HORMIGÓN y acero

nº 213

Tercer trimestre de 1999

ache
GEHO - ATEP

Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 04/12/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Foto de portada: Puente de Ting Kau, Hong Kong

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
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
GONZÁLEZ VALLE, Enrique
JÓDAR MARTÍNEZ, Juan
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
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/ Miguel Hernandez, 50 - MADRID

HORMIGÓN y acero

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

índice

Carta de despedida del Presidente 3
Carta del presentación del nuevo Presidente 5
Nota del editor 6

REALIZACIONES DE PUENTES

El Puente atirantado Ting Kau, Hong Kong 7-31
The Ting Kau cable stayed bridge, in Hong Kong
J. Ayala, R. Bergerman y M. Schlaich

Viaducto sobre el río Lambre 33-39
Roadway bridge over the river Lambre at Miño (A Coruña)
F. Millanes y L. Matute

Viaducto de Barbantes 41-47
Barbantes Viaduct
J.L. Álvarez, J.I. González Esteban y J.R. Jiménez Aguilar

Puente de ferrocarril en Teherán (Irán) 49-54
Railway bridge, at Tehran (Iran)
J.A. Llombart y J. Revoltós

REALIZACIONES EN EDIFICACION

Centro comercial Avenida de las Provincias. Fuenlabrada. Losas postesadas adherentes con vaina oval 55-61
Shopping Center at Las Provincias Avenue. Fuenlabrada (Madrid). Posttensioned slabs with bonded tendons oval sheath
H. Corres, J. Romo y J. Torrico

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

Influencia de la granulometría de los áridos en las características de los hormigones de alta resistencia 63-71
Influence of the aggregates grading in the high strength concrete properties
P. Serna, S.A. Yazzar y J.M. Martínez Melero

Fabricación de hormigón de alta resistencia con árido calizo. Experiencias del País Vasco. 73-83
High strength concrete manufacturing with limestone aggregates. Experiences in the Basque Country .....
A. Etxebarria, J.L. Ramírez, J.I. Urreta y J. Gorbeña

Influencia del tipo de hormigón y de acero en las cuantías de materiales obtenidas en el proyecto de estructuras de edificios de hormigón armado con forjado unidireccional 85-100
Influence of concrete type and steel type on the materials ratio obtained in the ones way slab concrete building structures project.
J. Gómez Hermoso y J. Fernández Gómez

Control del proceso de lanzamiento de vigas en viaductos de pilas esbeltas . 101-110
Control of spanwise construction with stepping formwork equipment in precast bridges over slender piers
J. Pascual y F. Millanes

NORMATIVA

El proyecto de puentes de hormigón: Normativa española y Eurocódigo 111-116
Concrete bridge design: spanish codes and eurocode 2
J.M. Arrieta y A.J. Madrid

COMENTARIOS A LOS ARTICULOS PUBLICADOS 117-118

RINCÓN DE ACHE

Reseña del I Congreso de ACHE 119
Comisión C1 "Proyecto" 121

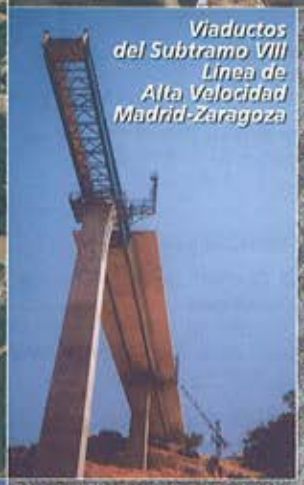
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Estructuras

- Puentes y Viaductos
- Edificación Industrial
- Estructuras Singulares
- Torres de Telecomunicación

Puente de Ting-Kau y Viaductos de acceso. Hong-Kong

Torre de Comunicaciones de Collserola. Barcelona



Viaductos del Subtramo VIII Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza

Viaducto de Miraflores. Bilbao

Puente sobre la Nacional IV. Madrid

Museo de Las Ciencias. Valencia

Hangar nº 6 de Iberia, Barajas. Madrid

TECNOLOGIA
EXPERIENCIA
CALIDAD

En todas nuestras realizaciones

necso

entrecanales cubiertas

www. necso. es

una compañía **acciona**

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Carta de despedida

Estimados asociados a ACHE:

En la Asamblea que tuvo lugar el pasado 17 de noviembre, durante el Congreso Trienal de nuestra Asociación celebrado en Sevilla, fueron elegidos los miembros del Consejo de la Asociación, máximo órgano de gobierno de ACHE. El Consejo elegido celebró su primera reunión el día 30 de noviembre, y en ella se procedió a la elección de los cargos, habiendo resultado elegido como presidente el Prof. José Calavera Ruiz, y en consecuencia correspondiéndome cesar como Presidente.

La Asociación ha culminado su período transitorio, y los esfuerzos desarrollados por la Comisión Gestora, que ha pilotado la transición hacia la nueva vida de nuestra Asociación, se han visto recompensados con el fruto de lo que hoy es la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural: la unión de todas las personas, empresas y organismos que como miembros componen su colectivo, aunando los potenciales de lo que hasta estos momentos habían sido los de ATEP y GEHO.

Mi despedida como Presidente de ACHE no puede ser de otra forma que la de mostrar mi agradecimiento a todos los que me han ayudado durante el período transitorio.

Vaya en primer lugar mi agradecimiento a los miembros de los Órganos de Gobierno de ATEP y GEHO, quienes con su elección unánime me hicieron el honor de poder presidir la etapa transitoria de nuestra Asociación. En segundo lugar mi agradecimiento para los miembros componentes de la Comisión Gestora, los cuales no han regateado esfuerzo y dedicación para poder alcanzar los objetivos planteados para esta etapa, y muy especialmente a los Vicepresidentes, Álvaro García Meseguer y Florencio Jesús del Pozo, y al Secretario, Javier León, como miembros de la Comisión Delegada, por su generosidad sin límites en las dedicaciones y en el apoyo a la presidencia. En tercer lugar no puede faltar mi agradecimiento a los Presidentes de Comisiones, Director de la Revista y Presidente del Comité de Eventos Técnicos. Gracias a todos ellos la vida de la Asociación ha sido fructífera durante este período: se ha consolidado la estructura de Comisiones y Grupos de Trabajo con resultados palpables; se ha dado un nuevo enfoque para una nueva etapa, que se aventura como muy prometedora, de nuestra Revista Hormigón y Acero y se organizó y realizó un Congreso Trienal que en función de sus resultados puede calificarse de brillante. Y por último quiero asimismo agradecer los esfuerzos y el apoyo del personal de las secretarías, técnica y administrativa, de la Asociación en este período.

Merece mi reconocimiento todo el colectivo de la Asociación que, de forma directa participando en los trabajos o de forma indirecta cooperando en su condición de miembros personales, colectivos, protectores o patrocinadores, contribuyen a que ACHE tenga razón de ser y presencia entre la comunidad técnica de nuestro país.

El nuevo período comienza con excelentes augurios simbolizados en la relevante persona de nuestro nuevo Presidente, el Prof. José Calavera, quien ha aceptado la presidencia ante la decisión unánime de los miembros del Consejo votándole como Presidente. Estoy seguro que se encontrará apoyado, en todo momento, por los miembros de unos Órganos de Gobierno y Órganos de Trabajo que le prestarán toda la ayuda necesaria, tal y como lo han hecho conmigo.

Reiterando el agradecimiento a todos los que me habéis ayudado y pidiendo disculpas por lo que durante este período no hayamos podido o sabido culminar de forma más eficaz, ya que habrá sido debido más a limitaciones personales propias que a la falta de colaboración y ayuda, que sepáis que, tanto la Asociación como todos vosotros, me tenéis a vuestra entera disposición.

Fdo. Enrique González Valle
Ex-Presidente de ACHE

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Freyssinet S.A. C/ Melchor Fernández Almagro, 23 - 28029 MADRID. Tel.: 91 323 95 50 - Fax: 91 323 95 51
Delegaciones: BARCELONA, CORDOBA, VALENCIA, VIZCAYA

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Carta de presentación del nuevo presidente

Queridos miembros:

Al hacerme cargo de la Presidencia de nuestra Asociación, deseo ante todo agradecer al anterior Consejo y en particular a su Presidente, Enrique González Valle, su eficacia en la operación de fusión GEHO-ATEP y su acierto en la gestión de la Asociación durante su mandato. Una prueba final pero muy elocuente ha sido la excelente organización y el nivel alcanzado en el reciente Congreso celebrado en Sevilla.

A mis compañeros del nuevo Consejo debo agradecerles su confianza al elegirme para Presidente, y la colaboración que me consta van a prestar para el desarrollo de esta nueva etapa.

En nuestros primeros contactos hemos analizado los pasos inmediatos que parece lógico abordar en el futuro y que sucintamente son los siguientes:

- Mantener las líneas que han conducido a ACHE a su actual situación de punto de encuentro y de colaboración de todas las personas que en nuestro país están interesadas en el desarrollo del Hormigón Estructural y mantener también una presencia amplia y activa en la Fédération Internationale du Béton (fib).

- Prestar la máxima colaboración a la coordinación y estímulo de todas las actividades de nuestro campo.

- Fomentar decididamente la presencia activa de los Miembros en la Asociación mediante la propia Revista —hoy una realidad claramente lograda— y la organización de actos y reuniones de diversos alcances y contenidos.

- Integrar en la Asociación a personas de todos los sectores y profesiones que trabajan en los variados campos que el Hormigón Estructural encierra —el Proyecto, el Cálculo, los Materiales, la Ejecución, la Garantía de Calidad, la Normalización y la Investigación— base y raíz de todo lo anterior.

Pedimos vuestra colaboración, y de antemano contamos con ella.

Quiero terminar dirigiéndome a los más jóvenes: los recién graduados y los estudiantes de últimos años de las carreras técnicas. Uno de los fines de la Asociación, y precisamente uno de los más importantes, es integrarles en ACHE, ayudarles en su formación y orientación y aprovechar el enorme potencial que ellos representan. ACHE, siempre permeable y siempre abierta a todos, lo está especialmente a ellos.

Un cordial saludo,

Fdo. *José Calavera Ruiz*
Presiente de ACHE

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

NOTA DEL EDITOR

El pasado día 12 de octubre, en la Sesión de Apertura del Symposium Internacional de la Federación Internacional del Hormigón (FIB) celebrado en Praga, le fue entregada la Medalla de dicha Federación Internacional al Profesor José Calavera.

El Profesor Calavera es una personalidad conocida internacionalmente por sus aportaciones al desarrollo del hormigón estructural, en particular en los campos del Control de Calidad y de los estudios de Patología estructural. Es autor de numerosas investigaciones y de once libros sobre temas de Cálculo de Hormigón Estructural, Detalles Constructivos, Control de Calidad y Patología Estructural.

El Profesor Calavera es Presidente del Instituto de Materiales y Construcciones (INTEMAC) y Catedrático de Edificación y Prefabricación en la Escuela de Ingenieros de Caminos en la Universidad Politécnica de Madrid.

Ha recibido numerosas recompensas internacionales, entre ellas, fue elegido Fellow del American Concrete Institute (ACI), Profesor Honorario de la Universidad de Santiago de Chile, Doctor «Honoris Causa» de la Universidad de Valencia, Medalla Institucional de la Universidad Lisandro Alvarado de Venezuela y Medalla «Eduardo Torroja».

La Fédération Internationale du Béton (FIB), agrupa a Técnicos, Instituciones y Empresas de todo el mundo, interesados en el desarrollo de la tecnología del hormigón.

La Medalla FIB se entrega en los Symposiums Internacionales que cada tres años organiza la Federación Internacional y se otorga a figuras que han destacado internacionalmente por sus aportaciones al desarrollo de las estructuras de hormigón.

Nuestra más cordial enhorabuena a nuestro actual Presidente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El puente atirantado Ting Kau, Hong Kong

Ting Kau cable stayed bridge, Hong Kong

Javier Ayala
Necso Entrecanales Cubiertas, S.A.

Rudolf Bergermann, Mike Schlaich
Schlaich Bergermann und Partner
www.sbp.de

RESUMEN

El puente Ting Kau, en Hong Kong, es uno de los pocos puentes atirantados multivano existentes, y con 1177 m de longitud de tablero soportado por cables, uno de los puentes atirantados más largos en el mundo. Es uno de los tres puentes de gran luz que conectan el nuevo aeropuerto de Chep Lak Kok, localizado en la isla de Lantau, con la ciudad y el continente.

La principal singularidad del puente radica en sus dos vanos centrales, con la disposición de cables de estabilización longitudinal de la pila central. Otra singularidad la proporcionan los cables de estabilización transversal de las tres pilas, que les dan una similitud con mástiles de velero.

El concurso de Proyecto y Construcción fue adjudicado en Agosto de 1994, abriéndose el puente al tráfico en Mayo de 1998. En el artículo se describen la concepción y diseño estructural, así como la metodología de construcción.

1. INTRODUCCION

A principios de 1994 el Departamento de Carreteras del Gobierno de Hong Kong sacó a concurso internacional de proyecto y construcción un puente atirantado. Había que cruzar los 900 m del "Rambler Channel", una de las entradas principales al puerto de contenedores de Hong Kong, con un total de 6 carriles y 2 arcenes utilizables como carriles de emergencia. Además del puente principal había que ofertar viaductos de acceso y la conexión a las carreteras existentes. Un consorcio internacional de cinco empresas constructoras, entre las que se encontraban las posteriormente fusionadas Entrecanales y Cubiertas, ganó este concurso con el diseño de Schlaich Bergermann und Partner y firmó el contrato en Agosto del año 1994.

El puente Ting Kau, de 1.177 m de longitud, se inauguró el día 5 de Mayo de 1998, después de solo 44 meses para el proyecto y la construcción, justo a tiempo para la inauguración del nuevo aeropuerto de Chep Lak Kok, situado en la isla de Lantau, unos 40 km fuera de la ciudad (Fig.1). Es uno de los 3 puentes de grandes dimensiones que conectan el aeropuerto con tierra firme. Mientras los otros dos, el puente colgante Tsing Ma y el puente atirantado Kap Shui

SUMMARY

The Ting Kau Bridge in Hong Kong is one of the few multi-span cable stayed bridges ever built and, with 1,177 m of cable supported deck, it is also one of the longest cable stayed bridges in the world. It is also one of the trio of long span bridges which connect Hong Kong's new Chep Lak Kok Airport, located on Lantau island, to the city and the mainland.

The unusual feature of the bridge is highlighted by its two adjacent main spans with the longitudinal stabilizing cables of the main tower. With further stabilizing cables in the transverse direction, the three towers of the bridge appear like masts of a sailing boat.

The "Design and Build" contract for the Ting Kau Bridge was awarded in August 1994 and the bridge was opened to traffic in May 1998. The conceptual and structural designs of the structure, as well as the construction methodology, are presented here.

1. PREAMBLE

Starting in 1994 the Hong Kong Highways Department solicited an

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 1. Vista general del puente.
Figure 1. General view of the bridge

international bid for design and construction of a cable stayed bridge. The 900 m of the Rambler Channel, one of the main entrances to the Hong Kong container port, should be crossed with a total of 6 traffic lanes and 2 hard shoulders, which could be used as emergency lanes. In addition to the main bridge, approach viaducts and highway interchanges were included in the tender. An international joint venture of five construction companies, with the latter joined Entrecanales and Cubiertas among them, won the tender award with the design of Schlaich Bergermann und Partner and signed the contract on August 1994.

The 1,177 m long Ting Kau Bridge was opened on May 5th, 1998 only after 44 months time for design and construction. This was just in time for the opening of the new Chep Lak Kok Airport, located in Lantau Island about 40 km away from the city (Fig. 1). It is one of the trio of long span bridges which connect the airport with the mainland. While the other two, the Tsing Ma cable suspension bridge and the Kap Shui Mun cable stayed bridge, also carry railway traffic, the Ting Kau Bridge only carries highway traffic so it is more slender than its two neighbors.

The design of this multi-span bridge, with minimum depth deck divided in two parts, 4 planes of cables and slender masts of aerodynamic shape, shows the intention to combine beauty and economy, slenderness and stability.

The conceptual design and its requirements are described in detail in Chapter 2. The structural design is presented in Chapter 3 and the structural analysis is explained in Chapter 4. The most important loading case in Hong Kong is the typhoon wind, therefore please refer to Chapter 5 on aerodynamics. The bridge construction methodology is described in Chapter 6. Finally, Chapter 7 includes statistical data, material quantities and list of participants.

2. THE CONCEPTUAL DESIGN

2.1. Functional and construction requirements

The study of the specifications prepared by the client clearly showed what three criteria, which are typical for Hong Kong, would be the leading factors for the design thereof:

a) The terrain. The topography and dimensions of the Rambler Channel, with its 900 m width, as well as the existence of a sea bed promontory, which follows directly to the structural type of bridge.

b) The wind loads. The extreme wind loads caused by typhoons that could reach Hong Kong determined the shape of the masts.

c) The opening date. There was very short time available for design and

Mun, tienen que soportar también tráfico ferroviario, el puente Ting Kau es solo para tráfico de carretera y por lo tanto resulta mucho más esbelto que sus dos vecinos.

El diseño de este puente multivano, con un tablero de canto estricto dividido en dos partes, 4 planos de cables y mástiles esbeltos de secciones aerodinámicas, es el intento de combinar economía y belleza, esbeltez y estabilidad.

En el apartado 2 se describe en detalle el desarrollo del diseño conceptual y sus condicionantes. En el apartado 3 se presenta el diseño estructural y en el apartado 4 se informa sobre el análisis de la estructura. La hipótesis de carga más importante en Hong Kong es el viento causado por tifones, por esto el apartado 5 está dedicado a la aerodinámica. La metodología de construcción del puente se describe en el apartado 6 y en el apartado 7 se incluyen datos estadísticos, cuantías de materiales y entidades participantes.

2. EL DISEÑO CONCEPTUAL

2.1. Condicionantes funcionales y constructivos

El estudio de las especificaciones preparadas por el cliente dejó claro que tres criterios, típicos para Hong Kong, iban a gobernar el diseño:

a. El terreno. La topografía y las dimensiones del Rambler Channel, con sus 900 m de anchura, así como la existencia de un promontorio bajo el agua llevaron directamente al tipo estructural del puente.
b. Las cargas de viento. Las cargas extremas de viento causadas por los tifones que pueden azotar Hong Kong definieron la forma de los mástiles.
c. La fecha de inauguración. Había muy poco tiempo para el proyecto y la construcción, un hecho que condicionaba muchos componentes del diseño, especialmente el tablero.

a. El terreno

El puente debía cruzar el Rambler Channel desde el lado de Ting Kau, en tierra firme, hasta la isla de Tsing Yi (Fig.2). La mayor parte del canal había

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

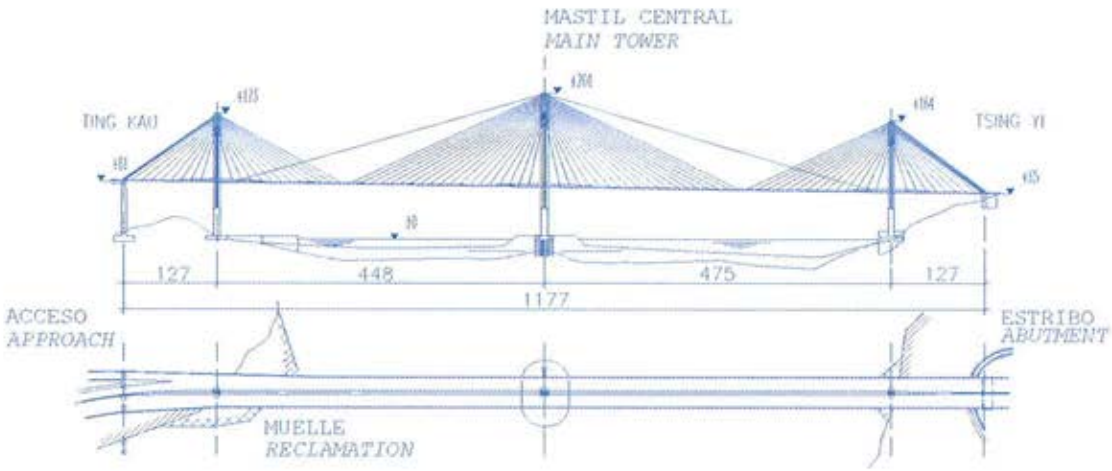


Figura 2. Alzado y planta con dimensiones principales.
Figure 2. Elevation and plan with main dimensions.

que cruzarlo sin soportes en el agua, para dejarlo libre para la navegación. En el canal, debajo de una capa de fango parcialmente contaminado de unos 15 m de espesor, se encuentra roca portante a una profundidad media de 30 m. Debido al intenso trafico marítimo, cualquier pila en el agua tenía que estar protegida por islas artificiales que pudiesen resistir choques de barcos de hasta 220000 tn de peso muerto. Este tipo de isla es costoso y en consecuencia exigía minimizar el número de soportes en el agua.

Comparando diferentes alternativas tipológicas se descartó enseguida la propuesta oficial del cliente (Fig.3a), un puente atirantado convencional, debido

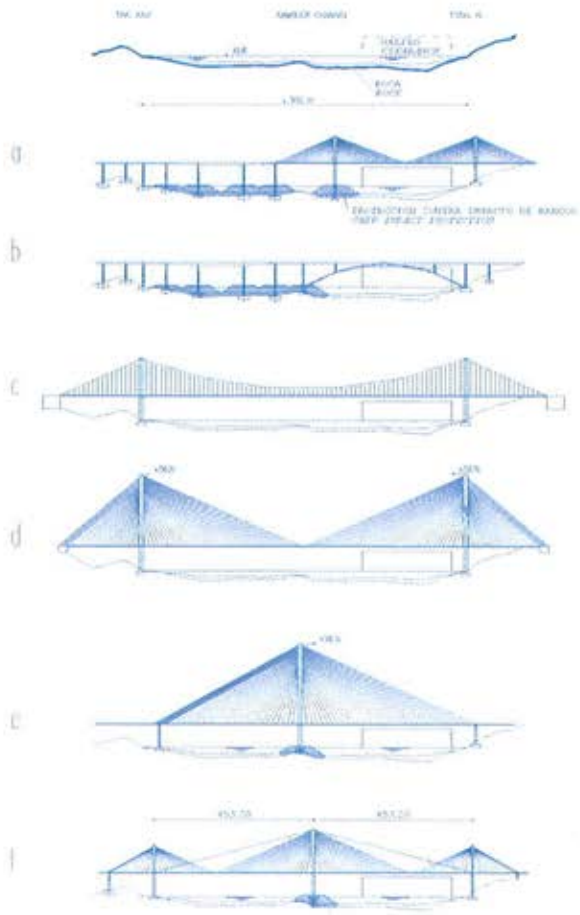


Figura 3. Alzado para diferentes alternativas.
Figure 3. Elevation for different alternatives.

construction, a matter that conditioned many design components, specially the deck.

a) The terrain

The bridge should cross the Rambler Channel from the mainland Ting Kau side up to the Tsing Yi Island (Fig. 2). Most of the channel should be crossed without supports in the water to provide clearance for navigation. In the channel, below a partially contaminated mud layer of about 15 m depth, the rock bed can be found at an average depth of 30 m. Due to the intensive maritime traffic, any pier in the water should be protected by man-made islands capable to resist impacts of ships of up to 220,000 tn dead weight. This type of island is expensive. Therefore the number of supports in water should be minimum.

Comparing different typological alternatives, the official proposal of the client (Fig. 3a), a conventional cable stayed bridge, was immediately discarded because of the large number of piers in water. Likewise, an arch solution (Fig. 3b) was discarded for interference with the navigation clearance and for horizontal reaction in the left arch foundation. The solution (c), a cable supported bridge, has the advantage of crossing the channel without any pier in the water. Nevertheless, on a comparative basis it would be too expensive because, with this span length, a cable supported bridge can not yet develop its economical advantages. The cable erection and the large counterweights are

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

too expensive. Furthermore, the new bridge should be seen in the neighboring Tsing Ma Bridge context. By building another cable supported bridge in that place would be boring. A different type of bridge could improve the landscape. A conventional cable stayed bridge of 900 m span would be a world record but clearly expensive. Up to the present, only the Tatara Bridge in Japan, with 890 m span, is close to that length. A bridge like (e) would not be acceptable. With a minimum cable inclination of 25o the tower would be more than 300 m high. This is not only completely out of scale but also not allowed near the airport.

A multi-span cable stayed bridge like (f) with a main tower and two lateral towers was then the solution (3 of 7 finalist competitors opted for this alternative). With the cost of only one pier in water, the range of economic span lengths for cable stayed bridges, of about 400 m, could be reached. Moreover, moving the main tower slightly to the left of the seabed promontory would provide advantages. By placing the main tower over the promontory, the size of the man-made island for ship impact protection would be reduced, and the two main spans would be non-symmetrical. The final design has two main spans of 475 m and 448 m length and two 127 m lateral spans. This structural type, the multi-span cable stayed bridge, requires special measures to stabilize the main tower (see Chapter 2.2).

b) The wind

Regularly Hong Kong is reached by typhoons, which cause extensive damage. That is the reason of the specifications requiring aerodynamic stability of the bridge for wind speeds of up to 95 m/s. Wind was the most important loading case for the bridge. The maximum priority was to minimize these loads. Slender masts in place of standard pylons should be used.

There is a large number of possible pylon and mast types for cable stayed bridges (Fig. 4, nrs. 1 to 7). But only

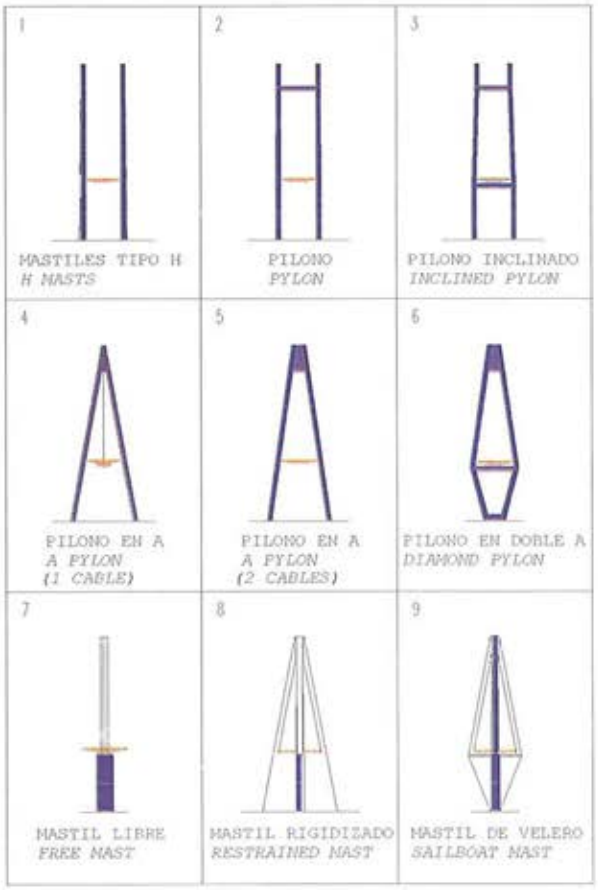


Figura 4. Tipos de pila.
Figure 4. Tower types.

al gran número de pilas en el agua. Asimismo se descartó la solución arco (Fig.3b) porque interfiere el gálibo de navegación y porque no se puede recoger el empuje horizontal de su arranque izquierdo. La solución (c) un puente colgante, tiene la ventaja de poder cruzar el canal sin ninguna pila en el agua. Sin embargo, comparativamente hubiera sido demasiado caro, porque con esta luz un puente colgante todavía no puede desarrollar sus ventajas económicas. El devanado de los cables y los grandes contrapesos son demasiado costosos. Además había que ver el nuevo puente en el contexto del puente vecino Tsing Ma. Construir en este sitio otro puente colgante hubiera sido monótono, mientras un tipo diferente podría enriquecer el ambiente. Un puente atirantado convencional de 900 m de luz hubiera sido un nuevo récord del mundo, pero claramente sería caro. Hoy en día solamente el puente de Tatara en Japón, con 890 m de luz, llega casi a esta marca. Un puente como en (e) no sería aceptable. Con una inclinación mínima de los cables de 25° hubiera salido una pila de más de 300 m de altura. Esto no solamente está completamente fuera de escala, sino también prohibido en las cercanías del aeropuerto.

Un puente atirantado multivano como (f) con una pila central y dos pilas laterales era entonces una solución obvia (de hecho 3 de los 7 competidores finalistas optaron por esta solución). Con el coste de una sola pila en el agua se llegaba otra vez al rango de luces económicas para puentes atirantados, de alrededor de 400 m. Además, moviendo la pila central un poco hacia la izquierda, se podía aprovechar el promontorio submarino. Colocando la pila central sobre el promontorio se reducía al mínimo el tamaño de la isla artificial de defensa contra impacto de barcos, aunque resultando un puente con vanos principales asimétricos. El diseño final tiene dos vanos principales de 475 m y 448 m de luz y dos vanos laterales de 127 m cada uno. Este tipo estructural, el puente atirantado multivano, exige medidas especiales para estabilizar la pila central (véase el apartado 2.2).

b. El viento

Regularmente Hong Kong se ve azotado por tifones, que causan grandes daños. Por esto las especificaciones exi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

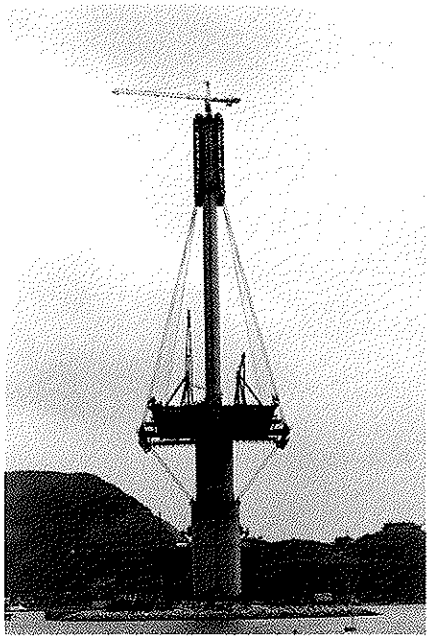


Figura 5. Mástil central.
Figure 5. Main mast.

gían la estabilidad aerodinámica del puente para velocidades de viento de hasta 95 m/s. El viento era la hipótesis de carga más importante para el puente y minimizar estas cargas tenía prioridad máxima. Había que conseguir mástiles esbeltos en lugar de los pilonos que se usan normalmente.

Existe un gran número de posibles tipos de pilonos y mástiles para puentes atirantados (Fig. 4, núms. 1 al 7). Para el puente de Ting Kau, sin embargo, cabían solamente los mástiles con poca resistencia al viento (Fig.4, núms. 8 y 9).

Para reducir la resistencia al viento también el tablero de 40 m de ancho debía ser muy esbelto. Se separó en dos partes y se colgó de 4 planos de cables. Así el tablero tiene luces transversales pequeñas y por lo tanto vigas transversales de poco canto y peso propio reducido. Además el tablero separado es idóneo para mástiles individuales y esbeltos, porque así la separación puede ser reducida. Las secciones transversales de los mástiles se redondearon para disminuir aún más la resistencia al viento.

En la dirección longitudinal los mástiles están estabilizados por los cables del tablero. En la dirección transversal las secciones de 5.5 m de ancho no serían capaces de resistir sin la ayuda de cables estabilizadores transversales, como los que se usan en los mástiles de veleros. Cables transversales con contrapesos en el mar (Fig.4, núm. 8) se descartaron debido a la necesidad de protegerlos costosamente contra choque de barcos. Tampoco se podían anclar cables transversales en la base del mástil (Fig.4, núm. 9) debido a requerimientos de gálibo de navegación. Por estas razones, la versión final del mástil tiene cables transversales que se anclan a una altura de 42 m en su fuste (Fig. 5). La parte más baja no está estabilizada, por lo que tiene una sección muy potente. La sección más alta, desde los 71 m hasta los 201 m, es la más esbelta. El tablero está coaccionado horizontalmente por el mástil e introduce cargas horizontales. Por esto, la sección intermedia, desde los 42 m hasta los 71 m, altura a la que se sitúa el tablero, es más potente que la sección superior.

c. *El plazo para la construcción*

El plazo para proyectar y construir el puente era muy corto. Tenía que estar terminado antes de la inauguración del nuevo aeropuerto, lo que finalmente llevó a 44 meses para su proyecto y construcción. Este plazo hay que compararlo con 53 meses que había para el puente atirantado Kap Shui Mun, que aún siendo más pequeño tenía un presupuesto de contrato parecido. El puente colgante Tsing Ma, que naturalmente es bastante más grande, tenía 60 meses solo para la construcción [1]. Por esto permitir la construcción en un tiempo reducido era el tercer criterio principal para el diseño.

La decisión más importante era la selección de un tablero mixto de hormigón y acero. Este tipo de tablero para puentes atirantados lo introdujo el segundo autor junto con F. Leonhardt y J. Schlaich ya a principios de los años 70 [2]. Los tableros mixtos se usan cada vez más en el rango de luces de 350 m hasta 600 m. Mundialmente ya se han construido más de 30 puentes con este tipo de tablero [3]. La losa de hormigón garantiza una superficie portante muy robusta que está pretensada gratuitamente por las componentes horizontales de los cables. El emparrillado de vigas de acero primero sirve de cimbra para la losa de hormigón y la rigidiza luego cuando los dos actúan de forma compuesta. Comparado con un tablero de hormigón, el tablero mixto es más fácil de construir y, si se utilizan losas prefabricadas, se construye más rápido (Fig.6). Las juntas de hormigón in situ entre las losas prefabricadas garantizan

aerodynamic masts could be used for the Ting Kau Bridge (Fig. 4, nrs. 8 and 9).

The 40 m width deck should also be slender to reduce the wind forces. The deck was divided into two halves and supported on 4 planes of cables. Therefore the deck has small transverse spans and then transverse girders with small depths and reduced weight. Furthermore, the divided deck fits with the single slender masts causing the gap to be small. The mast cross sections were rounded to further reduce the wind forces.

The masts are stabilized in longitudinal direction by the deck cables. In transverse direction, the 5.5 m width sections would not be resistant enough unless there were transverse stabilizing cables, as used in sail boats. Transverse cables with sea counterweights (Fig. 4, nr. 8) were discarded because it was too expensive to protect them from ship impacts. Transverse cables anchored in the mast base (Fig. 4, nr. 9) could not be used because of navigation clearance requirements. These are the reasons why the final version of the mast has transverse cables anchored in the shaft at a height of 42 m (Fig. 5). The lowest part of the mast is not stabilized so it has a larger section. The most slender part of the mast is the highest section from 71 m up to 201 m. The deck is restrained horizontally by the mast, where horizontal loads are introduced. Therefore, the intermediate section where the deck is located (from 42 m up to 71 m height) is stronger than the upper section.

c) The time for construction

The time available to design and build the bridge was very limited. It should be finished before the opening of the new airport. Design and construction were finally completed after 44 months. This period of time can be compared with the time period of 53 months for Kap Shui Mun cable stayed bridge, which was smaller but of a similar contract budget. The Tsing Ma cable suspension bridge, which is obviously bigger, had a time period of 60 months only for construction [1]. Therefore the third main design criteria was to allow construction at a reduced period of time.

The most important decision was to select a concrete and steel composite

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

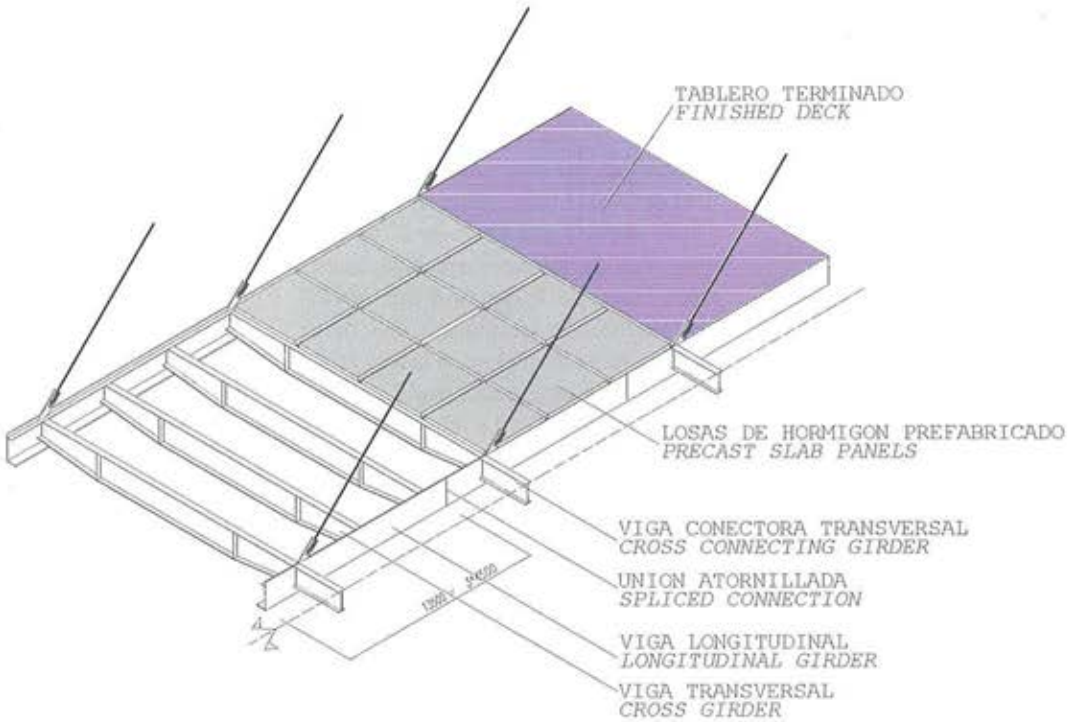


Figura 6. El tablero mixto (una calzada)
Figure 6. The composite deck (one carriageway)

deck. This type of deck was introduced for cable stayed bridges by the second author, together with F. Leonhardt and J. Schlaich, beginning in the 70's [2]. The composite decks are used even more for the span range from 350 m to 600 m. More than 30 bridges have already been built all around the world with this type of deck [3]. The concrete slab guarantees a stiff support surface gratuitously prestressed by the horizontal component of the cables. First of all the steel girder grid is used as falsework for the concrete slab and later provides stiffness when both work together. Compared with a concrete deck, the composite deck is easier to build and, when using precast slabs, it allows faster construction (Fig. 6). The cast in place construction joints between precast slabs guarantees continuity. Connectors are used for connection between concrete and steel. In slightly less than 4 months the deck length of 1,177 m, excluding starters, has been erected with this typology.

To accelerate, as much as possible, the construction process:

- *Cross sections were selected for the masts with constant dimensions by segments. This permitted the use of sliding formwork, obtaining advances of up to 4 m per day.*
- *Prefabricated steel heads were used for anchoring the cables in the masts in order to allow fabrication lapped with mast construction.*
- *4 cable planes were selected with many slight cables, easier for installation than larger cables.*

2.2. Multi-span cable stayed bridges

For a multi-span cable stayed bridge the main pylons or masts are not stabilized conveniently in the longitudinal direction. This is critical if the traffic loads are not compensated at both sides. For conventional single main span cable stayed bridges, the two lateral spans are shorter than main half span. The towers are stabilized in longitudinal direction by retaining cables, which connect them with the counterweights. Longitudinal stabilizing cables have been introduced in Ting Kau Bridge in order not to leave the main mast free. These cables substitute the retaining cables because one of both always stabilizes the mast when wind and non-symmetric traffic loads are acting (Fig. 7). The longitudinal stabilizing cables not only reduce a lot the deflections that would have a free mast, but also help to dampen the oscillations caused by the wind.

la continuidad y los conectores resuelven la conexión hormigón-acero. Con esta tipología los 1.177 m de tablero, salvo arranques, se han podido montar en poco más de 4 meses.

Para acelerar lo más posible el proceso constructivo se han:

- Elegido secciones para los mástiles de dimensiones constantes por tramos. Esto permitía el uso de encofrados deslizantes con los cuales se consiguió un avance de hasta 4 metros por día.
- Prefabricado las cabezas metálicas de anclaje de los cables en los mástiles, para poder fabricarlas durante la construcción de los mástiles.
- Seleccionado 4 planos de cables, lo que llevó a muchos cables ligeros, más fáciles de transportar, de manejar y de instalar que cables grandes y pesados.

2.2. Puentes atirantados multivano

En un puente atirantado multivano los pilonos o mástiles centrales no están convenientemente estabilizados en la dirección longitudinal. Esto es crítico especialmente si las sobrecargas de tráfico a ambos lados no están compensa-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

das. En puentes atirantados convencionales de un solo vano principal, los dos vanos laterales son más cortos que la mitad del vano principal, y las pilas se estabilizan en la dirección longitudinal mediante cables de retenida que las conectan con los contrapesos. Para no dejar el mástil central libre en el caso de Ting Kau se han introducido cables estabilizadores longitudinales. Estos tienen la función de cables de retenida, porque siempre uno de los dos está estabilizando el mástil cuando actúan cargas de viento y de tráfico asimétricas (Fig. 7). Los cables estabilizadores longitudinales no solamente reducen mucho las deflexiones que tendría un mástil libre, también sirven para amortiguar oscilaciones causadas por el viento.

Naturalmente existen alternativas a la solución elegida (Fig. 8). En principio sería posible dimensionar el mástil y el tablero para que el mástil pudiese aguantar sin cables estabilizadores (a). Esto, sin embargo, no corresponde a la idea del puente atirantado, que trabaja principalmente como celosía. Más bien la solución (a) se acerca a la viga continua con sección variable hacia arriba. También la solución (b), la rigidización a través de un pilono en forma de A, se ha propuesto ya. Para Ting Kau este tipo de pilono aumentaría mucho el tamaño de la isla artificial y por lo tanto se descartó. Las alternativas (c) hasta (e) muestran diferentes tipos de cables estabilizadores longitudinales, de los cuales se ha elegido (e) porque tiene ventajas de colocación y puede servir durante la construcción para estabilizar el mástil central. La tabla 1 enumera los pocos puentes atirantados multivano que los autores han encontrado.

Of course there are alternatives to the chosen solution (Fig. 8). Firstly mast and deck could be dimensioned to resist without stabilizing cables (a). Nevertheless, this is not in accordance with the cable stayed bridge concept to work mainly as truss. Solution (a) is closer to the continuous beam with variable section upwards. Also solution (b), A stiffening pylon, has been proposed previously. However for Ting Kau Bridge this type of pylon would greatly increase the size of the man-made island and therefore it was discarded. Alternatives (c) through (e) show different types of longitudinal stabilizing cables. Alternative (e) has been chosen because it has installation advantages and it can be used to stabilize the main mast during construction. Table 1 shows the few multi-span cable stayed bridges that the authors have found.

TABLA 1. Puentes atirantados multivano
TABLE 1. Multispan cable stayed bridges

Puente *Bridge*	Proyectista *Designer*	Año (construcción) *Year (construction)*	Vanos principales *Main spans*	Tipo *Type*	Referencia *Reference*
Maracaibo	Morandi	1958	5	b	[4]
La Arena	Arenas Pantaleon	1992	5	a	[5]
Mezcala	Comec	1993	2	a	[6]
Macao-Taipa	Martins/Schlaich Bergermann	1994	3	d	[7]
Ting Kau	Schlaich Bergermann	1998	2	e	

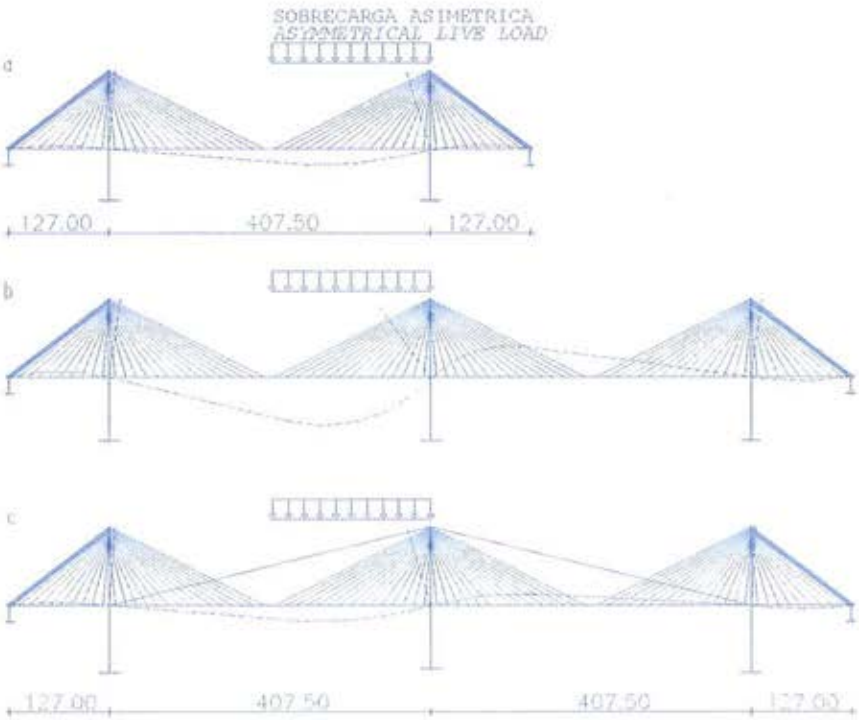


Figura 7. Efecto de los cables longitudinales de estabilización.
Figure 7. Effect of longitudinal stabilising cables

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

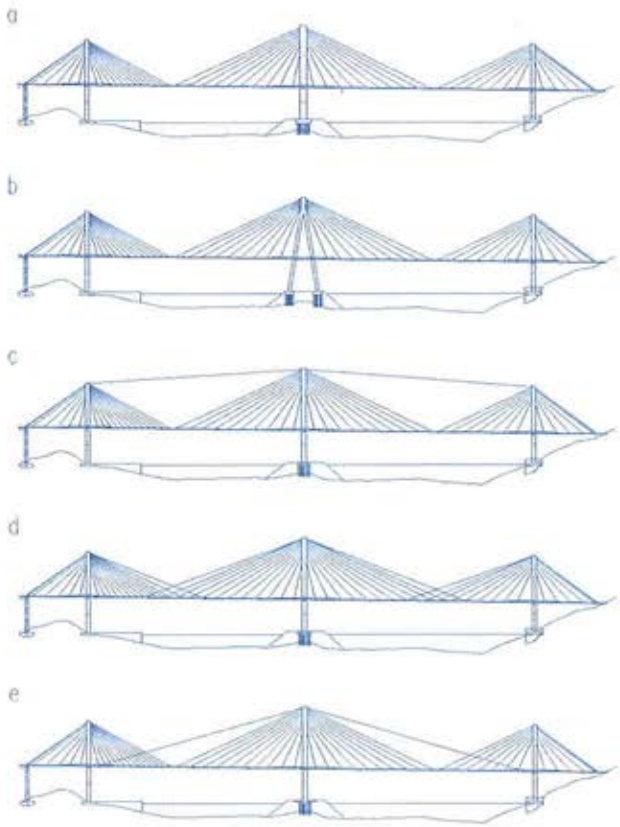


Figura 8. Alternativas para estabilización del mástil central.
Figure 8. Alternatives for stabilising the central mast.

2.3. Iluminación y color

Durante el proceso de diseño se han realizado intensos estudios cromáticos y de iluminación. Esto, hoy en día, se puede visualizar de forma muy realista mediante simulaciones por ordenador. Se decidió pintar todas las partes portantes de acero, es decir las cabezas metálicas, los anclajes de los cables en el tablero y las vigas longitudinales en "melon yellow". Esta decisión que en principio causó discusiones ahora convence al espectador. El amarillo anaranjado da un contraste muy agradable con el gris del hormigón y con el cielo, el cual en Hong Kong es gris con frecuencia también.

Hablando de la iluminación, se ha descartado a propósito iluminar los cables del tablero para evitar el carácter de "barco de fiesta". Sólo los cables estabilizadores transversales se iluminan con luz blanca para acentuarlos por la noche. Las vigas longitudinales del tablero, iluminadas nocturnamente en tono naranja, aparecen como líneas muy finas. El puente cambia visualmente su aspecto por la noche.

2.3. Lighting and color

Intensive cromatic and lighting studies have been carried out during the design process. This can be easily visualized today by computer simulation. It was decided to paint in melon yellow all visible structural steel elements: steel heads, deck cable anchorages and longitudinal girders. This decision caused controversy at first, but now convinces to the spectator. The melon yellow color provides a nice contrast with the gray color of concrete and the sky, which is usually also gray in Hong Kong.

Talking on lighting, to illuminate the deck cables has been discarded in order to avoid a holiday boat similarity. Only the transverse stabilizing cables have white lighting to distinguish them at night. The longitudinal deck girders, illuminated in orange by night, appear as very fine lines. The bridge changes its visual aspect by night.

2.4. Conclusión

El resultado del este proceso de diseño, que siguió estrechamente los condicionantes existentes, es una estructura de alto valor, estética y transparente, que económica y técnicamente podía convencer a los jueces de un concurso internacional.

2.4. Conclusion

The result of this design process, which strictly followed the client requirements, is a high value structure, stable and transparent, which could convince the judges of an international competition economically and technically.

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. Generalidades

El puente Ting Kau es un puente atirantado multivano con un doble tablero mixto de luces 127+448+475+127 metros. El tablero está colgado de tres mástiles monofuste, con un total de 384 cables dispuestos en cuatro planos. El dimensionamiento ha seguido el "Structures Design Manual" de Hong Kong, que usa como base la "British Standard 5400" (BS 5400).

3.2. Mástiles y cimentación

Los mástiles consisten en fustes de hormigón, vigas separadoras de acero para los cables estabilizadores transver-

3. STRUCTURAL DESIGN

3.1. Generalities

The Ting Kau Bridge is a multi-span cable stayed bridge with a double composite deck of 127+448+475+127 m spans. The deck hangs from three monoshaft masts, with a total of 384 cables arranged in four planes. The dimensioning has followed the Structures Design Manual of Hong Kong which is based on the British Standard 5400 (BS 5400).

3.2. Masts and foundation

The masts are composed of concrete shaft, steel struts for transverse stabilizing cables and prefabricated steel boxes (steel heads) for anchorage of deck cables at top. The hollow shaft, of concrete grade 60 (C50/60 approximately), have three sections of constant dimensions. It is accessible inside by

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

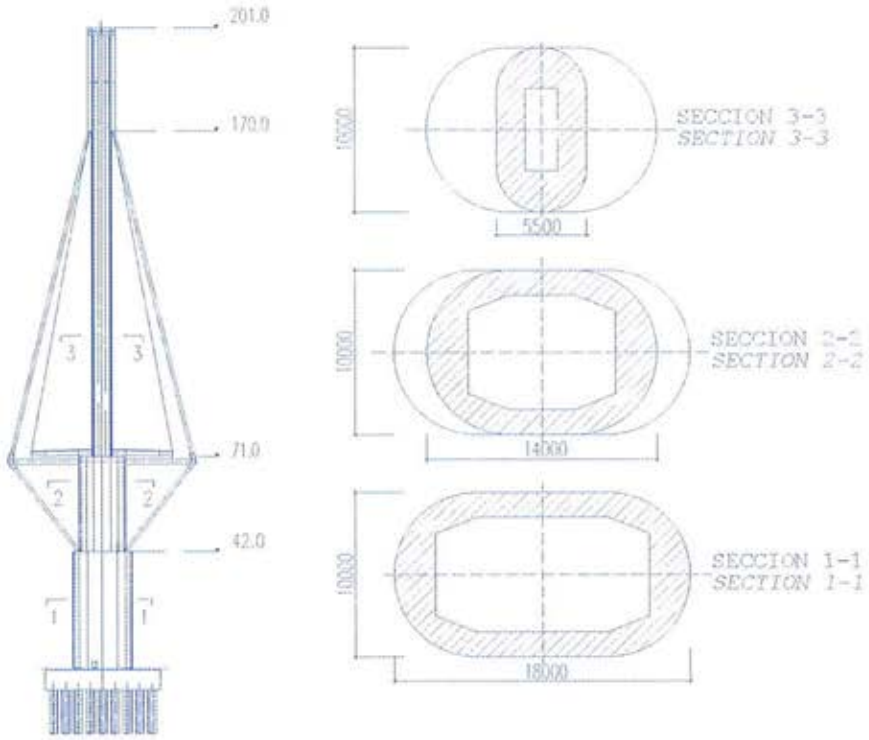


Figura 9. Mástil central, alzado y secciones.
Figure 9. Main mast, elevation and sections.

sales y cajas de acero prefabricadas (cabezas metálicas) para anclar los cables del tablero en lo alto de los mástiles. Las secciones huecas de los fustes de hormigón "grade 60" (aproximadamente un C50/60) tienen tres tramos de dimensiones constantes. Son accesibles por dentro por escaleras y ascensores hasta lo alto, debido a la conexión por fuera de las cabezas metálicas (Fig. 9). La sección inferior está armada con 6 capas de barras verticales de Ø50 mm de "grade 460" (aproximadamente un S500). El recubrimiento es de 70 mm en zonas de posible contacto con agua salada y de 50 mm en las zonas restantes. El número de capas se reduce hacia arriba hasta llegar a una sola capa en lo alto de los mástiles.

Vigas cajón metálicas de 22 m de longitud, de acero S355 JO, separan los cables estabilizadores transversales a la altura del tablero. Sus dimensiones varían entre 2x2 m en los cables y 3x2 m en el fuste, donde están fijadas al hormigón con barras de pretensado. No obstante, este pretensado es necesario solo durante la construcción, porque luego la conexión está siempre comprimida por las componentes horizontales de las fuerzas de los cables transversales. La idea inicial de apoyar el tablero directamente sobre estas vigas se descartó, debido a la incompatibilidad de sus movimientos verticales.

Cada uno de los tirantes transversales del mástil central consiste en 8 cables individuales, de los cuales cada uno está compuesto por 50 cordones de Ø0,6" de alambres de resistencia 1770 N/mm². Los cables están tesados al 50% de su carga máxima, así que bajo cargas de viento mayoradas los cables en sotavento quedan descargados, mientras los cables en barlovento soportan doble carga. En este estado los cables todavía no han llegado a su máxima capacidad. Por razones de rígidez están un poco sobredimensionados.

La eficacia de los cables transversales depende naturalmente de su rígidez longitudinal, es decir del número de cordones, y del tamaño del brazo, es decir de la longitud de las vigas separadoras. Estudios comparativos han mostrado que, con las dimensiones elegidas, bajo viento transversal los momentos flectores en los fustes se reducen al 50% en comparación con un mástil sin cables transversales. Los cables transversales aumentan el axil en el fuste del mástil principal, de 400 MN aproximadamente, en un 10%. La sección de hormigón en general queda comprimida. Si bajo vientos extremos empieza a fisurar, los

ladders and lift until the top, because the steel heads are connected outwards (Fig. 9). The lower section is reinforced by 6 layers of vertical bars Ø 50 mm grade 460 (S500 approximately). The cover is 70 mm in the splash zone and 50 mm in other areas. With the mast height the number of layers is reduced to only one layer at the top.

Steel box girders S355 JO of 22 m length hold separated the transverse stabilizing cables at the deck height. Its dimensions vary between 2x2 m at cables and 3x2 m at shaft, where they are anchored to concrete by prestressing bars. Nevertheless, this prestressing is necessary only during construction, as later the connection is always under compression by the horizontal components of the transverse cables forces. The initial idea of bearing the deck directly on these beams was discarded because there was no compatibility of their vertical movements.

The transverse cables of the main mast are composed of 8 individual cables of 50 strands Ø 0.6" 1,770 N/mm² strength. The cables are stressed at 50% maximum load, therefore under factored wind loads the leeward cables have no tension while the windward cables resist double load. At that stage

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

the cables have not reached yet its maximum capacity. For reasons of stiffness the cables are rather overdimensioned.

The efficiency of the transverse cables depends obviously on their longitudinal stiffness, given by the number of strands and their inclination, which relates to the length of the struts. Comparative studies have shown that with the selected dimensions, the shaft bending moments under transverse wind are reduced to 50% of those in a mast without transverse cables. The transverse cables increase the axial load in the shaft of the main mast, which is approximately of 400 MN, by 10%. The concrete cross section is kept compressed. If it starts to crack under extreme winds, then the bending moments decrease down to 40% of those for the free mast.

Deck and transverse cables are anchored at the top of the masts in two large steel boxes placed both sides of the shaft. These steel boxes have a height of 30 m, measure 4x1.5 m in cross section and have a weight of 200 tn. The boxes connect directly into the steel the cable forces horizontal components. The vertical components are introduced in the concrete shaft by steel connectors and prestressed bars. The inclination of cables and lack of balance in longitudinal direction causes another horizontal force that must also be introduced in the concrete by prestressing. In order to study these connections, that is to visualize the flow of forces and to calculate the reinforcing for the introduction of the horizontal forces Hx, a strut and tie model has been used (Fig. 10). The forces Hx are introduced by ties (1) in the mast shaft, where they get in balance with the struts (2). The struts are equivalent to compressed concrete zones, which are supported by the ties (3) and (4). Afterwards prestressing bars (1') are placed to anchor the boxes. (3) and (4) result in U prestressing cables (3') and prestressing bars (4').

The main mast is bearing on 52 big piles 2.5 m diameter, which are embedded in a concrete pile cap of 5800 m³. The sand of the man-made island protects the mast against ship impacts and provides stability and stiffness to the 27 m length piles against horizontal loads and buckling. The piles are bearing on rock with strength of 5 MPa. The lateral masts, abutment and approach viaduct transition pier are bearing directly on rock by pad footings.

3.3. Cables and deck

The partition of the deck requires a support of 4 cable planes. The cables are anchored directly on the longitudinal steel girders at 13.5 m spacing (Fig. 11). The anchorages are placed above the deck what means easy maintenance access. The cables are stressed from the steel heads, which are located at the mast top. Because of the large number of cables, they are relatively light and manageable. They are composed of 17 to 58 strands Ø 0.6" 1,770 N/mm² strength. They have a triple anticorrosive protection: waxed galvanized strands protected by a polietilene extrusion, and introduced in high density polietilene (HDPE) pipes.

The composite deck is divided into two parts with a 5.2 m gap between them. Each part is usually 18.77 m wide in order to locate 3 traffic and 1 emergency lanes (Fig. 12). At the Ting Kau side, both parts of the deck increase their width up to 30 m. Every 13.5 m of anchorage spacing, both parts of deck are connected by steel cross girders. The steel grids, which support the concrete slabs, are composed of L longitudinal girders and I cross girders every 4.5 m, both of S355 JO. The longitudinal girder depth is only 1.75 m. Lower wing dimensions vary between 50x600 and 90x800 mm. In general, welded grids 13.5 m long have been prefabricated. Later they were connected with prestressed high strength bolts (M30, 8.8 strength).

momentos flectores bajan aún más, hacia el 40% de los del mástil libre.

Los cables del tablero y los cables transversales están anclados en lo alto de los mástiles en dos grandes cajones metálicos colocados a ambos lados de la sección. Estos tienen hasta 30 m de altura, miden 4x1.5 m en sección y pesan hasta 200 tn. Las cajas conectan directamente en el acero las componentes horizontales de las cargas de los cables e introducen las componentes verticales al hormigón de los fustes a través de ménsulas metálicas y barras de pretensado. La inclinación de los cables y falta de equilibrio en la dirección longitudinal producen otras cargas horizontales que también hay que introducir al hormigón a través de barras de pretensado. Para el estudio de estas conexiones, por ejemplo para visualizar el flujo de las cargas y para el cálculo de la armadura por la introducción de las cargas horizontales H_x, se han utilizado modelos de bielas y tirantes (Fig. 10). Las cargas H_x se introducen por tirantes (1) en el fuste del mástil, donde se equilibran con las bielas (2). Las bielas equivalen a zonas comprimidas del hormigón, que se apoyan en los tirantes (3) y (4). De forma correspondiente se han colocado barras de pretensado (1') para anclar los cajones. (3) y (4) se convierten en cables de pretensado en forma de U (3') y barras de pretensado (4').

El mástil central esta cimentado sobre 52 grandes pilotes de 2.5 m de diámetro conectados en sus cabezas por un encepado de 5800 m³ de hormigón. La arena de la isla artificial protege el mástil con-

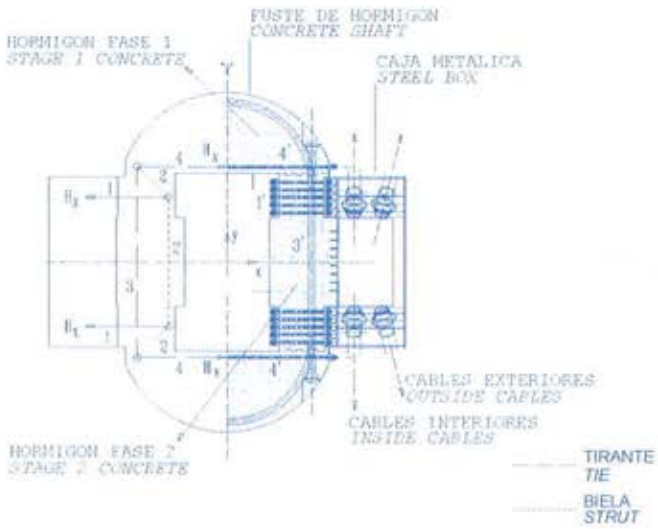


Figura 10. Conexión de la cabeza metálica: modelo de bielas y tirantes, disposición del pretensado
Figure 10. Steel head attachment: strut and tie model, prestressing layout.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 11. Anclajes de los cables en el tablero.
Figure 11. Cable anchorages on the deck.

tra impacto de barcos y proporciona estabilidad y rigidez a los pilotes, de aproximadamente 27 m de longitud, frente a cargas horizontales y pandeo. Los pilotes se apoyan sobre roca de una resistencia de 5 Mpa. Los mástiles laterales, estribo y pila de conexión con el viaducto de acceso están cimentados mediante zapatas directamente sobre la roca.

3.3. Cables y tablero

La partición del tablero requiere apoyarlo en 4 planos de cables. Los cables se anclan en intérvalos de 13.5 m directamente en las vigas metálicas longitudinales (Fig. 11). Los anclajes permiten colocar las cabezas de los cables encima del tablero, lo que facilita el acceso para el mantenimiento. Se tesan los cables desde las cabezas metálicas situadas en lo alto del mástil. Gracias al gran número de cables, éstos son relativamente ligeros y manejables. Están compuestos por entre 17 y 58 cordones de Ø0,6" de alambres de resistencia 1770 N/mm². Tienen una triple protección anticorrosiva: cordones protegidos por una capa de polietileno extruido sobre alambres galvanizados y encerados, introducidos en vainas protectoras de polietileno de alta densidad (HDPE).

El tablero mixto esta dividido en dos partes, con un espacio libre entre ellas de 5.2 m. Cada parte tiene generalmente 18.77 m de ancho para alojar tres carriles útiles y un carril de emergencia (Fig. 12). Hacia el lado de Ting Kau el ancho de cada parte del tablero se amplía hasta alcanzar unos 30 m. Cada 13.5 m, la distancia entre anclajes de cables, los dos tableros están conectados por vigas transversales metálicas. Los emparrillados metálicos, para apoyar la losas de hormigón, están formados por vigas longitudinales en forma de L y vigas transversales separadas 4.5 m en forma de I, ambas de acero S355 JO. El canto de las vigas longitudinales es de solo 1.75 m. Las dimensiones de sus alas inferiores varían entre 50x600 y 90x800 mm. En general se han prefabricado emparrillados soldados de 13.5 m de longitud, que luego se conectaron entre si con tornillos de alta resistencia (M30, resistencia 8.8) pretensados.

La losa del tablero se ha construido con placas prefabricadas de hormigón "grade 60" de 4.5x4.5 m de lado. Se apoyan entre dos vigas transversales y tienen normalmente un canto de 24 cm. Solo en la zona del mástil central se ha aumentado el canto hasta 30 cm. Las losas se han armado en la dirección longitudinal con barras de Ø20 mm arriba y abajo, y transversalmente con barras de Ø16 mm abajo y de Ø12 mm arriba.

En las juntas de hormigón in situ entre losas, las armaduras de estas se solapan (Fig. 13a y b). En las juntas había que colocar también los conectores (en el centro de vano de las vigas transversales 2 ó 3 pernos tipo Nelson de Ø19x150 mm; cerca de los apoyos conectores tipo bloque y gancho). En cada losa prefabricada se reforzaron 4 ganchos de armadura con chapas de acero, para conseguir apoyos rígidos durante la colocación de las losas sobre las vigas transversales. Se colocaron éstos sobre tochos de acero soldados al centro de las alas de las vigas transversales, para conseguir una introducción de cargas centrada (Fig. 13c).

Las juntas longitudinales están casi siempre comprimidas debido a la fle-

The deck slab has been built with grade 60 concrete precast slabs 4.5x4.5 m sides. They are supported on two cross girders and normally have a depth of 24 cm. Only at the main mast zone the depth increases up to 30 cm. The slabs have been reinforced in longitudinal direction with Ø 20 mm bars top and bottom and transversely with Ø 16 mm bars at bottom and Ø 12 mm at top.

At the cast in place construction joints, the slab reinforcement is lapped (Fig. 13a and b). The connectors should also be placed in the joints (2 or 3 Nelson studs Ø 19x150 mm at cross girder center; block and hook type connectors near the ends). Four reinforcing hooks were steel plate welded at every precast slab to work as rigid bearings during installation on top of cross girders. They were placed on top of steel blocks, which were welded at the center of the cross girder wings in order to center the loading (Fig. 13c).

Longitudinal joints are usually compressed due to cross girders bending. However, the transverse joints are exposed to tension for local and global deck bending. For permanent loads, because of the axial load introduced by the longitudinal stabilizing cables, these joints are compressed even at the center of the main spans. It was relatively easy to convince the checking engineer of the correct work and strength capacity of the reinforcing laps at joints. To check that the performance was satisfactory at service stage, testing was necessary. In case of a concentrated cracking between cast in place and precast slab concrete, it would be difficult to get crack widths under 0.25 mm as required by BS 5400. The testing demonstrated that more cracking is produced near the joint center, causing small crack spacing and then small crack widths.

It is a fact that some cable stayed bridges with composite deck have already been built with precast slabs. But the joint solutions for these bridges differ so much in detail that they could not be applied to Ting Kau Bridge. Three of these bridges are compared with Ting Kau Bridge on Table 2.

The deck is transversely restrained at both ends and the masts by vertical pot bearings. In longitudinal direction the deck is restrained only at the main mast by vertical pot bearings with a service

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

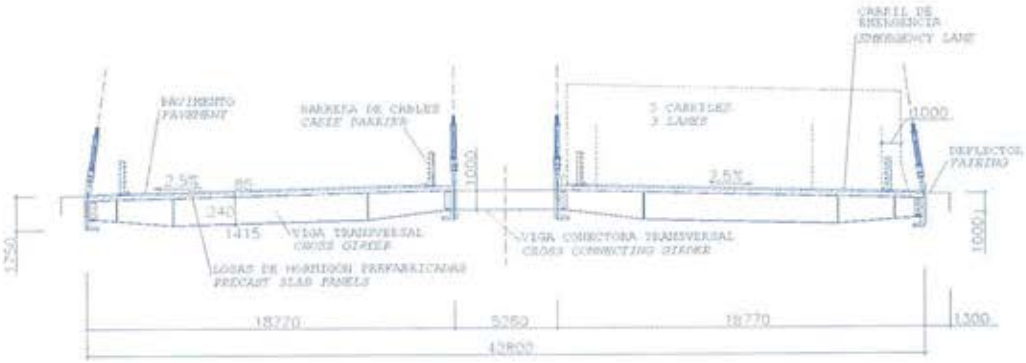


Figura 12. Sección transversal típica del tablero.
Figure 1. Typical cross section of deck.

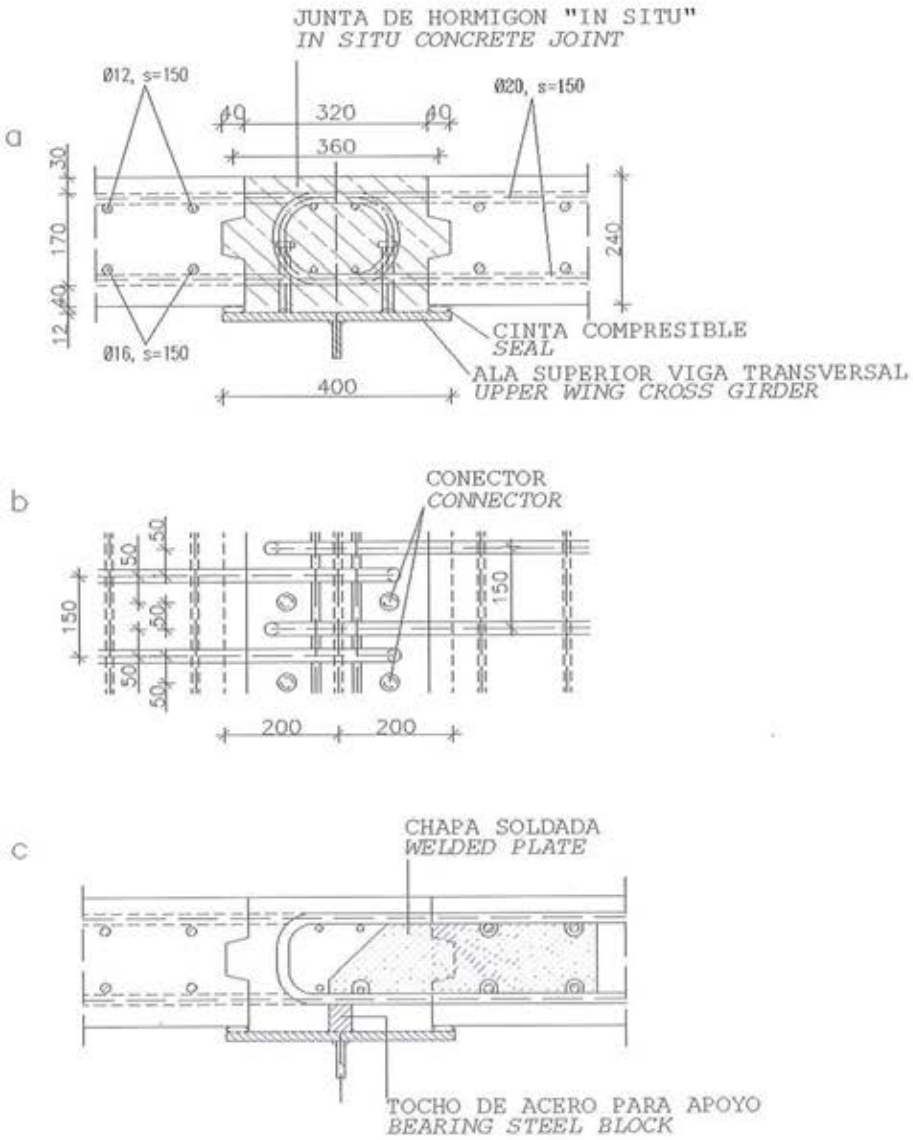


Figura 13. Junta entre paneles.
Figure 13. Panel joints.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 2. Puentes atirantados con tablero mixto de losas prefabricadas
TABLE 2. Cable stayed bridges with composite deck of precast slab panels

Puente Bridge	Luz/canto (losas) Span/depth (slabs) (m)	Espesor/material (pavimento) Thickness/material (pavement) (mm)	Ancho de junta Joint width (mm)	Hormigón Concrete [EC2]	Referencia Reference
Annacis	4.50 / 0.215	50 / Hormigón	450	C45/55	[8]
Baytown	5.00 / 0.200	100 / Hormigón	200 + cajetín	C40/50	[9]
Raippaluoto	4.67 / 0.263	95 / Asfalto	350	C40/50	[10]
Ting Kau	4.50 / 0.240	85 / Asfalto	360	C50/60	

xión de las vigas transversales. Las juntas transversales, sin embargo, están expuestas a las tensiones correspondientes a los momentos flectores locales y globales del tablero. Para cargas permanentes, debido a los axiles introducidos por los cables estabilizadores longitudinales, estas juntas están comprimidas incluso en los centros de los vanos principales. Era relativamente fácil convencer al ingeniero de chequeo del correcto trabajo del solape de las armaduras en las juntas y de su capacidad resistente. Para la comprobación de que el comportamiento era satisfactorio en el estado de servicio, sin embargo, hacía falta hacer ensayos. En caso de fisuración concentrada entre el hormigón in-situ y el hormigón de las losas, hubiera sido difícil llegar a anchuras de las fisuras por debajo de los 0.25 mm requeridos por la BS 5400. Con los ensayos, sin embargo, se pudo demostrar que se producen otras fisuras hacia el centro de la junta, lo que resultó en pequeñas separaciones entre fisuras y, por lo tanto, pequeños anchos de fisura.

De hecho ya se han construido algunos puentes atirantados con tableros mixtos construidos con losas prefabricadas. En los detalles, sin embargo, las soluciones de los otros puentes difieren tanto que no se podían utilizar para Ting Kau. En la tabla 2 se comparan tres de estos puentes con Ting Kau.

El tablero está coaccionado transversalmente en ambos extremos y en los mástiles por apoyos tipo "pot" verticales. En la dirección longitudinal el tablero está coaccionado solo en el mástil central por apoyos tipo "pot" verticales que resisten hasta 30000 kN de carga de servicio. En ambos extremos del tablero se han colocado juntas de dilatación tipo "lamela" (para +/-500 mm de movimiento la de estribo) y apoyos tipo biela para sujetar las componentes verticales de los cables de retenida del puente.

4. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

Como todos los puentes atirantados, el puente Ting Kau no ha requerido un modelo muy sofisticado para el análisis. Los esfuerzos se han obtenido con un modelo tridimensional teniendo en cuenta efectos de no-linealidad geométrica (Fig. 14). Solamente los cables estabilizadores longitudinales, muy largos, se han modelado con nudos intermedios para poder simular de forma realista su rigidez en función de su flecha. Para todos los otros cables se ha tomado un modulo de elasticidad reducido según la formula de Ernst.

Un análisis dinámico con este modelo ha mostrado frecuencias de f_b=0.13 Hz para el primer modo flector y f_t=0.41 Hz para el primer modo de torsión del tablero. Valores de f_t/f_b alrededor de 1 indican peligro de inestabilidad por flameo. El valor de 3.15 que se obtiene aquí es agradablemente alto y se puede explicar con el hecho de que los cables están acoplados en las cabezas de los mástiles, tal como se acoplan también en pilonos tipo A, en los que se obtienen asimismo buenos valores.

Los esfuerzos de los cables y la geometría del tablero se han ajustado para que bajo cargas permanentes el tablero funcione como una viga continua apoyada rígidamente en los puntos de anclaje de los cables. De esta forma se pueden evitar redistribuciones de los momentos flectores en el tablero debido a la fluencia del hormigón. Además, el uso de losas prefabricadas maduras – en el momento de colocación debían tener un mínimo de 6 meses de edad – aseguraba que la redistribución de cargas lon-

load capacity of 30,000 kN. At both deck ends lamela type joints (for +/-500 mm movement at abutment) have been installed. Rocker bearings have also been installed at the same point in order to anchor the vertical component of the retaining cables.

4. STRUCTURAL ANALYSIS

As for most of cable stayed bridges, the Ting Kau Bridge has not required any sophisticated model for analysis. Efforts were obtained with a spatial model taking into account geometrical non-linearity (Fig. 14). Only the very long longitudinal stabilizing cables have been modeled with intermediate joints in order to simulate the true stiffness as sag related. A reduced modulus of elasticity as per Ernst formula has been used for all other cables.

A dynamic analysis with this model has shown frequencies of fb=0.13 Hz for the first bending mode and ft=0.41 Hz for the first torsional mode of the deck. Values of ft/fb close to 1 mean danger of instability by flutter. The value of 3.15 here is nicely high and can be explained because the cables are coupled at the top of the masts, as they are coupled on A pylons, where good values are also obtained.

Forces on cables and deck geometry were adjusted to get the deck working as a continuous beam rigidly bearing on the cable anchorages under permanent loads. By this way, deck bending moment redistribution by concrete creep can be avoided. Moreover, the use of aged precast slabs (6 months old at placement time) guarantees a smaller redistribution of forces from concrete to steel than if the slab is entirely cast in place.

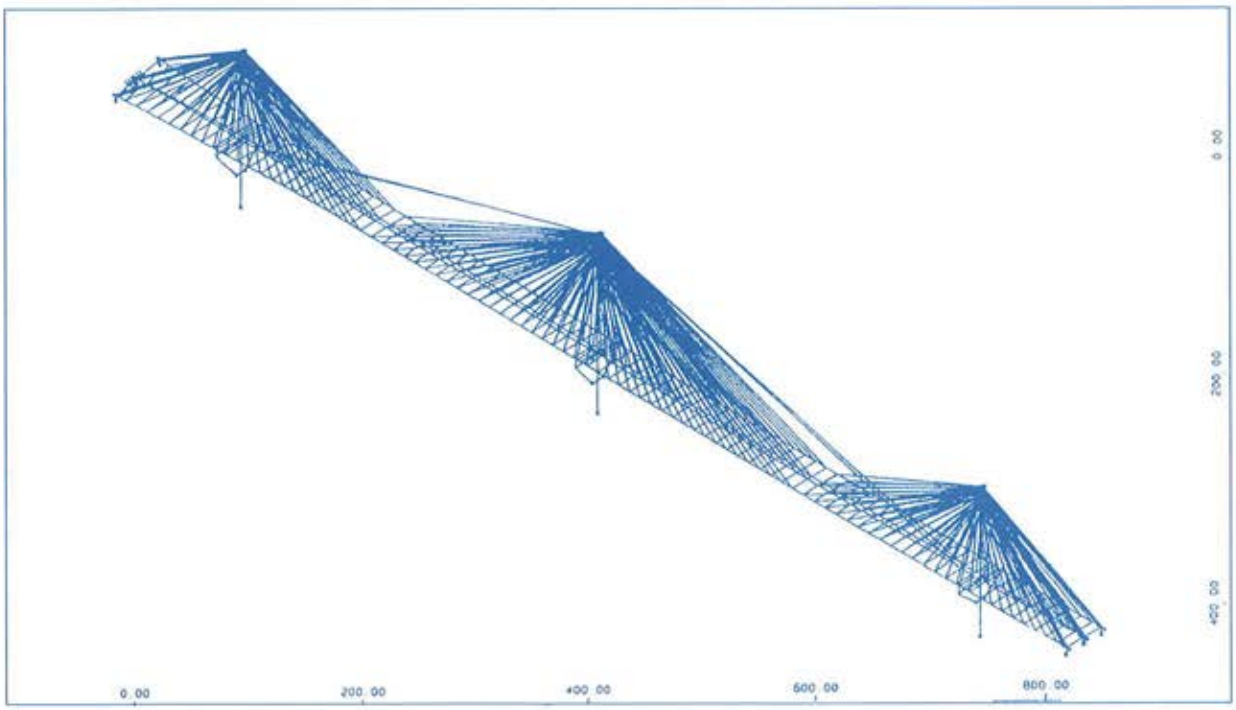
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

The Hong Kong strong wind is the critical loading case for masts, foundations and part of deck dimensioning. According to specifications the gust speed should be taken as 63 m/s at deck height and 85 m/s at the top main mast. Efforts obtained by static calculation were factored to incorporate the dynamic response of the structure and they should be additionally increased by a safety factor of 1.9. This is a very conservative procedure! Efforts were also checked in the wind tunnel tests to confirm the static calculation results (see Chapter 5).

According to BS 5400, high traffic loads should be considered, including the 180 tn truck. This truck is a critical factor for the dimensioning of the most of the cables and part of the deck. The maximum stresses in cables at ULS have been limited to 55% of their strength and to 43% for the SLS. Calculation is complicated

gitudinales del hormigón al acero fuera notablemente más pequeña que en el caso de una losa enteramente de hormigón in situ.

La hipótesis critica para el dimensionamiento de los mástiles, de las cimentaciones y de partes del tablero es, como ya se ha dicho, el fuerte viento de Hong Kong. Según las especificaciones, la velocidad de ráfaga había de tomarse como 63 m/s a la altura del tablero y 85 m/s en lo alto



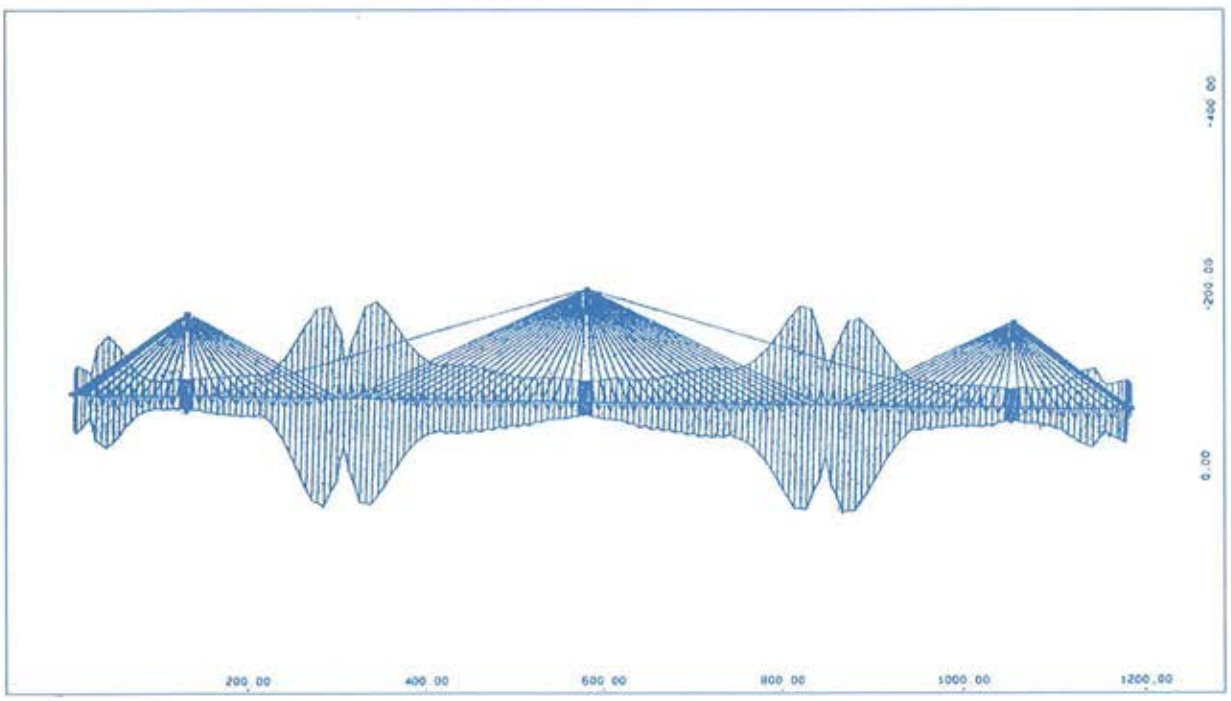


Figura 14. Modelo estructural. Envolvente de momentos flectores en las vigas longitudinales debidos a cargas muerta y viva.
Figure 14. Computer model. Bending moment envelope due to dead and live loads for the longitudinal girders.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 15. Modelo aeroelástico del puente.
Figure 5. Full aeroelastic model of the bridge.

del mástil central. Los esfuerzos obtenidos mediante un cálculo estático y aumentados por un factor para incorporar la respuesta dinámica de la estructura, tenían que mayorarse aun con un factor de seguridad de 1.9. Un procedimiento muy conservador! Para confirmar los resultados de los cálculos teóricos se comprobaron en el túnel de viento también los esfuerzos (véase el apartado 5).

Según la BS 5400 hay que considerar sobrecargas de tráfico altas, entre ellas un camión de 180 tn. Este camión era crítico para el dimensionamiento de la mayoría de los cables y de parte del tablero. Las tensiones máximas de los cables en ELU se han limitado al 55% de su resistencia y al 43% para el ELS. El cálculo se ha complicado porque según la BS 5400 la intensidad de la sobrecarga depende de la longitud cargada de tablero. Este es un procedimiento realista, pero induce que ya no se pueden evaluar las envolventes de los esfuerzos superponiendo hipótesis individuales. Había entonces que trabajar con líneas de influencia, un procedimiento que requiere a su vez tantas simplificaciones, que se pierde otra vez el aspecto realista intentado.

Respecto al sismo a aplicar en Hong Kong, un cálculo según el método de espectros de respuesta daba como resultado que los esfuerzos sísmicos para el puente de Ting Kau eran solamente del 40% de los esfuerzos provocados por el viento.

5. AERODINÁMICA

Para determinar y mejorar su comportamiento aerodinámico, el puente Ting Kau se ha ensayado intensivamente en el túnel de viento [11]. Para mejorar el comportamiento frente a flameo se han comparado en un modelo seccional a escala 1:80 más de 30 deflectores. Los coeficientes de arrastre c del tablero y de los mástiles se han determinado también en estos experimentos. Todas las fases importantes del proceso constructivo se han ensayado con un modelo aeroelástico del puente entero a escala 1:250 (Fig. 15). Este modelo sirvió también para comprobar los resultados del modelo seccional, así como para chequear los esfuerzos más importantes en los mástiles y el tablero.

Estos ensayos han confirmado el efecto positivo que aportan las secciones redondeadas de los fustes de los mástiles. Independientemente del ángulo de ataque del viento, siempre había un coeficiente de arrastre c<0.6! Para el tablero se ha determinado un c=2.37 y para los cables se ha tomado 0.65.

La tabla 3 muestra en su segunda línea las velocidades criticas de flameo en flujo laminar exigidas por las especificaciones. Sin deflectores estas estrictas exigencias no se pudieron conseguir para ángulos de viento de –2.5° y 0°. Se ensayaron entonces mas de 30 formas diferentes en el túnel de viento, donde sorprendentemente se ha demostrado

because BS 5400 relates the load intensity to the deck loaded length. This is a realistic procedure but it means that the efforts envelopes can not be evaluated any more by adding individual loading cases. Therefore, influence lines should be used, losing another time the intended realistic aspect due to the required simplifications.

With respect to the seismic forces to be applied in Hong Kong, a calculation by response spectra gave as result that the seismic efforts for Ting Kau Bridge were only a 40% of those for the wind load.

5. AERODYNAMICS

The Ting Kau Bridge has been intensively tested in the wind tunnel in order to determine and improve its aerodynamic performance [11]. More than 30 fairing types have been compared in a sectional model 1:80 scale to improve the behavior against flutter. The drag factors c for deck and masts have also been determined in these experiments. Every important stage of construction process has been tested in a full model 1:250 scale of the bridge (Fig. 15). This model was also used to check the sectional model results as well as to check the more important efforts at masts and deck.

These tests have confirmed the positive effect of rounding the sections of mast shafts. Independently of the wind attack angle, there always was a coefficient c <0.6. It has been determined a value c=2.37 for the deck and c= 0.65 for the cables.

Table 3 shows in its second line the flutter critical speeds in laminar flow that are required by the specifications. These strict requirements could not be obtained without fairing for wind attack angles of –2.5% and 0%. More than 30 fairing shapes were then tested in the wind tunnel, where it unexpectedly has been demonstrated that the simplest shapes are the most efficient (Fig. 16). Finally the fairing shape which reaches Vcrit=82 m/s (Fig. 16 center below) was selected. The 50% central length of the main spans has been covered with this fairing. Another unexpected factor is that the 5.2 m gap between deck parts does not improve the aerodynamic behavior. By closing this gap the critical speed for flutter did not change.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 3. Velocidades de flameo (m/s) en régimen laminar
TABLE 3. Flutter speeds (m/s) in laminar flow

Angulo del viento / *Wind angle*	- 7.5°	- 5.0°	- 2.5°	0°	2.5°	5.0°	7.5°
Vcrit especificado / *Vcrit specified*	20	50	76	95	76	50	20
Sin deflector / *Without fairing*	57	54	64	88	>103	>106	>80
Con deflector / *With fairing*	57	63	82	101	>79	>67	>65

Testing on the full model confirmed the excellent aerodynamic performance of the bridge. Flutter signals have not been found for any speed, angle or type of turbulence. Also with this model individual efforts were obtained in turbulent flow for the 50 m/s mean hourly windspeed required by the specifications. This speed corresponds to a gust speed of 63 m/s for one minute (see Chapter 4). A 1.5 safety factor should be used to check stability, thereby requiring gust speeds of 1.5x63=95 m/s and a mean speed of 75 m/s for the testing.

The efforts obtained in the wind tunnel are composed, according to (1), of a static mean value Mmean and a dynamic part Mpeak. Mpeak is composed of a gust value Mb ("broad band") and a structural dynamic response value Mn ("narrow band"):

$$M = M_{mean} + M_{peak} = M_{mean} + \sqrt{M_b^2 + M_n^2} \qquad (1)$$

The testing has demonstrated that bending on masts, in the wind direction, under static loads with gusts, are increased by a factor of 1.3 to 1.4 because of the dynamic response of the structure (Mn/Mb = 1.5 to 2.0). In the transverse direction, the vortex shedding and the dynamic response of the structure can cause moments of similar order of those

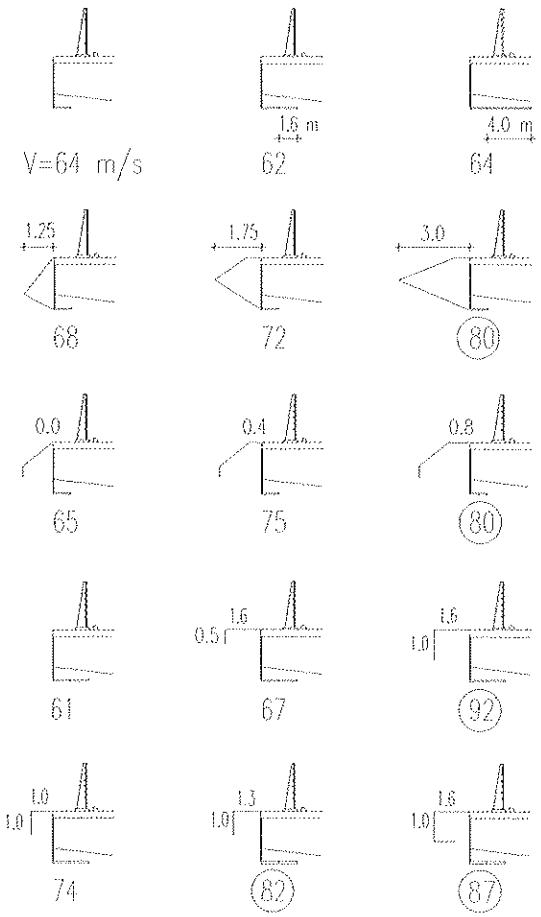


Figura 16. Deflectores ensayados, con indicaciones de la velocidad crítica para –2.5°.
Figure 5. Fairings tested, with critical speeds for –2.5° shown.

que las formas más simples son las mas eficaces (Fig. 16). Finalmente se eligió la forma que consigue v_{crit}=82 m/s (Fig. 16 inferior centro). Con este deflector se ha cubierto el 50% de longitud central de los vanos principales. Otra sorpresa es que, en contra de lo esperado, la separación de 5.2 m de las dos partes del tablero no parece mejorar el comportamiento aerodinámico. Tapado el espacio entre los tableros no cambiaba la velocidad crítica de flameo.

Los ensayos en el modelo aeroelástico del puente entero confirmaron el excelente comportamiento aerodinámico del puente. Para ninguna de las velocidades, ángulos y tipos de turbulencia se han encontrado señales de flameo. También con este modelo se han obtenido esfuerzos individuales en flujo turbulento para la velocidad media de viento 50 m/s ("mean hourly windspeed") exigida por las especificaciones. Esta velocidad corresponde a la velocidad de ráfaga en 1 minuto de 63 m/s (ver apartado 4). Para comprobaciones de estabilidad había que trabajar con un factor de seguridad de 1.5, lo que llevaba a ensayos con velocidades de ráfaga de 1.5x63=95 m/s y una velocidad media de 75 m/s.

Los esfuerzos obtenidos en el túnel de viento se componen según la fórmula (1) de un valor medio estático M_{mean} y una parte dinámica M_{peak}, que a su vez consta de un valor producido por ráfagas M_b ("broad band") y un valor causado por la respuesta dinámica de la propia estructura M_n ("narrow band"):

$$M = M_{mean} + M_{peak} = M_{mean} + \sqrt{M_b^2 + M_n^2} \qquad (1)$$

Los ensayos han mostrado que los momentos flectores en los mástiles, en la dirección del viento, debidos a cargas estáticas con ráfagas, se aumentan por la respuesta dinámica de la estructura por un factor de 1.3 a 1.4 (M_n/M_b= 1.5 a 2.0). En la dirección transversal, los

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

vórtices y la respuesta dinámica de la estructura pueden causar momentos del mismo orden que los causados en la dirección del viento. Por esto se ha investigado cuál es el factor de superposición para los momentos en la dirección del viento (M_x) y los momentos en la dirección transversal (M_y), porque simultanear los valores máximos de ambos hubiera sido claramente demasiado conservador. Los ensayos mostraron que la superposición según la formula (2) todavía es, para Ting Kau, del lado de la seguridad:

$$M_{max} = M_{xmean} + 0.7M_{xpeak} + M_{ymean} + 0.7M_{ypeak}. \quad (2)$$

Otro aspecto aerodinámico considerado ha sido la posible vibración de los cables. Esta puede ser provocada por:

- Movimientos de los anclajes como parte de la estructura
- Efecto "galloping" (oscilaciones de gran amplitud perpendiculares a la dirección del viento)
- Torbellinos con viento de baja intensidad
- Acción conjunta de lluvia y viento

Para todos los cables del tablero se diseñaron amortiguadores viscosos de tipo hidráulico que se pueden fabricar e instalar en el caso de producirse vibraciones excesivas en los mismos. Solo en el caso de los cables estabilizadores transversales, compuestos por 8 cables individuales, y los longitudinales (que son muy largos), se han puesto amortiguadores visco elásticos desde el principio. Además, para evitar vibraciones inducidas por viento y lluvia, se han utilizado vainas protectoras con espirales soldadas sobre ellas. Hay que tener en cuenta que estas espirales aumentan el coeficiente c de los cables.

6. CONSTRUCCION

6.1. Cimentaciones

La construcción de las cimentaciones de los mástiles presentaba diversas singularidades debidas tanto a la presencia de agua como a la naturaleza del terreno y especificaciones de durabilidad [13]. En función de su localización se desarrollaron distintas soluciones para la ejecución. En la cimentación del mástil de Ting Kau se procedió primero a la ejecución de un relleno en el que se situó un recinto tablestacado, al abrigo del cual se realizó la excavación y saneo de la roca, así como el encofrado y hormigonado.

La formación de la isla central requería compactar el relleno de arena, para dotar a este de las características de un relleno estructural. El pilotaje del mástil central se realizó con medios terrestres situados sobre la isla. El encepado se hormigonó de una sola vez en una operación continua de 75 horas de duración. El gran volumen del encepado exigía mantener controladas durante el fraguado y curado del hormigón la temperatura máxima y la temperatura diferencial. Para reducir la temperatura máxima se utilizó hielo en el agua de amasado y se instaló una red de tuberías, distribuidas en el encepado, por las que se circulaba agua del mar como refrigerante. Para reducir la diferencia de temperaturas entre el núcleo y las caras del encepado se aislaron los encofrados con poliestireno expandido y se colocó sobre la cara superior una manta térmica.

El máximo reto técnico de ejecución correspondía a la cimentación del mástil de Ting Yi (Fig. 17), ya que la roca penetraba en el mar con una acusada pendiente que obligaba a trabajar a profundidades de 20 m. Para la construcción de esta cimentación se comenzó excavando la roca con explosivos bajo el agua. Se formó a continuación, con la ayuda de una estructura metálica provisional, un recinto circular de tablestacas de hormigón en H de 19 m de radio, que quedaban incorporadas a la estructura como defensa contra impacto de barcos. La base de las tablestacas se fijaba con hormigón sumergido autonivelante, rellenando sus celdas a continuación con el mismo material, así como el interior del recinto hasta la cota –12.00. Después del vaciado se sancó la roca y se vertió hormigón en masa por tongadas hasta la cota –3.00, nivel de la base de la zapata.

El hormigón de las cimentaciones debía tener bajo calor de hidratación, elevada compacidad (las especificaciones requerían una baja permeabilidad al ion cloro) y una resistencia característica de 35 N/mm². Para conseguir estas propiedades se utilizó una mezcla con cemento, cenizas volantes y humo de sílice en cantidades de 270, 140 y 10 kg/m³ respectivamente, con una rela-

moments caused in the wind direction. Therefore it has been investigated which is the superposition factor for moments in the wind direction (Mx) and for moments in transverse direction (My), because to make both maximum values compatible would be clearly too conservative. The tests showed that superposition as per formula (2) is yet for Ting Kau Bridge in the safety side:

$$M_{max} = M_{xmean} + 0.7M_{xpeak} + M_{ymean} + 0.7M_{ypeak}. \quad (2)$$

Another aerodynamic aspect for consideration is the possible cable vibration. This can be caused by:

- *Movements in anchorages as part of the structure*
- *Galloping effect (large amplitude oscillation perpendicular to wind direction).*
- *Vortex shedding with low intensity wind*
- *Simultaneous action of rain and wind*

Hydraulic viscous dampers were designed for all deck cables. These devices can be fabricated and installed in case of excessive vibration produced on the cables. Visco-elastic dampers have been provided at the beginning only for the transverse stabilizing cables (composed of 8 individual cables) and for the very long longitudinal stabilizing cables. Additionally, welded spiral pipes have been used to avoid rain and wind induced vibrations. These spirals increase the drag coefficient of the cables.

6. CONSTRUCTION

6.1. Foundations

The construction of the mast foundation had a number of singularities related to the water presence, nature of the terrain and durability specifications [13]. Different solutions were developed for construction depending on its location. For Ting Kau mast foundation, a fill was first placed where a sheet pile cofferdam was then installed. Inside this cofferdam, the excavation and rock cleaning as well as the formwork and casting were performed.

The main island formation required a compacted sand fill, to provide structural fill characteristics. The piling of the main mast was executed with the equipment installed on the island. The pile cap was

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 17. Mástil de Tsing Yi. Cimentación y deslizado del fuste.
Figure 17. Tsing Yi mast. Foundation and shaft sliding.

cast at once on a continuos operation of 75 hours. The large pile cap volume required the maximum and differential temperatures to be maintained under control during hardening and curing of concrete. Ice was used in the mix water and a pipe net distributed in the pile cap to reduce the maximum temperature. Seawater was circulated by the pipes as cooling agent. The pile cap forms were isolated with expanded poliextirene and a thermal blanket was laid on top to reduce the differential temperature between center and faces of the pile cap.

The maximum technical challenge for construction of the foundations relates to Tsing Yi mast (Fig. 17), where the rock penetrates into the sea with a stiff slope, making necessary to work at 20 m water depth. Construction of this foundation began with under water rock excavation using explosives. A circular concrete H pile cofferdam of 19 m radius guided by an auxiliary steel structure was then installed. The piles were part of the ship impact protection structure. The toe of the piles was fixed with hydrocrete. The voids and the bottom of the cofferdam up to level –12.00 m were also filled with the same material. When the cofferdam was empty the rock was cleaned and mass concrete was poured by layers up to the base of footing at level –3.00 m.

Concrete to be used for foundations should have low hydratation heat, high compacity (low permeability to ion cloride was required by the specifications) and 35 N/mm² characteristic strength. To get these properties a mix of cement, fly ash and silica fume in quantities of 270, 140 and 10 kg/m³ respectively was required. The water/cement ratio was 0.40. High performance concrete was obtained with this triple blend.

6.2. Masts

Properties required by the concrete of masts were similar to those of the foundations, but this time with 50 N/mm² characteristic strength. The mix used was composed of cement, fly ash and silica fume in quantities of 325, 125 and 20 kg/m³ . The water/cement ratio was 0.34.

Sliding the shafts, the production rates obtained were of 2.5 m/day at the lower section, 3 m/day at intermediate section and 4 m/day at the upper section. In the first mast built, the transition between lower and intermediate shaft sections was made without dismantling the lift forms. This operation was complicated with the high reinforcement quantity of that area, advising to change the construction method on the other two masts. For these masts the lift forms were dismantled and a climbing formwork was installed to build the transition slabs by steps as planned for the upper transition.

ción agua/cemento de 0.40. Esta triple mezcla proporcionó un hormigón de excelentes prestaciones.

6.2. Mástiles

Las propiedades requeridas al hormigón de los mástiles eran similares a las de las cimentaciones, pero en este caso la resistencia característica ascendía a 50 N/mm². La mezcla utilizada contenía cemento, cenizas volantes y humo de sílice en cantidades de 325, 125 y 20 kg/m³, siendo la relación agua/cemento empleada de 0.34.

Los fustes se deslizaron, consiguiéndose ritmos de 2,5 m/día en el tramo inferior, 3 m/día en el intermedio y 4 m/día en el superior. En el primer mástil construido, la transición entre los tramos inferior e intermedio del fuste se realizó sin desmontar el encofrado deslizante. Esta operación se complicaba con la elevada cuantía de armadura existente en esa zona, lo que aconsejó cambiar el método constructivo en los otros mástiles. En éstos se procedió a desmontar el encofrado deslizante e instalar uno trepador para la ejecución de las losas de transición por tongadas, tal como estaba previsto para la losa de transición superior. Con este método se pudo prefabricar la ferralla de la losa, consiguiéndose un elevado rendimiento en la colocación de la armadura, que llegaba a alcanzar las 335 toneladas de peso en la losa superior del mástil central. En la parte superior de los mástiles se dejaba un espacio sin hormigonar por medio de un suplemento en el encofrado deslizante, para la posterior fijación y anclaje de las cabezas metálicas en su posición exacta.

Como es bien sabido, una de las mayores exigencias de precisión en la construcción de los puentes atirantados se da en la colocación de los anclajes de los cables de atirantamiento situados en las pilas, ya que la orientación de los tubos guía tiene una tolerancia de 0.5°. En este caso el número de anclajes era muy elevado y todos tenían diferentes orientaciones. El agrupar todos los anclajes en una gran pieza metálica que pudiese fabricarse en taller con la suficiente exactitud presentaba obvias ventajas. A éstas se le sumaban otras dos, evitar los problemas inherentes a montar y unir piezas a alturas mayores de 150 m, y la rapidez, fundamental por el

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

hecho de ser una operación incluida en el camino crítico del programa de obra. Todas estas razones condujeron a la fabricación de las cabezas metálicas en una pieza y su montaje por medio de un equipo de izado de cargas pesadas instalado en lo alto del mástil.

El equipo de izado consistía en una estructura metálica en ménsula con 2 gatos de 200 tn en cada extremo. El sistema estaba informatizado y permitía movimientos y giros en los tres ejes, que se realizaban con la ayuda de elementos hidráulicos. En el mástil central las cabezas metálicas debían elevarse 190 m desde su posición inicial. La elevación, a un ritmo de 15 metros por hora, se complementaba con una traslación para acercar la pieza metálica al fuste de hormigón, de anchura variable (Fig. 18). En las pilas laterales, por dificultades de espacio, era necesario además girar las piezas 90° en el aire antes de acercarlas. El izado de las cabezas de anclaje situadas a cada lado del fuste no se realizó simultáneamente, sino una después que la otra, para mayor simplicidad de las operaciones. El comienzo del izado se supeditaba a una previsión metereológica de que los vientos en el área fueran menores de14 m/seg en un período de tres días. El posicionado de las cabezas

Figura 18. Izado de cabeza metálica y panel de arranque.
Figura 18. Heavy lifting for steel head and starter panel.

The slab reinforcement, reaching 335 tn weight at the upper slab of the main mast, could then be prefabricated. The production rate raised then a lot. At the top of the masts an opening was provided by modifying the lift forms, for the later fixation and anchorage of the steel heads at its exact position.

As it is well known, one of the highest precision requirements in cable stayed bridge construction is the placement of the cable stay anchorages located at the towers, due to the 0.5° tolerance of alignment of the guide tubes. In this case the number of anchorages was very high and all of them had different orientations. Grouping all anchorages together in a big steel piece to be shop fabricated with enough precision had obvious advantages. Added to these advantages, another two could be pointed out: To avoid the problems related to installation and joining pieces at levels higher than 150 m, and the erection speed, fundamental because this was a critical path operation. All of these reasons led to fabricate the steel heads in one piece, which would be erected by a heavy lifting system installed at the mast top.

The heavy lifting equipment was composed of a cantilever steel structure and 2 jacks of 200 tn at each end. The system was computerized, allowing movements and rotations in the three axes with hydraulic equipment assistance. The main mast steel heads should be raised 190 m from the initial positioning. The elevation, at a rate of 15 m per hour, was complemented with a translation to approach the steel piece to the concrete shaft, of variable width (Fig. 18). At the lateral towers, due to space restraints, the pieces should be rotated 90° in the air before approaching. The steel heads located both sides of shaft were not raised simultaneously for simplicity of operations. The lift started when a meteorological forecast advice that local winds would be slower than 14 m/s along the next three days. The positioning of steel heads could be carried out with maximum accuracy using temporary screwing attachments. Lately the concrete was poured at the steel head back and prestressing bars and cables were stressed.

One of the difficulties for construction of cable stayed bridges with high level deck is due to the erection of the first deck panel, which will be called "starter panel". The installation of this panel by conventional methods is slow and labo-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

rious as there are not working platforms. With the heavy lifting equipment available at the top of the mast a procedure was developed to erect the steel grid, which once erected could be used as working platform for completion of the starter panel. Following this procedure the 100 tn grid was raised with the transverse bearing attached.

Raising and translation was carried out with the grid in vertical position. When it was situated at the required height, 75 m over water level, the lower end was fixed to a hinge for rotation to the final position. This operation was carried out for the starter panel of one side after the other, connecting them once raised by the cross connecting girders and filling with grout the gap between transverse bearings and shaft. Then the precast slabs and first cable stays were installed, to later cast the joints. A strict geometric control of the starter panel was of the most importance, because errors in positioning would be transmitted to the rest of the panels.

The tower struts were erected raising them with jacks from the starter panel. Two precast panels were not placed to provide a void in the deck. Temporary steel beams installed on the deck allowed displacement of the jacks for strut positioning. Connection of struts and shaft with grout and prestressing bars was provided. Upper and lower stabilizing cables were then installed simultaneously not to cause bending. The force introduced on those cables varies significantly with elastic shortening, creep and shrinkage. For this reason the initial stressing force was calculated to consider those changes.

Connection between mast and starter panel was completed with temporary steel restraints. They were necessary during deck erection in order to lock the longitudinal movement and the relative rotation around vertical axis.

The different phases of erection are shown in Fig. 18: Raising the steel head at the front, the starter panel hanging from the mast in the island and the complete mast with starter panel, strut and stabilizing cables at the back.

6.3. Deck

Deck erection should be done in cantilever. It was decided to use derrick cranes after studying different types of auxiliary equipment and erection systems for the deck panels. Derrick cranes are the most common auxiliary equipment for erection of girder composite decks and it has been widely used in North America.

The erection of the grid panel in one piece is a lot faster than piece meal, but it requires a good access. For this reason, the grids were erected welded at the main spans cantilevers, with good sea access. On the lateral spans, the erection was carried out on a piece meal basis because of difficult access by land.

Derrick cranes are installed on sleds, which distribute loads and allow rolling advance. Tie downs in place of counterweights were used to reduce, as much as possible, the harmful effect of the auxiliary equipment weight on the deck during cantilever advance.

The starter panel did not have enough room for the cranes of the two opposite cantilevers. Therefore, it was required to erect a panel first with the tower crane to provide room (Fig. 19). Then the derrick cranes could be mounted.

Once the cranes were installed, the advance in cantilevers was symmetrical to balance the mast bending. The erection of the Ting Yi mast lateral span was carried out with crawler crane from land as it was located over a slope with access roads.

To avoid problems during erection and to guaranty geometry, the grids were shop preassembled. The relative positioning between longitudinal girders of two adjacent grids was fixed by pins to be introduced in drills made on girders and splice plates. This, together with the cable stays installation procedure, with the first strand installed by length shop marked and the rest of strands stressed by isotensión method, guarantees the correct vertical alignment of the deck. Additionally, this facilitates the erection rate and allows a simultaneous installation of cable stays and precast slabs [14].

Nevertheless, it was necessary to resolve some technical questions relating to erection sequence. Firstly the preassembly was carried out without the weight of the concrete slab, with the steel girders fabricated with camber and only their own weight acting on them. The variable deck width and cross girder spacing of Ting Kau lateral span (Fig. 20), as well as small fabrication errors, led to camber changes. To adapt the longitudinal girders by warping to the different rotations of the cross girders would be

se podía realizar con la máxima precisión por medio de fijaciones provisionales con regulación. Posteriormente se hormigonaba su trasdós y se tesaban las barras y cables de pretensado.

Una de las dificultades de construcción de los puentes atirantados con tablero situado a gran altura radica en el montaje del primer tramo de tablero, que aquí denominaremos panel de arranque. La instalación de este panel por métodos tradicionales es lenta y laboriosa, al no contar con plataformas de trabajo. Aprovechando la disponibilidad del equipo de izado situado en lo alto del mástil se ideó un procedimiento de montaje del emparrillado metálico, el cual una vez montado podría ser utilizado como plataforma de trabajo para la terminación del panel de arranque. Siguiendo este procedimiento se montó el emparrillado, de más de 100 tn. de peso, con el apoyo transversal acoplado.

La ascensión y traslación se realizaban con el emparrillado vertical y, una vez situado a la altura adecuada, a unos 75 m sobre el agua, se fijaba su extremo inferior a una rótula que permitía girarlo hasta su posición final. Esta operación se realizó para el panel de arranque de un lado y de otro consecutivamente, fijándolos entre sí una vez izados por medio de vigas de conexión transversales y rellenando con mortero el espacio entre los apoyos transversales y el fuste. A continuación se colocaban las placas prefabricadas y primeros cables de atirantamiento, para hormigonar por último las juntas. Un estricto control geométrico del panel de arranque era fundamental, ya que los errores en su posicionamiento se transmitirían al resto de los paneles.

Las vigas separadoras se montaron izándolas por medio de gatos situados sobre el tablero. Se dejaron sin montar dos de los paneles prefabricados y se instalaron sobre el tablero unas vigas metálicas que permitían el deslizamiento de los gatos para el posicionamiento de la viga separadora. A continuación se materializaba su unión al fuste con mortero y barras de pretensado, procediendo entonces a instalar los cables superiores e inferiores de rigidización de forma alternada para no introducir flexiones. La fuerza introducida en estos cables varía con los acortamientos elásticos, de fluencia y retracción de forma significativa, por lo que la carga de tesado inicial estaba calculada para tener en

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

cuenta estos fenómenos.

La conexión entre mástil y panel de arranque se completaba con unos topes metálicos provisionales, necesarios durante la construcción del tablero, que bloqueaban el movimiento longitudinal y el giro relativo de eje vertical.

En la Fig. 18 se pueden observar distintas fases del montaje: En primer término el izado de la cabeza metálica, en la isla el panel de arranque colgando del mástil y al fondo el mástil completo con panel de arranque, viga separadora y cables de estabilización.

6.3. Tablero

La ejecución del tablero debía ser realizada en voladizo. Después de estudiar diversos tipos de medios auxiliares y sistemas de montaje para los paneles del tablero, se decidió utilizar grúas derrick. Estas son el medio auxiliar habitual en el montaje de tableros mixtos de vigas, utilizado en múltiples ocasiones en Norteamerica.

El montaje del emparrillado de un panel en una sola pieza es mucho más rápido que montar viga a viga, pero requiere contar con posibilidades de acceso. Por esta razón en los voladizos de vanos centrales, con fácil acceso marítimo, se montaron los emparrillados completos. En los vanos laterales el montaje se realizó viga a viga ya que la orografía dificultaba el acceso terrestre.

Las grúas derrick se instalan sobre una plataforma metálica que distribuye las cargas y permite la rodadura para el avance. Se utilizaron anclajes en lugar de contrapesos para reducir lo más posible los efectos perjudiciales del peso de los medios auxiliares sobre el tablero durante el avance en voladizo.

El panel de arranque no tiene espacio suficiente para alojar las grúas de los dos voladizos opuestos. Se requería montar por piezas, con el auxilio de la grúa torre, un primer panel para proveer espacio (Fig. 19). Entonces se procedía a instalar las grúas.

Con las grúas instaladas se avanzaba en voladizo simétricamente, para compensar las flexiones en el mástil. El montaje del vano lateral del mástil de Tsing Yi, situado sobre una ladera con caminos de acceso, se realizó con grúa de orugas situada en tierra.

Para reducir al máximo los problemas que pudieran surgir durante el montaje y asegurar la geometría, se premontaron en el taller de fabricación los emparrillados, fijando la posición relativa entre las vigas longitudinales de cada uno con el siguiente mediante taladros de bloqueo en las chapas de las uniones atornilladas. Esto, junto con la forma de instalación de los cables de atirantamiento, con el primer cordón instalado por longitud marcada en taller y el resto de los cordones de cada cable tesados con el método de isotensión, garantizaba el correcto alineamiento vertical del tablero. Adicionalmente facilitaba la rapidez de montaje, permitiendo colocar cables de atirantamiento y losas prefabricadas simultáneamente [14].

No obstante era necesario resolver técnicamente ciertas cuestiones derivadas de las secuencias de montaje. En primer lugar, el premontaje se realizaba sin el peso del hormigón de la losa, con las vigas metálicas fabricadas con contraflecha y sometidas únicamente a su peso propio. Las acusadas variaciones en anchura del tablero y espaciamiento entre vigas transversales del vano lateral de Ting Kau (Fig. 20), así como pequeños errores de fabricación, provocaban variaciones en las contraflechas. Adaptar las vigas longitudina-

complicate. Therefore, the preassembly was carried out without stress introduction by positioning of the longitudinal girder to minimize errors. Secondly, the installation of cable stays should introduce the anticipated bending in the longitudinal girders before casting joints and making the section composite. Bending on these beams should not go over allowable limits during cable stays and precast slabs installation. By this installation method, the strand force relates to the installed precast slabs at every moment. This force has a lower limit fixed by the supplier to avoid wedge sliding (20 kN), and an upper limit fixed by the designer not to exceed the allowable stress in the steel girder. The placement rate of precast slabs was controlled to always keep the strand force of the cable stays inside the limits (Fig. 21). With the joints cast and the section composite, the stay cable was adjusted to the calculated length.

Panel erection is carried out in repetitive cycles. It starts with grid elevation (or piece meal raising), the minimum number of bolts stressed to release cranes and the erection of connecting cross girders located each 13.50 m. When all bolts are stressed, a plan topographical survey is carried out and the geometry adjusted with temporary cross cables. Afterwards, the stay cables and precast slabs are

Figura 19. Montaje de viga separadora y primer panel.
Figure 19. Erection of strut and first panel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 20. Mástil de Ting Kau. Construcción del tablero en voladizo.
Figure 21. Ting Kau mast. Cantilever deck construction.

Figura 21. Montaje de paneles típicos.
Figure 21. Typical deck panel erection.

les de un panel a los diferentes giros de las vigas transversales alabeándolas habría sido complicado, por lo que el premontaje se realizó sin introducir tensiones, posicionando la viga longitudinal para minimizar errores. En segundo lugar, la instalación de los cables de atirantamiento debía introducir las flexiones previstas en las vigas longitudinales antes de hormigonar las juntas y convertir la sección en mixta. Las flexiones en estas vigas no debían asimismo sobrepasar los límites admisibles durante la instalación de los cables y losas prefabricadas. Con el método de instalación utilizado, la fuerza en los cordones del cable en cada instante está relacionada con las losas prefabricadas colocadas. Esta fuerza tiene un límite inferior, fijado por el suministrador, para que no deslicen las cuñas (20 kN) y un límite superior, fijado por el proyectista, para que no se exceda la tensión admisible en la viga metálica. El ritmo de colocación de losas prefabricadas se controlaba para que la fuerza en los cordones de los cables de atirantamiento estuviese siempre dentro de los límites fijados (Fig. 21). Una vez se hormigonaban las juntas, convirtiéndose la sección en mixta, el cable se ajustaba a su longitud prevista.

El montaje de los paneles se realiza en ciclos repetitivos. Comienza con la elevación de emparrillados (o izado pieza a pieza), el atornillado mínimo para liberar grúas y el montaje de las vigas transversales de conexión situadas cada 13,50 m. Terminada la fase de apriete de tornillos se procede al control topográfico en planta, ajustando la geometría con tirantes cruzados provisionales de arriostramiento. A continuación se procede a colocar los cables de atirantamiento y las losas prefabricadas, realizando entonces un control geométrico local del tablero y mástil. Posteriormente se procede a hormigonar las juntas, previamente ferralladas, y realizar un control global de la geometría. Las grúas se avanzan cuando el hormigón de las juntas alcanza una resistencia de 20 MPa, iniciándose la elevación correspondiente al siguiente ciclo con una resistencia de 30 MPa. Estos ciclos de avance tenían una duración que oscilaba entre 4 y 7 días. Trabajando en los tableros de las tres pilas al mismo tiempo se montaron 150 paneles en 4 meses. Las operaciones de montaje de los paneles situados equi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

distantemente en los dos voladizos de una pila se realizaban con un desfase de unos dos días, para la mejor utilización de los equipos.

Las dimensiones y esbeltez del puente, junto con la frecuencia de tifones en la zona, requirieron estabilizar el tablero durante el avance con cables de atirantamiento provisional, así como instalar los cables de rigidización longitudinal del mástil central antes de cerrar los tableros. Con los tableros en voladizo la rigidez torsional y la flexión longitudinal de los mástiles no eran suficientes para resistir las solicitaciones aerodinámicas provocadas por un tifón. Esto obligó a disponer unas sujeciones temporales que fueron ensayadas en el modelo aeroelástico en túnel de viento. Las sujeciones se materializaron con cables de atirantamiento provisional cruzados que se anclaban a la cimentación de las pilas o a contrapesos en el terreno. Se tesaban a una carga suficiente para no quedar nunca en vacío y no se retiraban hasta una vez producido el cierre de clave.

En la pila central se requería adicionalmente comenzar la instalación de los cables de estabilización longitudinal definitivos cuando el voladizo alcanzaba los 200 m y haberla completado con 265 m (Fig. 22). Como se anclaban en los tableros de las pilas laterales, éstos tenían que resistir las correspondientes fuerzas horizontales longitudinales. La disposición de los cables de atirantamiento longitudinal del lado Ting Kau estaba diseñada para resistir estas fuerzas. En Tsing Yi se conectó temporalmente el tablero al estribo con barras pretensadas. Los cierres de clave se realizaron liberando estos dispositivos de sujeción de los tableros laterales.

Después del cierre de clave y una vez desmontados todos los atirantamientos provisionales, se realizó un control geométrico del puente, así como una medición de las fuerzas en cables con el gato unifilar. A partir de estos datos se calcularon los ajustes de fuerzas a introducir en los cables. Se tuvieron que ajustar 145 de los 428 cables del tablero, reduciendo la carga en 16 de ellos con gato grande y aumentándola en el resto con el gato unifilar.

A la estructura metálica se le aplicaba la última capa de pintura, una vez montada. El tablero se completó con la instalación de deflectores aerodinámicos, la ejecución del bordillo, montaje de la barrera de contención de vehículos y juntas de dilatación, pavimentación, señalización e instalaciones (Fig. 23 y 24).

Finalmente se instaló en el puente una completa instrumentación [15], conectada a un sistema informatizado de supervisión y adquisición de datos, que

installed and a local geometry control of deck and mast is carried out. Finally, the previously reinforced joints are cast and a global geometrical survey takes place. The cranes advance when the concrete in joints reaches 20 MPa strength. The next cycle starts when the concrete reaches 30 MPa strength. These cycles lasted 4 to 7 days. Working simultaneously at the deck of the three towers, 150 panels were erected in 4 months. The erection operation for symmetrical panels of two opposite cantilevers was delayed two days for better equipment use.

The dimensions and slenderness of the bridge, together with the frequency of typhoons in the area, required stabilization of the deck during construction with temporary cable stays, as well as installation of the main mast longitudinal stabilizing cables before closing the deck. With the deck in cantilever, the torsional and longitudinal bending stiffness of the masts were not enough to resist the typhoon wind aerodynamic efforts. Therefore, temporary attachments were needed. These were tested in the wind tunnel full aeroelastic model. The attachments were materialized on site with crossed temporary cable stays anchored to counterweights or pier foundations. They were stressed enough to have always some stress and were kept in place until the key segments were erected.

Figura 22. Montaje del tablero. Vista general.
Figure 22. Deck erection. General view.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

For the main mast, it was also required to start installation of the longitudinal stabilizing cables when the cantilever reached 200 m length and to finish it with 265 m (Fig. 22). As the cables were anchored at the lateral tower decks, they transmitted horizontal forces to them. The arrangement of the temporary cables at Ting Kau was designed to resist these forces. At Tsing Yi the deck was temporarily connected to the abutment with prestressing bars. Releasing the restraining devices of lateral spans, the key segments were connected.

Once the key segments were installed and the temporary cable stays were dismantled, a geometrical control of the bridge was carried out, as well as a measurement of the cable stay forces with the monostrand jack. From these data, the forces for adjustment of cable stays were calculated. 145 of 428 deck cables were adjusted by reducing the force in 16 of them with the annular jack and by increasing it for the rest of them with the monostrand jack.

Painting of last layer on structural steel was done after erection. The deck was finished with installation of fairing, curbs, traffic barriers, expansion joints, paving, road marking and E&M appliances (Fig. 23 and 24).

Finally, a complete instrumentation was installed in the bridge [15]. It was connected to a computerized system of supervision and data acquisition, which will make possible to know the structural behavior of the structure along its service life.

7. MISCELLANEOUS DATA

On a statistical basis, the Ting Kau Bridge with its 1,177 m of deck supported by cables is the number 4 respect to the longest world cable stay bridges. Tatara Bridge is the longest with 1,480 m, followed by Normandy and Qingzhou-Minjiang Bridges. The two main spans of 475 m and 448 m length are the 10th and 18th in the list of longest spans for cable stay bridges.

The main mast stabilizing cables, with its 465 m length, are presently considered the world longest (460 m Tatara and 440 m Normandy). During construction the balance cantilever had a total length of 556 m, and raising the 200 tn steel heads at 200 m height was another world record.

Material quantities of deck and masts are as follows:

- *Deck surface* — *46,000 m²*
- *Cable stays steel* — *2,800 tn*
- *Deck structural steel (including barriers, antivandalism tubes, fairings, ...)* — *9,000 tn*
- *Masts structural steel (steel heads and struts)* — *1,300 tn*
- *Deck reinforcing steel* — *80 kg/m²*
- *Mast reinforcing steel* — *200 kg/m³*

The following companies have participated:

- *Client: Hong Kong Highways Department.*

Figura 23. Vista del tablero terminado.
Figure 23. View of finished deck.

posibilitará conocer el comportamiento estructural durante la vida de servicio.

7. DATOS VARIOS

Para la estadística sea dicho que el puente de Ting Kau con sus 1177 m de tablero sustentado por cables es el número 4 respecto a los puentes atirantados más largos del mundo. Con 1480 m el puente Tatara es el puente más largo, seguido por los puentes de Normandia y de Qingzhou-Minjiang. Los dos vanos de 475 m y de 448 m de longitud ocupan los puestos 10 y 18 en la lista de las luces más largas de puentes atirantados.

Los cables estabilizadores longitudinales del mástil central, con sus 465 m de longitud, son actualmente los más largos del mundo (Tatara: 460 m y Normandia: 440 m). Durante la construcción se ha llegado a un voladizo doble de longitud total de 556 m, y subir las cabezas metálicas de 200 tn a una altura de 200 m ha sido otro récord mundial.

Las cuantías de materiales en tablero y mástiles son las siguientes:

- Superficie del tablero: 46000 m²
- Acero en cables de atirantamiento: 2800 tn
- Acero estructural en el tablero: (incluye barreras, tubos antivandálicos, deflectores, etc.) 9000 tn
- Acero estructural en mástiles: (cabezas de anclaje y vigas separadoras) 1300 tn
- Armadura en el tablero: 80 kg/m²
- Armadura en los mástiles: 200 kg/m³

Han participado las siguientes entidades:

- Cliente: Hong Kong Highways Department.
- Proyecto (Puente atirantado): Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania.
- Proyecto (Cimentaciones, E&M): Binnie, Black & Veatch, Hong Kong.
- Chequeo: Flint & Neill, London, Inglaterra.
- Túnel de viento: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, ON, Canadá.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

- Empresa constructora:Ting Kau Contractors Joint Venture, consorcio formado por: Necso, Grupo Acciona, España (lider). Downer and Co., Hong Kong. Ed. Züblin AG, Alemania. Paul Y Construction Co., Hong Kong.
- Dispositivos especiales: Cables de atirantamiento: Freyssinet, Francia y España. Apoyos tipo "port": FIP, Italia. Juntas de dilatación y apoyos tipo biela: Mageba, Suiza.

REFERENCIAS

[1] Swan R.: "The Real Landmark", Bridge Design & Engineering, Agosto 1997.

[2] Schlaich J., Bergermann R.: "Die Zweite Hooghly-Brücke in Kalkutta", Bauingenieur 71 (1996), 7-14.

[3] Svenson H.: "The Development of Composite Cable-Stayed Bridges", Congreso: Bridges into the 21st Century, Hong Kong, 1995.

[4] Leonhardt F.: "Brücken – Bridges", Deutsche Verlagsanstalt, 1982.

[5] Arenas J.: "Some Examples of Conceptual Design of Bridges", Congreso: IASS, Conceptual Design of Structures, Stuttgart, 1996.

[6] Armijo Mejia M. et al.: "The Four Cable-Stayed Bridges of the Mexico Acapulco Highway", Congreso: IABSE, Cable-Stayed and Suspension Bridges, Vol.1 p.351, Deauville 1994.

[7] Holgate A.: "The Art of Structural Engineering", Edición Axel Menges, 1997.

[8] Taylor P., Torrejon J.: "Annacis Bridge - Design and Construction of the Cable-Stayed Span", FIP Notes, Journal of the Federation Internationale de la Precontrainte, 1987/4.

[9] Svenson H., Hopf S., Humpf K.: "Die Zwillings-Verbundschrägkabelbrücke über den Houston Ship Channel bei Baytown, Texas", Stahlbau 66 (1997), Heft 2.

[10] Jarvenpää E., Pulkinnen P.: "Raippaluoto Bridge - Effectively Solved Continuous Girder in Cable Stayed Bridge", Congreso: IABSE, Copenhage, 1995.

[11] King P., Davenport A., Schlaich M.: "Wind Engineering Studies for the Ting Kau Bridge, Hong Kong", Congreso: ASCE, 1997, USA

[12] Clark J.: "Bridge worth waiting for", Bridge Design & Engineering, Segundo cuatrimestre 1998.

[13] Ayala J., Andrés J.: "Puente Ting Kau – Proyecto y Construcción", Hormigón y Acero nº 203, 1997.

[14] Ayala J., Rodríguez G.: "Puente Ting Kau. Montaje de la superestructura", Congreso: ACHE, Puentes y Estructuras, Sevilla, 1999.

[15] Ayala J.: "Instrumentación total del puente Ting Kau (Hong Kong)", OP-Revista del CICCP nº 44, 1998.

- *Design (Cable stayed bridge): Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Germany.*
- *Design (Foundations, E&M): Binnie, Black & Veatch, Hong Kong*
- *Cheking: Flint & Neill, London, England.*
- *Wind tunnel: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, ON, Canada.*
- *Contractor: Ting Kau Contractors Joint Venture, joint venture composed of Necso, Grupo Acciona, Spain (leader). Downer and Co., Hong Kong. Ed. Züblin AG, Germany. Paul Y Construction Co., Hong Kong.*
- *Special suppliers: Cable Stays: Freyssinet, France and Spain. Pot bearings: FIP, Italy. Expansion joints and rocker bearings: Mageba, Switherland.*

Figura 24. Vista aérea desde el mástil de Ting Kau.
Figure 24. Upper view from Ting Kau mast.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Lastra

IZADO DE CABEZAS Y STARTER PANNELS EN EL PUENTE TINGKAU

LASTRA ha realizado en el puente Ting Kau el posicionamiento de las seis cabezas de anclaje de 210 toneladas de peso por unidad hasta la cota máxima de 200 metros, así como el izado, giro y posicionamiento de los seis primeros Starter Pannels de 120 toneladas cada uno a la cota del puente + 78,00 metros.
Para ello, **LASTRA** instaló en la cota superior de cada pila un pórtico en voladizo de 24 metros de luz con 4 unidades de izado de 200 toneladas de capacidad asistidas por un ordenador. El sistema incluía elementos hidráulicos que facilitaban movimientos en todas las direcciones y giros en los tres ejes del espacio, por lo cual era posible componer cualquier moviemiento.
Cada izado se realizó en 14 horas a una velocidad de 14/15 metros/hora

Paseo de la Habana, 174 - Bª Dcha
28036 Madrid - España
Tel.: 91 350 45 44 - Telefax: 91 350 29 00
E-mail: lastra.ib@brambles-europe.comHttp://www.lastraiberica.es

Eikdonk 13a, P.O. Box 2110, 4800
CC Breda - Holland
Tel.: (31) 76 571 52 40
Fax: (31) 76 587 50 84
E-mail: info@lastra.n
Http://www.lastra.nl

TERCERA MONOGRAFÍA
INTEMAC
Aspectos visuales del hormigón

El término "hormigón visto" es evidentemente convencional y realmente pobre para expresar la riqueza de posibilidades y valores que encierran las diferentes soluciones de textura y color de la superficie del hormigón y las huellas e improntas que en esa superficie se pueden ejecutar.

Hay que reconocer que una parte importante de la identificación que el profano hace del hormigón con la monotonía e incluso con la fealdad está justificada y, en medida importante, basada en la falta de cuidado que en muchos casos está presente en el proyecto y la ejecución de las superficies vistas de hormigón.

Conseguir una buena calidad visual del hormigón es más un aspecto de formación y experiencia que de dinero.

En esta monografía, se ha tratado, en primer lugar, de exponer el hecho importante de que la buena calidad visual del hormigón no es sólo un problema de materiales sino también de proyecto, de detalles constructivos y de ejecución.

En ella se pasa revista detallada a todos los aspectos técnicos relacionados con la producción de un hormigón visto, desde los conseguidos con un simple hormigón con cemento gris hasta los más complejos tratamientos.

Los interesados en adquirir esta publicación, deberán dirigirse a:

INTEMAC
Monte Esquinza, 30
28010 MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Viaducto sobre el río Lambre

Roadway bridge over the river Lambre at Miño (A Coruña)

Francisco Millanes Mato
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Luis Matute Rubio
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

IDEAM, S.A.

RESUMEN

El viaducto sobre el río Lambre está localizado en la Autopista del Atlántico, Tramo: Guisamo-Miño. Salva el valle del estuario del río Lambre mediante una serie de vanos simplemente apoyados de 40 m., y un tramo continuo singular, compuesto por 2 vanos de 40 m y un vano central de 80 m., situado sobre el lecho del río.

En este caso, la solución prefabricada isostática es óptima económicamente. La necesidad de salvar el cauce principal sin apoyos definitivos y de no perder las ventajas planteadas por el prefabricado llevó a plantear el vano central con el mismo tipo de elemento. Mediante el cosido con postesado de varios cajones prefabricados se logra alcanzar la luz de 80 m., mostrando la capacidad de estos elementos para resolver vanos de grandes luces.

SUMMARY

The roadway over the river Lambre is located in the Atlantic Highway, between Guisamo and Miño. It crosses the valley of the estuary of the river Lambre by means of a series of simply supported 40 m spans and a singular continuous section, formed of two 40 m spans and a central one of 80 m., placed over the river bed.

In this case, the isostatic solution is economically optimal. With such premise as a starting point, and manteining the same basic precast elements, we manage to jump into space and achieve an 80 m span, thus showing the ability of these girders to asumme the challenge of the very long spans.

1. INTRODUCCIÓN

El viaducto del río Lambre se encuentra situado en la Autopista del Atlántico, tramo: Guisamo-Miño.

Se trata de un viaducto formado por cajones prefabricados, que presenta la singularidad de un vano central de 80 m de luz. Esta solución, que se aleja de las realizaciones habituales en prefabricado, fue desarrollada por IDEAM, como encargo de PACADAR, al hacerse necesario eliminar una de las pilas de un viaducto isostático planteado con luces tipo de 40 m. Tras descartarse otras opciones, se optó por construir un tramo hiperestático, logrando la luz de 80 m mediante el cosido longitudinal con postesado de varias piezas prefabricadas.

Como consecuencia resulta un viaducto de luces 25 + 40 + 40 + 80 + 40 + 9 · 40, con dos calzadas de 11.10 m.

Cada calzada se distribuye en dos carriles de 3,50 m., un arcén exterior de 2,50 m, arcén interior de 1,00 m y 2 zonas de 0,30 m para apoyo de barreras.

La estructura se divide en dos partes claramente diferenciadas.

Por un lado, los 2 primeros vanos de 25 y 40 m., respectivamente, junto con los 9 últimos vanos de 40 m., forman un viaducto isostático con 2 cajones de 1,90 m. Por otro lado, los tres vanos restantes de 40 + 80 + 40, situados directamente sobre el cauce del río, constituyen una estructura continua formada también por elementos prefabricados, del mismo tipo que los utilizados en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

zona isostática pero de canto variable de 1,90 a 2,75 m en los vanos de 40 m y de 2,75 constantes en el central (Figura 1).

Es esta segunda zona la que dota de carácter singular al puente, ya que permite salvar mediante elementos prefabricados, prácticamente estándar, una luz que va mucho más allá de los valores habituales en esta tipología.

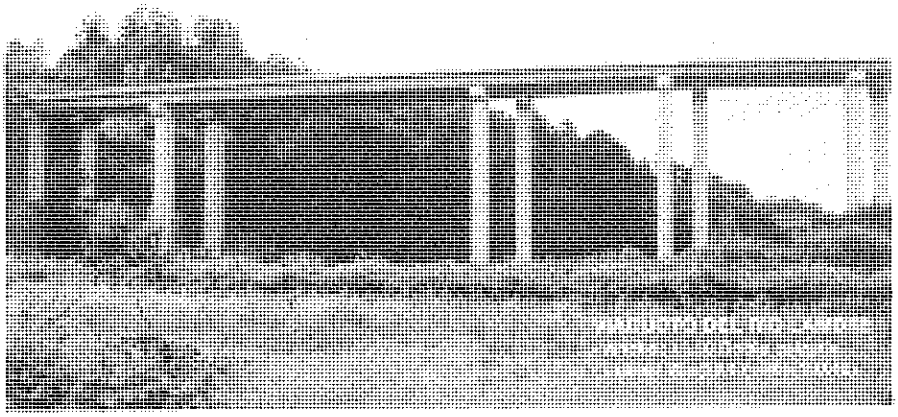


Fig. 1.- Alzado del vano principal.

2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

El viaducto se basa en toda su longitud en la utilización intensiva del prefabricado. Todo él se compone de 2 cajones, que se colocaron mediante carro de lanzamiento, que se apoyan en pilas martillo de 2 x 4 m de sección exterior y 0,35 m de espesor de pared. Las pilas situadas a ambos lados del vano de 80 m se amplían hasta unas dimensiones de 3 x 4 m con el mismo espesor.

Los cajones mantienen una distancia entre ejes de 4,50 m., lo que exige un dintel superior de la pilas, que se ensanchan hasta los 9 m en su parte superior. (Fig. 2).

El tramo isostático se sustenta en 2 cajones de 1,90 m de canto y 2,10 m de ancho en la base, con inclinación 1:10 de almas, con losa de 0,25 m de espesor montada sobre prelosas de celosía.

Sin duda el aspecto que dota de singularidad al viaducto es su tramo continuo de luces 40 + 80 + 40, con cajón prefabricado, que se describe a continuación.

Este tramo se ha resuelto mediante dos cajones de canto variable en los vanos laterales y tres parejas de cajones, cosidas entre sí, en el vano central.

Los cajones canto variable del vano lateral comienzan con la sección tipo de la zona isostática y crecen linealmente hasta alcanzar 2,75 m de canto en pila. Mantienen almas de espesor constante de 0,17 de espesor.

Los cajones del vano central tienen longitudes de 24, 32 y 24 m respectivamente.

Esta distribución de tramos tiene como objeto optimizar el reparto de pesos de las piezas y la aproximación al punto de inflexión de esfuerzos de viga continua.

Todas ellas mantienen cajones de canto constante de 2,75 m, almas de 0,17 m inclinadas 1:10 y ancho de fondo de 2,10 m. Las vigas de 24 m están dotadas de 2 cuñas, situadas a 5 y 14 m de la junta respectivamente, en las que anclan 4 y 3 unidades de 19 torones Ø 0,6" (Figura 3).

Estos cables discurren por el interior de la tabla inferior de los elementos prefabricados, cosiendo entre sí las vigas de 24 y 32 m que constituyen el vano central .

De esta forma los cajones centrales llevan un pretensado mixto entre pretensado y postesado, al añadir a los 40 torones de pretensado de taller los 133 torones postesados procedentes de las cuñas.

Como elemento complementario de la sección se cuenta con la losa superior, de 11,10 m de ancho. Se pueden distinguir dos zonas, tanto en geometría como en funcionalidad:

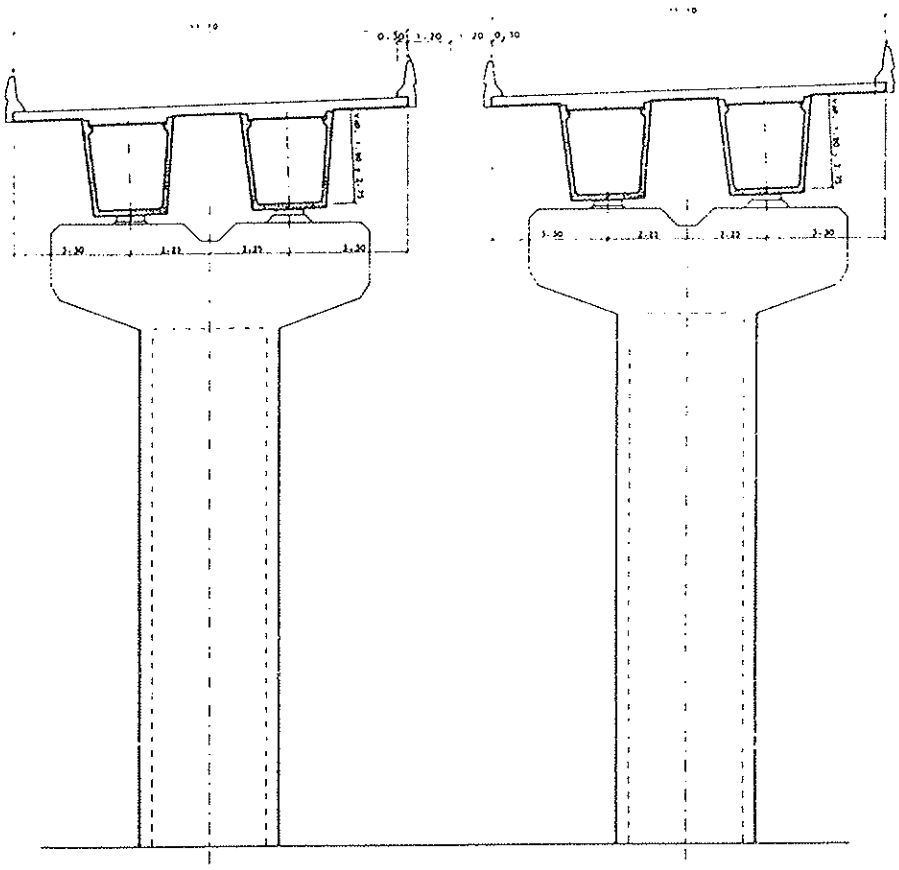


Fig. 2.- Sección transversal por pila.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

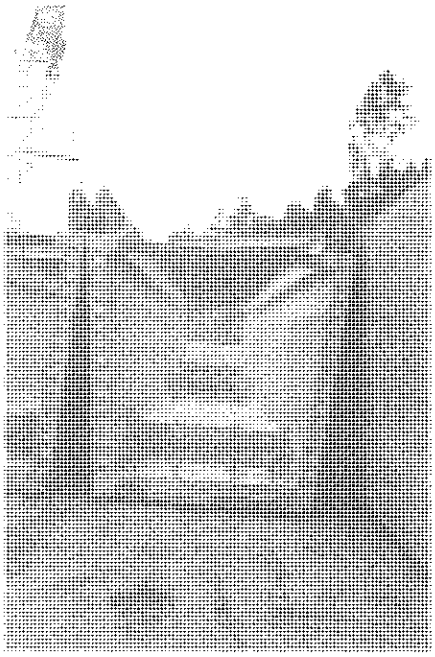


Fig. 3.- Viga con cuña de postesado.

- zona de flexión positiva, con trabajo predominante a compresión, donde se mantiene un espesor constante a 0,25 m.

- zona de flexión negativa, donde se optó por una solución postesada con varios objetivos:

  * Garantizar la rigidez de la sección en cualquier estado de cargas, sin pérdidas de inercia por fisuración.

  * Facilitar el control de reacciones durante el proceso constructivo, como se comentará más adelante.

La introducción del postesado en la losa obligó a un recrecido de la misma en la zona entre cajones, que pasa a un espesor total de 0,45 m incluida prelosa, de forma que permite la correcta ubicación de las placas de postesado (Figura 4a). De esta forma se colocaron 16 unidades de 12 ø 0,6", 8 por cajón, en la zona entre almas, y 14 unidades de 4 ø 0,6" en el resto de la losa de 0,25 m de espesor (5 por cada voladizo y 4 en el espacio entre cajones) (Figura 4b).

Otro elemento geométrico reseñable, que complicó algo más la disposición de moldes y la elaboración del prefabricado, es el trazado de curvatura variable en planta y alzado, que se absorbió con el juego de alturas de almas de cada cajón.

Se ha dispuesto un apoyo único por cajón y pila, de forma que las torsiones se recogen básicamente por flexión transversal de losa. Los apoyos son de neopreno zunchado, circulares de diámetros 700 y 800 mm. en pilas laterales y centrales, respectivamente.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo es, sin duda, el elemento que más originalidad da a esta estructura.

En primer lugar fue necesario construir dos pilas provisionales que sirvieran de apoyo a las vigas del vano central.

A continuación se procedió a colocar los cajones mediante carro de lanzamiento. Se puso especial cuidado en la coordinación geométrica de los pórticos de paso del carro con los apoyos, tanto provisionales como definitivos (Figuras 5 y 6).

Los cajones se apoyaron en primera fase sobre cajas de arena, una por alma, colocadas apenas 1 cm. por encima de los apoyos definitivos, previamente nivelados. Sobre las pilas provisionales se apoyó sobre cuñas metálicas (Figura 7).

Una vez colocadas las piezas (Figura 8) se rellenaron las juntas en pilas defini-

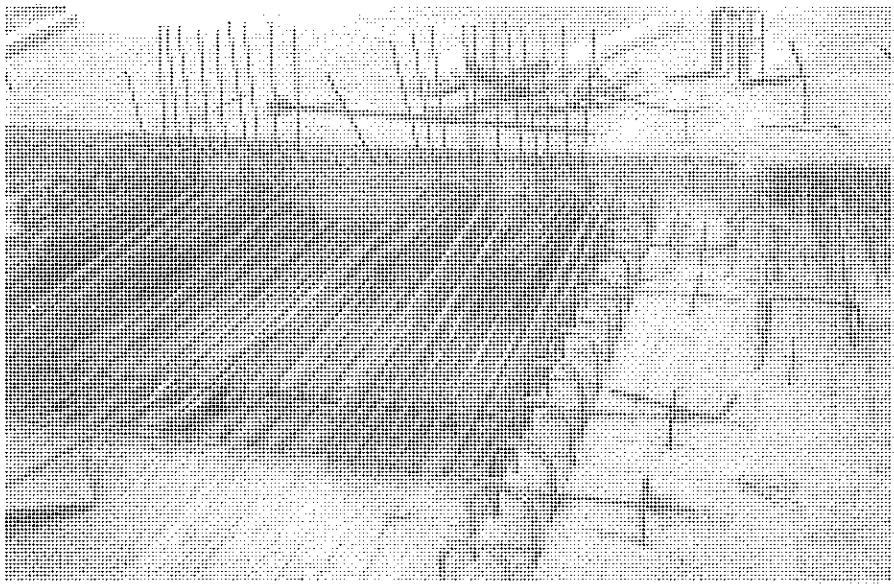


Fig. 4a.- Anclajes de postesado en losa.

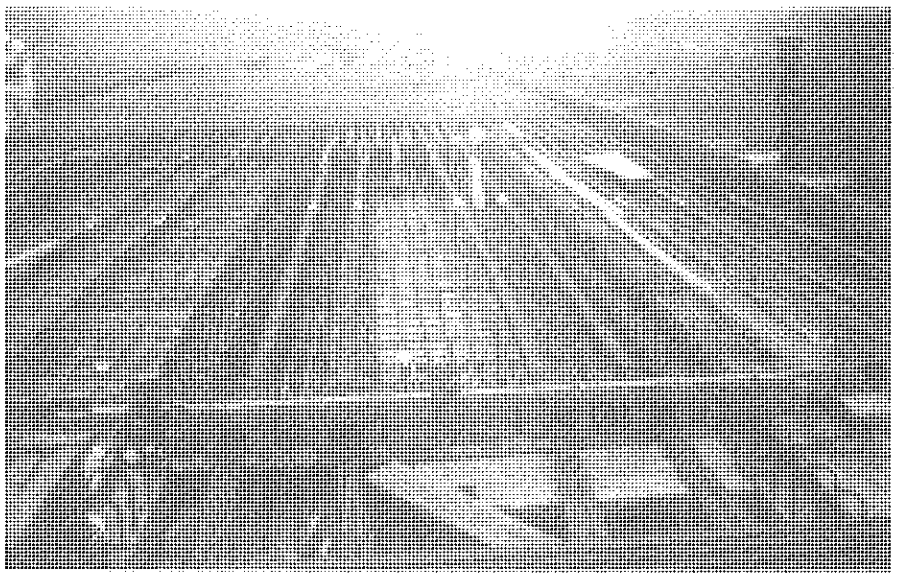


Fig. 4b.- Disposición general del postesado de losa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

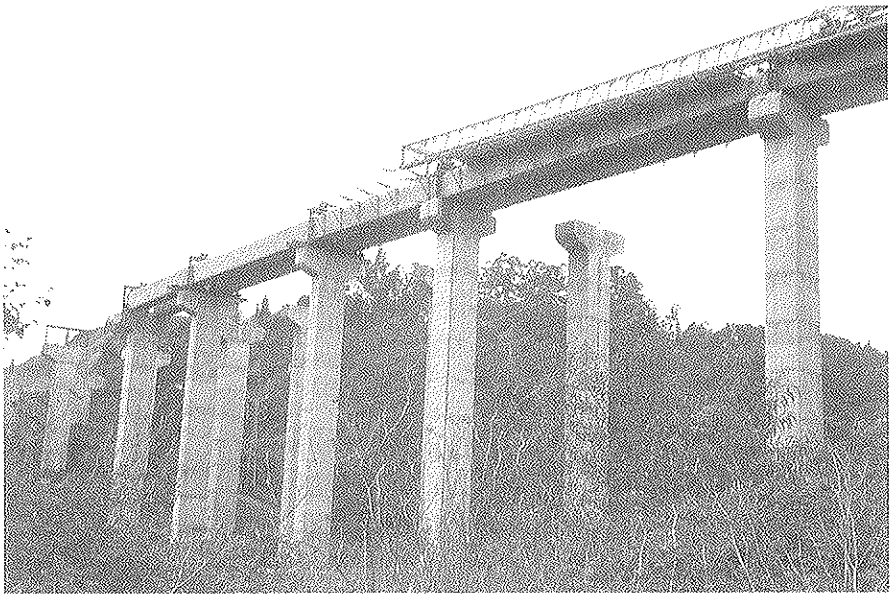


Fig. 5. Proceso de lanzamiento de vigas.

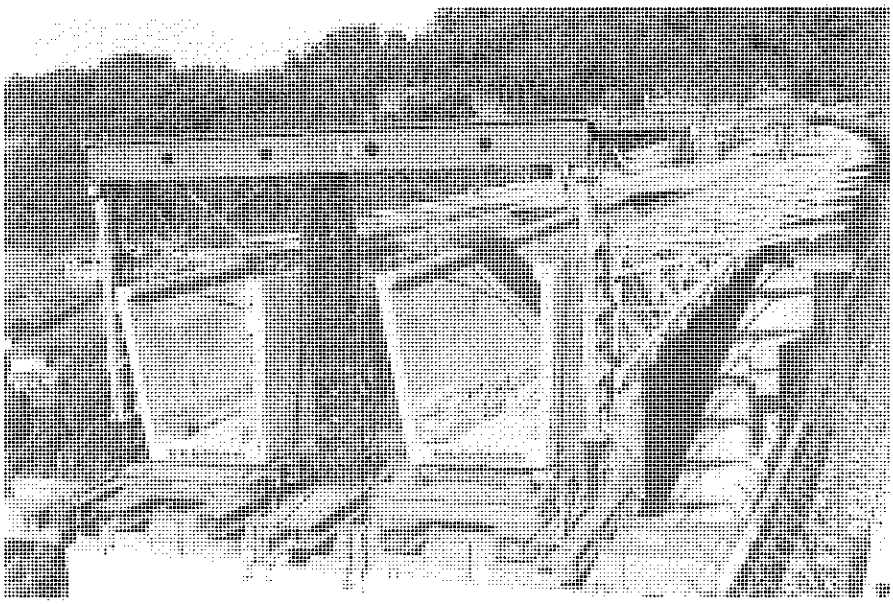


Fig. 6. Apoyo de vigas en pilas provisionales.

tivas, rellenando el espacio de unos 6 cm existentes entre almas y tabla inferior de los cajones.

Al mismo tiempo se rellenó el espacio entre las vigas y el apoyo definitivo, elaborándose de esta forma una meseta de apoyo en segunda fase que absorbe las pendientes del trazado y el canto variable del vano lateral. A continuación se ejecutó el mamparo de las pilas definitivas, cosiéndose las vigas en las pilas centrales con una armadura saliente dispuesta en cabeza. En esta fase la pieza de 32 m continua sin ser conectada al resto, simplemente apoyada en las cuñas metálicas provisionales.

A continuación se hormigonó la zona de losa de negativos (16 m en vano central y 24 en lateral), sobre prelosas previamente colocadas (Figura 9). Las placas de voladizo se colocaron con la ayuda de elementos metálicos provisionales, enganchados a la viga. Las prelosas son colaborantes en la zona de voladizos mediante armadura de conexión. Tras esto se procedió a postesar una primera fase de la losa (Figura 10), justo lo necesario para reducir la reacción en las pilas provisionales pero sin producir levantamiento. También se efectuó el cambio de apoyos en las pilas definitivas.

En este momento se selló la junta en pila provisional y se realizó el primer tesado de unión entre vigas, solidarizándose las tres piezas que componen el vano de 80 m. (Figura 11).

Una vez conectadas las piezas se continúa tesando alternativamente en losa y en continuidad de positivos.

De esta forma se va reduciendo paulatinamente la reacción en los apoyos provisionales hasta conseguir el desapeo automático de la estructura, que se llega a levantar 2 cm sobre ellos (Figura 12). Durante todo este proceso se juega con los isostáticos e hiperestáticos de los pretensados dispuestos para garantizar un nivel de compresión suficiente en todas las secciones del puente.

Por último se hormigonó el resto de losa (positivos vano central y lateral), y se ejecutaron los acabados y se demolieron las pilas provisionales.

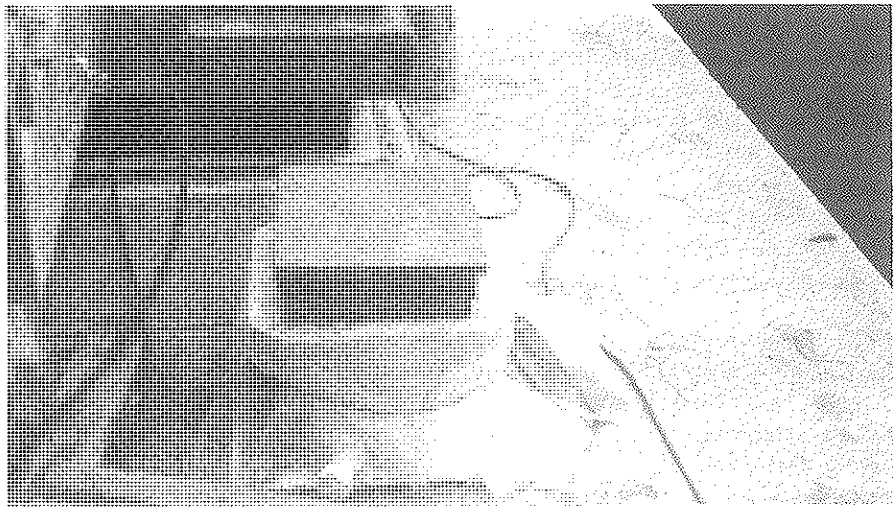


Fig. 7. Apoyo provisional de cuñas sobre caja de arena.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

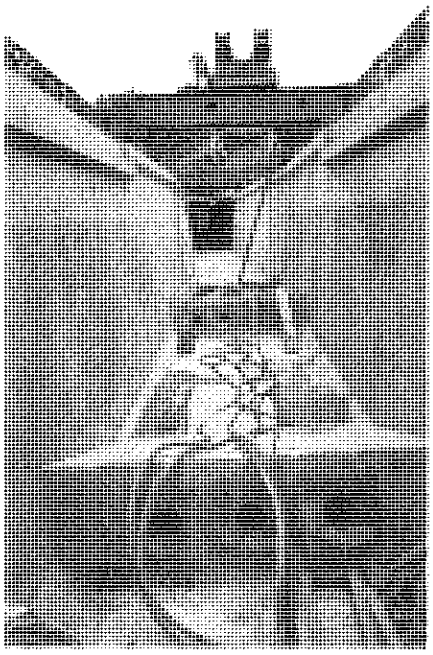


Fig. 8. Vista interior de los cajones montados.

Fig. 9. Colocación de ferralla sobre prelosas.

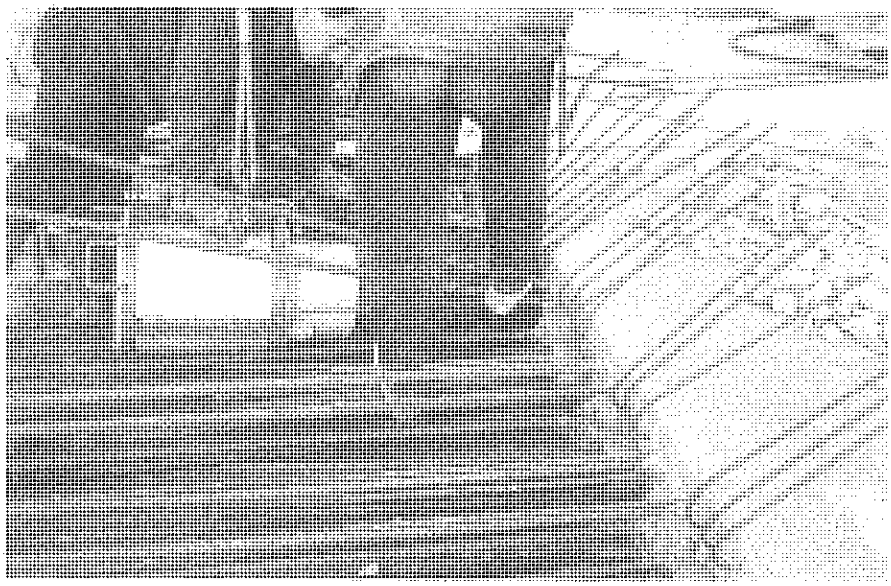


Fig. 10. Postesado de losa.

En la figura 13 se muestran las fases del proceso constructivo.

4. CONTROL DE CÁLCULO

Durante el proceso de cálculo se efectuó un control doble del estado tensional de la estructura .

Por un lado se llevó a cabo un cálculo lineal, fase a fase, introduciendo las cargas sobre la sección correspondiente homogeneizada, sin considerar la influencia de la edad de carga del hormigón en cuanto al módulo de elasticidad de los materiales. Las redistribuciones internas a nivel seccional, por aplicación de cargas sobre secciones parciales, se analizaron en función de la naturaleza de la acción [cargas permanentes a tiempo cero actuando sobre sección cajón (peso propio de cajón o losa, hiperestáticos en sección en cajón), y acciones diferidas en el tiempo sobre sección total (redistribuciones externas)].

La estimación de las redistribuciones externas por fluencia en estructura global resultan fundamentales a tiempo infinito dado el carácter evolutivo de la estructura. En una primera fase de cálculo se valoraron mediante el método de Dischinger:

- Esfuerzos $t_\infty = (1 - e^{-\varphi})$, esfuerzos t_∞ ideal $+ e^{-\varphi}$ esfuerzos t_o, donde:

* Esfuerzos t_∞: esfuerzos adoptados a tiempo infinito.

* Esfuerzos t_∞ ideal: esfuerzos resultantes de aplicar las cargas sobre la estructura final.

* Esfuerzos t_o: esfuerzos en tiempo cero.

Como contraste de este método simplificado se plantearon dos posibilidades:

a) Obtener redistribuciones mediante el método de los gradientes equivalentes, consistente en aplicar a la estructura final un gradiente sección a sección, que corresponde al estado deformacional a tiempo cero, multiplicado por el coeficiente de fluencia, sobre material con características diferidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

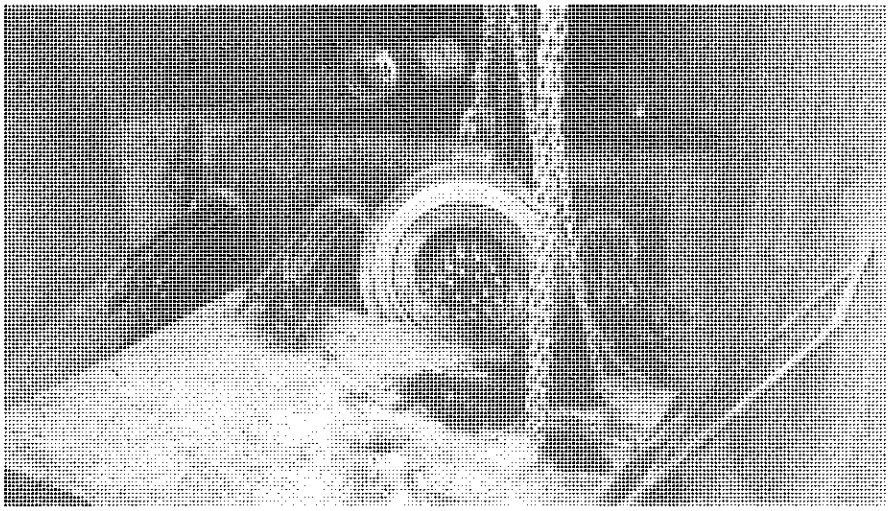


Fig. 11. Postesado de continuidad entre cajones.

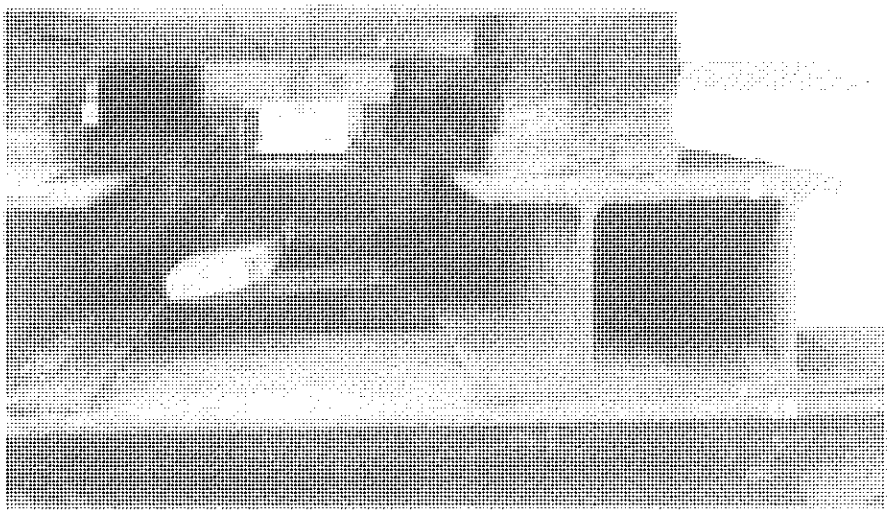


Fig. 12. Apoyo provisional en el instante del desapeo.

b) Utilizar un método paso a paso, que considerara el momento de puesta en carga de cada sección parcial, su módulo de elasticidad variable y los tiempos reales de obra.

Este segundo método resulta más laborioso de cálculo pero suministra información muy útil para el adecuado control de deformaciones en obra, por lo que, de acuerdo con la Empresa Constructora, se optó por llevarlo a cabo.

Con esta idea se utilizó el programa DIFEV, desarrollado por Francisco Millanes, que permite la introducción en tiempo real de cada sección parcial, considerando los módulos de elasticidad variables en el tiempo de cada material, y la aplicación de la fluencia fase a fase.

Los resultados a tiempo cero y tiempo infinito de los dos cálculos efectuados (Dischinger y DIFEV), muestran gran similitud, como se observa en la Figura 14.

Como se puede observar los resultados son bastante ajustados, con variaciones del orden del 3% en el peor de los casos.

Este cálculo exhaustivo fue utilizado posteriormente para el control de fle-

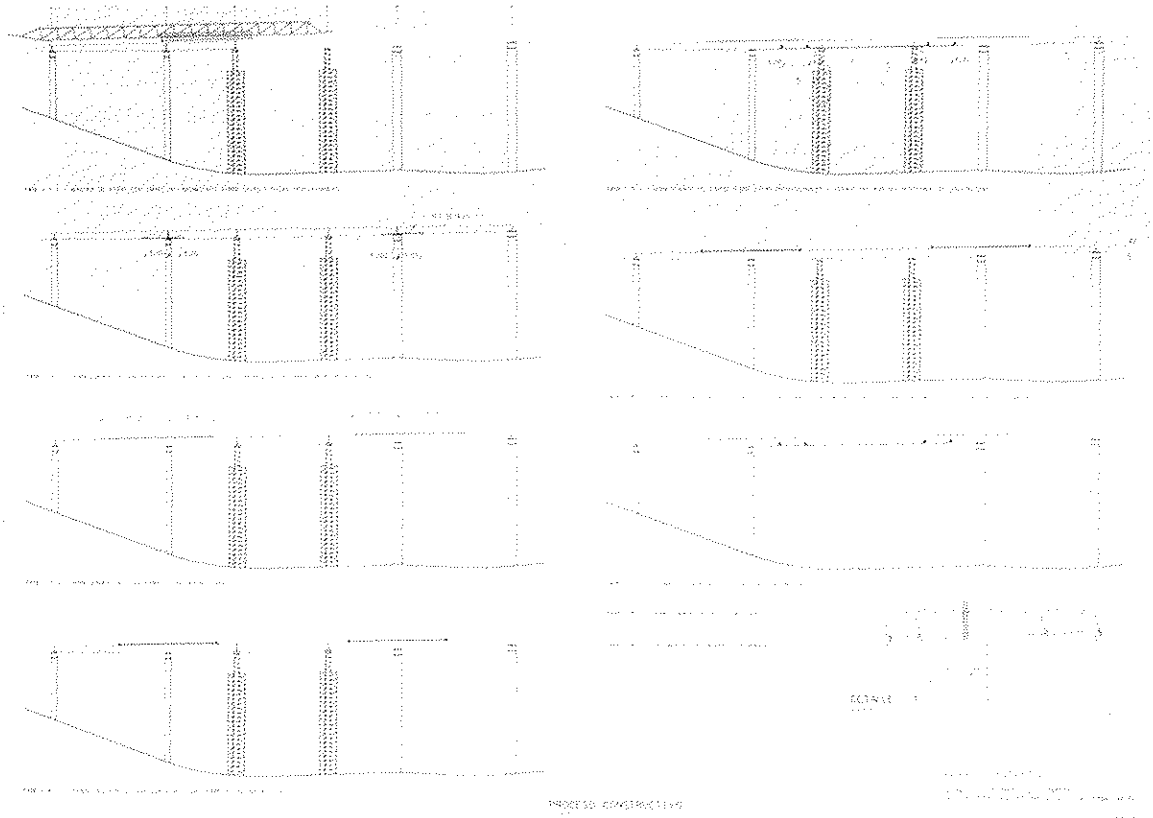


Fig. 13. Fases del proceso constructivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

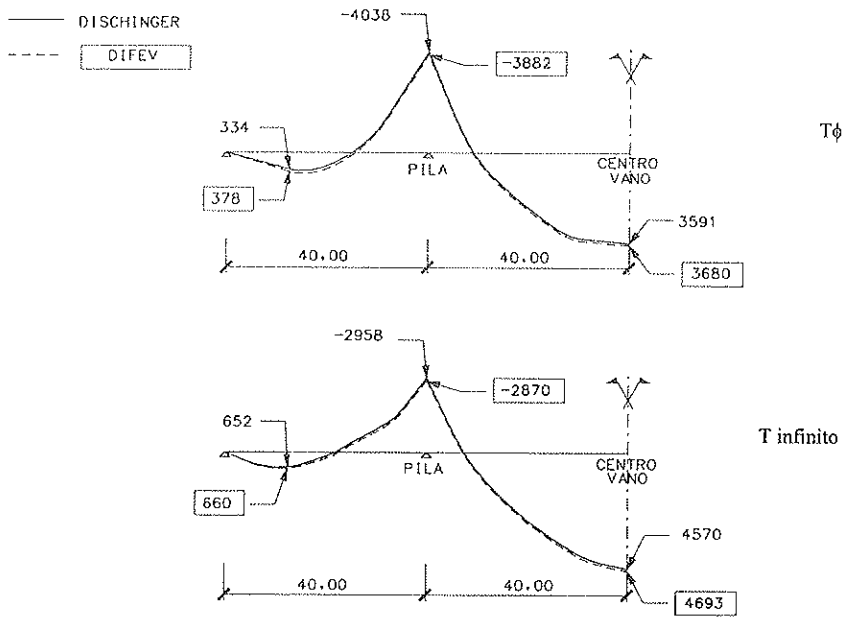


Figura 14. Diagramas comparativos de momentos flectores a tiempo cero y tiempo infinito.

chas en obra comprobándose la concordancia de las mismas con las previstas.

FICHA TÉCNICA

Propiedad: AUTOPISTAS DEL ATLÁNTICO

Proyecto y Apoyo Técnico a las Obras: IDEAM S.A.
Francisco Millanes Mato
Luis Matute Rubio

Empresa Constructora: UTE MARIÑAN (Entrecanales y OCP)

Prefabricación: PACADAR S.A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

I N T E M A C

CURSOS DE ESPECIALIZACIÓN 1999-2000

Especialización
ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Curso C-5

"Cálculo, detalles constructivos y proceso de ejecución de despósitos, tanques y piscinas"

Profesores: J. Calavera Ruiz, E. González Valle y J. Fernández Gómez.

Madrid 28 Febrero al 3 de Marzo del 2000
Plazo límite de inscripción: 14 Febrero del 2000
Duración: 1 semana (tardes)
Coordinador: J. Calavera Ruiz.

Curso C-7

"Cálculo detalles construtivos, cimbrado y descimbrado y proceso de ejecución de estructuras de forjados sin vigas"

Profesores: J. Calavera Ruiz, E. González Valle, J. Cortés Bretón, J. Díaz Lozano, J. Fernández Gómez y R. Rodríguez Escribano.

Madrid 6 y 7 de Abril del 2000
Plazo límite de inscripción: 28 Marzo 2000
Duración: 2 días completos
Coordinador: E González Valle

Especialización
CARRETERAS Y FERROCARRILES

Curso C-6

"Muros de contención in situ y prefabricados. Proyecto, cálculo y ejecución. Aspectos estéticos de los muros"

Profesores: J. Calavera Ruiz, E. González Valle, J. M.ª Cortés Bretón y J. Tapia Menéndez

Madrid 13 al 17 de Marzo del 2000
Plazo límite de inscripción: 128 Febrero 2000
Duración: 1 semana (tardes)
Coordinador: J. Calavera Ruiz.

Especialización
INSTALACIONES

Curso C-8

"Conceptos básicos y defectos críticos en el proyecto y ejecución de instalaciones de climatización"

Profesores: F. Valenciano Carles, J. Bueno Bueno y J. L. Ramírez Lorenzo

Madrid 13 al 17 de Marzo del 2000
Plazo límite de inscripción: 128 Febrero 2000
Duración: 1 semana (tardes)
Coordinador: J. Calavera Ruiz.

LUGAR DE CELEBRACIÓN:: *Madrid, en la Sala de Conferencias de Intemac*
C/ Monte Esquinza, 30, 4.º Dcha.

INSCRIPCIONES E INFORMACIÓN:
Monte Esquinza, 28 - 2.º Dcha - 28010 Madrid
Telf.: 91 310 51 58 - Fax: 91 308 36 09 - E-mail: intemac@intemac.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Viaducto de Barbantes

Barbantes Viaduct

José Luis Álvarez Poyatos

José Ignacio González Esteban

José Rafael Jiménez Aguilar

F.C.C. Construcción, S.A.
Servicio Técnico

RESUMEN

Se trata de un puente continuo con luces de 45 + 5 x 54 + 40,5 m con un tablero de 25,2 m de ancho, construido mediante empuje de un cajón central de 10,8 m de ancho y posterior ensanche mediante voladizos de 7,2 m hasta completar el ancho total.

Existen cuatro pilas cimentadas en el embalse mediante zapatas circulares cimentadas en el lecho rocoso, habiéndose realizado las cimentaciones al abrigo de recintos circulares de tablestacas.

El empuje del tablero se realizó en sentido descendente con una pendiente del 5%, siendo el peso total empujado de 9.400 T. Con el fin de impedir el deslizamiento del tablero en caso de fallo en el sistema de retenida, se diseñó un sistema especial de seguridad.

SUMMARY

The Barbantes viaduct is a continuous bridge with 45 + 5 x 54 + 40,5 m spans, the width of the deck is 25.2 m, a central box 10,8 m width was built by the incremental launching method, afterwards it was widen with side cantilevers of 7,2 m to the full width.

There are four piers in the reservoir, the foundations are direct on the rocky bed, the construction of the foundations was done by means of round sheetpile enclosures.

The launching of the deck was done downwards with a 5% slope, with a weight of the deck in the last stage of 9400 T. In order to prevent the slippage of the deck in case of fail of the retaining system it was designed a special security system.

1. PLANTEAMIENTO

El viaducto de Barbantes se encuen-

Foto 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

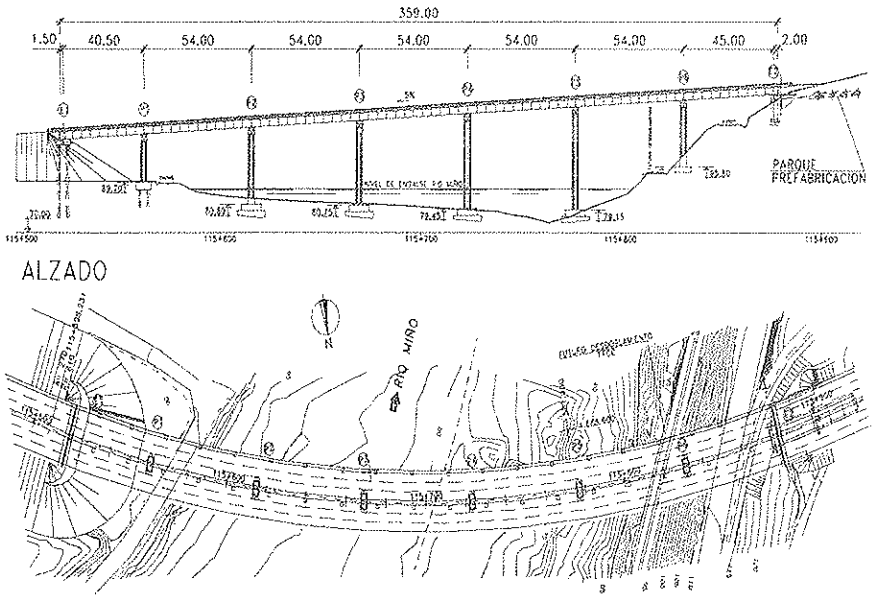


Figura 1.

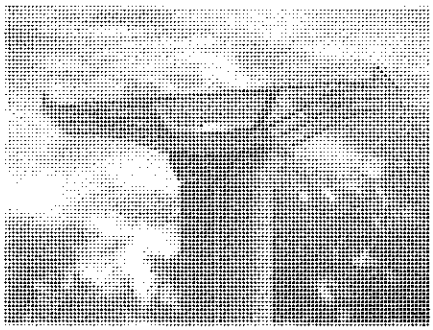


Figura 2.

tra en el tramo Orense-Barbantes de la autovía de las Rías Bajas, correspondiente al acceso sur a Galicia, salva el paso de la autovía sobre el río Miño en la cola del embalse de Castrelo, cruzando el FFCC Orense-Vigo y la carretera Nacional CN-120.

Se trata de un puente continuo de 359 m de longitud total, con luces de 45 + 5 x 54 + 40,5 m; las dos calzadas de la autovía se sitúan en un único tablero de 25,2 m de ancho, construido mediante empuje de un cajón central de 10.8 m de ancho y posterior ensanche mediante voladizos hasta completar el ancho total.

El trazado está en un curva circular de 610 m en planta y una rampa del 5%, con dos calzadas de 12,6 m cada una.

En la zona del cruce del embalse, el calado oscila entre 10 y 12 m, lo que dificultaba la ejecución de las cimentaciones situadas en el mismo.

En el proyecto original el cruce del embalse se resolvía mediante una estructura por calzada, con una luz máxima de 150 m, construida por voladizos sucesivos; a pesar de esta luz se cimentaban las cuatro pilas correspondientes al vano principal dentro del embalse, situándose las correspondientes a la margen izquierda en la zona de mayor calado del mismo.

Se ha adoptado como solución un puente de luces de 54 m con un tablero único para ambas calzadas, de forma que el número de pilas cimentadas en el río sigue siendo cuatro, aunque dos de ellas se sitúan en la zona central del embalse.

Con el fin de independizar al máximo la ejecución del tablero del embalse, el procedimiento de ejecución ha sido el de construcción del tablero en el estribo situado a mayor cota y el empuje del mismo a su posición definitiva.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Pilas

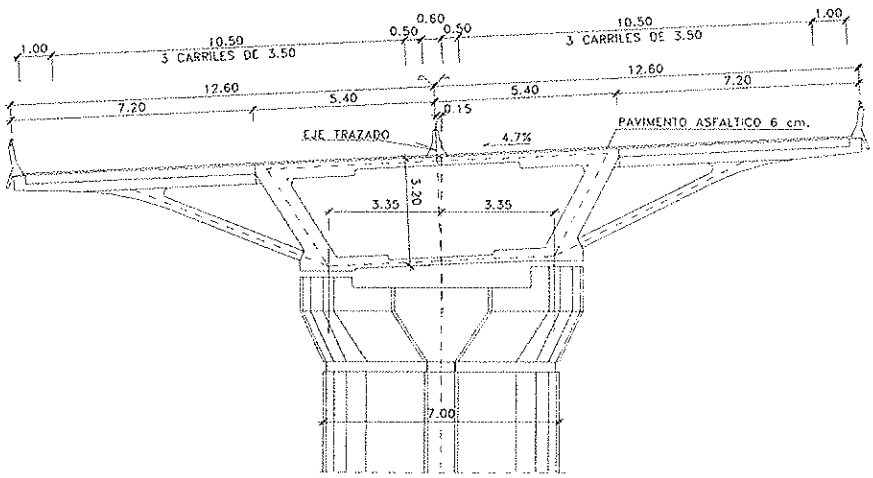
Se ha proyectado una pila única para ambas calzadas. Las pilas tienen sección constante rectangular de 7,0 x 3,30 m terminada en los lados menores en semicírculo con el fin de proporcionar un perfil adecuado para la corriente del agua. La altura máxima es de 39 m; en su parte superior llevan un capitel de 8,40 m de anchura para alojar los apoyos del tablero.

Existen cuatro pilas en el embalse, en las que se han proyectado cimentaciones directas a la roca sobre un relleno de hormigón pobre mediante zapatas circulares de 10 m de diámetro.

Las dos pilas situadas fuera del embalse tienen: una, cimentación directa en la roca de la ladera de la margen derecha y la otra, situada en el aluvial, cimentación profunda mediante seis pilotes de 1,8 metros de diámetro.

TABLERO

Es un tablero único para ambas calzadas de la autovía, realizado en hor-



SECCION TRANSVERSAL

Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

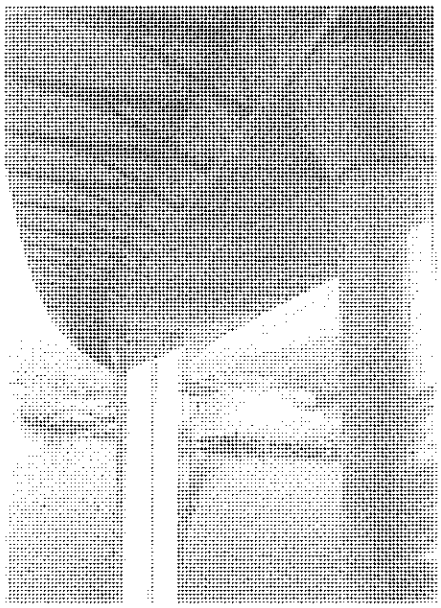


Foto 2.

migón H-450, con un ancho total de 25,20 m, formado por un cajón central de 3,2 m de canto, 10,8 m de ancho superior y 8,6 de ancho inferior y almas inclinadas 30°. Tiene almas de 70 cm de ancho; siendo las losas de 25 cm de canto la superior y 22 la inferior, con unos regruesamientos en los laterales en los que se sitúa el pretensado de empuje.

El ancho del tablero se completa mediante voladizos, de 7,20 m formados por ménsulas prefabricadas de hormigón, situadas cada 4,5 m, y una losa de 25 cm formada por prelosas de 6 cm de espesor y completada con hormigón "in situ". Los anclajes del pretensado transversal se incorporan en el borde de la prelosa.

Las ménsulas están constituidas por una viga horizontal de 50 x 35 cm y un puntal inclinado de 35 x 40 cm. El extremo inferior del puntal apoya en un cajetín dejado en el tacón inferior del tablero.

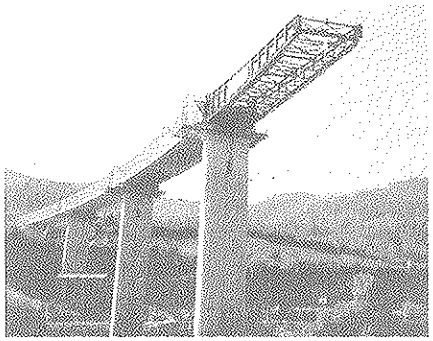


Foto 3.

El cajón se construye en fases de 18 m de longitud, en un parque de fabricación situado detrás del estribo de más cota, y se coloca en su posición mediante empuje. Una vez finalizado el proceso, se completa el tablero mediante el montaje de los voladizos.

El pretensado longitudinal está formado por tres familias. Las dos primeras que corresponden al pretensado de empuje, son rectas y están colocadas en el ala superior y en la inferior. Cada familia de cables tiene la longitud correspondiente a tres fases, estando formados por 12 unidades de 19ϕ0.6" en la losa superior y por 8 unidades de 15ϕ0,6" en la losa inferior. Una vez terminado el empuje se realiza la puesta en carga de los tendones de servicio situados en las almas (dos unidades de 31ϕ0,6" por alma) que se tesan el 50% antes de hormigonar los voladizos y el resto después.

Se ha dispuesto un pretensado transversal en la losa superior del tablero formado por unidades de 4ϕ0,6" cada 1,55 m; además, existe un cable de 4ϕ0,6" para el anclaje de cada ménsula de apoyo del voladizo.

3. PROYECTO

La estructura tanto por su geometría como por el método constructivo, presenta peculiaridades que han condicionado el planteamiento del proyecto.

El tablero es un cajón monocelular con una relación ancho/luz entre puntos de inflexión de 0,67 por lo que la distribución de tensiones longitudinales en las losas dista mucho de ser uniforme. Por otra parte el método constructivo presenta una constante evolución del esquema estructural durante el empuje; el posterior hormigonado de los voladizos origina una redistribución de tensiones entre el cajón y éstos debida a la retracción y fluencia diferenciales.

Para el desarrollo de los cálculos existían dos posibilidades: la utilización de programas generales de cálculo de estructuras, o la utilización de programas específicos con capacidad para el estudio de los distintos fenómenos descritos.

El segundo camino presenta varios problemas, ya que no existe un programa único que permita abordar simultáneamente todos estos fenómenos, y los programas de elementos finitos que pueden analizar con detalle el comportamiento de la estructura, no están preparados para manejar eficazmente el elevado número de hipótesis de cálculo y combinaciones necesario para el proyecto.

Por estas razones se ha preferido desarrollar el proyecto con los programas generales de barras en dominio elástico utilizados normalmente para el proyecto de puentes, habiéndose modificado los criterios de cálculo para tener en cuenta los resultados de los análisis realizados mediante programas específicos.

Para el estudio de la distribución transversal de tensiones longitudinales se ha realizado un cálculo mediante elementos finitos, del que se han obtenido las inercias eficaces para cada sección del vano. Los resultados obtenidos se han comparado con los métodos aproximados de determinación de anchos eficaces de la norma DIN y el Eurocódigo 2.

El estudio de la redistribución de tensiones dentro de la sección transversal debida al hormigonado no simultáneo del cajón y voladizos se ha efectuado mediante un análisis con el programa "Adapt", que permite analizar los efectos reológicos de hormigón en estructuras de barras. Habiéndose estudiado por separado el efecto de la retracción y de la fluencia diferencial. De este estudio se obtuvieron los valores de los parámetros utilizados para simular los efectos reológicos en el modelo de cálculo.

La aplicación del efecto de la retracción al modelo elástico de barras se ha realizado aplicando a los voladizos una tracción y a la sección cajón la compresión y el momento que la equilibran.

El efecto de la fluencia se ha realizado por el método clásico de obtener los esfuerzos reales en el tablero como la suma de una fracción de los esfuerzos obtenidos al aplicar las acciones sobre la estructura sobre la que comienzan a actuar y otra fracción de los esfuerzos obtenidos al aplicar las cargas sobre la estructura final. Los

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

coeficientes aplicados para la obtención de los esfuerzos debidos al peso propio y pretensado a tiempo final, determinados a partir del estudio anteriormente citado, ha sido el 35% de los esfuerzos debidos a la aplicación de las cargas sobre la estructura en las que se aplican y del 65% de los esfuerzos debidos a la aplicación de las cargas sobre la estructura final.

Para el estudio de los esfuerzos que aparecen durante el proceso de empuje se ha realizado un programa que genera los modelos de cálculo correspondientes a cada fase, habiéndose analizado el proceso de empuje en avances de tres metros. Los modelos contemplan todas las variables del proceso: hormigonado y tesado de las distintas fases de construcción, avance del tablero con la correspondiente modificación de la posición de los apoyos, variación de las inercias eficaces en cada sección al desplazarse los apoyos, cambio de los apoyos verticales de guiado horizontal en cabeza de pilas, despegue del tablero del parque de fabricación, etc.

Debido a la curvatura del puente y a realizarse el empuje en pendiente, la distribución de fuerzas transversales de guiado varía con el rozamiento en los apoyos de las pilas y en el parque, por lo que el análisis del proceso de empuje se realizó para distintos valores de los citados coeficientes de rozamiento.

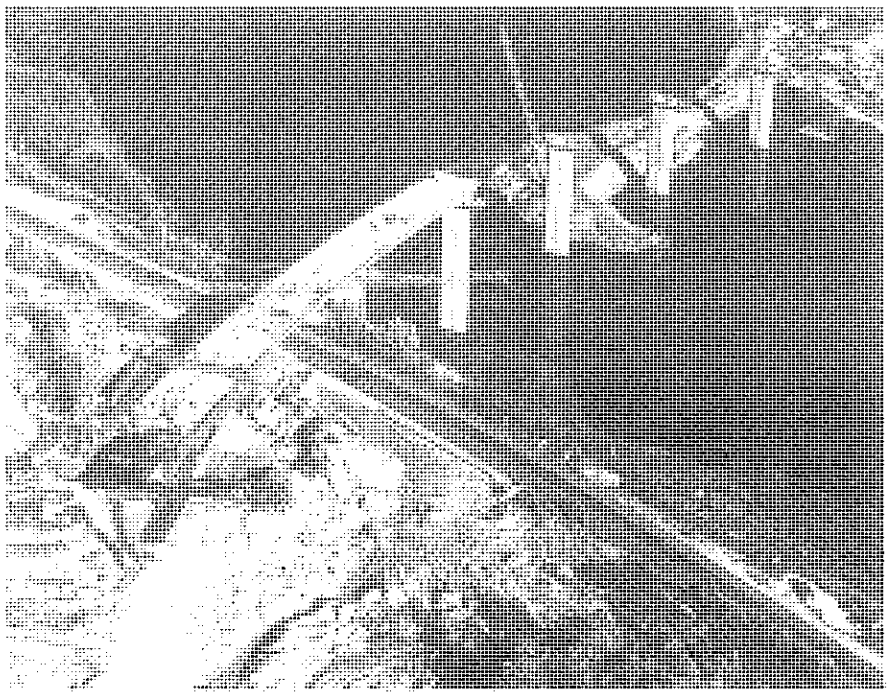


Foto 4.

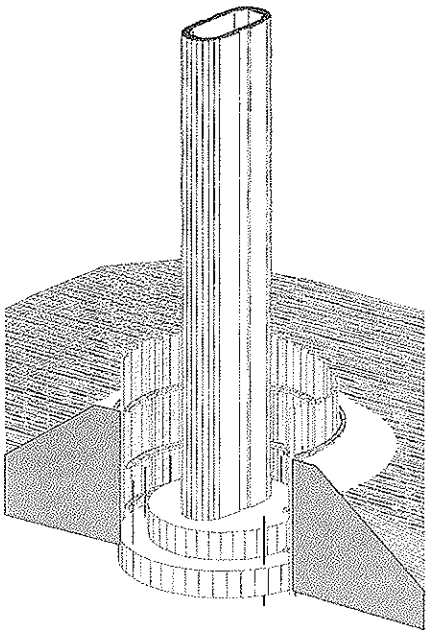


Figura 4

4. CONSTRUCCIÓN

Pilas

En la ubicación de las pilas dos a cuatro, el terreno en el fondo del embalse está formado por un aluvial de espesor variable entre cinco y ocho metros bajo el que aparece un sustrato de granito sano. Debido a tratarse de un embalse de producción hidroeléctrica, estando el río muy regulado, no existe apenas variación anual de calado, por lo que la construcción se tuvo que realizar bajo el agua al abrigo de recintos de tablestacas.

El aluvial está formado por arenas y gravas con abundante presencia de bolos, lo que impedía la hinca de tablestacas para realizar los recintos estancos para la construcción de las cimentaciones.

La ejecución de las mismas se ha realizado mediante dragado del aluvial y vertido de jabre, con el que se ha realizado una península en el que se han hincado los recintos de tablestacas (Fig. 4). Para simplificar los arriostramientos, las zapatas son circulares con un diámetro de 10 m, siendo los recintos también circulares de 14,4 m de diámetro. En la situación de la pila cinco, la roca aparece directamente en el fondo del embalse, habiéndose ejecutado el recinto de tablestacas con medios flotantes sin ejecutar península.

Una vez completados los recintos, se dragaba el interior, se limpiaba el fondo con ayuda de buzos y se vertía un tapón de hormigón sumergido, procediéndose al achique del recinto para la construcción de las zapatas. Los fustes se realizaron mediante trepado.

EMPUJE DEL TABLERO

El tablero se construyó en dos etapas, en la primera se realizó el cajón central mediante empuje desde uno de los estribos, una vez completado, se construyeron los voladizos colocando unas ménsulas sobre las que se hormigonó la losa.

El cajón central del tablero se construye en 20 fases de 18 m de longitud en un parque de fabricación situado detrás del estribo 2. Habiéndose utilizado un pico de empuje de 32 m de longitud.

Debido a que el estribo situado en la cota más baja se encuentra sobre un

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

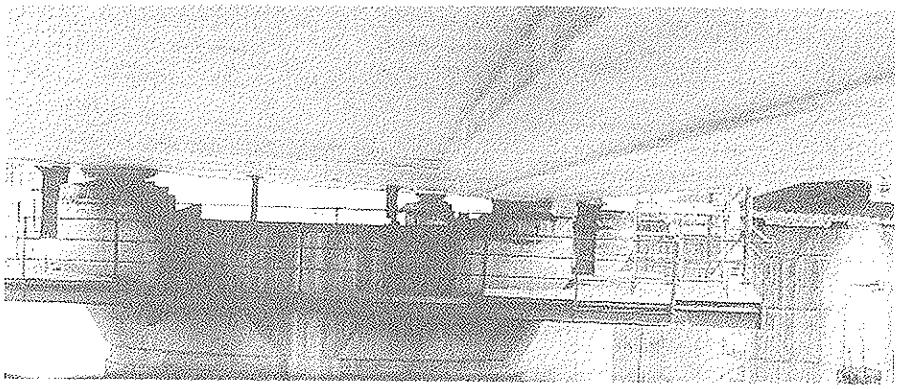


Foto 5.

terraplén de 12 m de altura que dificultaba la ubicación del parque de fabricación, el empuje se realizó en sentido descendente con pendiente de 5%.

Cada una de las fases, que corresponde a un tercio de la longitud de los vanos centrales, con un volumen de 190 m³, se hormigonó en una fase, ejecutándose en un ciclo de una semana.

La ferralla de la losa inferior y almas se prefabricaba sobre una cama adyacente al parque en dos módulos de 9 m que se colocaba mediante grúa-torre, a continuación se introducía el encofrado interior rodando sobre vías y se colocaba la armadura de la losa superior también prefabricada en dos partes.

El peso total del tablero empujado es de 9.400 T por lo que la fuerza horizontal máxima de retenida del tablero debida a la pendiente, es en la última fase de 377 T.

El empuje se realiza sobre los apoyos definitivos, (Foto 6) que son de tipo pot, sobre los que se dispone una placa superior con dos superficies de deslizamiento, la inferior horizontal para los movimientos de servicio y la superior para el empuje, con pendiente del 5%. Durante el empuje la placa se encuentra fija al apoyo; al terminar el mismo, se bloquea el movimiento en este plano mediante unas chapas que la fijan al tablero e inyección de grout, y se libera el desplazamiento en la superficie de deslizamiento de servicio.

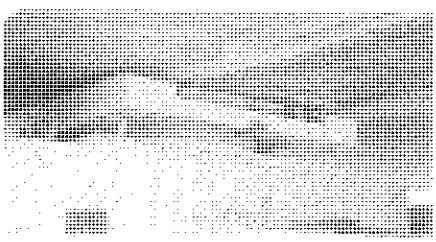


Foto 6.

Para el análisis del empuje se ha supuesto un coeficiente de rozamiento en los apoyos de teflón de los apoyos deslizantes entre el 1 y el 3% y en las guías del parque de fabricación, entre el 20 y el 40% aumentando hasta el 50% en el comienzo del empuje de cada fase.

Al realizarse el movimiento en sentido descendente, en la elección del sistema de empuje se ha tenido en cuenta la necesidad de evitar el deslizamiento incontrolado del tablero en caso de fallo de algún elemento del equipo de empuje.

Para controlar el movimiento del tablero con seguridad frente a cualquier eventualidad se han seguido los siguientes criterios:

- Aplicar al tablero una fuerza de retenida mayor que la máxima fuerza de caída previsible, con el fin de mejorar el control de avance, de forma que el movimiento del tablero se deba al empuje del mismo.

- Aplicar la fuerza de retenida mediante tres equipos independientes, de forma que en caso de fallo de alguno de ellos quedase disponible una fuerza suficiente de retenida.

- Colocación de un sistema de detención que en caso de fallo de algún equipo haga parar el tablero.

El sistema de empuje está constituido por los siguientes equipos:

Equipo principal de empuje, compuesto por gatos verticales de levantamiento con capacidad para 1.650 T y gatos horizontales de doble efecto, con una capacidad de 600 T de empuje y 300 T de retenida, en los que se aplica en la cámara dorsal la fuerza de empuje y en la cámara frontal un porcentaje del orden del 27% de la fuerza necesaria para la retenida. (Foto 7).

Equipo auxiliar de retenida, formado por gatos horizontales de 150 T, conectados mediante barras a los gatos verticales del equipo principal, a los que se aplica un 23% de la fuerza de retenida.

Equipo dorsal de retenida (Foto 8), formado por dos gatos de "heavy lifting" con una capacidad de retenida de 300 T en servicio y 600 T en emergencia; situados en el extremo dorsal del parque de prefabricación, que actúan sobre dos tendones de pretensado acoplados a los anclajes del extremo final de la losa inferior del tablero, a los que se aplica un 50% de la fuerza de retenida. Van dotados de un sistema de clavado de cuñas auxiliares que bloquea el movimiento de los tendones de pretensado en caso de que se dispare el sistema de detención de emergencia.

Con el fin de conocer la respuesta del tablero frente a la eventualidad de fallo del sistema de retenida, se ha realizado un estudio del comportamiento del mismo en el caso de una reducción brusca de la fuerza de retenida por debajo de la necesaria.

De este estudio se dedujo que en las últimas fases de empuje, el tiempo disponible para el frenado del tablero en caso de fallo de alguno de los equipos de retenida es menor de 4 segundos, por lo que se concluyó la necesidad de instalar un sistema automático de parada en caso de que un fallo en el sistema de retenida originara una pérdida de control del tablero. El control del empuje del tablero se realizaba mediante un tacómetro que disparaba el sistema de parada en caso de que la velocidad del tablero duplicara la velocidad teórica de empuje, presiómetros de control de los circuitos

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

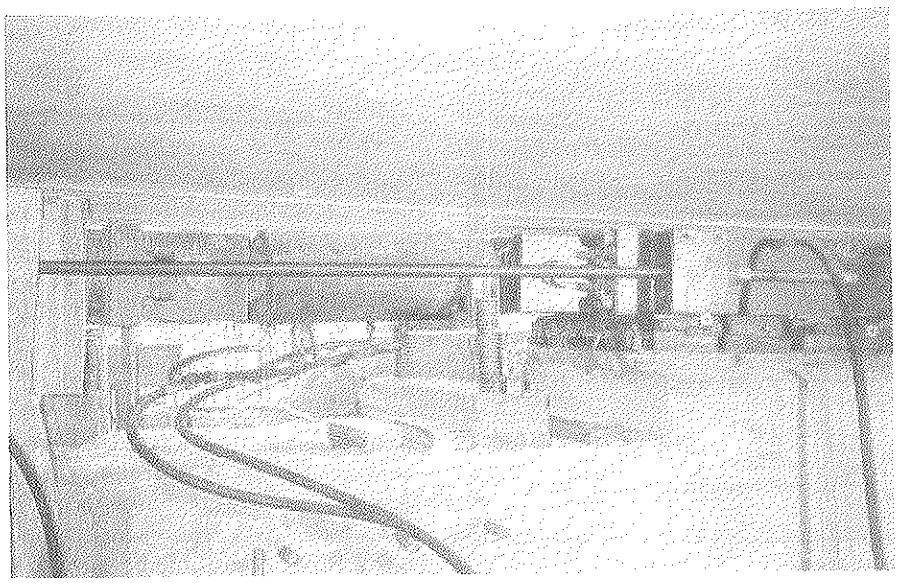


Foto 7.

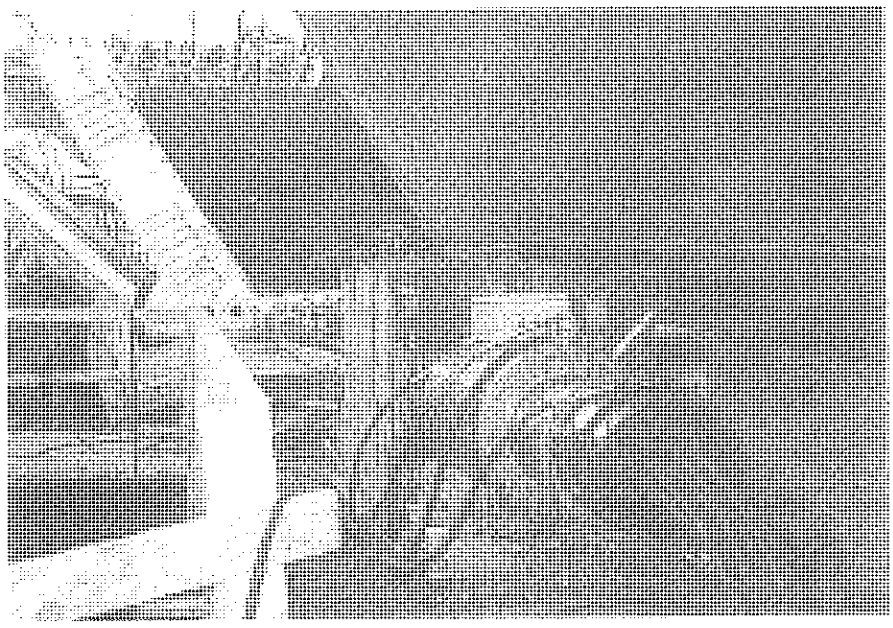


Foto 8.

hidráulicos de retenida de los tres equipos, setas de accionamiento manual y control del corte del suministro de energía eléctrica.

El sistema de parada consistía en la detención del equipo de empuje, descenso del tablero sobre las placas de frenado y clavado de las cuñas de los gatos de retenida dorsales.

Los equipos se diseñaron y calibraron para que el tiempo de respuesta a partir del disparo del sistema de emergencia, fuera de un segundo. El sistema de empuje fue diseñado por BBR que se encajó de ejecutar el proceso de empuje.

Al finalizar el empuje de cada fase, para colocar la ferralla de la fase siguiente es necesario retirar los cables de retenida dorsal, quedando el tablero frenado en unas placas rugosas de freno situadas detrás de los gatos de empuje. En caso de un descenso de la temperatura durante el tiempo de ejecución de la fase siguiente, el tiro del tablero aumenta, pasando de ser del orden del 2% hasta casi el 8%, al sumarse los efectos de la pendiente y del rozamiento en sentido inverso.

En las últimas fases constructivas la fuerza que aparece en esta situación es mayor que la que se puede resistir en las placas de freno con la reacción del tablero, habiéndose resuelto el problema aumentando la reacción mediante un yugo metálico que se colocaba sobre el tablero y se pretensaba contra la zapata del estribo mediante dos cables verticales de 24ϕ0,6".

En los últimos metros de empuje del tablero completo, al llegar el extremo dorsal del mismo al estribo, la reacción sobre los gatos de empuje se reduce hasta la cuarta parte del valor normal, reduciéndose por lo tanto la capacidad de maniobra del equipo de empuje. En estos metros se utilizó el yugo, deslizando mediante teflones sobre unas bandas de acero colocadas en el tablero, para mantener constante el valor de la reacción vertical sobre el equipo de empuje.

Una vez completado el proceso de empuje, se procedió a cambiar las superficies de deslizamiento de los apoyos de pilas y estribos, liberando las horizontales y bloqueando las inclinadas, levantando el tablero pila a pila mediante 16 gatos de 200 T, retirando las almohadillas de deslizamiento, las chapas de acero inoxidable, inyectando grout entre la placa y el tablero, y soldando las placas de deslizamiento a unas chapas encastradas en el fondo del tablero.

En servicio el tablero se fija en las dos pilas centrales, y tiene libertad de movimiento longitudinal en el resto de las pilas y los estribos.

TERMINACIÓN DEL TABLERO

Una vez completado el empuje y cambiados los apoyos a su esquema

Foto 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

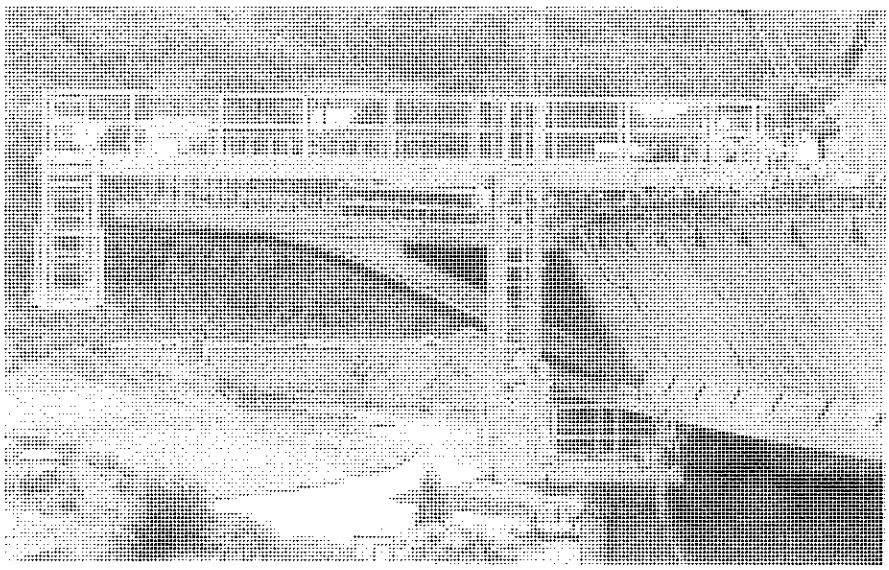


Foto 10.

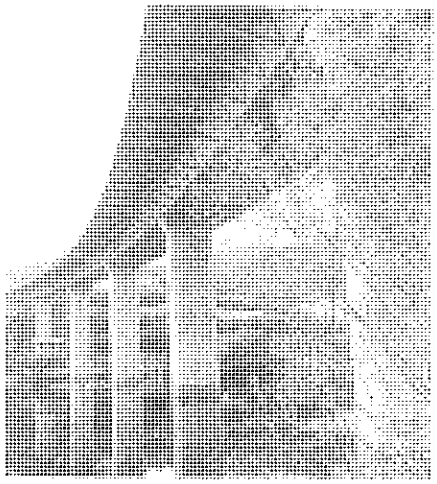


Foto 11.

de funcionamiento de servicio, se procedió a completar el tablero.

En primer lugar se procedió al tesado de del pretensado de continuidad, en esta fase se tesan únicamente la mitad de los cables.

A continuación se hormigonaron las riostras sobre pilas y estribos que no se hormigonan con el resto del tablero para evitar interferencias con el encofrado interior.

La continuidad de la armadura de la pila y las riostra se logra mediante conectores dejados en los paramentos interiores del tablero. La riostra se hormigona con aditivo antiretracción a través de unos huecos dejados en la losa superior.

Paralelamente se terminaron los voladizos. Las ménsulas se colocaron desde el propio tablero con ayuda de un camión grúa y una estructura auxiliar (Foto 10); la conexión de éstas al tablero se realiza mediante un cable de pretensado de 4ϕ0,6" que se sitúa en la viga superior de la ménsula y se tesa desde el interior del cajón.

Una vez montadas las ménsulas, se colocan unas prelosas de 6 cm de espesor sobre las que se hormigona el resto de la losa y se tesa el pretensado transversal. La construcción se completa con el tesado del resto del pretensado longitudinal de almas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 23: Invierno de 1999

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el trigésimo segundo ciclo, correspondiente al **invierno de 1999,** son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
2 Marzo	Félix **Marín Andrés** Dr. Arquitecto ETS de Arquitectura, UPM	*Nuevas tendencias y soluciones para tejados*
16 Marzo	Juan **Rodado López** Dr. en Química Industrial, ITECE IBERINSA	*Puentes atirantados continuos: Realizaciones y nuevas tendencias*
30 Marzo	Juan de Dios **Izquierdo Díaz** Licenciado en Química Industrial SIKA, S.A.	*Hormigones autocompactables*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Puente de ferrocarril en Teherán (Irán)

Railway bridge at Tehran (Iran)

José Antonio Llombart

♦

Jordi Revoltós

♦

Ingenieros de Caminos
(Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA. Madrid)

RESUMEN

El puente está destinado al cruce de un ferrocarril urbano, de doble vía, sobre una futura autopista constituida por cuatro calzadas. El cruce se caracteriza por su acusado esviaje (22,5º) y por las exigencias de gálibo libre para el paso de los vehículos por debajo del tablero de la estructura.

La solución desarrollada ha consistido en la constitución de dos puentes gemelos, uno para cada vía, con el tablero formado por una viga continua de hormigón postesado, de sección abierta, de 3,20 m. de canto total y un espesor de 0,55 m. bajo la capa de balasto, habiéndose resuelto con ello la problemática relativa al gálibo. La longitud total de cada tablero es de 206 metros y las luces máximas, 51,60 m.

SUMMARY

The Tehran – Karaj bridge is a Railway structure of double track over a future Highway. The crossing is characterised by the skew angle of 22,5º (Tracks and Highway) and the necessity of providing sufficient clearance over the Highway in spite of the scarce level difference between Railway tracks and Highway carriageways.

The structure is made of two twin bridges, each one has an overall length of 206,40 m The spans between pier axis are 46,44 – 51,60 – 51,60 – 46,44 m. There are on both ends, small cantilever spans (5,16 m.) between extreme bearings and earth fill.

1. INTRODUCCIÓN

El puente está destinado al cruce de un ferrocarril urbano, de doble vía, sobre una futura autopista constituida por cuatro calzadas (Figura 1). El proyecto del puente, realizado en España, planteaba la necesidad de construir un cruce con un acusado esviaje (22,5º), con exigencias de gálibo estricto para el paso de vehículos por debajo del tablero de la estructura. Se exigía, por otra parte una solución diáfana, distinta a la de un puente – pérgola, que en principio se perfilaba como indicada para resolver de una forma práctica el problema funcional, con sus peculiaridades de tipo geométrico.

2. CARGAS DE DISEÑO

El diseño estructural del conjunto ha estado influenciado por la consideración de los requisitos derivados de las cargas horizontales consideradas en el cálculo, motivadas por una parte, por la alta sismicidad donde se encuentra situada la obra, con una aceleración de cálculo de 0.35g y por la fuerza debida al frenado, derivada de la aplicación de la Norma U.I.C., que para este caso concreto tiene un valor, en estado de servicio, de 4240 kN para cada tablero.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL

La solución desarrollada ha consistido en la constitución de dos puentes gemelos, (Figura 2) uno para cada vía, con el tablero formado por una viga continua de hormigón postesado, de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

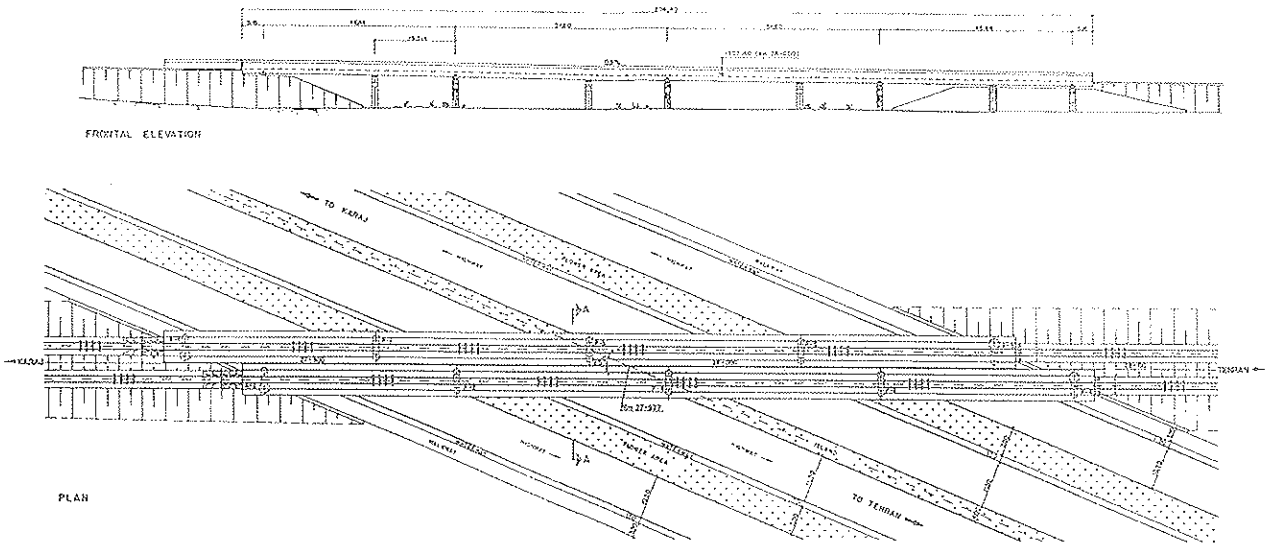


Figura 1. Definición general (Alzado y planta).

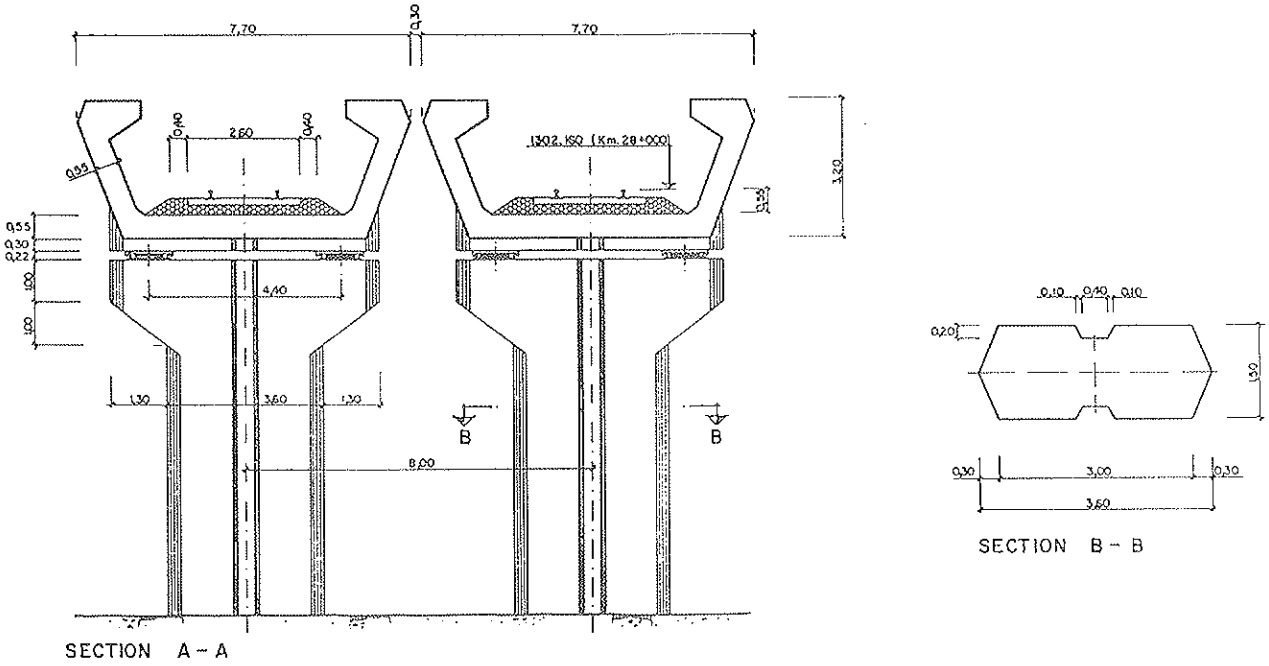


Figura 2. Tableros y pilas. Secciones.

sección abierta, de 3,20 m. de canto total y un espesor de 0,55 m. bajo la capa de balasto, habiéndose resuelto con ello la problemática relativa al gálibo (Figura 3).

Dado que el espacio libre a disponer para cada una de las cuatro calzadas era idéntico, se estimó necesario adoptar una disposición especial con el objeto de que no resultasen penalizados los vanos extremos. La longitud total de cada tablero es 206 m y la sucesión de luces es la siguiente:

5,16 – 46,44 – 51,60 –
51,60 – 46,44 – 5,16

Cada tablero responde a un esquema de viga continua, provista de cinco apoyos. En ambos extremos existen unos pequeños tramos de 5,16 m en voladizo, situados entre los apoyos extremos y el terraplén de acceso.

En las inmediaciones del estribo, el tablero se apoya verticalmente en el eje de un muro de cerramiento situado a ambos lados de la autopista. Debido a la existencia del esviaje y para evitar la disposición de elementos de soporte que pudiesen invadir las aceras, el apoyo del tablero se ha materializado mediante unas ménsulas cortas (Figura 4) unidas a unos elementos verticales situados en el trasdós del muro, en los que se ha dispuesto un pretensado vertical.

4. TABLERO

Cada uno de los tableros está formado por una viga continua, de cuatro vanos, de sección abierta. El espesor de las almas y de la losa inferior es 0,55 m. (Figura 6)

El pretensado está formado por 31 tendones de 12 ϕ 0,5" en toda la lon-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

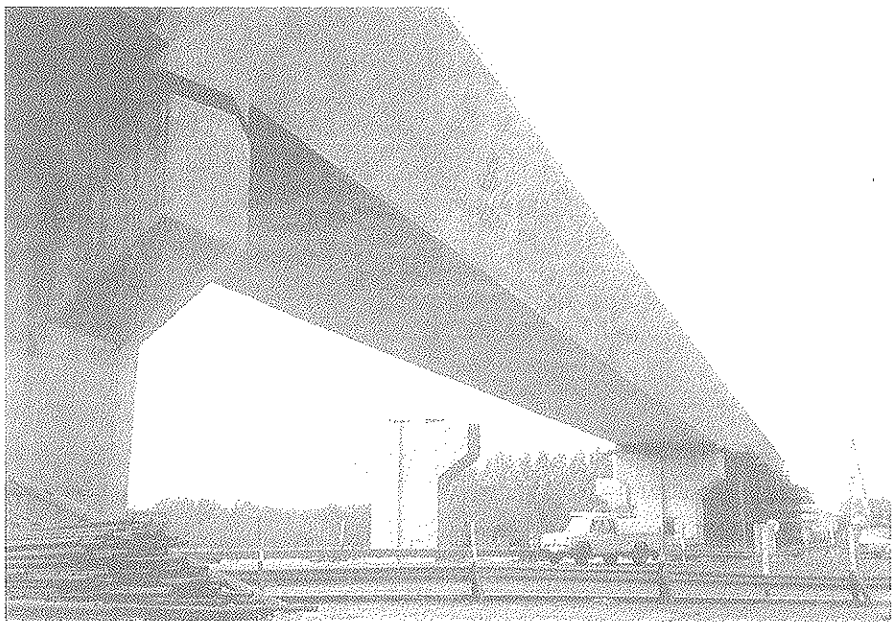


Figura 3. Construcción del tablero, por fases.

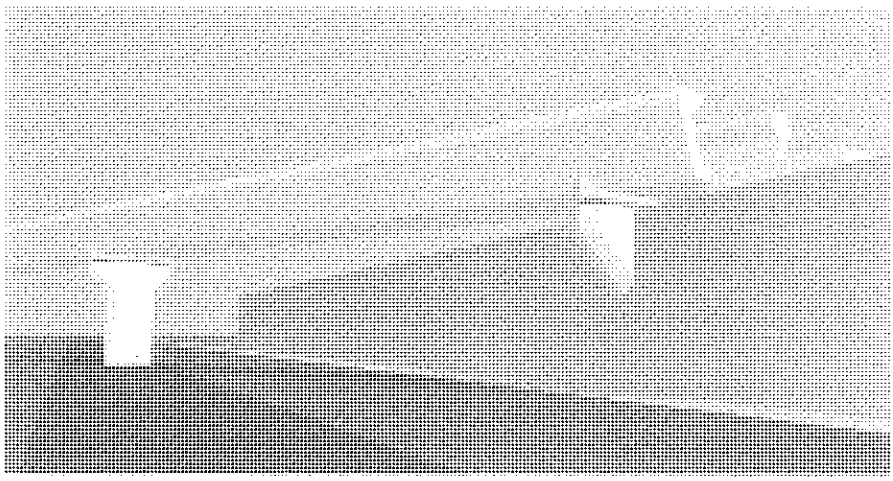


Figura 4. Representación en 3-D que muestra el esquema estructural del vano próximo a un estribo.

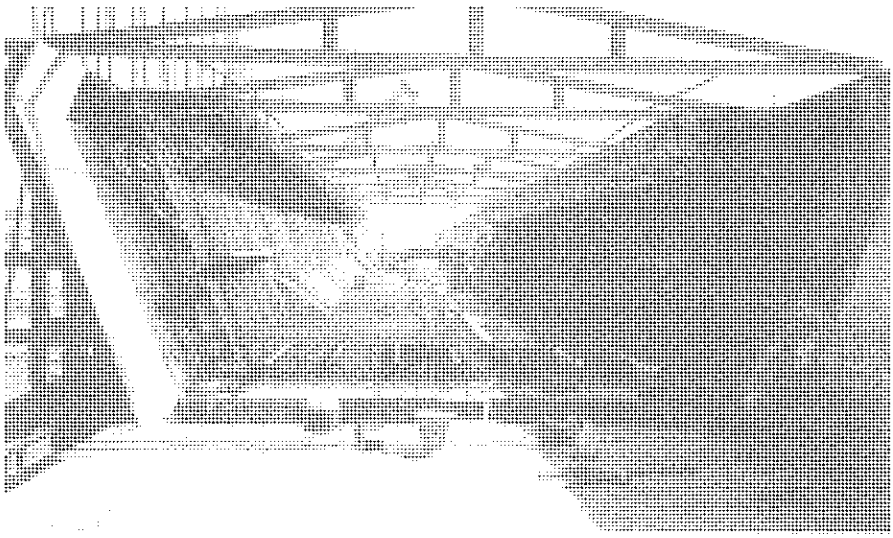


Figura 5. Construcción del tablero. Montaje de armaduras.

gitud del tablero, complementados con 4 tendones más en zonas situadas sobre los apoyos (Figura 6).

La construcción del tablero se ha realizado por fases, vano a vano sobre cimbra, con postesado provisto de acoplamientos en las juntas de construcción (Figura 7). Debido a las disponibilidades de producción de la planta de hormigón, cada una de las fases se ha ejecutado en 5 tongadas distintas, correspondientes a días sucesivos.

El hormigón utilizado en la construcción del tablero tiene una resistencia de 35 Mpa (probeta cúbica) y el acero pasivo, un límite elástico de 320 Mpa.

5. APARATOS DE APOYO

Cada uno de los tableros está fijado longitudinalmente en uno de sus extremos al estribo correspondiente, habiéndose dispuesto los apoyos sobre el estribo opuesto y las pilas, deslizantes, en sentido longitudinal y con coacción elástica en sentido transversal.

El tablero se apoya verticalmente en cada una de las pilas mediante dos aparatos de apoyo constituidos por neopreno-teflón, que deslizan, en sentido longitudinal sobre una lámina de acero inoxidable. Cada uno de los aparatos de apoyo tiene un dispositivo que produce una coacción elástica transversal. Las fuerzas transversales, debidas a viento y sismo, procedentes del tablero, se transmiten a las pilas mediante la acción simultánea de los dos aparatos dispuestos. La deformabilidad transversal del neopreno, relativamente alta, ha permitido la consideración de la acción conjunta de ambos aparatos, sin que tenga influencia apreciable la holgura existente entre los elementos de guiado y el propio apoyo de neopreno. Este sistema resulta ventajoso, en comparación con los aparatos con guiado rígido formado enteramente por piezas metálicas, especialmente en los casos en que la proporción de la carga horizontal a transmitir, en relación con la carga vertical actuante, es alta.

El sistema de apoyos dispuesto se considera apropiado para la transmisión de las acciones transversales derivadas del efecto sísmico, propor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

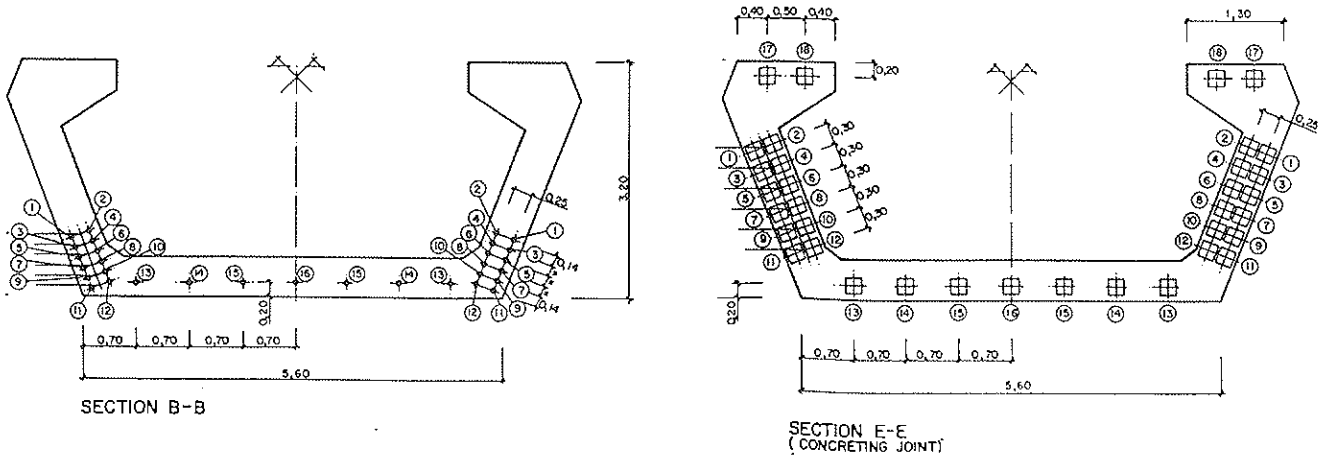


Figura 6. Tablero. Pretensado.

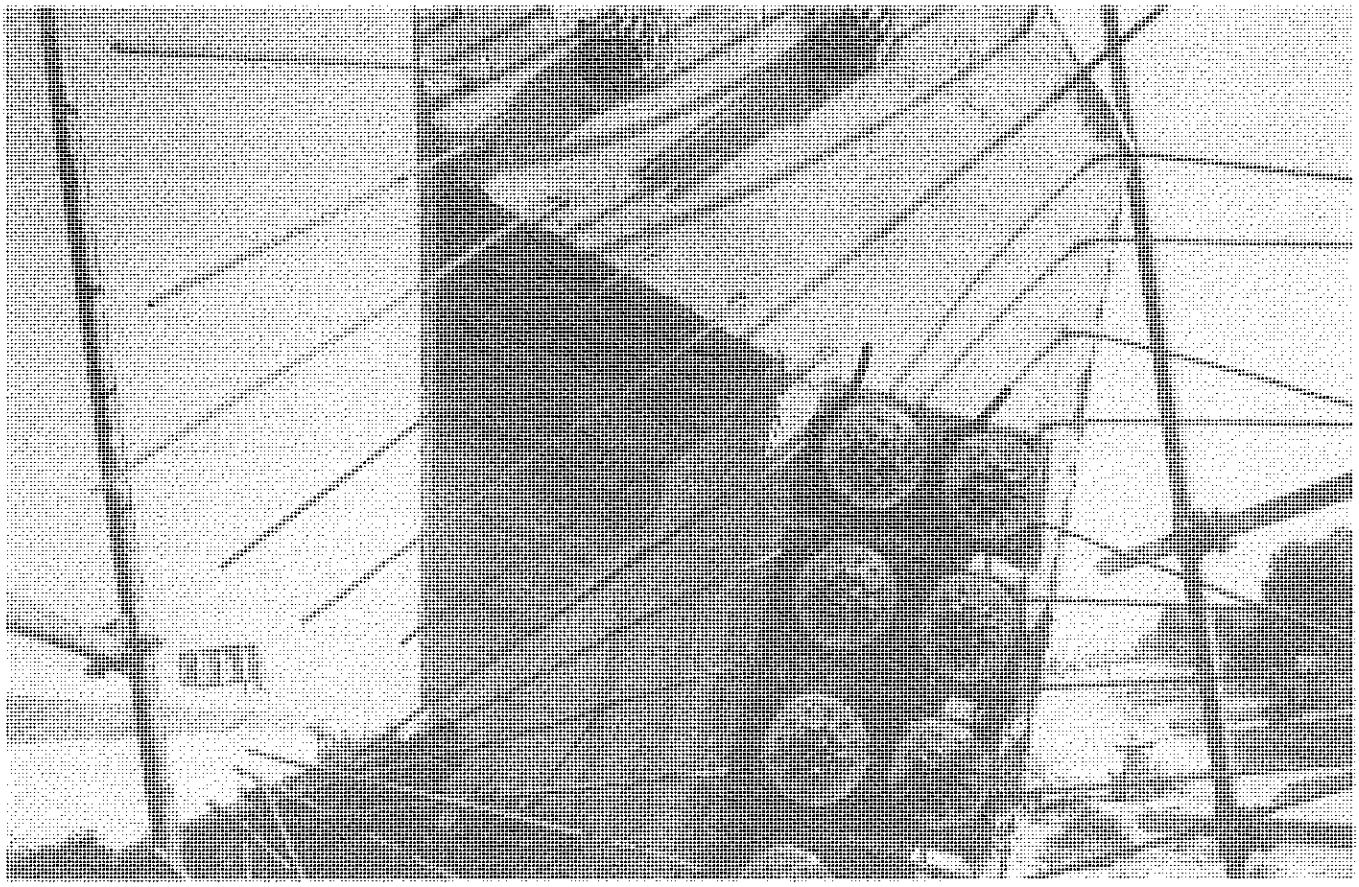


Figura 7. Detalle de junta de hormigonado. Anclajes con acoplamiento.

cionando unas buenas condiciones de respuesta estructural, debido a la deformabilidad transversal citada, que tiene una gran influencia en las características de rigidez transversal de la estructura, tenidas en cuenta en los cálculos de verificación.

6. ESTRIBOS

Cada uno de los estribos fijos (A1 y A2), soportan la totalidad de las cargas horizontales en dirección longitudinal, transmitidas por el correspondiente tablero (Efecto sísmico, frenado y fuerzas de fricción del resto de los apoyos al producirse los fenómenos reológicos del hormigón). La fijación horizontal del tablero al estribo se realiza mediante tendones de pretensado dispuestos horizontalmente, que comprimen permanentemente unos topes de neopreno.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

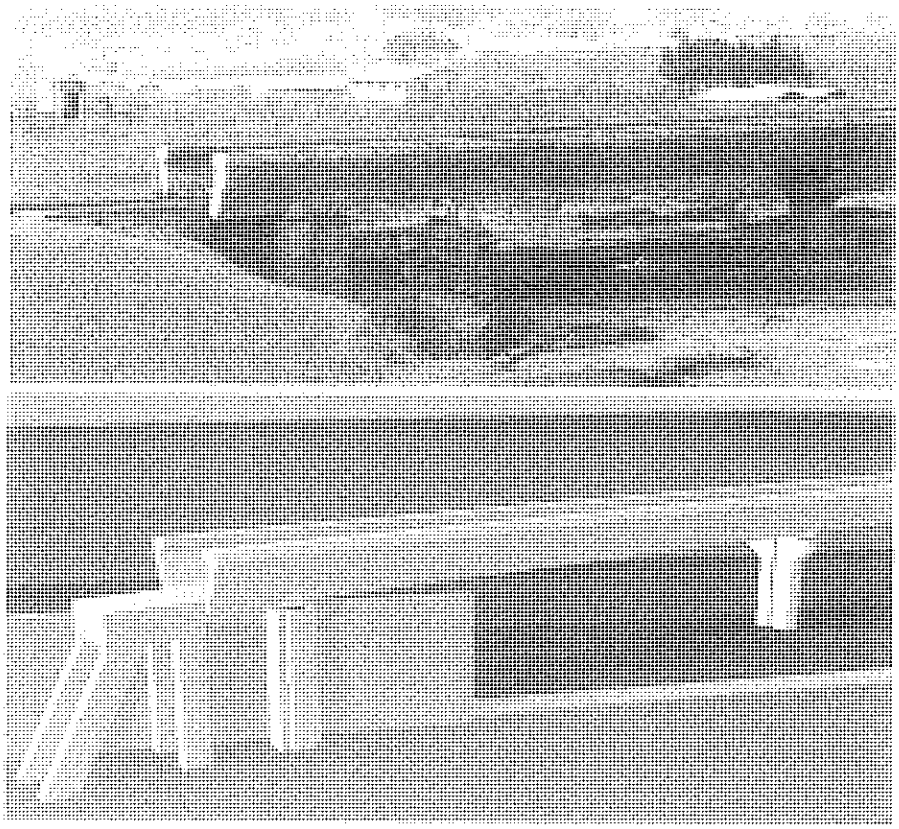


Figura 8. La foto superior representa una de las dos estructuras construida. La imagen inferior muestra el esquema estructural de la zona que queda oculta en el interior del terraplén.

Debido a la circunstancia propia del esviaje, se ha precisado la disposición de una estructura, constituida por una meseta soportada por cuatro patas; dos de ellas verticales y las otras dos, inclinadas (Figura 8). El contacto entre el tablero se realiza únicamente a través de unas placas de neopreno dispuestas verticalmente y comprimidas permanentemente debido a la acción de los tendones de pretensado, cuyos anclajes activos están situados en el paramento de la meseta opuesto al de la cara en que existen los topes de neopreno. Los anclajes del otro extremo de los tendones, son pasivos y están alojados en la losa inferior del tablero.

La estructura citada no recoge, por tanto, cargas verticales procedentes del tablero. El apoyo extremo vertical del tablero se realiza a una distancia de 5,16 m, de la zona en que se sitúan los topes de neopreno, sobre una pieza de hormigón con una forma especial (Ver figuras 8 y 9), que queda enterrada en el terraplén contenido por un muro de contención. Dicha pieza sobresale del muro, a la manera de una ménsula corta, que soporta uno de los aparatos

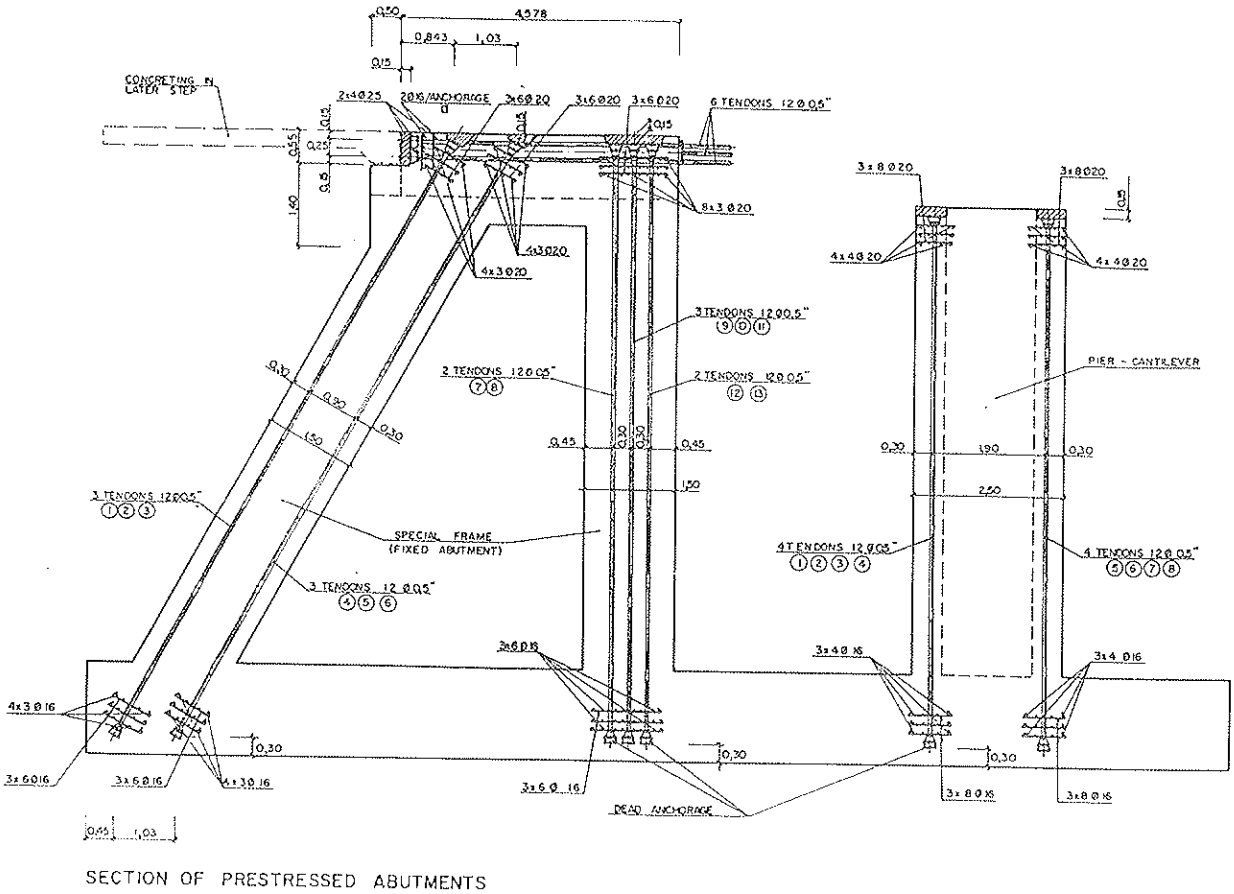


Figura 9. Estribo fijo y pila embebida en el muro. Pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

de apoyo vertical del tablero. El otro apoyo descansa en la zona interior, en la que se ha dispuesto un pretensado vertical anclado a la base, que compensa la excentricidad producida por las cargas verticales que actúan sobre la ménsula.

La diferencia de altura entre el terreno sobre el que se apoyan la zapata, formada por una gran losa de hormigón, y el punto de transmisión de la carga horizontal que actúa sobre el tablero es de 10 metros. La estructura especial formada por la meseta soportada por cuatro patas tiene por objeto la transmisión de las cargas horizontales del tablero, en dirección longitudinal (frenado del ferrocarril y sismo longitudinal), a la cimentación. Debido a la magnitud de los esfuerzos axiles resultantes, que pueden ser de signo opuesto, dada la posibilidad de actuación de actuación de las cargas en cualquier sentido, las piezas de hormigón de soporte de la meseta están pretensadas con tendones de trazado recto, que permite transmitir a la zapata las cargas horizontales indicadas anteriormente (Figura 9).

Figura 10. Aspecto de la obra, en fase de terminación.

7. EJECUCIÓN DE LA OBRA

- Administración propietaria: TEHRAN AND SUBUR METRO COMPANY
- Constructor: SHALOUDEH
- Años de construcción: 1996-97
- Sistema de pretensado y aparatos de apoyo: MEKANO4

La figura 10 muestra una imagen general de la obra terminada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Centro comercial Avenida de las Provincias. Fuenlabrada. Losas postesadas adherentes con vaina oval

Shopping Center at Las Provincias Avenue. Fuenlabrada (Madrid). Posttensioned slabs with bonded tendons oval sheath

Hugo Corres Peiretti
◆
Jorge Torrico Liz
◆
José Romo Martín

RESUMEN

Como es sabido, la utilización del pretensado en el sector de la edificación comporta importantes ventajas, tanto desde el punto de vista de proyecto, como constructivo y económico.

Los elementos estructurales más representativos de las estructuras de edificación, losas y forjados, se adaptan perfectamente al uso del pretensado, técnica que ofrece, fundamentalmente, dos sistemas diferentes: por un lado, la utilización de cordones individuales no adherentes y, por otro, tendones adherentes con vaina oval. Cada uno de estos dos sistemas presenta diferentes ventajas y ambos permiten alcanzar rendimientos de ejecución muy interesantes, ya que el descimbrado de las losas o forjados se puede realizar a temprana edad del hormigón.

Sin embargo, la utilización del pretensado en las estructuras españolas de edificación es aún muy escasa, a pesar de los excelentes resultados obtenidos en las escasas realización existentes (1).

El edificio que aquí se describe se ha resuelto con losas pretensadas con tendones adherentes con vaina oval, y constituye el primer ejemplo de este tipo en España.

SUMMARY

It is known that the use of prestressing in the building construction introduces a lot of advantages in the design as well as in the construction and general economy.

The most representative structural elements of this typology, slabs, fit perfectly with the use of prestressing, whose technique makes use of two different systems: individual unbonded strands and bonded, within oval sheath, tendons. Each system provides different advantages, and both lead to a high speed construction, since the removal of scaffolding and props can be carried out in a short period of time after casting the concrete.

However, the use of such type posttensioning has been used seldom in Spain, in spite of the excellent results achieve.

The slabs of the building that are shown thereafter, were designed and constructed with posttensioned bonded tendons within oval sheath, becoming the first example of this type in Spain.

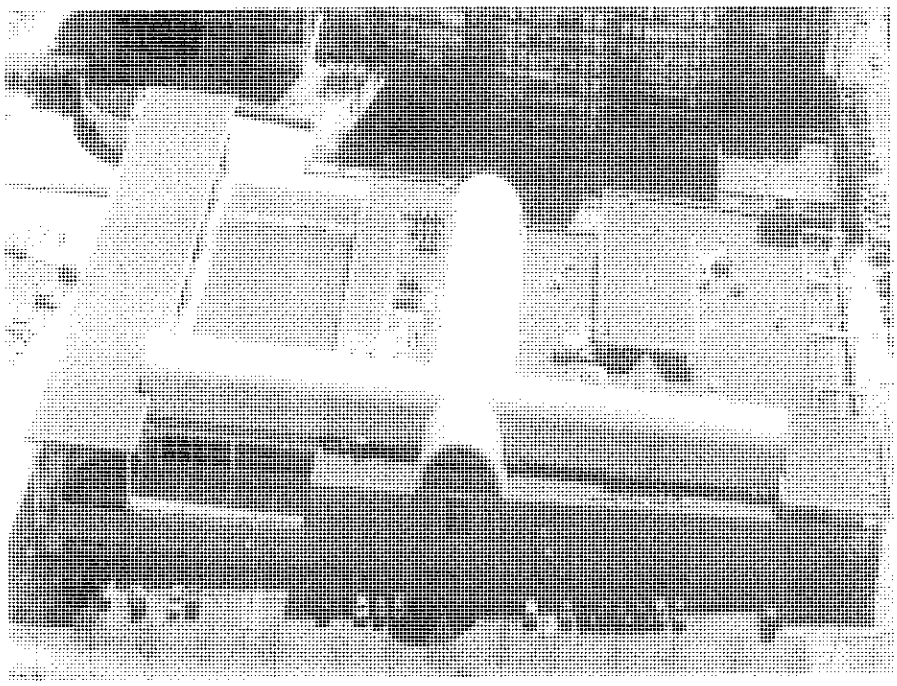
1. INTRODUCCIÓN

Como es sabido, la utilización del pretensado en el sector de la edificación comporta importantes ventajas, tanto desde el punto de vista de proyecto, como constructivo y económico.

Los elementos estructurales más representativos de las estructuras de edificación, losas y forjados, se adaptan perfectamente al uso del pretensado, técnica que ofrece, fundamentalmente, dos sistemas diferentes: por un lado, la utilización de cordones individuales no adherentes y, por otro, tendones adherentes con vaina oval. Cada uno de estos dos sistemas presenta diferentes ventajas y ambos permiten alcanzar rendimientos de ejecución muy interesantes, ya que el descimbrado de las losas o forjados se puede realizar a temprana edad del hormigón.

Sin embargo, la utilización del pretensado en las estructuras españolas de edi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Vista general del edificio.

ficación es aún muy limitada, a pesar de los excelentes resultados obtenidos en las escasas realizaciones existentes (1).

El edificio que aquí se describe se ha resuelto con losas pretensadas con tendones adherentes von vaina oval, y constituye el primer ejemplo de este tipo en España.

El Centro Comercial Avenida de las Provincias, está situado en la madrileña localidad de Fuenlabrada. El proyecto del mismo ha sido realizado por el equipo de arquitectos formado por D. José María García del Peral, D. Aurelio Martín Delgado y D. Victoriano Martínez Vidal, el proyecto de estructura ha sido realizado por FHECOR Ingenieros Consultores. La construcción ha corrido a cargo de la empresa constructora FERROVIAL y el sistema de postesado fue de TECPRESA.

2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio tiene una forma en planta semitrapezoidal, con unas dimensiones medias de 107,00 x 78,00 m. En altura consta de cinco niveles, dos de los cuales se sitúan parcialmente bajo rasante.

Concebido como una edificación de uso multifuncional, el primer nivel corresponde a la zona de aparcamiento, muelles de descarga de mercancías y almacenes; en los segundo y tercer niveles se sitúa el área de uso comercial; mientras que los dos niveles superiores se dedican a uso deportivo y de ocio. La superficie total del conjunto es de 35.000 m² construidos. Estructuralmente existen cuatro forjados postesados, correspondientes a los nieles dos a cinco del conjunto. Las diferentes plantas se articulan en una malla ortogonal de 12,00 x 12,00 m² entre pilares (Figura 1).

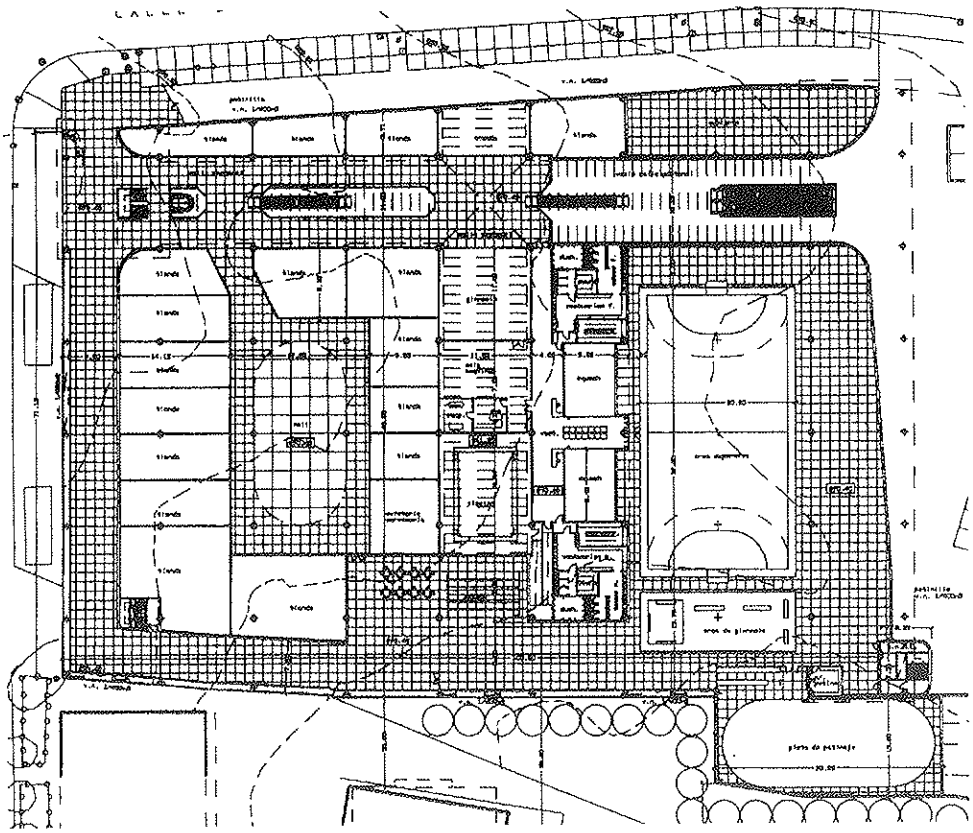


Figura 1. Planta del edificio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA. LOSA POSTESADA CON PRETENSADO ADHERENTE CON VAINA OVAL

Las luces de 12,00 m, venían impuestas por necesidades arquitectónicas para optimizar la explotación del edificio. Para estas luces y con las fuertes sobrecargas exigidas, 10 kN/m² en las zonas de uso comercial, la solución más racional se orientaba hacia la tipología de losa maciza postesada, ya que este sistema permite minimizar los cantos y da una solución estructural, constructiva y económicamente muy interesante.

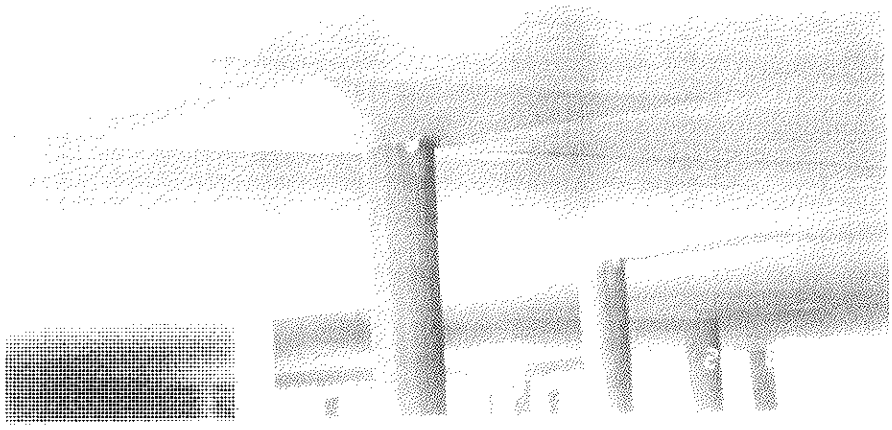


Figura 3. Aspecto de los capiteles.

Una vez escogida la solución pretensada, se plantea la disyuntiva entre el sistema de pretensado no adherente o pretensado adherente con vaina oval, lo que exige efectuar un estudio comparativo de ambas soluciones. El primer sistema tiene la ventaja de no requerir inyección posterior al tesado, con las facilidades de ejecución que esto supone; sin embargo, con este sistema, en Estado Límite Último sólo se puede disponer de la tensión media de pretensado en servicio más un cierto incremento, compatible con la deformación global entre anclajes. Esto puede llevar a un incremento de la armadura activa requerida, especialmente en el caso de cargas elevadas, como ocurre con el edificio en cuestión.

En el sistema de pretensado con tendones adherentes con vaina oval se hace necesaria la inyección posterior a la operación de tesado; pero, en contrapartida, se puede disponer de una mayor capacidad resistente de la armadura activa con la consiguiente disminución de cuantías respecto del sistema anterior. El uso de la vaina oval permite obtener un brazo mecánico muy similar al que resulta con cordones no adherentes. la vaina oval presenta una gran flexibilidad y, por consiguiente, permite con facilidad abordar cualquier tipo de trazado, el enfilado resulta una operación sencilla y fácil de realizar y la inyección resulta, asimismo, muy rápida (2).

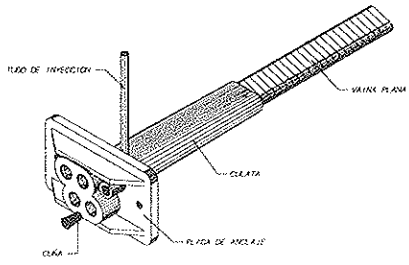


Figura 2. Características del sistema de pretensado utilizado.

Efectuado el estudio, se consideró como óptima la tipología estructural formada por losas macizas postesadas de 0,32 m de canto con tendones adherentes con vaina oval (Figura 2).

Con las esbelteces resultantes y las elevadas cargas actuantes se planteó el aumento del canto alrededor de los pilares con el fin de aumentar la capacidad resistente frente a punzonamiento. El canto total de estos ábacos es de 0.55 m, es decir, se produce un descuelgue de 0,23 m bajo la losa. Teniendo en cuenta los condicionantes estéticos y funcionales del edificio, los ábacos tienen canto constante en el nivel de aparcamiento, mientras que en el resto de los niveles tiene una forma troncopiramidal (Figura 3).

El postesado se realiza mediante tendones constituidos por cuatro cordones de 0,6", agrupados en una vaina oval. El ancho de la vaina es de 80 mm, y su altura de 25 mm.

La distribución en planta del pretensado se realiza de forma diferente en función de los distintos condicionantes geométricos de la planta. Para los niveles inferiores, constituidos por una malla ortogonal de pilares con luces de 12,00 m se concentran los tendones en una franja sobre los pilares (Figuras 4 y 5).

La concentración de tendones en banda de pilares presenta, para la distribución en planta reseñada, diferentes ventajas sobre otras distribuciones. Estructuralmente, se ha comprobado que los tendones cercanos a los pilares son más eficaces. Funcionalmente, la concentración de tendones permite liberar una gran parte de la losa para el paso de instalaciones. Constructivamente, se disminuye al mínimo el número de sujeciones para las vainas, lo que facilita el replanteo de las mismas.

El pretensado se agrupa en dos familias de tendones ortogonales formadas por seis tendones en dirección X y siete tendones en dirección Y. En la dirección X la armadura activa tiene menor recubrimiento y, consecuentemente, tiene un tendón menos.

En las plantas de cubierta, la disposición en planta se modifica sustancialmente, pues desaparece la continuidad en una de las direcciones quedando una única luz de 12,00 m. Para esta disposición se mantiene la concentración de tendones en banda de pilares en la dirección que conserva la continuidad, y se distribuye uniformemente en la dirección ortogonal (Figura 6).

El trazado en alzado de los tendones se realiza mediante una poligonal compuesta de tramos rectos. Con ello se facilitan notablemente las operaciones de replanteo de los tendones, que se reducen a cuatro puntos por vano. Se trata de un aspecto importante ya que, dado el reducido canto de la losa, posibles desviaciones de ejecución pueden tener una importancia apreciable.

La cuantía de pretensado se proyectó para compensar la carga permanente de los forjados. Dada la magnitud de las sobrecargas fue necesaria la disposición de una cuantía de armadura pasiva importante.

Con el objeto de sistematizar y opti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

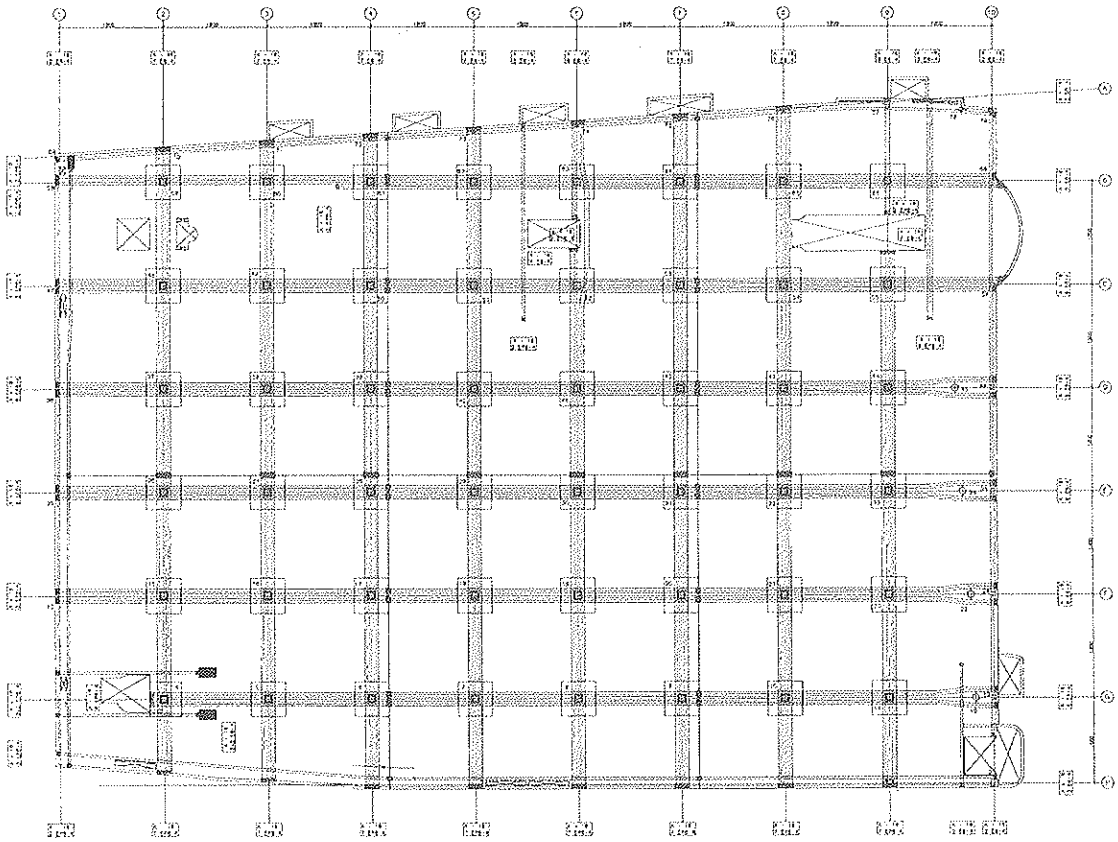


Figura 4. Distribución en planta de los tendones de pretensado del primer nivel.

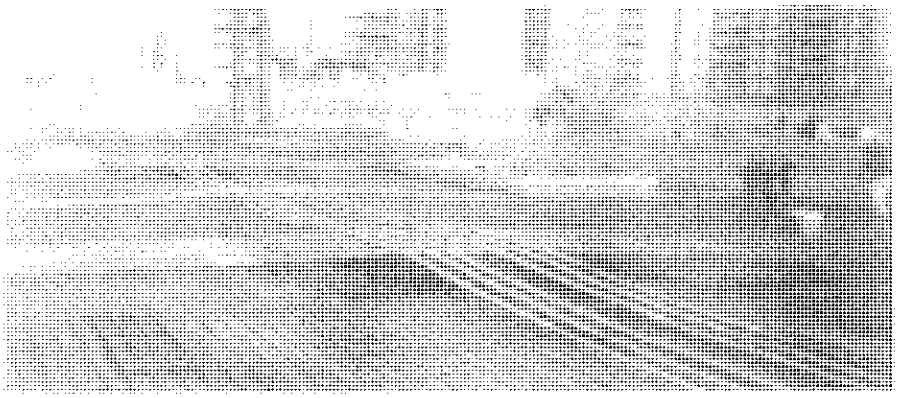


Figura 5. Aspecto de la ferralla y de las vainas antes del hormigonado de la losa del primer nivel.

mizar las operaciones de colocación de la armadura pasiva necesaria, se recurrió al uso de mallas electrosoldadas. El uso de mallas electrosoldadas permite la obtención de grandes rendimientos en el ferrallado, sistematizándose el proceso. Para ello se diseñaron unas mallas específicas, en total 16 tipos de mallas para toda la obra, que optimizaba el consumo de acero. Debido a la cantidad de armadura pasiva requerida y teniendo en cuenta las condiciones de fabricación y de colocación, cada malla tiene sólo la armadura requerida en una dirección y otra de montaje en la perpendicular. Para poder disponer dos mallas en cada sección y perder el mínimo brazo mecánico, el diseño y colocación de las mallas debe ser específico.

Con el fin de poder realizar la operación de tesado en el menor plazo de tiempo después del hormigonado de la losa se consideró un hormigón de resistencia característica 30 MPa. El tesado de los tendones se realizó tres días después del hormigonado cuando el hormigón alcanzó una resistencia mayor de 20 MPa.

La edificación no presenta juntas de dilatación a pesar de sus dimensiones. En este tipo de edificios siempre es difícil resolver el problema de las juntas ya que crean incomodidades funcionales (duplicación de pilares) o inconvenientes estructurales (si se mantiene la cuadrícula de pilares la luz extrema condiciona el proyecto y si se disminuye la luz del vano extremo, se alternan las dimensiones de las cuadrículas de los pilares). También genera problemas de explotación ya que las juntas frecuentemente tienen problemas de estanqueidad y de durabilidad porque la falta de control del drenaje del agua origina carbonatación, y a continuación problemas de oxidación de armaduras.

La existencia del pretensado puede hacer pensar que las condiciones frente a la fisuración producida por deformaciones impuestas, debidas a la retracción y la temperatura, son más favorables que en una estructura idéntica armada. Esta idea es correcta si es posible contar con el efecto de compresión del pretensado, que aumenta indirectamente la capacidad resistente a tracción del hormigón. Sin embargo, en losas pretensadas la rigidez de los elementos verticales de soporte, muros y pilares, puede impedir que la compresión del pretensado pueda estar presente en la losa y, consecuentemente,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

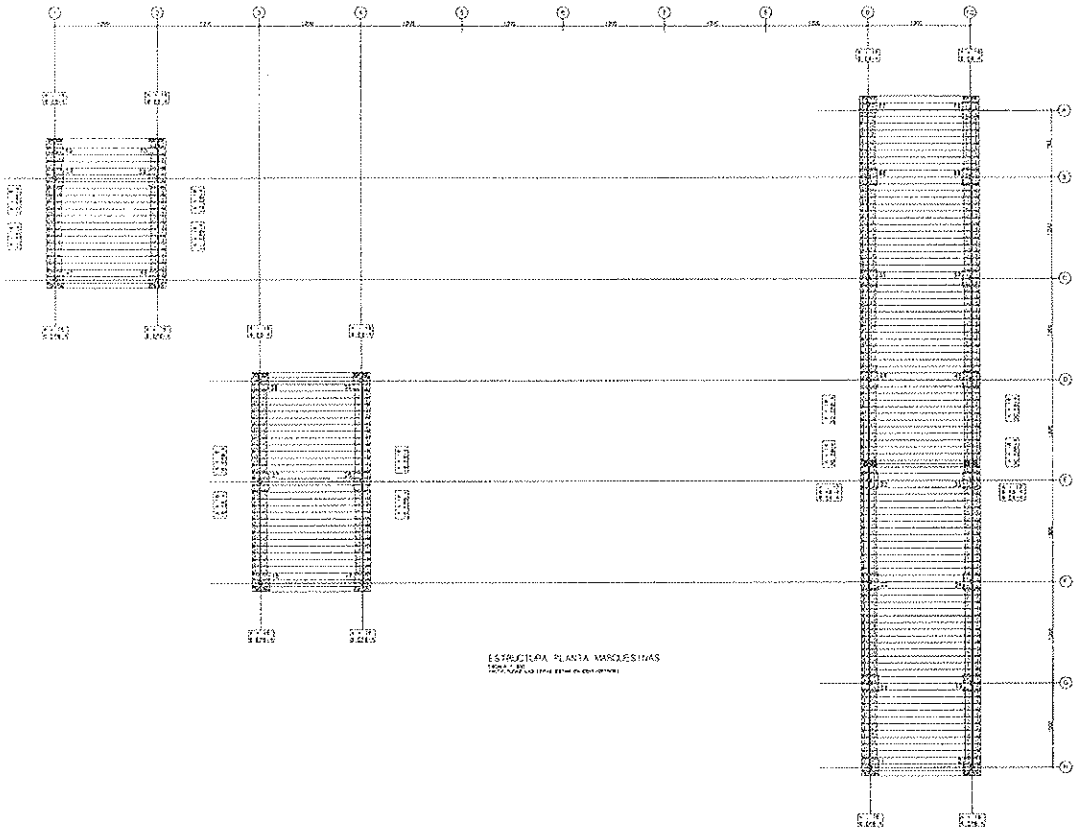


Figura 6. Distribución e planta de los tendones de pretensado en cubierta.

tal como se ha considerado en este proyecto, se suele despreciar su efecto. En este caso, para el control de las deformaciones impuestas se siguen los criterios de proyecto y cuantías mínimas correspondientes a una estructura de hormigón armado (3).

4. ASPECTOS PRINCIPALES DEL PROYECTO

El criterio adoptado para la definición del pretensado fue, tal como se ha indicado, compensar los efectos de la carga permanente, que en este caso representa aproximadamente la mitad de la carga total.

El análisis de los esfuerzos se realizó con un programa de elementos finitos tipo placa, CEDRUS3 de la casa CUBUS (4), que permite considerar el efecto estructural del pretensado. Cada tendón, cuyo trazado puede definirse de forma genérica, da lugar a un sistema de esfuerzos equivalentes, que luego son utilizados para la evaluación de los esfuerzos debidos al pretensado.

Tal como se ha comentado anteriormente, se ha despreciado el efecto horizontal de compresión debido al pretensado. En estructuras como las de este proyecto, resulta muy difícil asegurar que el efecto horizontal del pretensado produzca las compresiones debidas a la componente horizontal de la fuerza introducida en los anclajes porque la placa está vinculada rígidamente a pilares y muros. Despreciar este efecto está del lado de la seguridad y constituye una simplificación aceptable en proyecto.

En una estructura de este tipo resulta muy importante que el modelo permita representar adecuadamente todas las singularidades geométricas de la placa (huecos, discontinuidades, etc.), y el trazado exacto del pretensado (Figura 8).

La disposición y trazado de la armadura activa es la descrita en el apartado 3. Además en el borde la losa se dispuso un pretensado perimetral con dos cometidos. El primero, es evitar la fisuración que se podría producir en las zonas próximas a los muros perimetrales, derivada de coacciones al movimiento horizontal de estos elementos. El segundo, es absorber las tracciones que se producen en la zona de anclaje, en dirección perpendicular al trazado de los cables principales.

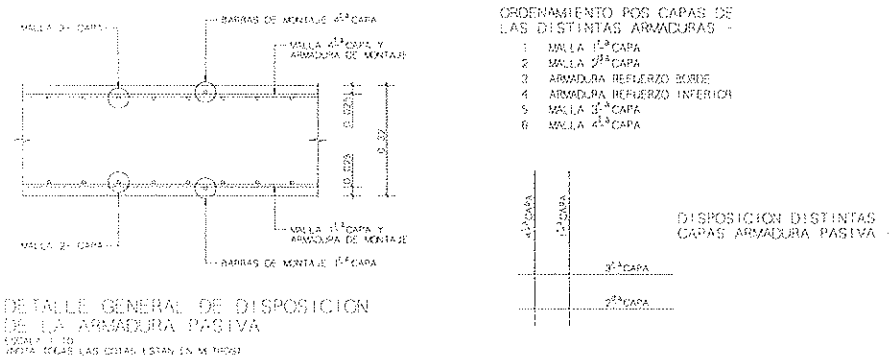


Figura 7. Detalle de situación de mallas de armadura pasiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

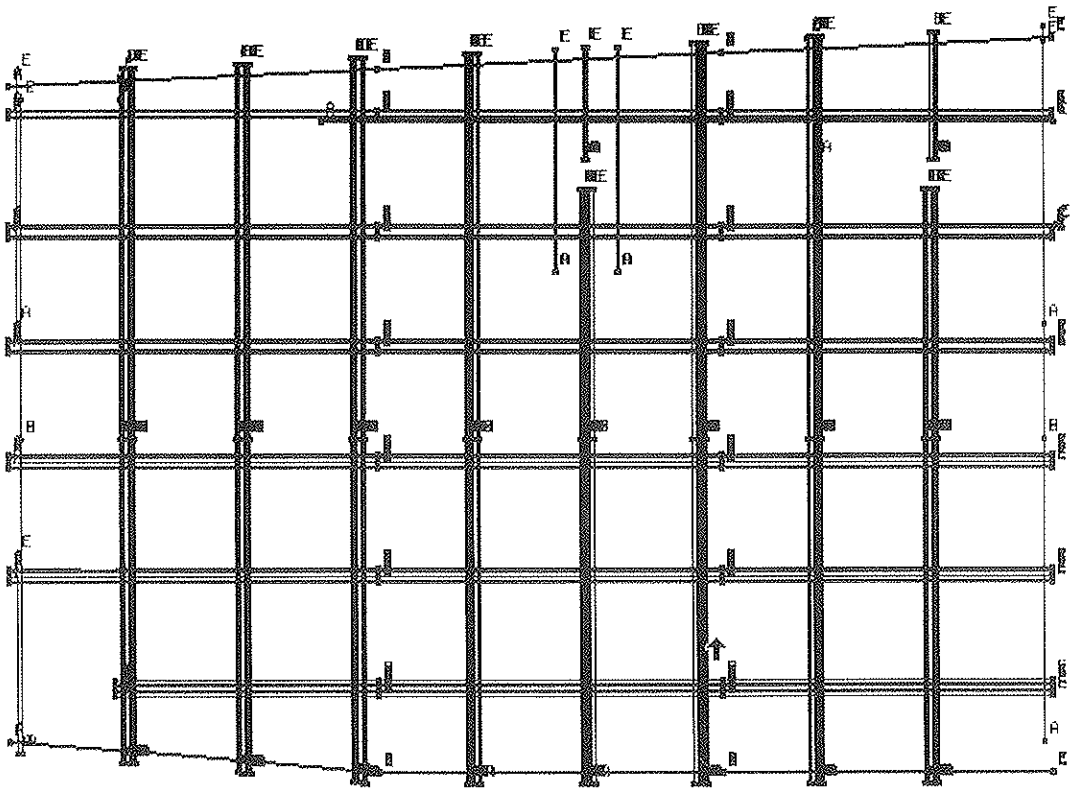


Figura 8. Modelo para el cálculo de esfuerzos de la placa del primer nivel. Representación de discontinuidades geométricas y pretensado.

La mayor parte de la armadura pasiva está constituida por mallas. Para garantizar una colocación rápida, fácil y, al mismo tiempo, optimizando las cuantías se utilizaron mallas especialmente diseñadas, de acuerdo con las posibilidades de fabricación disponibles en el mercado.

Debido a la magnitud de las cuantías y para no sobrepasar la capacidad de grúas normales de obra, cada malla disponía sólo la armadura resistente de una dirección y una armadura de sujeción en la perpendicular. En total se han proyectado únicamente 16 tipos de mallas diferentes para toda la obra.

Para la definición de las cuantías de armadura pasiva requeridas y comprobación de las distintas secciones en el Estado Límite Último debido a tensiones normales se utilizó una ley de esfuerzos integrada de banda de pilares y bandas centrales, utilizando los criterios establecidos a tal efecto por al EH-91. Este sistema permite redistribuir los picos de momento que se producen sobre los apoyos que simulan los pilares.

Un aspecto peculiar de este tipo de proyecto es que para permitir que el pretensado pase sobre los pilares debe estudiarse pormenorizadamente la disposición de la armadura longitudinal.

Las cuantías medias obtenidas son de 6,5 kg/m² de acero de pretensado y 35 kg/cm² de armadura pasiva.

En cuanto el punzonamiento se ha considerado la disminución del cortante, debida a la inclinación de los cables de pretensado en el perímetro crítico, y se ha despreciado, de acuerdo con las hipótesis antes comentadas, el efecto de la compresión debido al pretensado (5).

En Estado Límite de Fisuración, para la combinación cuasi-permanente, no se requería comprobación ya que la placa presenta un pretensado clase II, para esas condiciones.

En cuanto a las deformaciones, se ha realizado una estimación con rigideces brutas y se ha estimado el efecto de la fisuración, para la carga total, y la fluencia de forma simplificada. En cualquier caso con el dimensionamiento adoptado los valores de deformación son muy controlados.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción de las losas de cada planta se realizó por sectores de unos 1300,00 m², lo que supone dividir cada planta aproximadamente en seis sectores excepto la cubierta que, por su menor superficie, supuso menor cantidad de sectores. Cada sector se planteó en un ciclo de una semana, organizado según el siguiente programa:

Día 1. Instalación de ferralla del paramento inferior.

Día 2. Colocación de las vainas de pretensado.

Día 3. Instalación de la ferralla del paramento superior.

Día 4. Hormigonado.

Día 5. Curado.

Día 6. Tesado.

Este programa se incumplió sólo en los primeros sectores, fundamentalmente debido a la poca experiencia de la subcontrata de ferralla en la colocación de mallas. El uso de las mallas permite aumentar significativamente el rendimiento de esta actividad si, como en este proyecto, se plantea la malla con un diseño especial que permite la optimización de su uso y, por parte del ferrallista, se siguen unas normas de colocación adecuadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

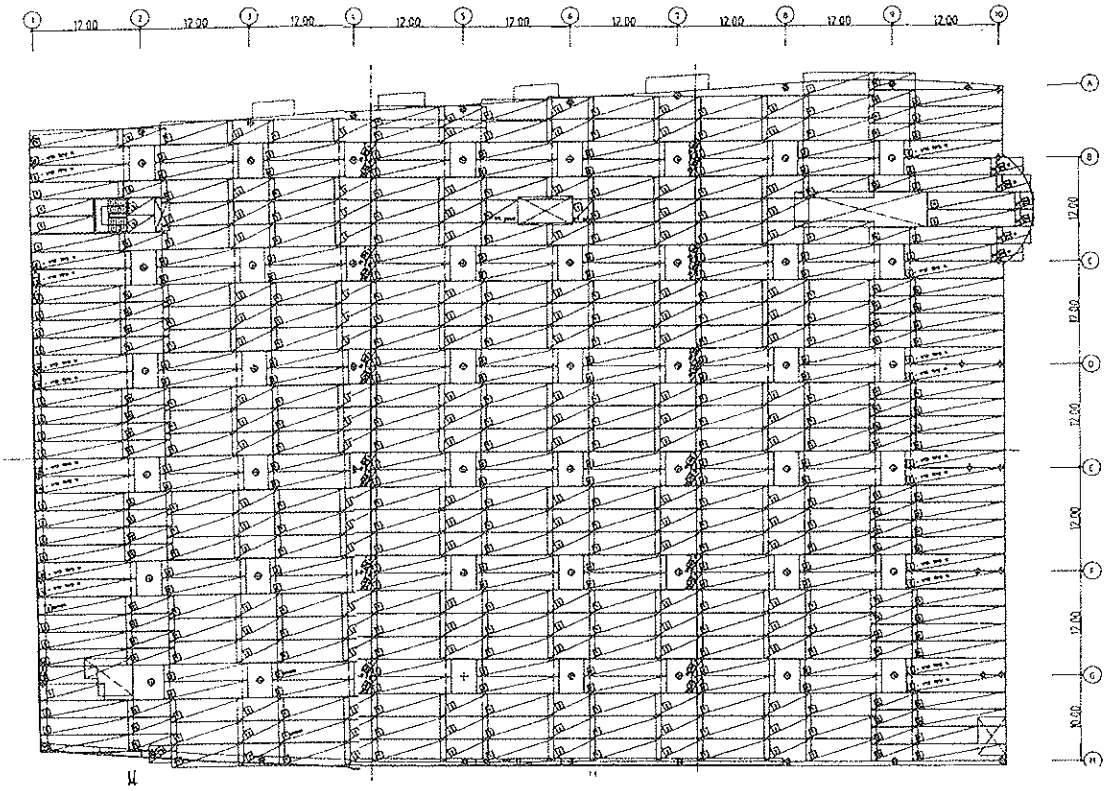


Figura 9. Mallas electrosoldadas. Disposición de las distintas mallas en la placa del primer nivel.

Una vez adquirida la experiencia necesaria, después de los primeros sectores, el mayor tiempo de ferralla era consumido para la instalación de la ferralla tradicional que se disponía en capiteles y en los bordes de la losa.

Debido al trazado elegido para la armadura activa, un trazado poligonal, la colocación de las vainas se realizaba muy rápidamente. La continuidad de la armadura activa se ha realizado mediante acopladores.

Con el ritmo alcanzado la estructura se ejecutó en un plazo mínimo de tres meses. La utilización de hasta tres equipos trabajando en distintas plantas, ha permitido realizar casi 3.000 m² por semana.

6. REFERENCIAS BILBIOGRÁFICAS

(1) *Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes.* HP-9-96. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 1996.

(2) Zahn, F.; Ganz, H. *Post tensioning in builoing.* VSL Report Series 4.1. VSL Internacional, Abril, 1992.

(3) Cámara, J. *Comportamiento en servicio de estructuras de betao armado e preesforcado.* Universidad Técnica de Lisboa. 1988.

(4) CEDRUS-3. *Análisis y dimensionamiento de losas de hormigón armado y pretensado con elementos finitos tipo placa.* FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. / CUBUS. Junio, 1993.

(5) *Recomendations for the design of post-tensioned slabs and foundations.* FIP. Enero, 1994.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

NOTA BIBLIOGRÁFICA SOBRE EL LIBRO "MULTI-STOREY PRECAST CONCRETE FRAMED STRUCTURE" DE K.S. ELLIOTT (BLACKWELL PV).

K.S. Elliott es Profesor de la Universidad de Nottingham y especialista muy conocido en el tema de pefabricación.

Su nuevo libro está dedicado básicamente a la prefabricación de estructuras de edificios, incluidos los edificios industriales y contiene un volumen de información muy al día sobre un campo tan amplio como el mencionado con especial interés en los temas de paneles y losas alveolares.

La escasez de publicaciones sobre el tema aumenta especialmente su valor, así como el detalle con que se tratan los aspectos relacionados con el cálculo y los detalles constructivos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Influencia de la granulometría de los áridos en las características de los hormigones de alta resistencia

Influence of the aggregates grading in the high strength concrete properties

Pedro Serna Ros
Dr. Ingeniero de Caminos. Profesor titular del Departamento Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Valencia. España

Sergio Alejandro Yazzar
Ingeniero Civil. Docente e Investigador del Instituto de Materiales y Suelos de la Universidad Nacional de San Juan. Argentina

José Manuel Martínez Melero
Ingeniero Técnico de Obras Públicas del Laboratorio Intercontrol Levante, S.A. Valencia. España.

RESUMEN

Para analizar la influencia de la granulometría de los áridos en las propiedades de los H.A.R., se realizaron amasadas manteniendo constante la dosificación en cemento, humo de sílice y relación a/c, cuyas variables eran el diámetro máximo del árido (12,5 mm, 16 mm y 20 mm), el tipo de curva analizada (C.E.B., Bolomey y Faury). El Módulo Granulométrico se utilizó como parámetro que caracteriza las distintas granulometrías para su comparación.

Se comprobó que el módulo de deformación se mantiene prácticamente constante cuando varía el módulo granulométrico y se obtuvo una relación entre el Módulo de Deformación y la Resistencia.

Si bien el efecto de la granulometría del hormigón en su densidad y resistencia es poco importante, se han obtenido mejores resistencias con diámetros máximos de árido pequeños y para cada tamaño con curvas de granulometría media.

El hormigón fabricado tiene una densidad relativa de 2,467, esta densidad garantiza una buena durabilidad del hormigón.

Palabra Clave: Hormigón de Alta Resistencia – Granulometría – Dosificación – Resistencia – Densidad – Módulo de Deformación.

SUMMARY

In order to analyze the aggregates grading influence in the H.S.C. properties, mixtures were made keeping the dosage in cement, silica fume and w/c ratio, which variables were: maximal aggregate size (12.5 mm 16 mm and 20 mm), the analyzed curve type (C.E.B., Bolomey and Faury). The Finesse Modulus was used as parameter which characterize different grading for their comparison.

We checked that the Modulus of rupture remains practically constant when the Finesse Modulus changes and we achieved a relationship between Modulus of rupture and Strength.

Although concrete grading effects in its density and strength are not very important, better strength has been achieved with small maximum sizes and for each size with average curves.

Manufactured concrete has a relatively density of 2.467, this density guarantees a good concrete durability.

1. INTRODUCCIÓN

Se puede definir *Hormigón de Alta Resistencia* como aquel cuya resistencia característica a compresión a 28 días en probeta cilíndrica de 15 x 30 cm supera los 50 MPa. Estos tipos de hormigones son también denominados de *Altas Prestaciones*, ya que paralelamente a la resistencia se mejoran sensiblemente otras propiedades como la permeabilidad, resistencia a los ataques químicos, durabilidad, etc.

2. OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo es la obtención de un hormigón de elevada resistencia, centrando la parte fundamental

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

del estudio en la influencia que puede ejercer la granulometría de los áridos en las características de este tipo de hormigones, ya que éste es un aspecto del que no consta información experimental suficientemente extensa en la bibliografía.

Las propiedades analizadas han sido la resistencia a compresión, la densidad y el módulo de deformación.

3. SELECCIÓN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

Se ha realizado un estudio preliminar para seleccionar las materias primas a utilizar en este estudio. Para ello se han analizado siete áridos gruesos y siete arenas, dos cementos: del tipo I-42,5 R/SR y tipo I-42,5 /SR, tres tipos de aditivos: melaminas sintéticas modificadas, naftaleno sódico y melaminas y naftaleno sódico y tres humos de sílice de distinta procedencia. La selección de la combinación óptima cemento-aditivo-humo de sílice se ha hecho en base al criterio propuesto por Larrard (13), mediante el cono de Marsh y al índice de actividad obtenido sobre probetas de mortero. A partir de estas pruebas se seleccionaron aquellas materias primas con las que se obtuvieron un mejor comportamiento en cuanto a la trabajabilidad y mayor resistencia en mortero.

Las materias primas seleccionadas fueron:

- Un cemento tipo I-42,5 R/SR.
- Un aditivo superfluidificante con base de melaminas sintéticas modificadas.
- Áridos calizos procedentes de gravera. Los áridos gruesos habían sufrido un proceso de machaqueo antes de su clasificación.
- Tanto el coeficiente de Los Angeles de los áridos gruesos como la friabilidad de las arenas fue del 19%.
- Humo de sílice densificado con un contenido de SiO_2 superior al 94%.

4. GRANULOMETRÍAS ANALIZADAS - PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para analizar cuál es la influencia de la granulometría de los áridos en las propiedades de los H.A.R., se han realizado un total de 30 amasadas de hormigón con 24 tipos de curvas, (seis de ellas se repitieron con cemento tipo I-42,5 /SR). En todas ellas se mantuvo constante la dosificación en cemento (405 kg/m^3), humo de sílice (45 kg/m^3) y relación agua/(cemento + microsílice) (a/(c+ms) = 0,30). Asimismo se dosificó el aditivo de forma que la consistencia alcanzada, medida mediante el cono de Abrams, estuviera entre 8 y 15 cm y cuyos contenidos se indican en el Anejo I.

Fijados estos parámetros queda por determinar la granulometría general del hormigón y para ello se decidió analizar las siguientes variables:

a) Tamaño máximo de la curva. Siguiendo las recomendaciones de la bibliografía se analizaron los diámetros máximos de árido de 12,5 y 16 mm, pero se seleccionó también el de 20 mm por ser el más generalizado en hormigones tradicionales.

b) Tipo de curva granulométrica. Se han analizado dos tipos de curvas granulométricas de las de más amplia aceptación como son la de Faury y la de Bolomey, cubriendo un amplio margen de variación en los parámetros que las caracterizan (21).

Así, para la curva de Bolomey, se han analizado los valores de "a" igual a 12, 13 y 14. Este parámetro depende de la consistencia deseada y del tipo de árido utilizado. Los valores adoptados corresponden a una consistencia seco-plástica, blanda y fluida respectivamente para áridos procedentes de machaqueo.

Para la curva de Faury se analizaron los siguientes parámetros:

- Para "R/D" que toma en consideración el efecto pared y la dificultad para hormigonar las piezas, se han tomado los valores extremos: 1 e ∞, que corresponden a las situaciones de elementos muy armados hasta hormigones en masa.
- Para "A" que varía según la consistencia deseada para el hormigón y la forma de los áridos, se estudiaron los valores 29, 31 y 33, correspondientes a una consistencia seca, blanda y fluida respectivamente para arena rodada y árido grueso procedente de machaqueo.
- Para "B" que depende de la potencia de compactación utilizada, se adoptó el valor 1,5 ya que este valor es el que corresponde para las condiciones usuales de puesta en obra del hormigón.

c) Para ampliar el espectro de granulometrías a analizar se incluyó una serie de curvas que cubrieran tanto las dosificaciones más gruesas como las más finas. Las curvas seleccionadas se han extraído de los usos granulométricos recomendados por el Código Modelo CM 90 del C.E.B. (7)

Las utilizadas han sido:

- Curva límite entre los dominios 1 y 2 (granulometría muy fina)
- Curva límite entre los dominios 2 y 3 (granulometría intermedia)
- Curva límite entre los dominios 3 y 4 (granulometría muy gruesa)

Dado que estas granulometrías, contrariamente al caso de las curvas de Faury y Bolomey, no incluyen en su formulación al cemento como un sólido mas, se decidió modificarlas añadiendo un parámetro "a" que actúe sobre ellas del mismo modo que relaciona las curvas de Bolomey con las de Fuller:

$$Y_{Bolomey} = a + (100 - a) \times Y_{Fuller} / 100$$

Para este grupo de curvas el parámetro "a" utilizado fue el de valor medio igual a 13.

En conclusión, las curvas analizadas se indican en la Tabla 1. En la Figura 1 se representan las curvas correspondientes al diámetro máximo de árido de 12 mm.

Con este criterio, las curvas de Bolomey se sitúan en el centro del dominio 3 de las recomendadas por el C.E.B., aunque con un contenido de finos ligeramente superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

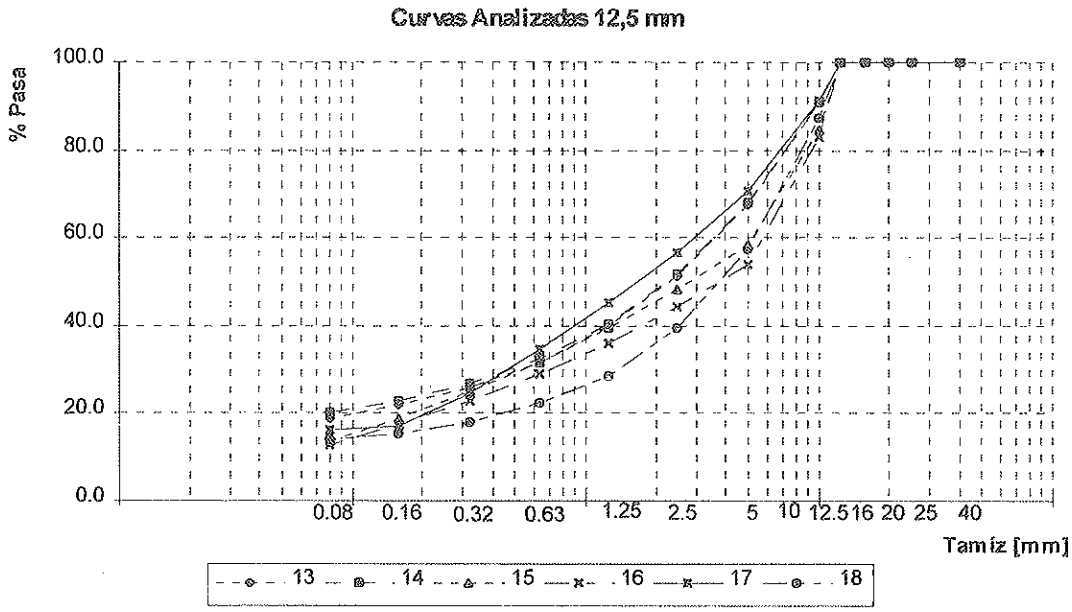


Figura 1. Curvas granulométricas analizadas para tamaño máximo de árido de 12,5 mm.

Tabla 1: Curvas granulométricas analizadas

D máx.	N.º de Curva	Tipo de Curva	M.G. Teórico	Parámetro			
				a	R/D	A	Dominio C.E.B.
12,5 mm	13	Bolomey	3.71	12			
	14	Bolomey	3.66	13			
	15	Faury	3.94		1	29	
	16	Faury	4.14		∞	29	
	17	C.E.B.	3.60	13			2 y 3
	18	C.E.B.	4.32	13			3 y 4
16 mm	1	Bolomey	3.99	12			
	2	Bolomey	3.95	13			
	3*	Bolomey	3.90	14			
	4	Faury	4.15		1	29	
	5*	Faury	4.07		1	31	
	6	Faury	3.99		1	33	
	7*	Faury	4.36		∞	29	
	8*	Faury	4.27		∞	31	
	9*	Faury	4.19		∞	33	
	10	C.E.B.	2.94	13			1 y 2
	11*	C.E.B.	3.77	13			2 y 3
20 mm	12	C.E.B.	4.62	13			3 y 4
	19	Bolomey	4.17	13			
	20	Faury	4.51		∞	29	
	21	Faury	4.43		∞	31	
	22	Faury	4.14		1	33	
	23	C.E.B.	3.87	13			2 y 3
	24	C.E.B.	4.85	13			3 y 4

* Curvas que se repitieron con cemento tipo I-42.5/SR.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

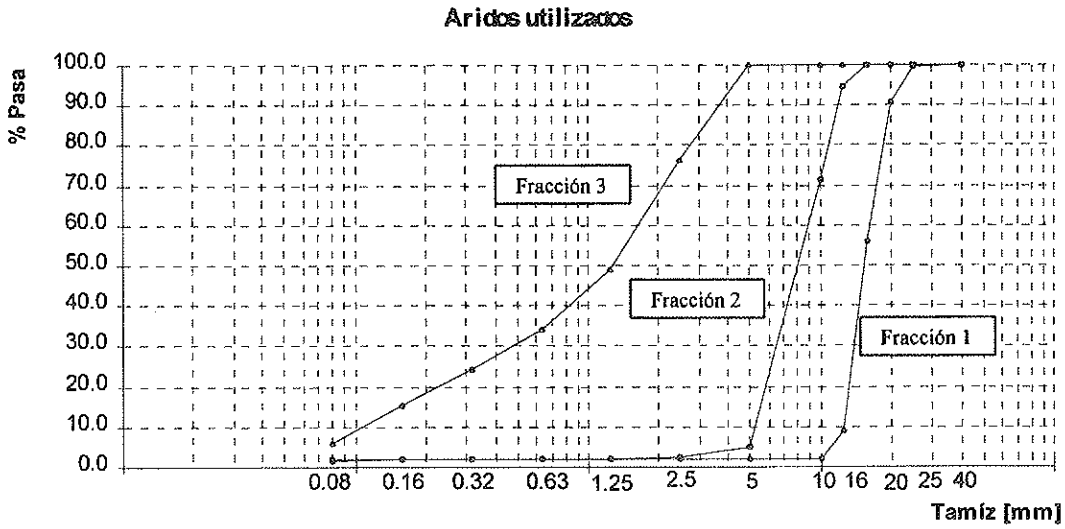


Figura 2. Áridos utilizados.

5. METODOLOGÍA. ENSAYOS REALIZADOS

Para la fabricación del hormigón se utilizaron dos fracciones de árido grueso y una de árido fino. (Figura 2)

Conocida la granulometría de cada una de las tres fracciones, se variaron por tanteos las proporciones de los áridos hasta conseguir que la curva mezcla se ajustara a la teórica de forma aceptable, esta condición se consideró obtenida cuando la dispersión fue menor a 4, siendo:

$$\text{Dispersión} = \sqrt{\frac{\sum_{1}^{k}\left(P_{ci} - P_i\right)^2}{k-1}}$$

Donde:

P_{ci} = Porcentaje que pasa el tamiz i de la curva mezcla.

P_i = Porcentaje que pasa el tamiz i de la curva teórica.

k = Número de tamices de la serie utilizada, de razón 2 y empezando por el de 0,16 mm.

Los mejores ajustes se obtuvieron para las curvas de Faury y Bolomey, con dispersiones en general menores que 2. Para las curvas del C.E.B. la dispersión obtenida fue, en algunos casos, ligeramente superior a 4, a causa del exceso de finos.

En todos los casos se vigilaba muy de cerca el contenido de humedad y la absorción de los áridos para tener un estricto control del agua incorporada en la masa del hormigón. También se tuvo en cuenta la cantidad de agua que aportaba el aditivo utilizado.

El hormigón se fabricó en una amasadora de eje vertical de movimiento planetario y con una capacidad nominal de 80 litros. El orden de vertido fue del componente más grueso al más fino, realizando siempre una premezcla en seco para asegurar una distribución uniforme del humo de sílice y su dispersión en la masa del hormigón. Finalmente se agregaba el agua de mezclado y cuando la distribución de humedad era uniforme se incorporaba el aditivo. El tiempo total de mezclado, incluyendo todas las etapas, era entre 9 y 10 minutos.

Finalizado el proceso de fabricación del hormigón, se determinaba dos veces su consistencia mediante el ensayo del Cono de Abrams (Norma UNE 83-313-90) y se procedía a la fabricación de 5 probetas cilíndricas de 15 x 30 cm (Norma UNE 83-301-91).

Las probetas se mantenían en laboratorio durante 24 hs y luego se desmoldaban y conservaban en cámara húmeda a humedad relativa del 95% y 20 ± 2ºC.

Previo al refrentado de las probetas se procedía a la determinación de su peso con precisión de 1 g, para calcular posteriormente la densidad del hormigón endurecido.

El refrentado de las probetas se realizó con azufre 24 hs antes del ensayo, se dejaban enfriar al aire libre durante 2 hs, para evitar variaciones bruscas de temperatura en la capa de azufre, y luego eran conservadas en cámara húmeda hasta el momento del ensayo.

Una vez cumplido el plazo de curado correspondiente en cámara húmeda se procedió a la rotura de 2 probetas a 7 días de edad y 2 a 28 días. La quinta probeta se utilizó para determinar de módulo de deformación (Norma UNE 83-304), aunque este ensayo se realizó a 30 días de edad debido a cuestiones operativas.

6. RESULTADOS

Se ensayó un total de 175 probetas y en el Anejo I se muestran los resultados obtenidos.

6.1. Módulo de deformación

El módulo de deformación de un hormigón depende fundamentalmente de las características específicas de la pasta de cemento, del tipo de árido empleado y del método de ensayo utilizado en su determinación (2). En los hormigones de alta resistencia se aprecia una mejor adherencia de la interfase y un menor nivel de microfisuración en la pasta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

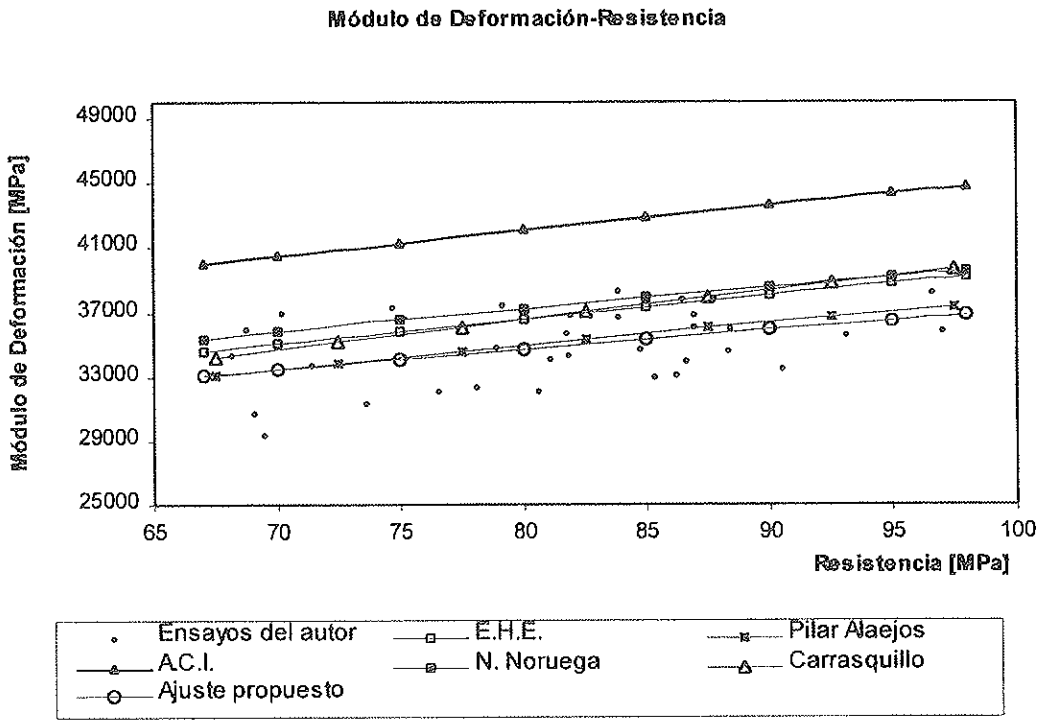


Figura 3. Relación entre el módulo de deformación y la resistencia a compresión.

Hemos representado en la Figura 3 los módulos obtenidos en los ensayos realizados en función de la resistencia, así como las predicciones de diversos autores. Se incluye también una regresión propuesta basándonos en nuestros resultados.

Las regresiones comparadas corresponden a las indicadas en la Tabla 2.

Se puede observar una gran similitud entre la formulación obtenida y la relación determinada por Pilar Alaejos y Fernández Cánovas (8). Solamente la fórmula propuesta por el A.C.I. muestra valores claramente diferentes a los resultados obtenidos.

Para analizar la influencia de la granulometría, se ha representado en la Figura 4 la variación del módulo de deformación en función del módulo granulométrico, en ella se aprecia que el módulo de deformación se mantiene prácticamente constante cuando varía el módulo granulométrico.

Tabla 2: Relación entre el módulo de deformación y la resistencia a compresión propuesta por diversos autores

Autor / Origen	Ecuación	Unidades
A.C.I. 318-89 (*)(2)	$Ec = 10^4 (fck + 8)^{1/3}$	MPa
NS 3473E(2)	$Ec = 10^4 (fcm)^{0.3}$	MPa
Carrasquillo (25)	$Ec = 3320 (fcc)^{1/2} + 6900$	MPa
Alaejos-Cánovas(8)	$Ec = 8115 (fcm)^{1/3}$	MPa
Instrucción EHE(18)	$Ec = 8500 (fcm)^{1/3}$	MPa
Ajuste Propuesto	$Ec = 10150 (fcm)^{0.281}$	MPa

(*) Se ha considerado un coeficiente de variación de 10% en la distribución de resistencias del hormigón, a fin de poder relacionar la resistencia media (fcm) con la resistencia característica (fck).

6.2. Densidad

La densidad del hormigón se mantiene prácticamente constante cuando varía el módulo granulométrico, su valor medio es de 2,467 y la desviación típica es 0,017. El elevado valor de densidad obtenido influirá positivamente en la durabilidad del hormigón.

Se ha intentado encontrar una relación entre la densidad y el módulo granulométrico, para lo cual se ha preparado la Figura 5 utilizando una escala vertical grande. En esta Figura se observa que para cada uno de los diámetros máximos de árido ensayados existe un módulo granulométrico óptimo para el que se consigue la máxima densidad, ésta parece ser mayor a medida que aumenta el tamaño máximo del árido, aunque para el diámetro máximo de 16 mm no se encontró una tendencia clara debido a que probablemente faltan datos en la rama de la curva con módulos granulométricos altos.

Tamaño máximo [mm]	Ensayos	Regresión
12,5	▩	————
16,0	◆	.....
20,0	*	- - - - - -

6.3. Resistencia

En la Figura 6 se ha representado la resistencia alcanzada en función del módulo granulométrico, en ella se observa que

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

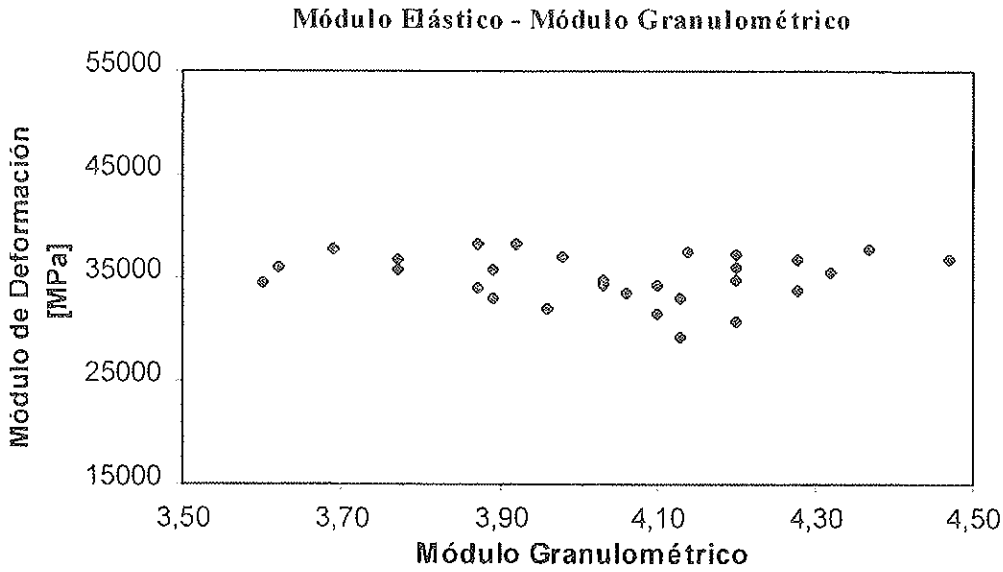


Figura 4. Relación entre el módulo de deformación y el módulo granulométrico.

existe muy poca variación de la resistencia cuando cambia el módulo granulométrico, con una ligera tendencia a aumentar la resistencia cuando disminuye el módulo granulométrico.

En la Figura 7 se comprueba esta misma tendencia de la resistencia a mantenerse con mínimas variaciones dentro de un mismo tipo de curva granulométrica incluso para grandes variaciones de la relación AG/AF (árido grueso/ árido fino). Por ejemplo las curvas analizadas del C.E.B., para $D_{máx.}$ 16 mm y con una relación AG/AF de 0,19, 0,81 y 2,81 presentan resistencias de 86,6, 97,0 y 87,2 MPa respectivamente.

Sólo se ha detectado una tendencia más o menos clara en la serie de curvas que incluye las del C.E.B. y las de Bolomey para el diámetro máximo de árido de 16 mm, que es la que cubre un mayor margen de relación AG/AF. Se concluye que no es adecuado excederse ni en gruesos ni en finos y es recomendable utilizar curvas correspondientes a la zona fina del dominio 3 de entre las recomendadas p,or el C.E.B.

Para los diámetros máximos de áridos de 12,5 y 20 mm no se pueden establecer conclusiones evidentes y tampoco se puede decir que el tipo de curva utilizada ejerza una influencia notable en la resistencia.

Sólo hay diferencias notables entre tipos de curvas para la serie correspondiente al diámetro máximo de árido de 16 mm, en el que parece que con las curvas del C.E.B.-Bolomey se obtienen mejores resultados. Sin embargo estas granulometrías han necesitado mayor cantidad de aditivo y en cambio han dado menor descenso de cono. Dado que los mejores resultados en las curvas del C.E.B.-Bolomey no se reproducen para los diámetros máximos de árido de 12,5 y 20 mm, se podría asumir que en la serie de 16 mm, para estas curvas, pudo haber una menor dosificación de agua total debido probablemente a distintas condiciones de humedad de los áridos, lo que justificaría la mayor resistencia.

Al comparar las curvas de Faury, se observa que la resistencia mejora en general cuando el parámetro R/D pasa de ∞ a 1, eso quiere decir que se obtienen mayores resistencias con las curvas recomendadas para hormigón armado que con las de

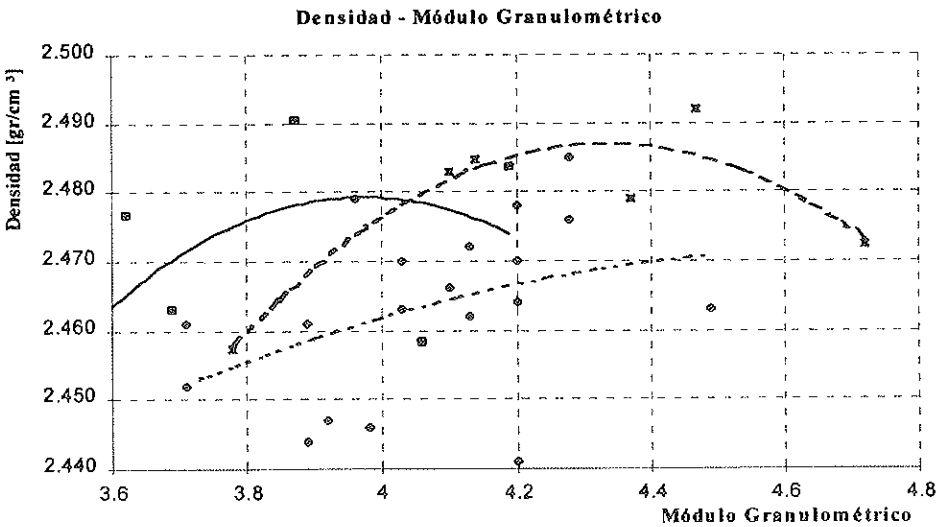


Figura 5. Relación entre la densidad y la resistencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

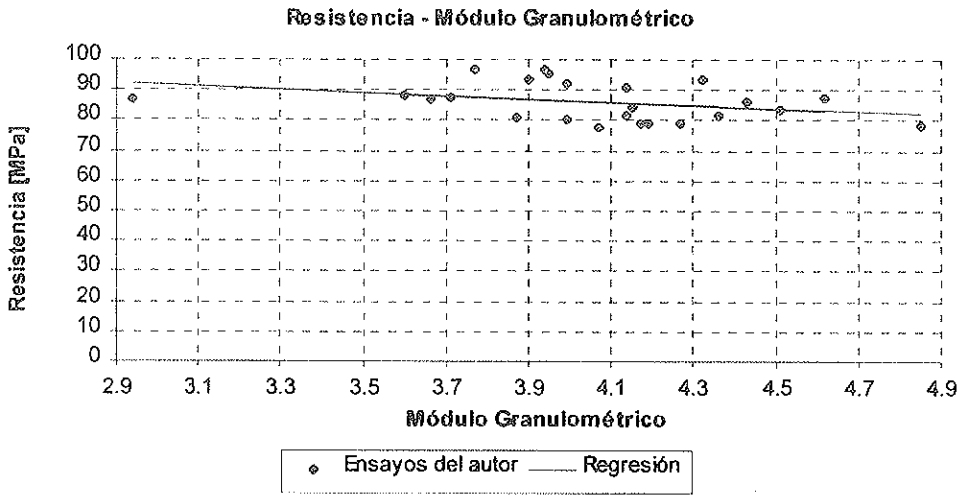


Figura 6. Relación entre la resistencia y el módulo granulométrico.

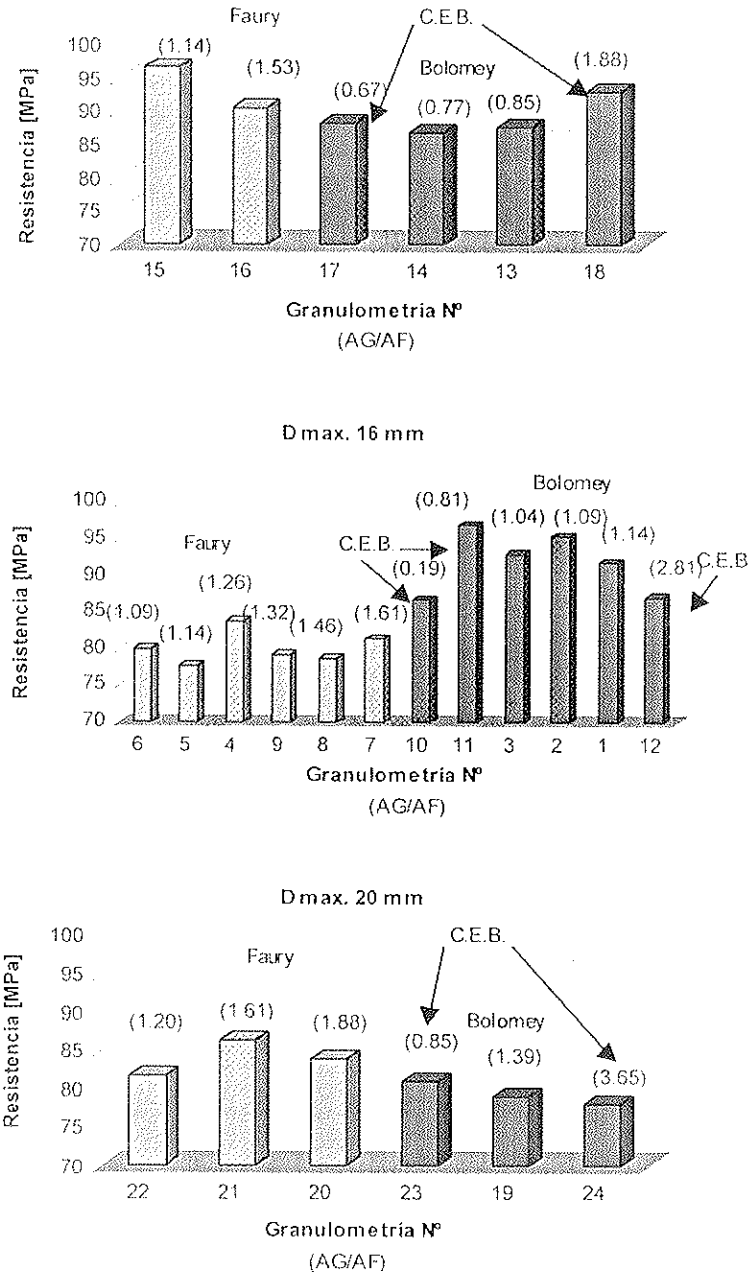


Figura 7. Resistencia a compresión apra cada Granulometría.
Entre paréntesis: Relación Árido Gureso / Árido Fino.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

hormigón en masa. Por otra parte, no se ha podido determinar una influencia clara del parámetro "A" en la resistencia.

7. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos pueden destacarse las siguientes conclusiones:

- Todos los hormigones fabricados han alcanzado resistencias por encima de los 75 MPa.
- El módulo de deformación del hormigón parece independiente del tipo de granulometría utilizada y se mantiene prácticamente constante al variar el módulo granulométrico.
- Al aumentar la resistencia del hormigón, también lo hace el módulo de deformación. La ley que relaciona estas dos variables en nuestros resultados es similar a la propuesta por Pilar Alaejos y Fernández Cánovas (8). La fórmula propuesta por el A.C.I. 318-89 sobrestima el valor del módulo de deformación.
- Todos los hormigones muestran densidades altas y poco variables, con un valor medio de 2,46 y una desviación típica de 0,017, lo que garantiza una buena durabilidad del hormigón.
- La utilización de granulometrías extremas, ya sea con muchos gruesos (dominio 4 del C.E.B.) o con muchos finos (domino 1 del C.E.B.), da lugar a hormigones ligeramente menos densos.
- Se puede admitir con carácter general, que la resistencia a compresión del hormigón aumenta al trabajar con granulometrías más finas, sin embargo y a pesar de la amplia gama de dosificaciones estudiadas (diámetros máximos de árido desde 12,5 a 20 mm y curvas de tendencia muy dispares), las máximas variaciones de resistencia apenas han alcanzado el 20%.
- Los mejores resultados se han obtenido para las curvas granulométricas situadas en la zona fina del dominio 3 de entre las recomendadas por el C.E.B., donde se sitúan normalmente las curvas propuestas por Bolomey o las granulometrías de Faury con los parámetros aplicables a hormigones muy armados.

BIBLIOGRAFÍA

(1) Fernández Cánovas, M.: "Hormigón". Servicio Publicaciones del Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid 1996.

(2) González Isabel, Germán: "Hormigón de Alta Resistencia". Ed. INTEMAC. Madrid 1993.

(3) Alaejos Gutierrez, Pilar; Gálligo Estévez, J.M.: "Hormigón de alta resistencia. Estado actual de conocimientos". Monografía CEDEX. Madrid 1990.

(4) Alaejos Gutiérrez, Pilar; Fernández Cánovas, M.: "Hormigón de alta resistencia: Dosificación y propiedades mecánicas". Monografía CEDEX. Madrid 1995.

(5) Alaejos Gutiérrez, Pilar; Fernández Cánovas, M.: "Estudio experimental de hormigón de alta resistencia" Monografía CEDEX. Madrid 1996.

(6) Quereda Laviña, José: "Hormigón de alta resistencia; Hormigón de altas prestaciones" Curso de AIDICO. Valencia 1997.

(7) C.E.B.: "High performance concrete. Recomended extensions to the Model Code 90 research needs". Bulletin D'information nº 228. July 1995.

(8) Alaejos Gutiérrez, Pilar; Fernández Cánovas, M.: " El módulo de elasticidad del hormigón de alta resistencia". Hormigón y acero nº 191. Madrid 1994.

(9) Alaejos Gutiérrez, Pilar; Fernández Cánovas, M.: " Dosificación de hormigones de Alta Resistencia". Cemento y Hormigón. Noviembre de 1994, nº 738.

(10)Alaejos Gutiérrez, Pilar; Fernández Cánovas, M.: "Composición y dosificación de los Hormigones de Alta Resistencia". Cemento y Hormigón. Agosto 1992, nº 709.

(11) Herrero Nuñez, E.: "Áridos para hormigones de Alta Resistencia". Cemento y Hormigón. Agosto 1992, nº 709.

(12) Capuz Lladró, Rafael: "Los áridos calizos en los hormigones de Alta Resistencia". Hormigón 1996, nº 27.

(13) Larrad, F.: "A method for porportioning High Strength Concrete". Cement, Concrete and Aggregates, V.12, nº2, Summer 1990.

(14) Larrard, F.: "Relation entre formulation et quelques propietes mecaniques des betons a hautes performances". Materials and Structures, nº 45, 1992.

(15) E.T.S.C.C.P.: "1º Symposium nacional de hormigón de altas prestaciones" Universidad Politécnica de Madrid, Madrid 1998.

(16) G.E.H.O.: "Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra del hormigón"

(17) Navarro Salinas, Jorge: "Estudio de la influencia granulométrica de los áridos en las propiedades mecánicas y reológicas del hormigón. E.F.C. ETSICCP. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia 1996.

(18) MOPT y Medio Ambiente: "Instrucción EHE". Madrid 1999.

(19) MOPT y Medio Ambiente: "Instrucción de Recepción de Cementos RC-97". Madrid 1997.

(20) Departamento de Ingeniería de la Construcción: "Control de calidad del hormigón y sus materiales constituyentes". Servicio de Publicaciones de la UPV. Valencia 1995.

(21) Serna Ros, Pedro; Pelufo Carbonell, Mª José: "Dosificación de Hormigones". Servicio de Publicaciones de la UPV. Valencia 1991.

(22) Recopilación de las normas UNE: "Ensayos para hormigón, morteros y sus componentes" Tomo nº 5. Grupo 83.

(23) UNE 80 301: "Cementos. Definiciones, clasificación y especificaciones" AENOR. Madrid 1995.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

(24) IGME: " Mapa geológico de España" Hoja 667 (28-26), Villar del Arzobispo. Servicio de Publicaciones del Ministerio de Industria. Madrid 1977.

(25) Carrasquillo, Ramón and Cetin, Aykut. "High-Performance Concrete: Influence of Coarse Aggregates on Mechanical Properties". A.C.I. Materials Journal, V 95 Nº 3. May-june 1998. Pag. 252-261.

(26) Toralles, Berenice; Agulló, Luis y Gettu, Ravindra. "Procedimiento para la Optimización de Hormigones de Altas Prestaciones". Hormigón y Acero. 2º Trimestre de 1998. Pág. 19-30.

ANEJO I - TABLA DE RESULTADOS

AMASADA (D máx)	CURVA GRANULOMÉTRICA	ADITIVO [%] (1)	ASIENTO Cono Abrams [cm]	DENSIDAD [g/cm³]	MÓDULO ELÁSTICO [MPa]	RESISTENCIA [MPa] 7 días	RESISTENCIA [MPa] 28 días
1 (16 mm)	Bolomey a=12	3.00	13.5	2.479	36300	69.3	91.9
2 (16 mm)	Bolomey a=13	3.00	8.5	2.447	38400	69.3	95.5
3 (16 mm)	Bolomey a=14	3.00	9.5	2.461	36500	70.0	93.1
3 (16 mm) (2)	Bolomey a=14	3.50	14	2.444	35900	67.1	86.2
4 (16 mm)	Faury R/D=1 A=29	2.50	10.5	2.466	35000	59.3	83.9
5 (16 mm)	Faury R/D=1 A=31	2.50	14	2.470	34300	57.0	77.7
5 (16 mm) (2)	Faury R/D=1 A=31	3.50	17	2.463	36400	65.2	84.7
6 (16 mm)	Faury R/D=1 A=33	2.50	8.5	2.446	36900	60.2	80.0
7 (16 mm)	Faury R/D=∞ A=29	2.50	13.5	2.476	35600	57.2	81.4
7 (16 mm) (2)	Faury R/D=∞ A=29	3.00	8	2.485	36800	73.3	81.9
8 (16 mm)	Faury R/D=∞ A=31	2.50	14.5	2.478	32600	57.6	78.8
8 (16 mm) (2)	Faury R/D=∞ A=31	3.50	16	2.470	37400	70.2	78.9
9 (16 mm)	Faury R/D=∞ A=33	2.50	13.5	2.462	30800	55.7	79.2
9 (16 mm) (2)	Faury R/D=∞ A=33	3.50	14	2.472	36900	69.7	85.3
10 (16 mm)	C.E.B. a=13, c=2.5	5.50	8.5	2.411	30400	66.9	86.6
11 (16 mm)	C.E.B. a=13, c=1.5	4.00	9	2.461	34100	76.3	97.0
11 (16 mm) (2)	C.E.B. a=13, c=1.5	4.00	15	2.452	37300	70.9	86.9
12 (16 mm)	C.E.B. a=13, c=0.5	3.00	16.5	2.463	36000	63.7	87.2
13 (12.5 mm)	Bolomey a=12	4.50	9	2.463	37900	71.4	87.7
14 (12.5 mm)	Bolomey a=13	5.00	10	2.477	36100	68.6	86.9
15 (12.5 mm)	Faury R/D=1 A=29	4.50	7	2.491	39400	78.0	96.6
16 (12.5 mm)	Faury R/D=∞ A=29	4.50	7	2.458	38100	76.0	90.5
17 (12.5 mm)	C.E.B. a=13, c=1.5	4.50	15	2.450	35200	69.0	88.3
18 (12.5 mm)	C.E.B. a=13, c=0.5	4.00	8	2.484	38300	71.4	93.1
19 (20 mm)	Bolomey a=13	5.00	10	2.485	36800	61.7	79.1
20 (20 mm)	Faury R/D=∞ A=29	4.00	8.5	2.492	36700	71.7	83.8
21 (20 mm)	Faury R/D=∞ A=31	4.00	10.5	2.479	37800	70.3	86.4
22 (20 mm)	Faury R/D=1 A=33	5.00	10	2.483	37000	66.6	81.8
23 (20 mm)	C.E.B. a=13, c=1.5	5.00	10	2.457	36000	59.6	81.1
24 (20 mm)	C.E.B. a=13, c=0.5	4.50	0	2.472	36100	62.1	78.1

(1) Porcentaje en peso respecto del material cementante (cemento + humo de sílice)

(2) Amasadas de hormigón realizadas utilizando cemento tipo I-42.5 /SR.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 33: Primavera de 2000

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el trigésimo tercer ciclo, correspondiente a la **primavera de 2000**, son:

Fecha	Ponente	Tema
13 Abril	Fernando **Veniale** Dr. en Ciencias Geológicas Universidad de Pavia, Italia	*La Torre inclinada de Pisa*
27 Abril	Juan Manuel **Mieres Royo** Ingeniero de Caminos NECSO	*Aplicaciones de materiales compuestos en el Sector de la Construcción*
11 Mayo	Javier **Gil Araujo** Ingeniero Industrial FERROVIAL - AGROMÁN José Luis **Lleyda Dionis** Ingeniero de Caminos ALVISA	*Nueva torre de control del aeropuerto de Barajas*
25 Mayo	Luis **Tena Núñez** Arquitecto ETS de Arquitectura, U de Navarra Javier **Errea Argáiz** Ingeniero Industrial DASEIN, Pamplona	*Cubierta del frontón de Miranda de Arga, Navarra*
8 Junio	Jaime **Cervera Bravo** Dr. Arquitecto ETS de Arquitectura, UPM	*Tipología estructural en cubiertas*
22 Junio	Marta **Castellote Armero** Dra. en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja, CSIC	*Caracterización de hormigones frente a la penetración de cloruros*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fabricación de hormigón de alta resistencia con árido calizo. Experiencias del País Vasco

High strength concrete manufacturing with limestone aggregates. Experiences in the Basque Country

A. Etxeberria
Dr. Ingeniero Industrial
♦
J.L. Ramírez
Dr. Ingeniero Industrial
♦
J.I. Urreta
Dr. Ingeniero Industrial
♦
J. Gorbeña
Dr. Ingeniero Industrial

LABEIN, Centro Tecnológico. Bilbao

RESUMEN

Se trata de obtener un hormigón de alta resistencia (H.A.R) empleando únicamente árido calizo de machaqueo del País Vasco, fino y grueso, para estudiar en él la influencia que el filler calizo (partículas < 80 µm) ejerce sobre sus resistencias a compresión. Para ello se dosifican diferentes H.A.R. abarcando el siguiente campo experimental: Cemento: 400 ÷ 600 kg/m³, Microsílice: 5% ÷ 15% en peso de cemento, superplastificante: 1 ÷ 3% contenido líquido en peso de cemento; y se estudia en ellos la influencia del contenido de filler, 8% a 20% del total de la arena, en las resistencias a compresión obtenidas a fin de determinar si es necesario una limitación de dicho filler y en qué valor se encontraría dicho límite.

PALABRAS CLAVE: Hormigón, alta resistencia, árido calizo, finos.

SUMMARY

This paper deals with a research project developed at LABEIN, Technological Centre, between 1993 and 1997. The project aim was to develop a high strength concrete (HSC) using only limestone aggregates, fine and coarse, in order to study the effect of the limestone filler (particles < 80µm) in the concrete compressive strength.

For the different concrete components, these were the dosages used: cement = 400 ÷ 600 kg/m³; silica fume = 5% ÷ 15%, by weight of cement; superplasticizer = 1% ÷ 3% liquid mass by weight of cement. With all these components, concrete was manufactured with different dosifications in order to study the effect of the filler in them. Filler contents were of 8% ÷ 20% by weight of sand, and the final compressive strengths obtained were studied to determine if a limitation of the filler content is needed and which would be the maximum percentage allowed.

1. INTRODUCCIÓN

El Grupo Español del Hormigón (GEHO) publicó en febrero de 1997 su boletín nº 20 sobre el tema "Hormigones de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra" en el que se recogen una serie de recomendaciones y normas de buena práctica para la elaboración y puesta en obra del hormigón de alta resistencia (H.A.R.) (1).

En el caso de los áridos finos a emplear en la fabricación de los HAR, se recomienda en dicho boletín el uso de arenas rodadas con un contenido máximo de finos del 1% y un módulo de finura próximo a 3 [(1), pag. 9].

El empleo de arenas machacadas no se considera recomendable por dar lugar a una gran demanda de agua y por generar masas poco trabajables, debido a su elevado contenido de finos.

El presente artículo recoge los resultados de un trabajo de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

investigación desarrollado en el Centro Tecnológico LABEIN entre 1993 y 1997 en el que se han elaborado HAR con resistencias medias a 91 días de hasta 110 MPa empleando únicamente árido calizo del País Vasco, con contenidos de finos de hasta un 20% del total de la arena.

Como herramienta de trabajo, en esta investigación se utilizó la metodología estadística del Diseño de Experimentos (2) que fue empleada para definir el número de masas a realizar y la dosificación de cada una de ellas, y para obtener unas ecuaciones matemáticas que permitieran relacionar la resistencia a compresión con las proporciones de los distintos componentes de la mezcla y con el coste de la misma.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS DESARROLLADOS. ANÁLISIS DE RESULTADOS

2.1. Planteamiento de la investigación

Teniendo en cuenta el escaso conocimiento existente en lo referente a dosificación de H.A.R., especialmente si éste se fabrica con árido calizo, grueso y fino (3), se consideró necesario, como paso previo al estudio en profundidad de los finos, diseñar y optimizar la dosificación de nuestro H.A.R.

Se planteó así la investigación en forma de fases correlativas que nos llevarían, por aproximaciones sucesivas, al resultado final buscado:

FASE PREVIA: Selección de componentes y definición del campo experimental.

FASE A: Determinación del tipo y dosificación de cemento.

FASE B: Determinación de los porcentajes de microsílice y superplastificante en peso de cemento.

FASE C: Estudio de la influencia del contenido en finos de los áridos calizos de machaqueo en las resistencias de los H.A.R.

2.2. FASE PREVIA: Selección de componentes. Campo experimental

De cara a la selección de los componentes se tomaron en consideración los siguientes aspectos:

Cemento (C): se eligieron dos cementos de tipo I, por su mínimo contenido en adiciones y su consiguiente mayor capacidad puzolánica potencial (4). En concreto se seleccionaron los cementos I-45A y I-55A.

Superplastificante (SP): debido a su probada eficacia y compatibilidad con los dos cementos seleccionados se eligió un superplastificante en base melamina, con un contenido sólido del 40%, una densidad de 1,23 kg/l y un pH de 9.

Microsílice (MS): se eligió una microsílice en polvo densificada con un contenido en SiO_2 entre el 86 y el 96% y una superficie específica de 20 m^2/g. (4)

Áridos: tras realizar diversos ensayos en testigos extraídos en 3 canteras de árido calizo del entorno, se seleccionó una de ellas y se realizó el acopio correspondiente de guijillo (6/12) y arena (0/5). El árido seleccionado presentaba las siguientes características: desgaste de los Ángeles = 23,6%; Azul de metileno = 0,13 gAzul/100 g; Equivalente de arena = 80%; Cfte. de friabilidad = = 22,82%; Coeficiente de absorción de agua = 1,15%(arena) y 1, 17% (guijillo); Contenido de finos: variable.

Como campo experimental, fuera del cual no serían extrapolables las conclusiones del estudio, se eligió el siguiente a partir de la bibliografía consultada (3, 4, 5, 6, 7, 8):

Tipo de cemento: I-45A, I-55A.

Dosificación de cemento: 400-500 kg/m^3.

% Microsílice respecto peso de cemento: 5% ÷ 15%.

% Superplastificante, contenido líquido respecto peso de cemento: 3% ÷ 5%.

Contenido de finos: 6% ÷ 18%.

A lo largo del desarrollo del proyecto, y de acuerdo con las conclusiones obtenidas en las distintas fases, este campo experimental se fue modificando y ajustando a fin de ser adecuado a los fines de la investigación y representativo de la realidad cotidiana (ver apartado 2.5).

2.3. FASE A: Determinación del tipo y dosificación de cemento

De los dos factores a definir se consideraron los siguientes niveles: Tipo de cemento: I-45A, I-55A; Dosificación de cemento: 400 kg/m^3, 450 kg/m^3, 500 kg/m^3.

A fin de poder estudiar estos dos factores, y una vez consultada distinta bibliografía existente al respecto, se fijaron las demás variables de la mezcla en los siguientes niveles: SP = 3%; MS = 8% y 12%; el contenido de finos quedó fijado en un 11%, valor totalmente representativo de la producción real diaria de la cantera.

Con lo cual, y realizando toda la posible combinatoria, resultaban un total de 12 amasadas, de cada una de las cuales se prepararon 12 probetas cilíndricas de 10 x20 cm que fueron almacenadas en cámara húmeda a 20°C de temperatura y 100% de humedad relativa, refrentadas con azufre y finalmente ensayadas a compresión a 3, 7, 28 y 91 días.

Del análisis de los resultados se concluyó que para ambos tipos de cemento las mejores resistencias se obtienen para dosificaciones altas de cemento y microsílice, siendo las resistencias a compresión más elevadas en el caso del cemento tipo I-45A. Se seleccionaría así para nuestro H.A.R. el cemento I-45A con una dosificación de 500 kg/m^3.

Aún más, vistos los incrementos de resistencia obtenidos con las altas dosificaciones de cemento, se consideró interesante ampliar el campo experimental de este factor hasta valores de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

550 kg/m³ ó 600 kg/m³ a fin de confirmar la esperable subida en las resistencias a compresión.

2.4. FASE B: Determinación de los porcentajes de superplastificante y microsílice en peso de cemento

Para los dos factores a analizar se consideraron los siguientes niveles: SP: 3%, 4% y 5%; MS: 5%, 8%, 10%, 12% y 15%.

Para poder estudiar estos dos factores, y de acuerdo con las conclusiones obtenidas en la Fase A, se fijaron las demás variables de la mezcla en los siguientes niveles: Tipo cemento: I-45A; Dosificación cemento: 500 kg/m³; el contenido de finos fue de un 11%, valor perfectamente representativo de la producción real diaria de la cantera.

Con lo cual, y realizando toda la combinatoria posible, resultaba un total de 15 amasadas, cuyas dosificaciones y resistencias quedan recogidas en la Tabla 1.

Del estudio de los resultados obtenidos se concluye lo siguiente:

- El SP no presenta un efecto significativo diferencial dentro del margen estudiado (3%-5%) por lo que parece razonable utilizar la cantidad más económica, esto es, un 3%. Esta conclusión vendría corroborada por el hecho experimental observado de la falta de trabajabilidad por exceso de adherencia en las masas con SP = 5%.

  Por otro lado, se plantea la posibilidad de que los contenidos de SP con los que se ha trabajado en esta fase hayan sido excesivamente altos por lo que se propone estudiar contenidos de SP inferiores, entre el 1% y el 3%.

- El contenido de MS, por el contrario, sí presenta un efecto significativo alcanzándose las mayores resistencias con porcentajes entre el 10% y el 15%. Ahora bien, dado que durante la experimentación se detectó una pérdida de trabajabilidad de la masa demasiado rápida en las amasadas con porcentajes de MS superiores a 12%, se fijaría la cantidad de este componente entre el 10% y el 12%.

TABLA 1

SP (%)	MS (%)	MASA Nº	R. 3 días (MPa)	R. 7 días (MPa)	R. 28 días (MPa)	R. 91 días (MPa)
3	5	13	63,9	71,4	77,5	89,6
3	8	3	40,4	50,8	85,8	89,7
3	10	14	66,4	70,4	86,8	92,3
3	12	6	66,7	71,8	97,5	106,8
3	15	15	64,0	83,0	86,4	92,5
4	5	16	54,0	62,1	80,1	83,3
4	8	17	52,4	65,4	70,6	77,5
4	10	18	76,8	84,0	92,9	105,5
4	12	19	80,5	87,7	100,2	1083
4	15	20	70,0	73,3	90,7	104,6
5	5	21	50,5	60,1	74,5	82,4
5	8	22	68,6	78,1	89,8	112,8
5	10	23	65,5	82,2	100,1	101,6
5	12	24	72,5	82,7	88,8	97,5
5	15	25	66,0	75,1	88,7	103,5

NOTA: Cada amasada elaborada fue de 40 l. de volumen y, a fin de que los resultados de todas las amasadas fueran comparables entre sí, se elaboraron todas con una consistencia similar. Ésta fue controlada con el cono Abrams siendo la desviación admitida entre los conos de las distintas amasadas de ± 1 cm.

2.5. FASE C: Influencia del contenido en finos de los áridos calizos de machaqueo en las resistencias de los H.A.R.

Para la realización de esta fase, y teniendo en cuenta las conclusiones obtenidas en las fases A y B, se definió el siguiente nuevo campo experimental definitivo, fuera del cual no son extrapolables los resultados y conclusiones obtenidos en la investigación:

Cemento I-45A: 400 kg/m³ - 600 kg/m³;

Superplastificante: 1% ÷ 3%, contenido líquido en peso de cemento;

Microsílice: 5% ÷ 15%, en peso de cemento . De la fase B se concluyó que el contenido óptimo de MS se encontraba entre el 10% y el 12%, por lo que en la fase C se podría haber seleccionado un contenido de MS del 11%. Sin embargo, y dado que en esta fase se iba a trabajar con contenidos de finos muy superiores a los de las fases anteriores, se consideró recomendable barajar contenidos de MS inferiores. Así, tomando como punto central el 10% se definió un intervalo de ± 5% resultando así el 5%-15% seleccionado para el campo experimental.

Contenido de finos: 8% ÷ 20%, en peso de arena. El contenido de finos del campo experimental inicial, variable entre el 6% ÷ 18%, no fue posible ya que el contenido de finos mínimo que resultó factible en la cantera seleccionada fue de 8%. De esta forma se sustituyó el intervalo inicial por uno nuevo, entre 8% y 20%.

2.5.1. Diseño de experimentos. Análisis estadístico de resultados

En esta fase, y teniendo en cuenta el gran número de factores a analizar y definir, no toda la posible combinatoria de amasadas resultante fue realizada sino que se llevó a cabo un análisis previo de la misma a fin de seleccionar las amasadas estrictamente necesarias para la obtención de conclusiones sobre la experimentación. Este análisis, realizado con el soporte del método estadístico del Diseño de Mezclas (9, 10) y basado en la experiencia de los investigadores del proyecto (11), fue posteriormente completado con una serie de amasadas adicionales a fin de poder llevar a cabo un estudio en profundidad de la influencia del contenido de finos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2.5.1.1. Número de amasadas a realizar

Un experimento tiene como objetivo estudiar el efecto que un conjunto de variables, llamadas **variables experimentales o factores**, tienen sobre otra variable de interés, denominda *variable respuesta*. Se llama **nivel de los factores** a los valores o estados que toman los factores en cada experimento. En los Diseños de Mezclas, caso particular de los Diseños de Experimentos, los factores son los componentes o ingredientes de la mezcla.

De acuerdo con los resultados obtenidos en las fases anteriores, en la fase C se trataba de estudiar los siguientes factores:

- Dosificación de cemento, con tres niveles: 500 kg/m³, 550 kg/m³ y 600 kg/m³.
- % de MS en peso de cemento, con tres niveles: 7%, 11% y 15%.
- % de SP en peso de cemento, con tres niveles: 1%, 2% y 3%.
- % de finos en peso de arena total, con 5 niveles: 8%, 11%, 14%, 17% y 20%.

Con lo cual, y realizando toda la combinatoria posible, resultaba un total de (3 x 3 x 3)x 5 = 135 amasadas a realizar. Sin embargo, aplicando la metodología del Diseño de Experimentos se consiguió reducir el número de amasadas a realizar a 47 = = (2^3 * 5) + 3 + 4, donde:

2^3 = factorial completo para el SP, la MS y la dosificación de cemento.

*5 = todas las combinaciones posibles de los niveles de los finos.

+3 = repeticiones en el centro para estudiar posibles curvaturas.

+4 = desconfusión de términos cuadráticos.

A estas 47 amasadas, y con el fin de mejorar y ampliar el estudio en lo posible, se añadieron otras 17 amasadas ya realizadas en las fases A y B y que cumplían con todas las especificaciones definidas para la fase C final, resultando así un total de 64 amasadas a ser procesadas estadísticamente, que quedan recogidas en la Tabla 2 adjunta.

Cada amasada elaborada fue de 40 l de volumen y, a fin de que los resultados de todas las amasadas fueran comparables entre sí, se elaboraron todas con una consistencia similar. Ésta fue controlada con el cono Abrams siendo la desviación admitida entre los conos de las distintas amasadas de ± 2 cm.

De todas las amasadas realizadas se tomaron 9 probetas cilíndricas de 10x20 cm que fueron almacenadas en cámara húmeda a 20°C de temperatura y 100% de humedad relativa, refrentadas con azufre y finalmente ensayadas a compresión a 7, 28 y 91 días.

Los resultados obtenidos en los ensayos a 91 días de las probetas de las distintas amasadas quedan recogidos en la Tabla 2, así como el agua necesaria para obtener masas de semejante trabajabilidad. En el presente artículo únicamente se presentan y analizan los resultados a 91 días, por considerarse éstos los más representativos de los tres (7, 28 y 91 días).

2.5.1.2. Factores y respuestas

Los **factores** a considerar en el análisis fueron: dosificación de cemento (C), % de Microsílice (MS), % de superplastificante (SP) y % de finos (FINOS); pero para el desarrollo estadístico se consideraron como factores de los modelos las cantidades (kilos) de estos componentes con respecto a la masa total de la mezcla. Resultaron así los siguientes factores: X_1 = C/TOTAL; X_2 = MS/TOTAL; X_3 = SP/TOTAL; X_4 = FINOS/TOTAL; X_5 = (ARENA-FINOS)/TOTAL; X_6 = GUIJILLO /TOTAL; X_{56} = $X_5 + X_6$ (se considera este factor en lugar de X_5 y X_6 por separado ya que la proporción guijillo/arena fue constante en todas las amasadas), siendo TOTAL = C + MS + SP + ARENA + GUIJILLO.

Las **respuestas** consideradas fueron las resistencias a compresión a 7, 28 y 91 días (como ya se ha dicho anteriormente, en el presente artículo sólo se tratará esta última, la más representativa, con el fin de simplificar) y el agua, que era variable en cada mezcla en tanto en cuanto se vertía en función del cono fijado y la dosificación de la mezcla.

2.5.1.3. Proceso de análisis: Ecuaciones Modelo

Se obtuvo en primer lugar un modelo para el agua para posteriormente definir el modelo de la resistencia a 91 días en el cual se incluiría el agua como factor. Una vez modelizadas ambas respuestas se calculó la mezcla que optimizaba la resistencia, así como el agua necesaria para la elaboración de la misma. Por último, se llevó a cabo una valoración económica del coste de las distintas mezclas posibles según el grado de resistencia a compresión deseado (para quien esté interesado, la descripción de este análisis estadístico se encuentra más desarrollada en (12).

El conjunto de datos introducido en el software estadístico Statgraphics fue el correspondiente a X_1, X_2, X_3, X_4 y X_{56}, calculados a partir de los datos de la Tabla 2 y de la densidad de la masa de hormigón fabricado, que resultó ser de 2.350 kg/m³ .

a) MODELO PARA EL AGUA

Se plantea un modelo lineal de mezclas con los siguientes resultados:

Model fitting results for: AGUA

Independent variable	coefficient	std. error	t-value	sig.level
X1	22.172144	1.226568	18.0766	0.0000
X2	35.062768	4.441253	7.8948	0.0000
X3	-304.634522	14.36636	-21.2047	0.0000
X4	12.094813	2.267536	5.3339	0.0000
X56	4.431848	0.346224	12.8005	0.0000

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 2

Nº AMASADA	CEMENTO (kg/m³)	MS (% peso cemento)	SP (% peso cemento)	FINOS (% peso arena)	AGUA (l)	R91M (MPa)
1	500	7	1	8	8	84,6
2	600	7	1	8	8,5	79,9
3	500	15	1	8	9,3	72,0
4	600	15	1	8	9,8	74,3
5	500	7	3	8	6,3	94,3
6	600	7	3	8	7	87,6
7	500	15	3	8	6,75	94,6
8	600	15	3	8	7,55	59,9
9	500	7	1	11	8,2	76,6
10	600	7	1	11	8,9	72,7
11	500	15	1	11	9,1	76,0
12	600	15	1	11	10	73,1
3	500	7	3	11	7,5	93,2
14	600	7	3	11	7	99,9
15	500	15	3	11	6,8	96,6
16	600	15	3	11	7,6	102,8
17	500	7	1	14	8,4	72,8
18	600	7	1	14	9	77,8
19	500	15	1	14	9,2	71,9
20	600	15	1	14	9,7	79,0
21	500	7	3	14	6,6	98,2
22	600	7	3	14	7	102,8
23	500	15	3	14	7,2	95,4
24	600	15	3	14	7,6	105,2
25	500	7	1	17	8,2	77,3
26	600	7	1	17	9,4	73,2
27	500	15	1	17	9,4	73,4
28	600	15	1	17	10	76,9
29	500	7	3	17	6,8	92,7
30	600	15	3	17	7,8	97,3
31	500	15	3	17	7,2	101,7
32	600	7	3	17	7,6	98,7
33	500	7	1	20	8,4	72,7
34	600	15	1	20	10	71,6
35	500	15	1	20	9,5	64,7
36	600	7	1	20	9	82,4
37	500	7	3	20	6,9	98,5
38	600	15	3	20	7,9	99,3
39	500	15	3	20	7,8	89,1
40	600	7	3	20	7,6	99,5
41	550	11	2	14	7,8	97,6
42	550	11	2	14	7,7	97,4
43	550	11	2	14	8	83,2
44	550	11	1	14	8,9	85,1
45	500	7	2	20	7,4	66,8
46	600	11	3	14	7,55	95,9
47	600	15	2	20	8,6	92,3
3A	500	8	3	11	7,3	91,8
3B	500	8	3	11	6,8	89,7
6A	500	12	3	11	6,8	105,9
6B	500	12	3	11	6,7	108,7
13A	500	5	3	11	6,65	94,9
13B	500	5	3	11	6,9	79,0
14A	500	10	3	11	6,8	100,2
14B	500	10	3	11	7	92,3
15A	500	15	3	11	6,9	104,0
15B	500	15	3	11	7,2	92,5
1A	450	8	3	11	7,12	76,8
2A	400	8	3	11	6,44	76,7
2B	400	8	3	11	6,24	86,1
4A	450	12	3	11	6,47	88,3
4B	450	12	3	11	6,52	87,5
5A	400	12	3	11	6,2	86,0
5B	400	12	3	11	6,6	80,8

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Analysis of Variance for the Full Regression

Source	Sum of Squares	DF	MeanSquare	F-Ratio	P-value
Model	3819.23	5	763.847	9087.69	.0000
Error	4.79102	57	0.0840529		
Total	3824.02	62			

R-squared = 0.998747 Stnd. error of est. = 0.289919
R-squared (Adj. for d.f.) = 0.998659 Durbin-Watson statistic = 1.83424

La R^2 del ANOVA está sobreestimada, por lo que hay que calcular su valor correcto. Se ajusta un modelo con un único factor que vale siempre 1 y se toma la suma de cuadrados residual como suma de cuadrados total para calcular el coeficiente de determinación del ajuste.

Model fitting results for: AGUA

Independent variable	coefficient	std. error	t-value	sig.level
62 REP 1	7.776452	0.140527	55.3379	0.0000

Analysis of Variance for the Full Regression

Source	Sum of Squares	DF	Mean Square	F-Ratio	P-value
Model	3749.34	1	3749.34	3062.28	.0000
Error	74.6860	61	1.22436		
Total	3824.02	62			

$$R^2 = 1 - \frac{SC_{RESID}}{SC_{TOTAL}} = 1 - \frac{4.79102}{74.6860} = 0.9358$$

Resultando así el siguiente **modelo para el AGUA** (coeficientes de X_i son los obtenidos en la columna "coefficient" de la regresión lineal recogida en la la tabla de valores "Model fitting results for AGUA"):

$$\mathbf{AGUA = 22{,}17\ X_1 + 35{,}06X_2 - 304{,}63\ X_3 + 12{,}09\ X_4 + 4{,}43X_{56}}$$

con una explicación del 93% ($R^2 = 0{,}93$).

b) MODELO PARA LA RESISTENCIA A 91 DÍAS

Para obtener el modelo de la resistencia a 91 días se consideran los mismos 5 factores que en el caso anterior y además se añade el agua. Se plantea el modelo lineal siguiente:

Model fitting results for: RM91

Independent variable	coefficient	std. error	t-value	sig.level
X1	3502.106451	560.814531	6.2447	0.0000
X2	5546.024993	1132.328962	4.8979	0.0000
X3	413.890783	7547.320368	0.0548	0.9565
X4	1953.205389	489.22409	3.9925	0.0002
X56	1114.94735	120.089646	9.2843	0.0000
AGUA	−120.744639	23.33976	−5.1733	0.0000

Analysis of variance for the Full Regression

Source	Sum of Squares	DF	Mean Square	F-Ratio	P-value
Model	48399699.	6	8066616.	3090.80	.0000
Error	146153.	56	2609.88		
Total	48545852.	62			

El R^2 de la regresión está sobreestimado. Para calcular el correcto, se ajusta un modelo con un único factor que vale siempre 1, y se toma la suma de cuadrados residual como suma de cuadrados total para calcular el coeficiente de determinación del ajuste:

Model fitting results for: RM91

Independent variable	coefficient	std. error	t-value	sig.level
62 REP 1	877.903226	14.190472	61.8657	0.0000

R-SQ. (ADJ.) = 0.9843 SE = 111.735887 MAE = 97.422477 DurbWat = 1.041
Previously: 0.9805 1.106508 0.930187 0.858
62 observations fitted, forecast(s) computed for 0 missing val. of dep. var.

Analysis of Variance for the Full Regression

Source	Sum of Squares	DF	Mean Square	F-Ratio	P-value
Model	47784273.	1	47784273.	3827.36	.0000
Error	761579.	61	12484.9		
Total	48545852.	62			

R-squared = 0.984312 Stnd. error of est. = 111.736
R-squared (Adj. for d.f.) = 0.984312 Durbin-Watson statistic = 1.04117

$$R^2 = 1 - \frac{SC_{RESID}}{SC_{TOTAL}} = 1 - \frac{146{,}153}{761.579} = 0.8081$$

Resultando así el siguiente **modelo para la RM91** (coeficientes de X_i son los obtenidos en la columna "coefficient" de la regresión lineal recogida en la la tabla de valores "Model fitting results for RM91"):

$$\mathbf{RM91 = 3502{,}11X_1 + 5546{,}02X_2 + 413{,}89X_3 + 1953{,}21X_4 + 1114{,}95X_{56} - 120{,}74AGUA}$$

con una explicación del 81% ($R^2 = 0{,}8081$).

Ahora bien, este modelo se puede simplificar debido a la colinealidad entre los componentes del hormigón (árido-cemento, agua-superplastificante), siendo entonces el modelo definitivo el siguiente:

Model fitting results for: RM91

Independent variable	coefficient	std. error	t-value	sig.level
CONSTANT	1105.462556	60.086238	18.3979	0.0000
X1	2351.567807	293.983753	7.9990	0.0000
X2	4370.332322	816.038592	5.3555	0.0000
X4	823.5481	417.542809	1.9724	0.0534
AGUA	−118.733309	7.709654	−15.4006	0.0000

R-SQ. (ADJ.) = 0.7946 SE = 50.644087 MAE = 38.471627 DurbWat = 1.754

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Analysis of Variance for the Full Regression

Source	Sum of Squares	DF	Mean Square	F-Ratio	P-value
Model	615384.	4	153846.	59.9831	.0000
Error	146195.	57	2564.82		
Total (Corr.)	761579.	61			

R-squared = 0.808037 — Stnd. error of, est. = 50.6441
R-squared (Adj. for d.f.) = 0.794566 — Durbin-Watson statistic = 1.75399

Resultando así un nuevo **modelo para la RM91:**

$$\mathbf{RM91 = 1105{,}46 + 2351{,}57X_1 + 4370{,}33X_2 + 823{,}55X_4 - 118{,}74AGUA}$$

con una explicación del 81% y que consideramos el definitivo.

Con lo cual resultan las dos ecuaciones modelo siguientes:

$$Agua = 22{,}17X_1 + 35{,}06X_2 - 304{,}63X_3 + 12{,}09X_4 + 4{,}43X_{56}$$
$$RM91 = 1105{,}46 + 2351{,}57X_1 + 4370{,}33X_2 + 823{,}55X_4 - 118{,}74\ Agua$$

con una explicación del 93% y el 81% del modelo experimental, respectivamente.

Estas ecuaciones, convertidas a dosificación de los componentes de hormigón y para un volumen de 1 m³ (unidades: litros para el agua, kg para el resto de los componentes), quedan transformadas en:

$$\mathbf{AGUA = 0{,}24C + 0{,}38MS - 3{,}31SP + 0{,}08FINOS + 0{,}05Arena + 0{,}05Guijillo}$$
$$\mathbf{RM91 = 1105{,}46 + 1{,}045\ C + 1{,}942\ MS + 0{,}366\ Finos - 4{,}85\ Agua}$$

2.5.1.4. Ecuaciones modelo: representación gráfica

De la representación gráfica de las dos ecuaciones modelo obtenidas se extraen diferentes conclusiones de interés:

*** Gráfico 1: Representación finos-resistencia para distintas dosificaciones de cemento**

Se calcula la resistencia óptima fijando los finos y la cantidad de cemento. En todos los casos ha resultado la resistencia óptima para MS = 0,15 y SP = 0,03. La gráfica y tabla de valores obtenidas son las siguientes:

Cemento (kg/m³)	Finos (%)	Agua (l)	MS (%)	Superplastificante (%)	RM 91 (MPa)
400	8	7.1	15	3	81,7
400	20	7.5	15	3	81,3
500	8	7.6	15	3	88,2
500	20	8	15	3	87,9
600	8	8.1	15	3	94,6
600	20	8.5	15	3	94,4

*** Gráfico 2: Representación cemento-resistencia para distintos valores de microsílice**

Se calcula la resistencia óptima fijando la microsílice y la cantidad de cemento. En todos los casos ha resultado la resistencia óptima para FINOS = 0,08 y SP = 0,03.

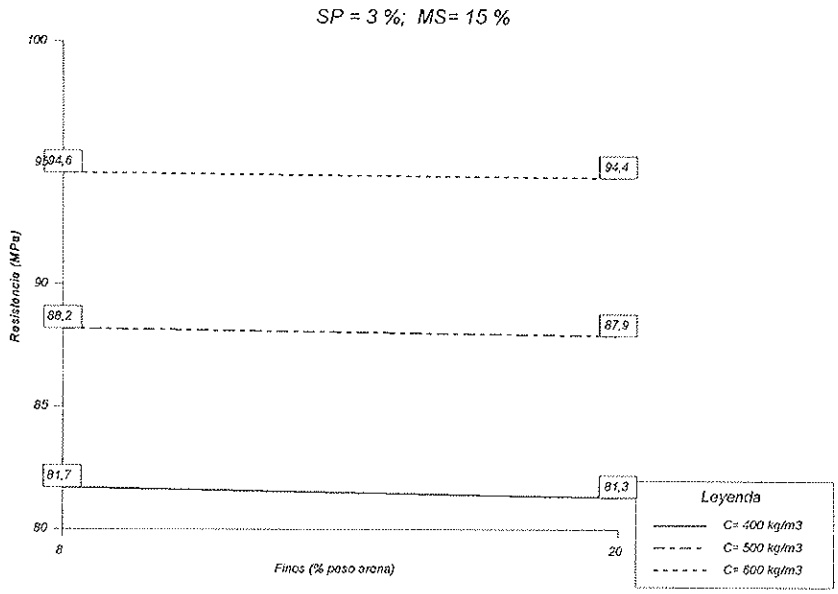


Gráfico 1.

COMENTARIO: No se aprecia influencia práctica del contenido de finos en la resistencia. Lo que realmente influye en la resistencia es la dosificación de cemento, observándose que un incremento de 100 kg/m³ en la misma (incremento del 20 - 25%) genera una subida de resistencia del 7%-8%. Esta interpretación debe ser matizada teniendo en cuenta que la ecuación modelo obtenida para la resistencia explica el 81% de la experimentación y que de los 62 valores considerados en el estudio únicamente 17 pertenecen al rango 400-500 kg/m³. En consecuencia conviene precisar que para los valores más bajos de cemento (400-500 kg/m³) el incremento de un 25% en la dosificación de cemento implica subidas de resistencia en torno al 20%, mientras que para valores altos de cemento (500-600 kg/m³) la influencia del mismo disminuye obteniéndose incrementos de resistencia del 8% para aumentos de dosificación de cemento del 20%.

Se aprecia también, observando la tabla de valores, que un incremento de finos del 8% al 20% supone un aumento de 0,4 litros en la demanda de agua por masa de 40 l.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Microsílice (%)	Cemento (kg/m³)	Agua (l)	Finos (%)	Superplastificante (%)	RM 91 (MPa)
5	400	6.6	8	3	80,3
5	600	7.4	8	3	92,6
10	400	6.8	8	3	81,0
10	600	7.7	8	3	93,7
15	400	7.1	8	3	81,7
15	600	8.1	8	3	94,6

*** Gráficos 3 y 4 : Representación agua/cemento-resistencia para distintos valores de superplastificante y diversas dosificaciones de cemento**

Para realizar este gráfico, al introducir nuevas restricciones ($A/C = cte_1$ y $C = cte_2$), existen demasiadas restricciones para obtener un valor de la resistencia que cumpla todas las restricciones. Por lo tanto, se dejan sin fijar las restricciones MS/C y FI/AR. Los valores obtenidos son:

SP (%)	A/C (%)	Agua (l)	Cemento (kg/m³)	RM 91 (MPa)	Restricciones sin fijar	
1	0.3					**
1	0.35					**
1	0.4	9.6	600	75,0	FI = 8% MS = 12,5%	
1	0.45	9	500	72,2	FI = 8% MS = 15%	
1	0.5	8	400	68,4	FI = 8% MS = 11%	
2	0.3					**
2	0.35	8.4	600	83,5	FI = 8% MS = 7,5%	
2	0.4	8	500	79,4	FI = 8% MS = 10%	
2	0.45	7.2	400	74,1	FI = 8% MS = 6,5%	
2	0.5					
3	0.3	7.2	600	95,0	FI = 8% MS = 5%	
3	0.35	7	500	86,5	FI = 8% MS = 5%	
3	0.4	6.4	00	82,4	FI = 8% MS = 5%	
3	0.45					**
3	0.5					**

(**) Con todas las condiciones impuestas no es posible calcular un valor.

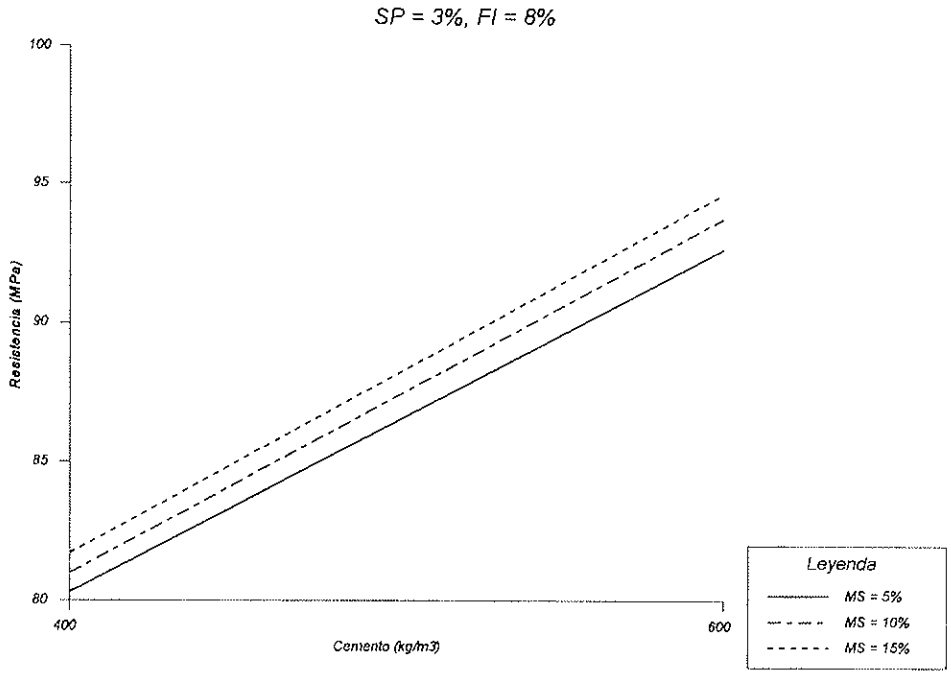


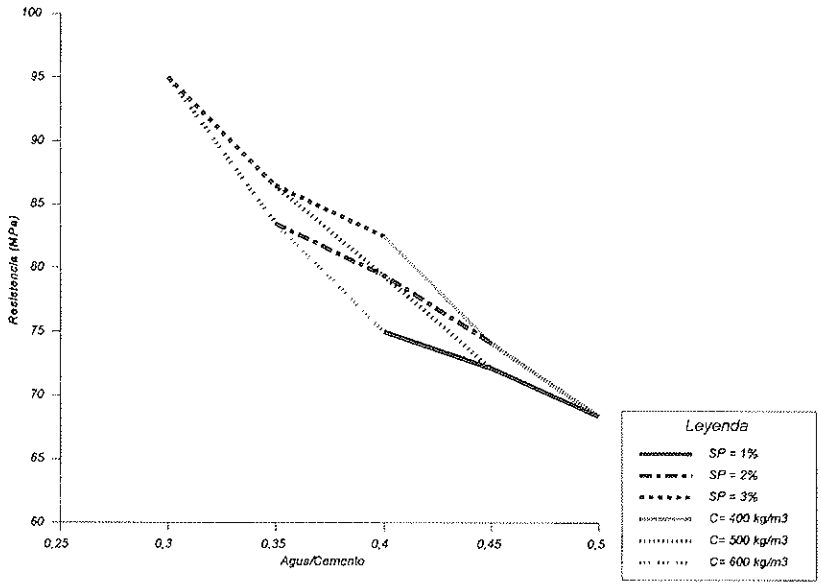
Gráfico 2.

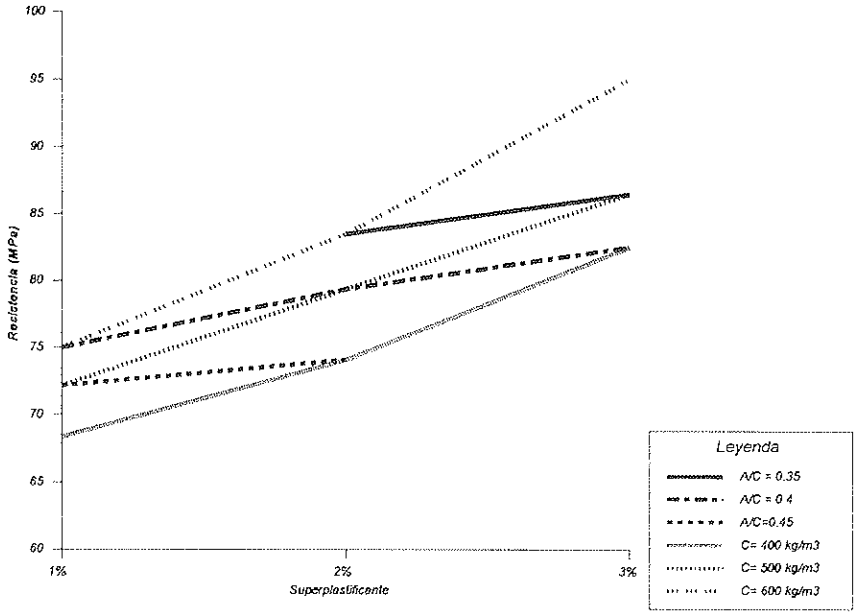
COMENTARIO: Nuevamente se confirma la influencia de la dosificación de cemento en las resistencias.

Por su parte, la influencia del MS se ve que no es importante pues pasar del 5% al 15% supone un incremento en la resistencia de tan solo el 2% - 3%. Ahora bien, nuevamente esta interpretación debe ser matizada por idénticas razones a las ya expuestas en el caso del cemento (gráfico 1). Asi, conviene precisar que para los valores más bajos de cemento (400-500 kg/m³) la dosificación óptima de MS se sitúa en el 11% con incrementos de resistencia del orden del 15% respecto a los valores obtenidos con el 5% de MS; mientras que para valores altos de cemento (500-600 kg/m³) el óptimo se sitúa próximo al 5%, con incrementos de resistencia del 2% para contenidos de MS del 15%.

En cuanto a la demanda del agua por masa de 40 l: se observa que pasar de cemento 400 a 600 kg/m³ supone un incremento en la demanda de agua de un litro, mientras que pasar de MS 5% a 15% supone un incremento en la demanda de agua de 0,5 - 0,6 litros; frente a los 0,4 litros que suponía pasar de finos 8% a 20%.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025





Gráficos 3 y 4

COMENTARIO: 1º Manteniendo el cemento constante, se pueden conseguir aumentos de resistencia hasta del 13%, aumentando un 1% la cantidad de superplastificante, incluso disminuyendo la cantidad de microsílice. Ejemplo:

Punto 1: C = 600, SP = 2%, MS = 7,5 %, RM91 = 83,5; A/C = 0,35

Punto 2: C = 600, SP = 3%, MS = 5 %, RM91 = 95,0; A/C = 0,30

2º Aumentando el superplastificante un 1%, se reduce el cemento del hormigón un 20% o un 25% para conseguir resistencias similares, incluso disminuyendo la cantidad de microsílice. Ejemplo:

Punto 3: C = 500, SP = 1%, MS = 15 %, RM91 = 72,2; A/C = 0,45

Punto 4: C = 400, SP = 2%, MS = 6,5 %, RM91 = 74,1; A/C = 0,45

3º Un incremento del 2% al 3% de superplastificante permite ahorrar 100 kg/m³ en la dosificación de cemento, para una resistencia similar. Ejemplo:

Pto 5: C = 600, SP = 2%, RM91 = 84,0; A/C = 0,35

Pto 6: C = 500, SP = 3%, RM91 = 85,0; A/C = 0,35

3. VALORACIÓN ECONÓMICA

Conociendo el precio por kg de cada componente: Cemento = 12 ptas/kg; Microsílice = 120 ptas/kg; Superplastificante = 95 ptas /kg; Arena = 1,050 ptas /kg; Guijillo = 1,020 ptas /kg, se trata de conseguir hormigones con resistencias a compresión a 91 días mayores que ciertos valores, a mínimo coste.

Para lo cual en el programa de optimización GINO se introduce la ecuación del coste de 1 kg de hormigón a minimizar (se supone que el agua es gratis):

$$\mathbf{MIN = 12X_1 + 120X_2 + 95X_3 = 1{,}050\ (X_4 + X_5) + 1{,}020X_6}$$

Se trata de que la resistencia sea mayor que unos valores fijados (el estudio se hace con las fórmulas en porcentajes: X_1, X_2, ...X_6).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 3

RESISTENCIA A 91 DÍAS (MPa)	C (kg/m³)	MS (%)	SP (%)	FINOS (%)	AGUA (l)	COSTE (ptas/kg)
RM91>69	400	5	1	8	7,54	4,14
RM91>75	400	5	1,9	8	7	4,29
RM91>80	400	5	2,7	8	6,6	4,42
RM91>82	400	5	3	8	6,49	4,51
RM91>85	455	5	3	8	6,7	4,94
M91>90	538	5	3	8	7	5,65
RM91>93	587	5	3	8	7,25	6,08
RM91>94	600	6,5	3	8	7,4	6,63
RM91>95	600	11,6	3	8	7,8	8,25
RM91>95,6	600	15	3	8	8,08	9,21

Los resultados obtenidos son los expresados en la Tabla 3.

De donde se concluye lo siguiente:

Δ Resitencia (MPa)	Δ Resistencia (%)	Δ Precio (%)	¿Cómo se logra más económicamente
69-82	18	9	con superplastificante
82-93	13	35	con Cemento
93-96,5	3	51	con Microsílice

De la tabla anterior se observa que los primeros niveles de incremento en la alta resistencia (hasta 82 MPa) se consiguen con una buena dosificación del superplastificante, sin aumento de coste excesivo. A partir de los 82 MPa, la mejora de la resistencia se obtiene por medio de un incremento del contenido en cemento, hasta los 93 MPa y con una subida de coste aceptable. A partir de este valor, es necesario incrementar sustancialmente el contenido en microsílice, siendo necesario realizar una valoración económica de su oportunidad.

4. CONCLUSIONES

Tomando en consideración todo lo expuesto anteriormente se obtienen las siguientes conclusiones finales del trabajo de investigación desarrollado:

1.- Es posible elaborar hormigón de alta resistencia (fc ≥60 MPa) utilizando únicamente árido calizo de machaqueo, fino y grueso.

2.- Los factores determinantes en la resistencia a compresión del hormigón de altas prestaciones fueron el contenido de

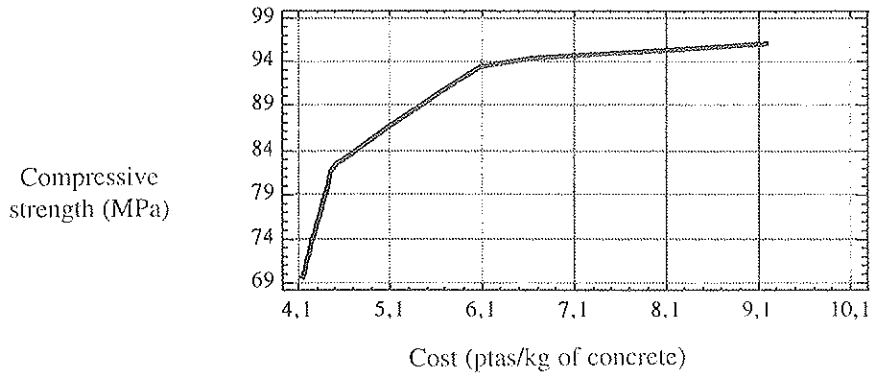


Gráfico 5. Coste mínimo para una resistencia a compresión fijada

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

cemento, fundamentalmente en el rango de 400 a 500 kg/m³ y, sobre todo, el porcentaje de superplastificante añadido a la mezcla, factor éste íntimamente ligado con la cantidad de agua vertida durante el amasado. Los mejores resultados, con diferencia, se obtuvieron para contenidos de superplastificante del 3% en peso del cemento.

3.- El porcentaje de microsílice presenta un efecto más significativo con contenidos bajos de cemento (400-500 kg/m³), con un óptimo de dosificación del 11% e incrementos de resistencia del 15% al cambiar de 5% a 11% de MS, que con contenidos altos de cemento (500-600 kg/m³), con un óptimo de dosificación del 5% e incrementos de resistencia del 2% al cambiar de 5% a 15% de MS.

4.- La influencia del contenido en finos (<80 µm) del árido en la resistencia a compresión del hormigón de altas prestaciones es despreciable pudiendo obtenerse altas resistencias incluso con porcentajes de finos del 20%, valor superior al 15% fijado por la normativa española para el caso de los hormigones convencionales.

5.- En ningún caso la presencia de árido fino calizo dio lugar a masas poco trabajables. La falta de trabajabilidad únicamente se presentó en la fase A, en los casos en que se trabajó con contenidos de superplastificante del 5%, y en las fases B y C, en las amasadas con contenidos de microsílice superiores al 12%, en las que se observaba una rápida pérdida de trabajabilidad.

6.- El empleo de elevados contenidos de finos supone un incremento en la demanda de agua de la mezcla pero este incremento es inferior al existente en los casos en los que se aumenta la dosificación de cemento o de microsílice.

7.- Minimizando la ecuación de coste para conseguir resistencias a 91 días mayores que ciertos valores, y partiendo de una dosificación mínima de 400 kg/m³ de cemento, 5% de microsílice y 1% de superplastificante, se concluye que: en el rango de resistencias entre 69 y 93 MPa, los incrementos de resistencia más económicos se obtienen añadiendo superplastificante y cemento, con un incremento del coste del m³ de masa de hormigón aceptable (9% ÷ 35%). Para resistencias superiores a los 93 MPa la curva precio-resistencia se va acercando a una asíntota lo que significa que estas mejoras de resistencia, conseguidas adicionando microsílice fundamentalmente, son mínimas comparadas con el excesivo aumento de coste del m³ de hormigón que suponen (>50%).

8.- El Diseño de Experimentos se presenta como una herramienta estadística de gran utilidad en el desarrollo de procesos experimentales. Gracias a esta herramienta es posible: reducir el número de experimentos sin perder información, agilizar el análisis e interpretación de resultados, simplificar la obtención de conclusiones, determinar los factores que optimizan las repuesta y obtener ecuaciones del modelo experimental con explicación suficiente que relacionan los factores con la respuesta y que son aplicables en el campo de la Construcción y permiten realizar valoraciones técnicas y económicas del material desarrollado.

5. RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados de la investigación realizada se propone una modificación de las "Recomendaciones para la utilización de los hormigones de alta resistencia" incluidas en el boletín nº 20 del GEHO, en su apartado 1.3, referente a áridos. Concretamente se propone elevar el contenido máximo de finos calizos recomendado en el árido de un 1%, valor no factible en la realidad de una cantera de árido calizo machacado, hasta un valor equiparable al permitido en los hormigones convencionales, 10% ÷ 15%, valor suficientemente conservador a la vista del 20% utilizado en la investigación.

6. AGRADECIMIENTOS

Se agradece la financiación de este proyecto al Departamento de Industria y Energía del Gobierno Vasco y a la Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología.

7. BIBLIOGRAFÍA

(1) "Hormigones de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra". Grupo Español del Hormigón. Boletín n.º 20. 1997.

(2) Montgomery, D.C. "Diseño y Análisis de Experimentos". Grupo editorial Iberoamérica, S.A. 1991.

(3) Proceedings: "High Strength Concrete". Parte I, Volumen I: Material. Págs. 125-301. HSC Congress, París, 1996.

(4) Alaejos, M.P., Fdez. Cánovas, M. "Hormigón de alta resistencia: dosificación y propiedades mecánicas". Págs. 13-15, selección; Págs. 35-61, dosificación. CEDEX. 1996.

(5) González-Isabel, G. "Hormigón de alta resistencia". Capítulos 3 y 4. Págs. 27-101. Intemac. 1993.

(6) Proceedings: "High Strength Concrete". Volumen 2, parte 4: Materials. Págs. 631-988. HSC Congress, Norway. 1993.

(7) "High Strength Concrete". Symposium in Stavanger, Norway. Tapir Publishers. 1987.

(8) Malier, Y. "High Performance Concrete". E & FN SPON. 1993.

(9) Romero, R. Documentación del Curso "Técnicas estadísticas para la optimización de mezclas". Universidad Politécnica de Valencia. 1995.

(10) Cornell, J.A. "Experiments with mixtures". John Wiley & Sons, Inc. 1990.

(11) Gorbeña, J.; Etxebarria, A.; Urreta, J.I. "Aplicación del Diseño de Experimentos en la dosificación de un hormigón de alta resistencia (Fases A y B)". Revista Qualitas Hodie. 1996.

(12) Gorbeña, J.; Etxebarria, A.; Urreta, J.I.; Ramírez, J.L. "Aplicación del diseño de experimentos en la dosificación de un hormigón de altas prestaciones". 1er Symposium nacional de hormigones de altas prestaciones. Págs. 121-130. Madrid, 1998.

(13) Urreta, J.I.; Etxebarria, A.; Ramírez, J.L.; Gorbeña, J. "Influencia de la variabilidad del contenido en finos de los áridos calizos de machaqueo en las resistencias de los hormigones de altas prestaciones". 1er Symposium nacional de hormigones de alta resitencia. Págs. 130-140. Madrid, 1998.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Influencia del tipo de hormigón y de acero en las cuantías de materiales obtenidas en el proyecto de estructuras de edificios de hormigón armado con forjado unidireccional*

Influence of concrete type and steel type on the materials ratio obtained in the one way slab concrete building structures project

Jesús Gómez Hermoso
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, S.A.

Jaime Fernández Gómez
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Prof. Titular de Edificación y Prefabricación.
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P. Madrid

RESUMEN

La experiencia en el proyecto y ejecución de estructuras de edificación, así como un breve (aunque fidedigno) estudio estadístico realizado, permite afirmar que cerca del 60% de los edificios que se construyen tienen como uso fundamental la vivienda, estando constituida su estructura, en un porcentaje muy elevado de ocasiones, por pórticos de hormigón armado y forjados unidireccionales. Este hecho ha sido la causa fundamental que ha motivado el desarrollo de este estudio sistemático sobre la influencia que en estas estructuras puede tener el tipo de hormigón y acero utilizados, persiguiendo como objetivo final facilitar unos criterios para la definición geométrica de la estructura y la elección de materiales.

Se ha procedido al cálculo de 80 edificios clasificados en función de la altura (bajo, medio y alto, con 5, 12 y 20 plantas tipo sobre rasante, respectivamente), el tipo de hormigón (H175, H200, H250, H300, H400 y H500), el tipo de acero (AEH400 y AEH500), la luz entre pilares (corta y larga, con 5,00 y 6,00 m, respectivamente) y el canto del forjado (24, 26 y 29 cm, siendo la viga plana).

Tras la obtención de los resultados (presentados en una serie de figuras y gráficos), se realiza un análisis de cuantías de acero y de hormigón en pilares y vigas. El estudio se realiza para cada uno de los nueve grupos en que se han clasificado los edificios.

SUMMARY

The project and construction experience of building estructures, and a little (but reliable) statistic study, permit to affirm that near of 60% constructed buildings are block of tenements. It structure usually is a concrete frame whith a one way slab. This is the reason to develope this sistematic study about the influence that the concrete and the steel used are in this structures. The final object is to give some criteria to geometric structure definition and the materials choice.

We have calculated 80 structure buildings modified the height (small, intermediate and tall, with 5, 12 and 20 tipical flats over ground, respectively), the concrete class (H175, H200, H250, H300, H400 y H500), the steel types (AEH400 y AEH500), the distance between columns (short and long, 5,00 and 6,00 m, respectively) and the slab depth (24, 26 and 29 cm).

When the calculation results were obtained (as shown on a set of figures and graphs), we made an analysis of materials ratio in columns and beams. The study is made to nine groups of buildings.

PALABRAS CLAVE: ESTRUCTURA / EDIFICIO / HORMIGÓN / ACERO / CUANTÍA

1. INTRODUCCIÓN

Al analizar la tipología de edificios, considerando en su clasificación el uso del mismo como criterio básico, se encuentra que es múltiple y variada. Sin embargo, realizando una cuantificación de los mismos, se observa que el porcentaje de los destinados a vivienda es muy superior al resto. Tomando como base de datos los edificios construidos por la Delega-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ción Madrid. Edificación II de FCC Construcción, S.A. entre los años 1990 y 1997 (estimación que sin poseer un valor estadístico totalmente riguroso, sí puede ser válida a los efectos de este estudio), se aprecia que el 57% de ellos tienen el citado uso.

Por otra parte, analizando las tipologías estructurales clasificadas según los materiales que las constituyen, la que responde a pórticos de hormigón armado con forjado unidireccional sirve de esqueleto al 70% de los edificios en general y al 95% de los de viviendas en particular.

El hormigón y el acero como materiales estructurales (este último en su composición de barras corrugadas), han sufrido una importante evolución a lo largo del tiempo en lo que a características mecánicas se refiere. En la actualidad hormigones de resistencia característica desde 17,5 MPa hasta 50 MPa se consideran convencionales, mientras el acero de uso más frecuente tiene un límite elástico de 500 MPa (AEH500), siendo habitual también el tipo AEH400.

Sin embargo, a pesar de la variedad de materiales citados en el párrafo anterior, cuando se comienza el proyecto de una estructura se estudian, salvo excepciones de edificios singulares, muy pocas alternativas por lo que a aquellos se refiere. Y tampoco se publican, a pesar del elevado número de edificios de viviendas con la tipología citada, estudios de la influencia de los materiales elegidos en la cuantía de los mismos.

Esta carencia en la bibliografía técnica disponible es la que ha impulsado el estudio realizado, presentándose a continuación su desarrollo, resultados y conclusiones.

2. PLANTEAMIENTO Y OBJETIVOS

El planteamiento realizado para el desarrollo del presente estudio ha sido considerar cinco variables que estimamos fundamentales en el análisis de una estructura de hormigón armado en edificación y, con los distintos valores dados a las mismas llevar a cabo una clasificación de los edificios resultantes, el cálculo de ellos siguiendo un modelo establecido y la obtención de los resultados de una serie de parámetros (relativos a cuantías) en función de los mencionados valores dados a las citadas variables.

Las variables consideradas son las siguientes:

- Altura y número de plantas del edificio.
- Tipo de hormigón.
- Tipo de acero.
- Luz entre pilares.
- Canto del forjado.

Además de las variables ya citadas deben comentarse otras que no han sido tenidas en cuenta y la razón de ello. Las principales que merecen comentario son las siguientes:

- Tipo de forjado unidireccional. Los tres tipos utilizados con mayor frecuencia (vigueta prefabricada armada, vigueta prefabricada pretensada y nervio hormigonado "in situ") tienen una influencia similar en los parámetros que se pretende analizar.
- Deformación de vigas y forjados. Se ha estimado que tomando el criterio comentado anteriormente para la determinación del canto de los mismos se cubre un valor que garantiza el buen comportamiento estructural del edificio.
- Durabilidad. Un hormigón de mayor resistencia característica lleva asociada una mayor y mejor durabilidad. Sin embargo, hemos considerado que cualquiera de los recogidos por la normativa vigente, respetando los valores de mínimo contenido de cemento y máxima relación agua/cemento, proporciona una calidad suficiente para unificar su comportamiento en lo que respecta al resto de los puntos considerados en el presente estudio.

Hechas estas consideraciones previas sobre el planteamiento realizado y las variables tenidas en cuenta, los objetivos fundamentales perseguidos son los siguientes:

- Aportar una información, obtenida tras un estudio sistemático y riguroso de unos modelos estructurales, que sirva a arquitectos, ingenieros y otros profesionales afectados por la promoción, proyecto y construcción de edificios, en la elección de materiales.
- Permitir una rápida, y suficientemente aproximada, estimación de cuantías de materiales necesarios para la valoración y ejecución de la obra (acero y hormigón en pilares y vigas).

3. PLAN DE INVESTIGACIÓN. EDIFICIOS TIPO

La investigación se ha planteado sobre edificios normales, no singulares, que permitan obtener unos resultados que se puedan extrapolar de una forma razonable.

La elección del tipo de edificios se ha realizado en función de la altura, número de plantas, tipo de hormigón y tipo de acero que la experiencia (estadística basada en 59 edificios de viviendas proyectados y construidos en los años 90) nos muestra como más habituales.

3.1. Clasificación de los edificios

La clasificación de los edificios se realiza según las cinco variables comentadas en puntos anteriores.

La primera de las variables, la altura total y el número de plantas, nos lleva a tres tipos de edificios: bajo, medio y alto. Cada uno de ellos tiene 2, 3 y 4 plantas sótano y 5, 12 y 20 plantas tipo, respectivamente. En la Tabla 1 se recoge esta información.

Los tipos de hormigón que se han tomado para cada tipo de edificio, teniendo en cuenta la experiencia mencionada ante-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 1

	E. BAJO	E. MEDIO	E. ALTO
Planta cubierta	1	1	1
Plantas tipo	5	12	20
Planta baja	1	1	1
Plantas sótano	2	3	4

riormente, y aquellos otros que podrían usarse en el futuro considerando la tendencia de la normativa se encuentran en la tabla 2.

TABLA 2

	H175	H200	H250	H300	H400	H500
E. BAJO	x	x	x	x		
E. MEDIO	x	x	x	x	x	
E. ALTO			x	x	x	x

Los tipos de acero elegidos son el AEH400 y el AEH500, ambos soldables (S). Cada tipo de edificio, con cada tipo de hormigón, se ha calculado con ambos tipos de acero.

El cuarto criterio de clasificación es la distancia entre pilares, considerando los valores de 5,00 y 6,00 m.

Finalmente, el quinto criterio ha sido el canto del forjado. Se ha tomado, inicialmente, el canto mínimo indicado por la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado y pretensado EF-96" para no tener que realizar el cálculo de las deformaciones. Estos valores, para viguetas armadas, son 24 y 29 cm, respectivamente, para ambas luces. A su vez, los forjados de 5,00 m de luz se han considerado también con cantos de 26 y 29 cm, utilizados en ocasiones para reducir las deformaciones o para mejorar el aislamiento acústico.

3.2. Características geométricas

La primera característica a considerar es la planta del edificio tipo a estudiar. Buscando la mayor generalidad posible se ha establecido una planta cuadrada de 30 m de lado. De esta forma se evitan las particularidades que pueden presentar formas circulares, en "H", "L" u otras empleadas en algunas ocasiones. Igualmente, al no superar los 40 m, siguiendo los criterios de la normativa vigente, no es preciso considerar las acciones derivadas de los efectos térmicos ni la creación de juntas de dilatación. Los vanos resultan, por tanto, cinco de 6,00 m o seis de 5,00 m.

Los edificios de tipo bajo y medio se han calculado con pilares, mientras que en los altos se han situado también pantallas. Aunque los edificios medios, con 12 plantas tipo, es recomendable desde los puntos de vista técnico y económico proyectarlos con pantallas o núcleos de rigidización frente a acciones horizontales, en numerosas ocasiones las exigencias arquitectónicas lo impiden. Las dimensiones mínimas de los pilares son de 25x25 cm.

A su vez, la distribución de los pilares apantallados en los edificios altos, es arbitraria, pero guardando unos criterios de simetría. En numerosas ocasiones son también criterios no estructurales los que condicionan su situación. La sección mínima establecida para estos pilares es de 25x200 cm.

Las vigas se consideran, inicialmente, planas. Únicamente en el caso de que la excesiva deformación obtenida del cálculo lo recomiende se adopta la solución de vigas descolgadas en las plantas inferiores y levantadas en la planta cubierta. El ancho mínimo de las mismas es de 30 cm, incrementándose hasta un valor máximo igual a la suma del ancho del soporte en que apoya más tres veces el canto del forjado (vez y media el canto a ambos lados de aquél).

Los forjados, con los cantos de 24, 26 y 29 cm ya indicados (calculados con nervios ejecutados *in situ*), se han dimensionado con un ancho de nervio de 12 y 15 cm y un intereje de 82 y 85 cm, respectivamente, para las luces de 5,00 y 6,00 m. La capa de compresión es de 4 cm de espesor.

En los forjados no se han planteado irregularidades geométricas de ningún tipo. No hay huecos para paso de conductos de instalaciones, escaleras o ascensores, así como tampoco se han previsto voladizos de balcones o cornisas. Este hecho provoca, como se analizará más adelante, que los resultados de los cálculos presenten ciertas diferencias respecto a los obtenidos en los edificios proyectados y construidos realmente. Sin embargo, a pesar de la alteración que esto provoca en los resultados absolutos, los valores relativos y el estudio comparativo llevado a cabo no se encuentran afectados.

La distancia establecida entre forjados, siguiendo los criterios habituales de proyecto y construcción de viviendas, es la suma de solado (8 cm), yeso y pintura en techo (2 cm) y altura libre (2,40 m, 3,50 m y 2,60 m para plantas sótano, baja y tipo, respectivamente).

En la figura 1 se puede apreciar, a modo de ejemplo, la planta y las alturas entre ellas en un edificio medio, con luz larga (6,00 m) y canto del forjado de 29 cm.

Por lo que respecta a los usos se establecen de forma genérica el de garaje en plantas sótano, locales comerciales en planta baja y vivienda en plantas tipo.

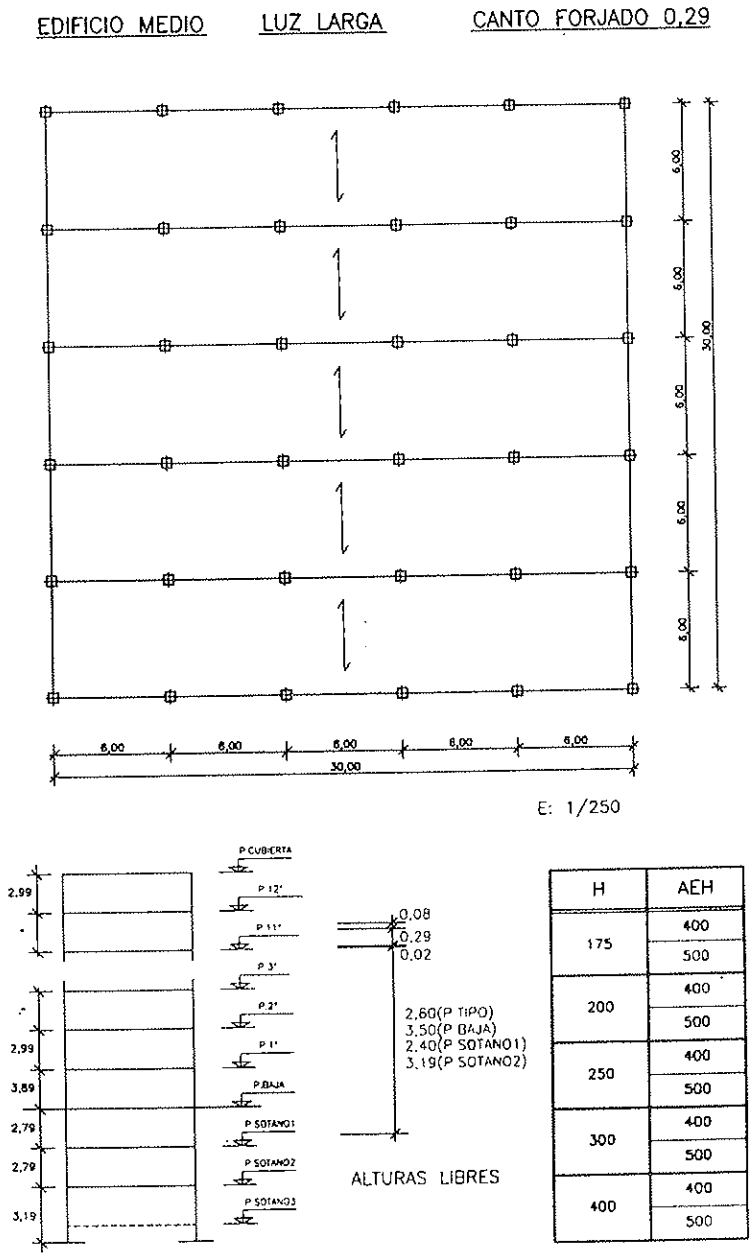
3.3. Grupos de edificios

La combinación de este conjunto de valores para las variables establecidas, compuesto por tres alturas distintas, seis tipos de hormigón, dos tipos de acero, dos luces entre pilares y tres cantos diferentes de forjado, arroja un total de 80 edificios que quedan clasificados en nueve grupos.

Los edificios bajos se dividen, inicialmente, en dos luces, y la menor de éstas en tres cantos. Todos ellos se calculan con cuatro tipos de hormigón y dos de acero. Se generan 32 edificios distintos.

Los medios tienen la misma clasificación, con la única diferencia de considerar un tipo más de hormigón, lo que origina 40 edificios.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



H	AEH
175	400
	500
200	400
	500
250	400
	500
300	400
	500
400	400
	500

Figura 1. Definición geométrica de edificios ML9.

Los altos se calculan únicamente con luz larga, cuatro tipos de hormigón, dos de acero y canto único de 29 cm, creando 8 edificios.

Toda esta clasificación se encuentra recogida en la tabla 3, en la que se presenta la nomenclatura que se ha adoptado para la denominación de los grupos, y que será seguida en el resto del documento.

En el presente estudio se emplea la terminología de la Instrucción EH-91 porque era la vigente durante su desarrollo.

4. PROCESO DE CÁLCULO

4.1. Método de cálculo

El análisis de las solicitaciones se ha realizado mediante un cálculo espacial, por métodos matriciales de rigidez, formando parte del mismo todos los elementos que definen la estructura (pilares, vigas y forjados).

Se ha establecido la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando seis grados de libertad, y se ha creado la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre los nudos del mismo.

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales y un cálculo de primer orden de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

Todos los cálculos de estructura, así como la medición de acero y de hormigón se han realizado con el programa desarrollado por la empresa CYPE INGENIEROS, S.A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 3

			EDIFICIO	
LUZ (m)	CANTO (cm)	BAJO (2/1/5/1)	MEDIO (3/1/12/1)	ALTO (4/1/20/1)
CORTA (5)	24	BC4	MC4	
	26	BC6	MC6	
	29	BC9	MC9	
LARGA (6)	29	BL9	ML9	AL9
MATERIALES	HORMIGÓN (H-) (*)	175	175	
		200	200	
		250	250	250
		300	300	300
			400	400
				500
	ACERO (AEH-) (**)	400	400	400
		500	500	500

(*) Los tipos de hormigón H-200, H-250, H-300, H-400 y H-500 corresponden, respectivamente, desde el punto de vista resistente, con los H20, H25, H30, H40 y H50 de la Instrucción EHE.

(**) Los tipos de acero AEH-400 y AEH-500 corresponden, respectivamente, con los B400S y B500S de la Instrucción EHE.

4.2. Acciones consideradas

Las acciones gravitatorias introducidas y consideradas en el cálculo han respetado los valores y criterios establecidos en la "NBE AE-88. Acciones en la edificación", encontrándose recogidas en la Tabla 4. Entre las sobrecargas de uso se han recogido las de tabiquería, no habiendo realizado ninguna reducción de sobrecargas por acumulación de plantas sobre un elemento resistente. El peso propio de la estructura lo estima el programa de cálculo de forma automática. Las unidades empleadas son las consideradas en la citada norma, de uso general en la práctica cuando se realizó el estudio. Por esta razón no se ha estimado conveniente realizar transformaciones al Sistema Internacional.

La acción del viento ha sido estimada siguiendo la "NTE ECV. Cargas de viento", considerando que los edificios se encuentran en zona eólica X y en una situación topográfica normal.

Se ha tomado como hipótesis que los edificios se encuentran en una zona con una aceleración sísmica básica a_b inferior a 0,04g (Figura 2.1 de la "NCSE-94. Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación"). Por tanto, los edificios calculados no se encuentran sometidos a la acción sísmica. Con este criterio las conclusiones son extrapolables a una mayor superficie geográfica.

La única "carga especial", según la denominación del programa de cálculo utilizado, es la lineal de fachada, estimada en 800 kp/ml en las plantas tipo y 500 kp/ml en la planta cubierta.

La combinación de acciones se realiza siguiendo el "Artículo 32º. Establecimiento de acciones de cálculo e hipótesis de carga más desfavorable" de la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado, EH-91".

TABLA 4

Planta	Sobrecarga de uso (kp/m²)	Cargas muertas (kp/m²)
Cubierta	150	200
Tipo (vivienda)	300	150
Baja (comercial)	350	200
Sótano (garaje)	400	150

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4.3. Criterios de cálculo y dimensionamiento

Las plantas que tiene cada edificio se dividen en grupos. Este sistema, seguido habitualmente en el desarrollo de los proyectos, permite simplificar el mismo y facilita la ejecución de la obra. En la Tabla 5 se aprecia la agrupación realizada en función del tipo de edificio de que se trate.

TABLA 5

Grupo	E. Bajo	E. Medio	E. Alto
1	Sótano 1	Sótano 2	Sótano 3
2	Baja	Sótano 1	Sótanos 1 y 2
3	Primera	Baja	Baja
4	2ª y 3ª	Primera	Primera
5	4ª y 5ª	2ª, 3ª y 4ª	2ª, 3ª, 4ª y 5ª
6	Cubierta	5ª, 6ª y 7ª	6ª, 7ª, 8ª y 9ª
7	—	8ª, 9ª y 10ª	10ª, 11ª, 12ª y 13ª
8	—	11ª y 12ª	14ª, 15ª, 16ª y 17ª
9	—	Cubierta	18ª, 19ª y 20ª
10	—	—	Cubierta

El cálculo de los esfuerzos se realiza considerando todas las plantas del edificio de forma independiente. Sin embargo, el dimensionamiento de los elementos se lleva a cabo tomando como datos los esfuerzos resultantes en la planta más desfavorable de cada grupo.

Aunque el cálculo desarrollado es lineal, se ha aplicado, con posterioridad a la obtención de los esfuerzos, una redistribución de los mismos de un 15% en las vigas y de un 25% en los forjados.

El dimensionamiento de los pilares se ha efectuado de tal forma que siempre se mantiene una cuantía de acero próxima a la máxima permitida por la Instrucción EH-91, modificando la sección de hormigón de los pilares. Este criterio permite optimizar la cuantía de hormigón en estos y reducir su sección al incrementar la resistencia característica.

Por lo que respecta a la deformación, se determina la flecha máxima activa en vigas utilizando el método de la doble integración curvaturas. Analizando una serie de puntos se obtienen las inercias bruta, homogeneizada y fisurada, así como el giro por hipótesis, calculado a partir de la ley de variación de curvaturas. La limitación establecida para la flecha activa es la indicada en la Instrucción EF-96.

5. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MODELO Y EDIFICIOS CONSTRUIDOS

Tras el cálculo y medición de los 80 edificios clasificados en 9 grupos se han obtenido, tanto para pilares como para vigas, el total de acero y hormigón empleados, así como su cuantía por m². A su vez el acero de pilares se encuentra descompuesto en armadura principal y de estribos, y el de vigas en armadura "de negativos", "de positivos", de montaje, de piel y de estribos, lo que permite ampliar el análisis a aspectos secundarios para el objetivo de la investigación, pero de evidente interés en el proyecto y ejecución de estructuras de hormigón armado.

En el planteamiento del modelo, como ya se ha indicado anteriormente, se han ignorado elementos como patios interiores, huecos para escaleras y ascensores, huecos para paso de conductos de instalaciones y voladizos como terrazas, aleros o marquesinas. Este hecho provoca que los resultados absolutos obtenidos para algunos parámetros puedan no ser extrapolables completamente a los edificios reales. En cualquier caso, sí se pueden generalizar las relaciones establecidas en función del tipo de hormigón o acero, así como extender los resultados en lo que se refiere a valores relativos dentro del mismo grupo de edificios.

Para comprobar la bondad de las tendencias marcadas por los resultados del modelo, se ha realizado un estudio comparativo entre éste y un conjunto de edificios construidos. Se ha tomado un grupo de diez edificios BC9 (bajo, luz corta, canto 29 cm), uno de los más generalizados en el mundo de la construcción en estos últimos años, y se ha realizado una medición del hormigón y del acero en pilares y vigas.

De la comparación de la medición entre el modelo y los edificios construidos se obtienen las siguientes conclusiones:

- Acero en pilares: es del mismo orden en ambos casos.
- Hormigón en pilares: los edificios construidos tienen una cuantía un 60% superior al modelo.
- Acero en vigas: los edificios construidos tienen una cuantía aproximadamente el doble que la del modelo.
- Hormigón en vigas: al igual que el anterior parámetro la cuantía de los edificios construidos es del orden del doble que las del modelo.

La explicación a estas diferencias se encuentra, fundamentalmente, en los siguientes puntos:

- Los pilares, en los proyectos construidos no siempre se calculan con la cuantía máxima, ya que la misma puede llevar a dificultades para un buen hormigonado.
- La existencia de huecos, patios interiores y las cargas lineales y puntuales que ambos generan, a través de brochales, zunchos y otros elementos, eleva las cuantías de hormigón y acero en vigas.

Se ha realizado un segundo estudio que permite conocer, con criterios de cálculo homogéneos, la influencia que las irregularidades de un edificio con una planta habitual para construcción presenta en los resultados de las cuantías obtenidas.

Para ello, y a partir del mismo edificio tipo, se han creado un patio interior, dos huecos para ascensores, otros dos para escaleras, así como para patinillos de comunicación de insta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

laciones, se han movido los pilares produciéndose luces contiguas desiguales, tanto para vigas como para forjados, se ha cambiado la dirección de algunos de éstos y se contemplan tres voladizos en cada planta sobre rasante. En la Figura 2 se refleja la planta de este modelo, denominado BV9 en la Tabla 6, en la que BR9 corresponde a los valores medios de los "edificios reales" y BC9 y BL9 a los resultados de los modelos de la investigación de edificio bajo, canto de forjado de 29 cm y luz corta (5,00 m) y larga (6,00 m), respectivamente. Todos ellos están calculados con hormigón tipo H200 y acero AEH500.

TABLA 6

	BC9	BL9	BV9	BR9
PILARES:				
kg. acero/m² estructura	3,54	3,70	4,25	4,01
l hormigón / m² estructura	14,98	13,96	18,10	25,22
VIGAS:				
kg acero / m² estructura	3,91	5,49	6,97	8,33
l hormigón / m² estructura	27,50	34,82	55,50	66,43
TOTAL:				
kg acero / m² estructura	7,45	9,18	11,23	12,34
l hormigón / m² estructura	42,48	48,78	73,60	91,65

Tras la comparación de los resultados, pueden realizarse las siguientes observaciones:

- Respecto al acero en pilares el BV9 arroja una cuantía superior al modelo, como era de esperar e, incluso, a los edificios construidos, lo que es normal teniendo en cuenta que se tiende a una cuantía máxima.
- La cuantía de hormigón en pilares en el BV9 también es superior a la del modelo, pero inferior a los reales, ya que al ajustar la cuantía de acero la necesidad de hormigón disminuye.
- En vigas se aprecian unas diferencias mayores respecto al modelo, influyendo decisivamente en este aspecto las "habituales irregularidades" que se presentan en los "edificios reales".
- Las cuantías totales de acero y hormigón en pilares y vigas, suma de los resultados anteriores, siguen la misma tendencia de aproximación desde los resultados del modelo hasta los de los edificios construidos.

De los dos estudios comparativos descritos en este punto se pueden alcanzar las siguientes conclusiones:

- La diferencia de cuantías entre el modelo y los edificios construidos se debe, básicamente, a las irregularidades que estos últimos presentan en la distribución de su planta.

BV9 (H200/AEH500)

PLANTA TIPO

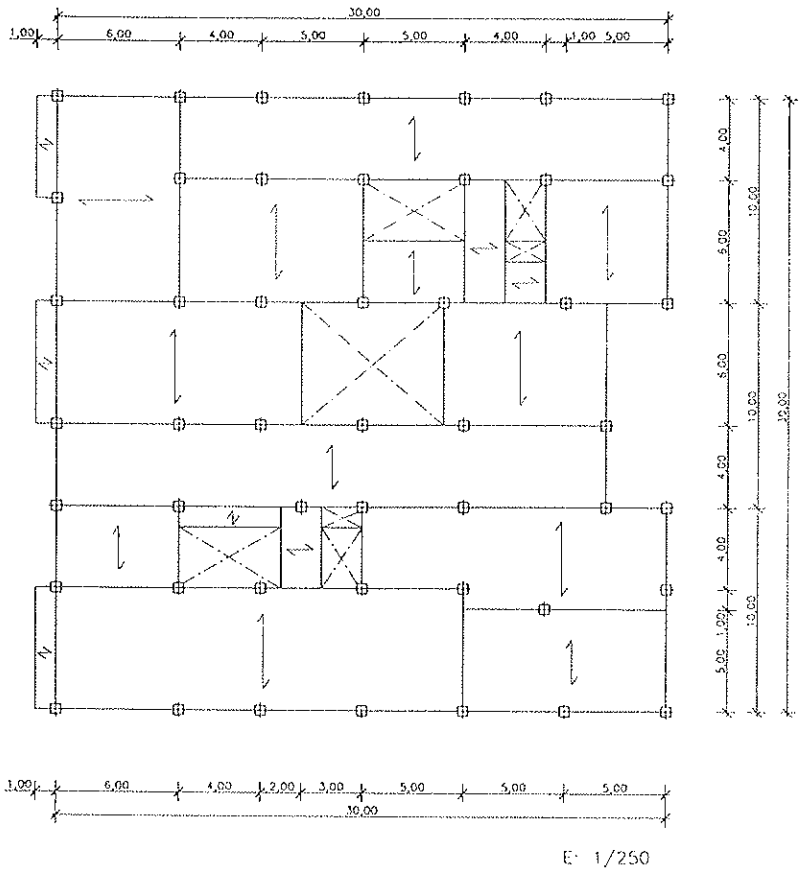


Figura 2. Definición geométrica de edificios BV9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Teniendo en cuenta que el estudio desarrollado pretende realizar, fundamentalmente, un análisis de tipo comparativo y de variaciones relativas, y nunca absolutas, los resultados que se obtienen con el modelo planteado son perfectamente válidos.

6. ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL TIPO DE HORMIGÓN Y DEL TIPO DE ACERO

Se presentan a continuación los resultados obtenidos, para cada uno de los nueve grupos de edificios, de las cuantías de acero y hormigón en pilares y vigas con cada uno de los diversos tipos de hormigón y los dos tipos de acero considerados.

6.1. Tipología de edificio bajo, luz corta y canto 24 cm (BC4)

En la Figura 3 se representan los cuatro gráficos que recogen los resultados obtenidos.

La cuantía de **acero en pilares** se reduce a medida que se incrementa la calidad del hormigón, aunque con diferencias entre los extremos (H175 y H300) no superiores al 10%, resultando coherente con el dimensionamiento, básicamente frente a esfuerzos axiles, de los soportes y la menor colaboración del acero frente a los mismos.

La diferencia entre el uso de un acero AEH400 y un acero AEH500 tiene un valor medio de un 17%, próximo a la relación entre sus límites elásticos respectivos.

El incremento de cuantía al pasar de hormigón tipo H175 a H200 se debe a la reducción de la sección del hormigón, condicionada, fundamentalmente, por el esfuerzo axil, y la necesidad de acero (armadura longitudinal principal) para cubrir los esfuerzos de flexión.

La cuantía de **hormigón en pilares** se reduce a medida que aumenta la resistencia característica del hormigón, aunque lo hace en menor medida que el incremento de ésta, tendiendo hacia una asíntota horizontal. Entre valores extremos (H175 y H300), mientras el aumento de la resistencia es de un 71%, la reducción de la cuantía es de un 24%. En esta variable no influye el tipo de acero empleado, resultado razonable teniendo en cuenta la limitación de sus características mecánicas frente a esfuerzos axiles de compresión establecido por la normativa.

La cuantía de **acero en vigas** disminuye al aumentar la calidad del hormigón, al mejorar la capacidad de compresión de la sección más solicitada, incrementando el brazo mecánico. Sin embargo, la reducción de cuantías entre valores extremos de hormigón es de un 12%, mientras el incremento de la resistencia característica del mismo es de un 71%. La diferencia media de la cuantía aquí comentada para los distintos tipos de hormigón entre ambos aceros es de un 17%.

La cuantía de **hormigón en vigas** disminuye a medida que se incrementa la resistencia característica del hormigón empleado. Sin embargo, la diferencia entre el uso de un acero AEH400 y un acero AEH500 no es constante. Con un hormigón H175 la misma es muy reducida, incrementándose con un H200 y más aún con un H250. A partir de éste la variación se

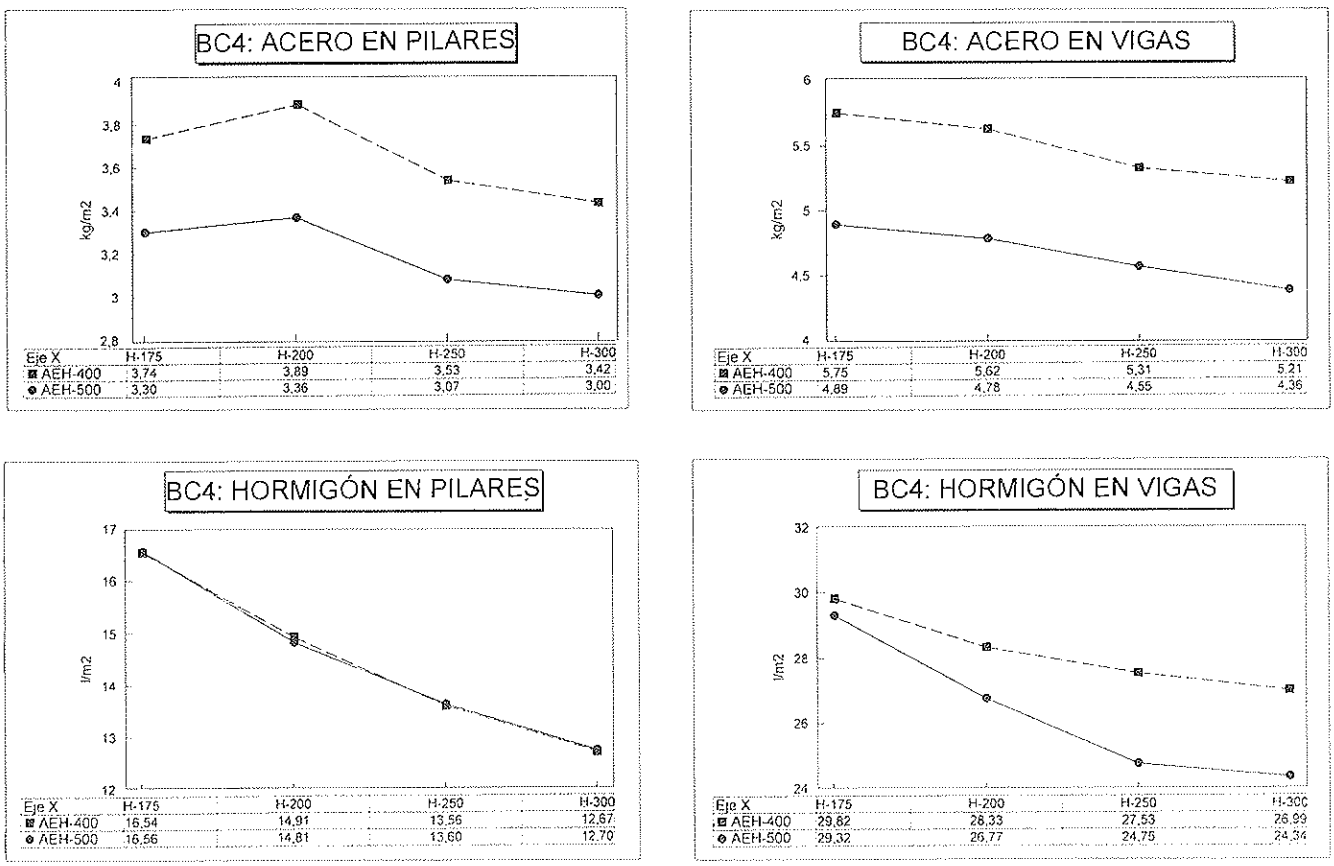


Figura 3. Edificio bajo, luz corta y canto 24 cm (BC4)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

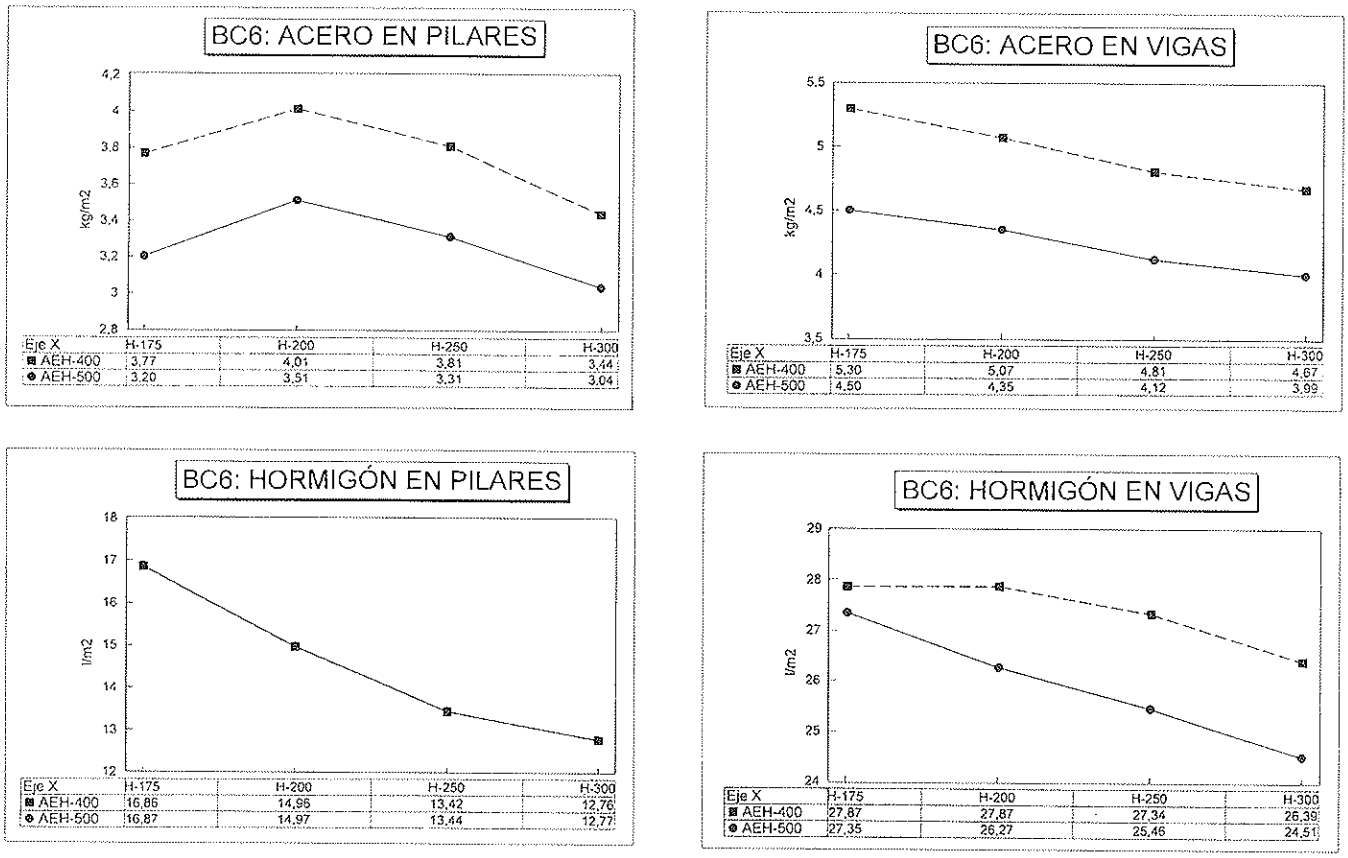


Figura 4. Edificio bajo, luz corta y canto 26 cm (BC6).

estabiliza alrededor de un 11%. Un hormigón de más alta resistencia permite aprovechar mejor la más alta capacidad mecánica del acero AEH500.

6.2. Tipología de edificio bajo, luz corta y canto 26 cm (BC6)

Los resultados de este grupo de edificios se representan en los gráficos de la Figura 4. La diferencia respecto al grupo anterior se encuentra en el mayor canto del forjado, así como de las vigas planas, que pasan de 24 cm a 26 cm.

La cuantía de **acero en pilares** evoluciona, al incrementarse la resistencia característica del hormigón, aumentando inicialmente entre hormigones H175 y H200, manteniéndose con H250 por encima del H175 y disminuyendo, finalmente, para el H300. Estas variaciones confirman la tendencia del grupo anterior, pudiendo afirmarse que un exceso de reducción de la sección de hormigón en pilares, buscando dimensionar con cuantía máxima de acero, lleva a unas dimensiones de aquellos tan reducidas que obliga a elevar notablemente esta última para absorber los esfuerzos de flexión. Las diferencias obtenidas con el uso de ambos tipos de acero oscilan alrededor del 15%.

La reducción de cuantía de **hormigón en pilares** entre los valores extremos de hormigón se encuentra, como en el grupo anterior, en el 24%, tendiendo hacia un valor asintótico y sin que existan diferencias entre los resultados obtenidos con ambos tipos de acero.

La evolución de la cuantía de **acero en vigas** es similar al grupo anterior, reduciéndose en un 11% entre valores extremos de los tipos de hormigón empleado, y siendo la diferencia entre los resultados con ambos tipos de acero de un 17%.

La cuantía de **hormigón en vigas** también se reduce al aumentar la resistencia característica. Sin embargo, en este grupo de edificios con mayor canto (26 cm), la diferencia obtenida con el uso de distintos aceros se manifiesta ya más claramente con el hormigón H200, aunque es a partir del H250, cuando se estabiliza en un 7%, inferior al 11% del grupo anterior. La razón de este hecho se encuentra en el incremento del brazo mecánico al aumentar el canto de la viga, mismo efecto que el producido por el incremento de resistencia a compresión del hormigón.

6.3. Tipología de edificio bajo, luz corta y canto 29 cm (BC9)

Los resultados obtenidos en este grupo de edificios, en el que se incrementa el canto de vigas y forjados hasta 29 cm, se encuentran recogido en la Figura 5.

La cuantía de **acero en pilares** mantiene su tendencia descendente a medida que se incrementa la resistencia característica del hormigón considerado, con el aumento (por la razón ya indicada) para el hormigón tipo H200. En cualquier caso, las diferencias son muy reducidas.

Sí que existen, sin embargo, diferencias debidas al uso de distinto tipo de acero, oscilando entre un 16% y un 11%, disminuyendo éstas a medida que se eleva la calidad del hormi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

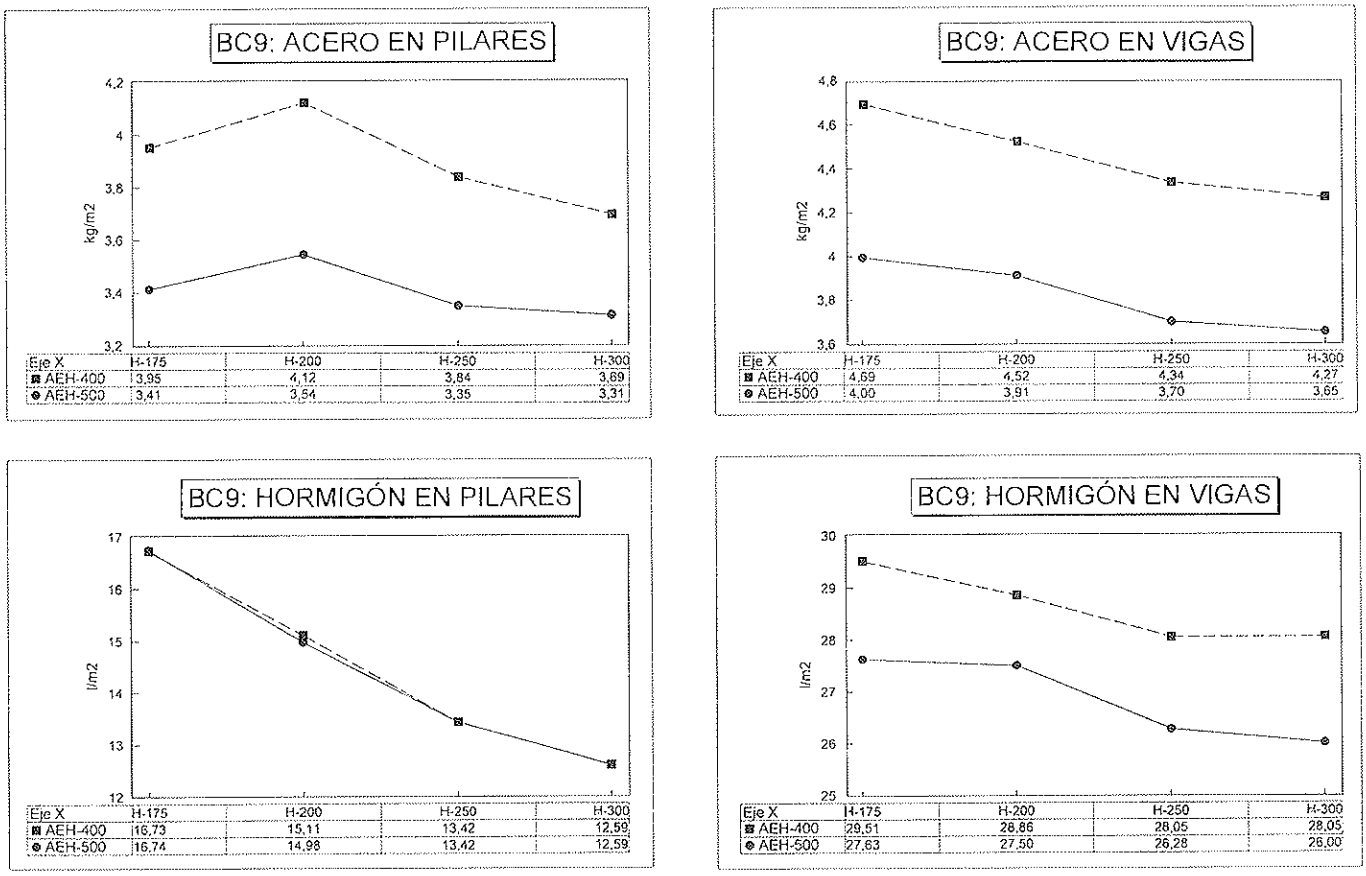


Figura 5. Edificio bajo, luz corta y canto 29 cm (BC9)

gón. Lógicamente, en edificios bajos, en los que no existen unas cargas fuertes en pilares, los esfuerzos derivados de acciones horizontales son relativamente pequeños y las secciones de aquéllos son también reducidas, el empleo de un hormigón de mayor resistencia a compresión hace disminuir la influencia del tipo de acero empleado.

El **hormigón en pilares**, que disminuye en su cuantía a medida que se incrementa la resistencia característica del mismo, lo hace, con este canto de 29 cm, en mayor medida que en los anteriores (24 y 26 cm), siendo la diferencia entre hormigones extremos (H175 y H300) de un 33%. El incremento del peso propio del forjado hace que los esfuerzos axiles sobre los pilares tengan una mayor repercusión relativa que los de flexión, con lo que la mejora de la resistencia del hormigón provoca una mayor reducción de la sección de los mencionados pilares.

La cuantía de **acero en vigas** también se reduce con la elevación de la resistencia del hormigón. Sin embargo, la diferencia entre valores extremos es menor que en los grupos anteriores, quedando en un 9%. El mayor canto disminuye la cuantía de acero, por lo que la variación de ésta al mejorar la calidad de aquél, también ha de ser más reducida.

La disminución del **hormigón en vigas** entre los valores H175 y H300 empleado en las mismas también se reduce respecto al grupo anterior, estando en un 6%. De nuevo el incremento del canto lleva a que la mejora de la calidad del hormigón no tenga una repercusión significativa en esta cuantía.

6.4. Tipología de edificio bajo, luz larga y canto 29 cm (BL9)

En la Figura 6 se reproducen los gráficos que reflejan los resultados obtenidos para este grupo de edificios. Respecto a los tres anteriores, en este se ha incrementado la luz de vigas y forjados, pasando de "corta" (5,00 m) a "larga" (6,00 m).

La evolución de la cuantía de **acero en pilares** resulta un tanto errática. Lo que permite afirmar que cualquier mínimo cambio en los criterios de armado puede afectar a las pequeñas diferencias que existen entre las obtenidas con los hormigones tipo extremos H175 y H300 (8%). En cuanto se produce una pequeña reducción de la sección por el dimensionamiento frente a esfuerzos axiles, la mayor luz hace más sensible a los pilares a los efectos producidos por los esfuerzos de flexión.

La diferencia entre los resultados con ambos tipos de acero se encuentra alrededor del 13%, valor algo inferior a la relación entre límites elásticos, resultado coherente con las limitaciones establecidas por la normativa.

La cuantía de **hormigón en pilares** se reduce en un 44%, de forma prácticamente lineal, entre los usos de hormigón tipo H175 y H300. Este resultado, superior al obtenido con una luz más corta, es consecuencia del mayor esfuerzo axil que han de soportar cada uno de ellos, del menor número de pilares con sección mínima y del mayor aprovechamiento, por tanto, de un hormigón con mayor resistencia característica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El consumo de **acero en vigas** se reduce con el incremento de la resistencia característica del hormigón en un 12%, aproximadamente, entre valores extremos del mismo (H175 y H300). Este valor, superior al de grupos anteriores, es coherente con el incremento de la luz producido. La influencia del tipo de acero supone una reducción de cuantía próxima a la relación existente entre ambos límites elásticos, lo que indica el máximo aprovechamiento del acero dispuesto con luces de 6,00 m.

La cuantía de **hormigón en vigas** disminuye notablemente con el aumento de la calidad del mismo, siendo de un 21% entre hormigones tipo H175 y H300, frente al 6% del anterior grupo de edificios BC9. El incremento de la luz aumenta los esfuerzos de flexión, la colaboración del bloque de compresión del hormigón y, por tanto, de la eficacia de la elevación de su resistencia característica. A su vez, se aprecia cómo se produce un incremento en la diferencia de los resultados obtenidos con ambos aceros al aumentar la resistencia característica del hormigón, pasando de un 1% para el H175 a un 7% para un H300. Se confirma de esta forma el mejor aprovechamiento de un acero con un más alto límite elástico si se emplea un hormigón de una mayor resistencia característica.

6.5. Tipología de edificio medio, luz corta y canto 24 cm (MC4)

Este grupo de edificios, así como los tres siguientes, presenta como diferencia fundamental frente a los cuatro anteriores la mayor altura y número de plantas, pasando de 5 a 12 plantas tipo. También se desarrollan los cálculos para un nuevo tipo de hormigón, el H400. En la Figura 7 se recogen, en los distintos gráficos, los resultados obtenidos.

La cuantía de **acero en pilares** presenta una evolución más regular que en los grupos anteriores, dándose una reducción aproximadamente lineal con el incremento de la resistencia característica del hormigón, con una diferencia de un 24% entre extremos. El empleo de un acero tipo AEH500 supone una reducción de un 15% frente a los resultados obtenidos con el AEH400. Con la altura de este grupo de edificios, la influencia de los esfuerzos de flexión en los pilares debido a las acciones horizontales suponen un evidente aprovechamiento de un acero con un mayor límite elástico.

El **hormigón en pilares**, en cuya cuantía no influye el tipo de acero utilizado, se reduce a medida que se incrementa la resistencia del hormigón, haciéndolo en un 72% entre valores extremos (H175 y H400).

La cuantía de **acero en vigas** disminuye de forma lineal, pero escasa, entre los tipos extremos de hormigón considerados, siendo la diferencia de un 11%, valor razonable teniendo en cuenta la corta luz de los vanos. Sin embargo, la diferencia entre los resultados obtenidos con ambos aceros se encuentra alrededor de la que existe entre los límites elásticos, lo que muestra el máximo aprovechamiento realizado de este material.

La cuantía de **hormigón en vigas**, reduciéndose entre valores extremos de tipo de hormigón a medida que las características mecánicas de éste se elevan, presenta dos singularida-

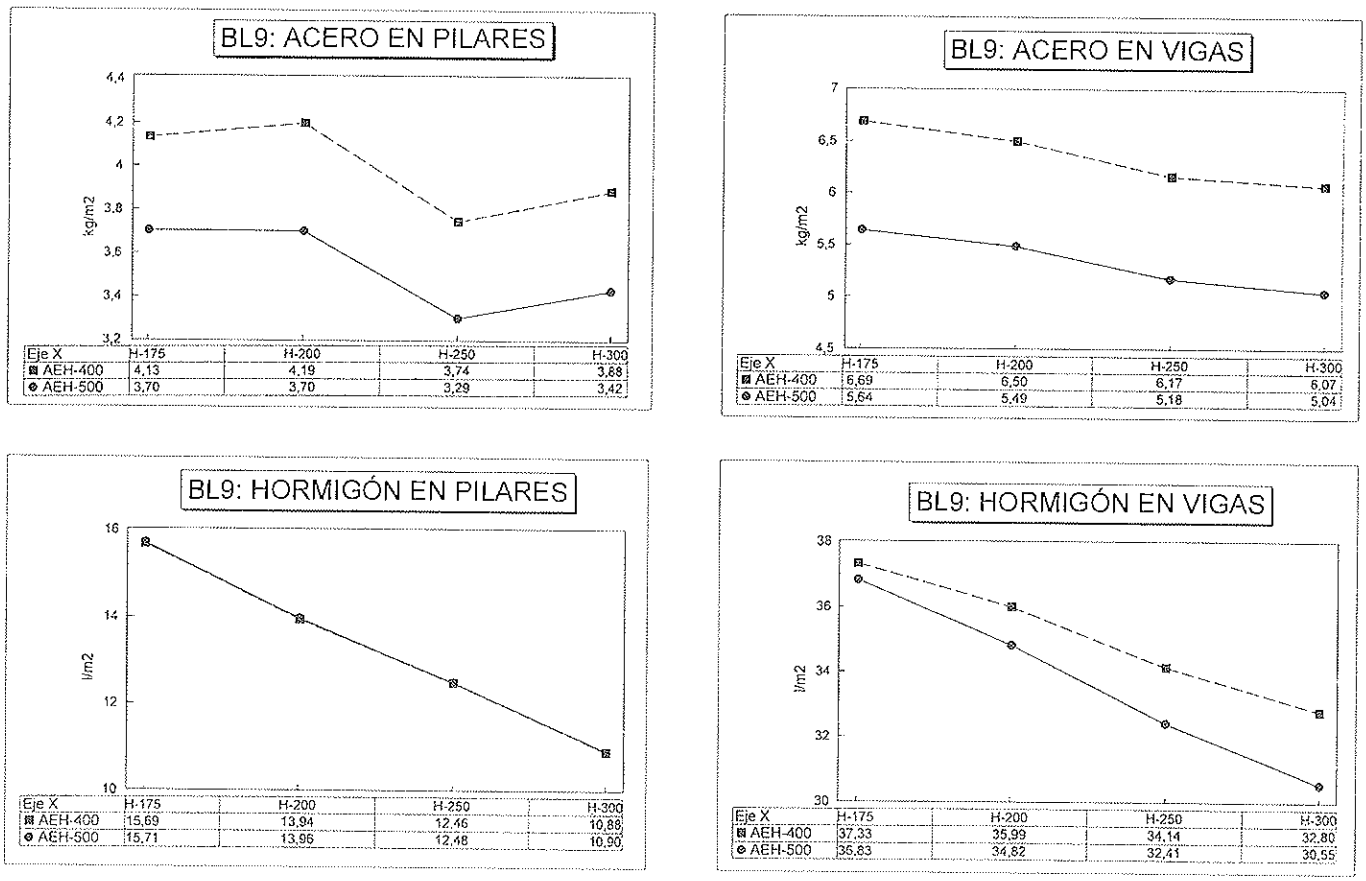


Figura 6. Edificio bajo, luz de carga y canto 29 cm (BL9).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

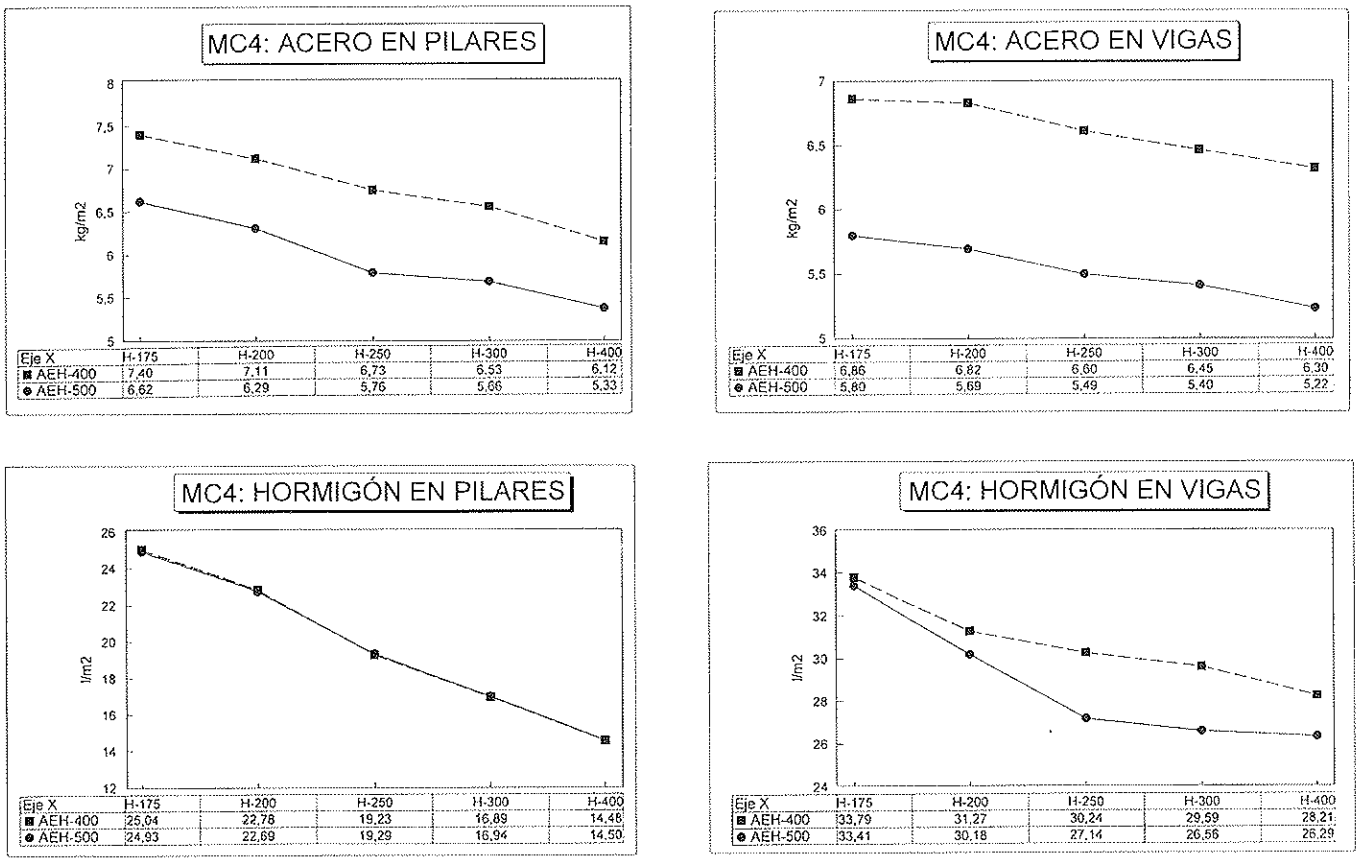


Figura 7. Edificio medio, luz corta y canto 24 cm (MC4).

des. La primera es la estabilización que se produce a partir de un hormigón H250 para un acero AEH500 y la suave evolución con un acero AEH400. La segunda es la escasa diferencia entre los resultados obtenidos con ambos aceros para hormigones H175 y H200, el incremento de la misma que se produce para hormigones H250 y H300 y, finalmente, la nueva (aunque menor) aproximación para hormigón H400. Se aprecia, por tanto, el mejor aprovechamiento del acero con la mejora de las características del hormigón hasta uno tipo H250 y la estabilización a partir del mismo para esta luz corta de 5,00 m y canto de 24 cm.

6.6. Tipología de edificio medio, luz corta y canto 26 cm (MC6)

En este grupo de edificios se produce un incremento del canto del forjado de 24 a 26 cm respecto al anterior, manteniéndose iguales el resto de las características. En la Figura 8 se representan los resultados obtenidos.

La cuantía de **acero en pilares** se reduce de forma lineal al aumentar la resistencia característica del hormigón, dándose una pendiente similar al grupo anterior, siendo también similar (15%) la diferencia de los resultados obtenidos con ambos tipo de acero.

La reducción de la cuantía de **hormigón en pilares** es también lineal y decreciente con el incremento de la resistencia del mismo. Sin embargo, presenta una pendiente algo superior (74% frente a 72%), debido al ligeramente mayor peso propio de la estructura y, por tanto a la ligera mayor incidencia de los esfuerzos axiles en el dimensionamiento de los soportes.

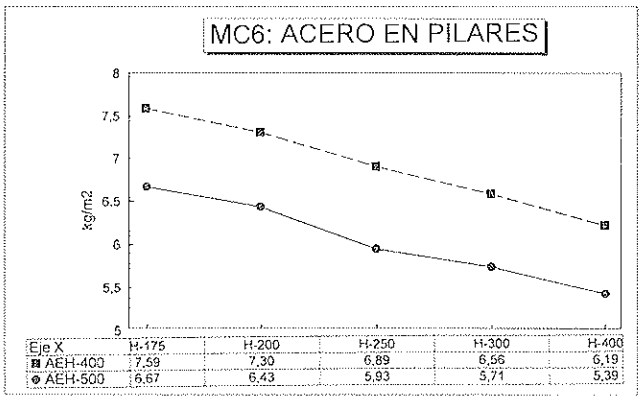
La cuantía de **acero en vigas** que presenta también una pendiente negativa, arroja un 9% de reducción en los resultados obtenidos con los hormigones extremos, menor al 11% del grupo anterior. El mayor canto del forjado hace que la mejora de la calidad del hormigón tenga una menor influencia. La diferencia entre los resultados con ambos aceros se encuentra también próximo a la de los límites elásticos.

La cuantía de **hormigón en vigas** presenta una ligera, pero constante, reducción con el aumento de la resistencia del hormigón cuando se emplea acero AEH400. Con el tipo AEH500 se produce una fuerte disminución al pasar de hormigón H175 a H200, estabilizándose a partir de dicho valor, y siendo despreciable la diferencia entre ambos aceros con el uso de un hormigón H175. La existente entre los mismos con hormigones intermedios es ligeramente superior a la del grupo anterior (11% frente al 7%), resultado lógico para un canto algo mayor. Por tanto, se comprueba que para luces cortas el incremento de las características mecánicas del hormigón presenta poca incidencia en la reducción de la cuantía de éste en vigas.

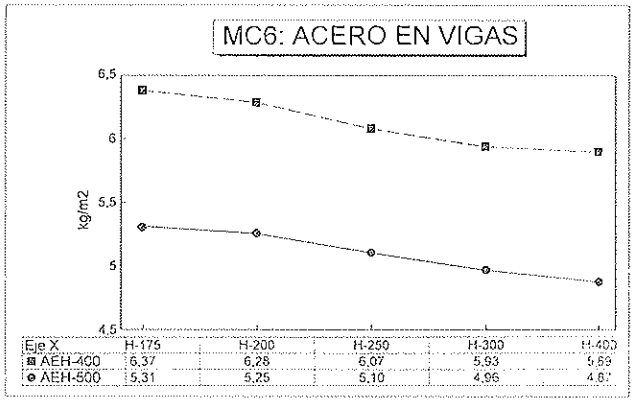
6.7. Tipología de edificio medio, luz corta y canto 29 cm (MC9)

Aumentando el canto del forjado de los edificios del grupo anterior de 26 a 29 cm se pasa a este grupo, cuyos resultados se recogen en los gráficos que se encuentran en la Figura 9.

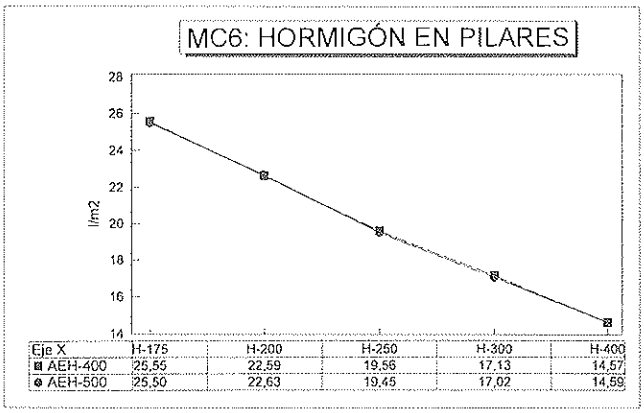
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



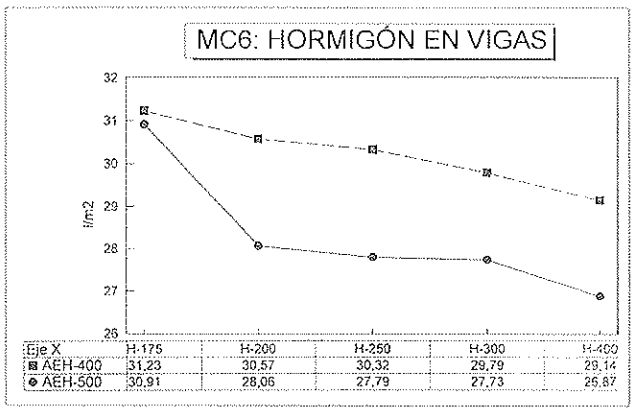
Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	7,59	7,30	6,89	6,56	6,19
AEH-500	6,67	6,43	5,93	5,71	5,39



Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	6,37	6,28	6,07	5,93	5,69
AEH-500	5,31	5,25	5,10	4,96	4,67

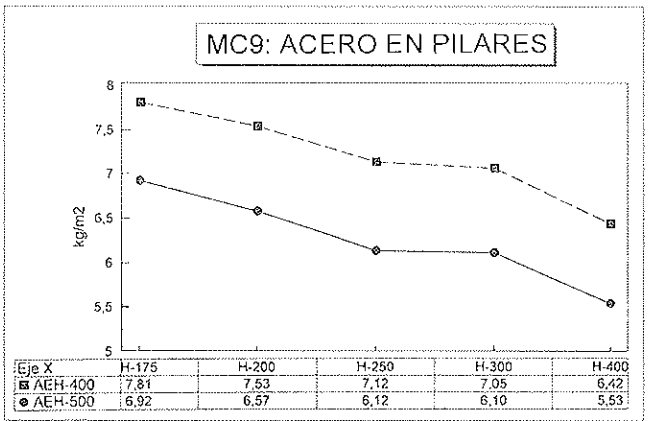


Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	25,55	22,59	19,56	17,13	14,57
AEH-500	25,50	22,63	19,45	17,02	14,59

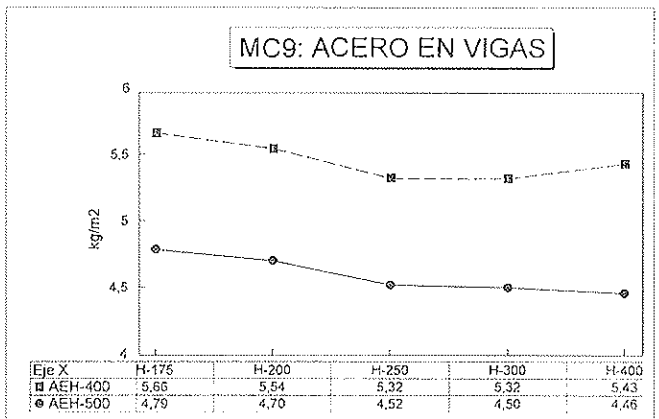


Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	31,23	30,57	30,32	29,79	29,14
AEH-500	30,91	28,06	27,79	27,73	26,87

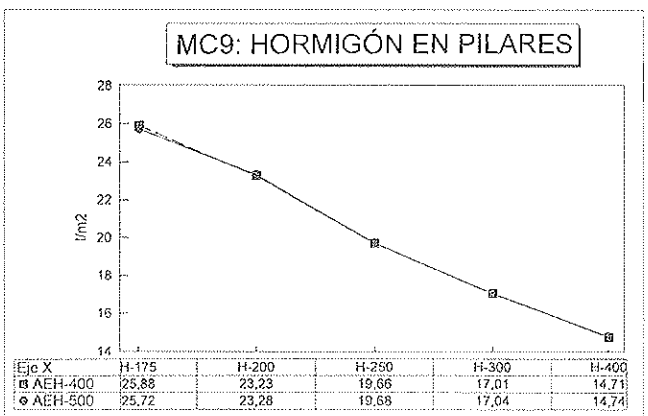
Figura 8. Edificio medio, luz corta y canto 26 cm (MC6).



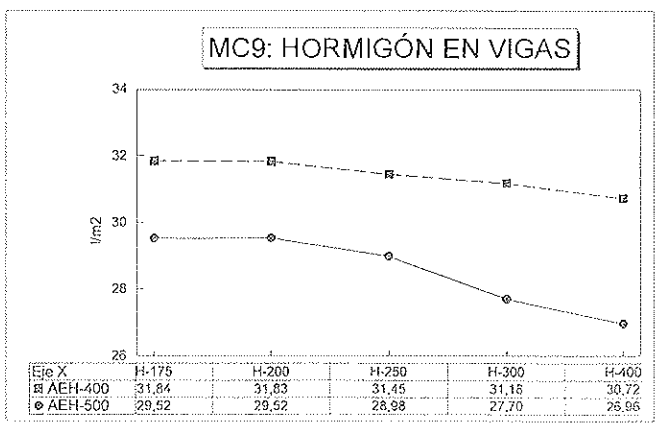
Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	7,81	7,53	7,12	7,05	6,42
AEH-500	6,92	6,57	6,12	6,10	5,53



Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	5,66	5,54	5,32	5,32	5,43
AEH-500	4,79	4,70	4,52	4,50	4,46



Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	25,88	23,23	19,66	17,01	14,71
AEH-500	25,72	23,28	19,68	17,04	14,74



Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	31,84	31,83	31,45	31,16	30,72
AEH-500	29,52	29,52	28,98	27,70	26,96

Figura 9. Edificio medio, luz corta y canto 29 cm (MC9).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La cuantía de **acero en pilares** presenta una tendencia similar a los grupos anteriores, así como una pendiente semejante.

Una observación semejante merece la evolución de la cuantía de **hormigón en pilares**.

La cuantía de **acero en vigas**, sin embargo, presenta una tendencia un tanto singular. Se produce, en primer lugar, una reducida variación que se explica por la pequeña esbeltez de las vigas (luz corta y canto elevado) que, ya desde el empleo de un hormigón tipo H175, requieren una cuantía de acero relativamente baja. En segundo lugar, para un acero AEH400 y hormigones de más alta resistencia (H300 y H400), su valor se incrementa. Esta evolución se debe, fundamentalmente, a la variación de las rigideces relativas de vigas y pilares que concurren en un nudo. Al aumentar la resistencia característica del hormigón y disponer de unas dimensiones mínimas de vigas, la rigidez de éstas respecto a los pilares se incrementa, haciéndolo también los momentos absorbidos por las mismas, necesitando, por tanto, una mayor armadura.

Respecto al **hormigón en vigas**, prácticamente se mantiene constante la cuantía con acero AEH400, presentándose una ligera disminución con el uso de un acero AEH500 y valores altos de la resistencia característica del hormigón. La luz corta y el canto elevado provocan esta poca efectividad del uso de un material de mejores características mecánicas.

6.8. Tipología de edificio medio, luz larga y canto 29 cm (ML9)

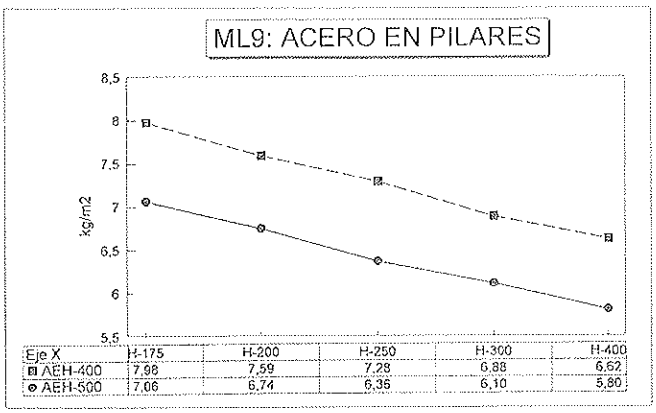
Este grupo de edificios presenta, frente al anterior, la modificación de la luz de vigas y forjados, pasando la misma de corta (5,00 m) a larga (6,00 m). En los gráficos de la Figura 10 se recogen los resultados obtenidos tras los cálculos efectuados.

La cuantía de **acero en pilares** sigue una ley decreciente a medida que se incrementa la resistencia característica del hormigón, variando en un 22% entre valores extremos (H175 y H400), valor algo inferior al que se da en edificios de la misma altura pero de menor luz. El aumento de la distancia entre pilares, para una misma superficie total, hace que el esfuerzo axil sobre cada uno de los mismos sea superior y, por tanto, mayor también la influencia de la mejora de la calidad del hormigón frente a la del acero. La diferencia entre el uso de ambos tipos de este último material es de un 15%.

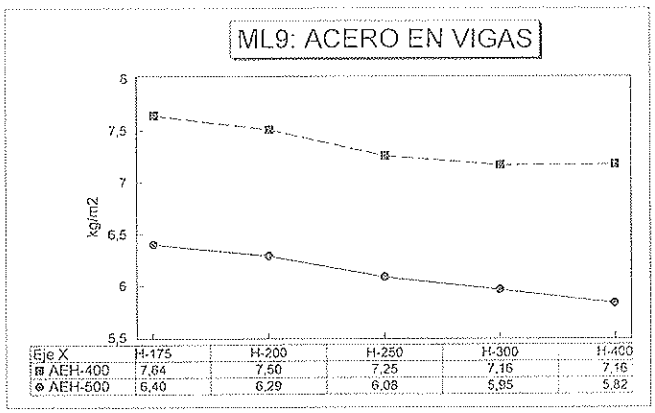
El hecho comentado en el párrafo anterior se aprecia mejor, si cabe, en la cuantía de **hormigón en pilares**, que presenta una reducción de un 92% entre tipos extremos, siendo de un 74% en el grupo de edificios anterior. Por tanto, con mayor distancia entre soportes, la elevación de la calidad del hormigón ocasiona un mejor aprovechamiento del mismo.

La cuantía de **acero en vigas** se encuentra reducida con el incremento de la resistencia del hormigón en una medida algo mayor que en el grupo de edificios anterior. Sin embargo, la diferencia de un 10% que se presenta entre valores extremos de hormigón hace que la existente entre dos contiguos sea inapreciable.

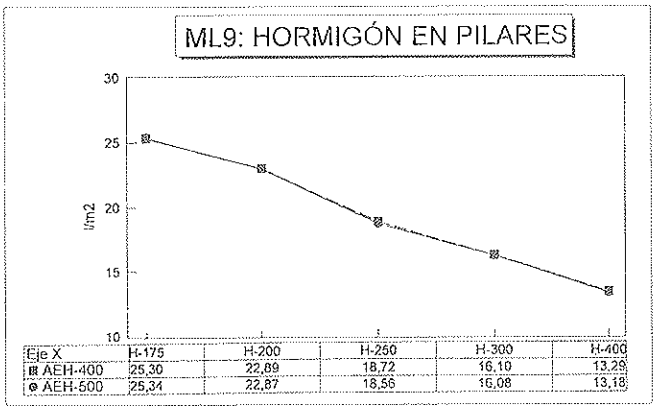
En el **hormigón en vigas**, empleando acero tipo AEH400 prácticamente no se aprecia la reducción de su cuantía con el aumento de su resistencia. Sin embargo, con el uso del tipo AEH500 se produce una disminución, aunque leve, relativamente uniforme, con una variación de un 20% entre H175 y



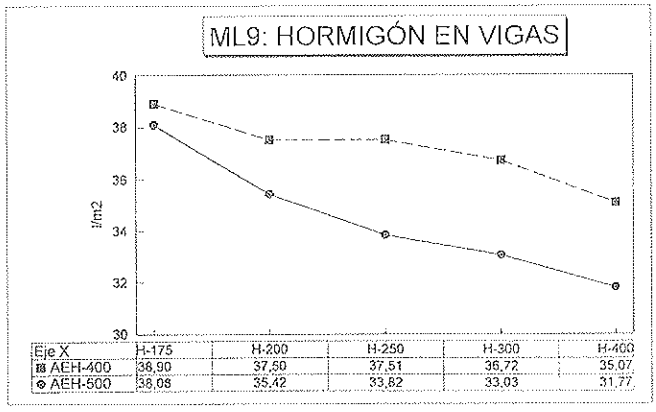
Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	7,98	7,59	7,28	6,88	6,62
AEH-500	7,06	6,74	6,36	6,10	5,80



Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	7,64	7,50	7,25	7,16	7,16
AEH-500	6,40	6,29	6,08	5,95	5,82



Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	25,30	22,89	18,72	16,10	13,29
AEH-500	25,34	22,87	18,56	16,08	13,18



Eje X	H-175	H-200	H-250	H-300	H-400
AEH-400	38,90	37,60	37,51	36,72	35,07
AEH-500	38,08	35,42	33,82	33,03	31,77

Figura 10. Edificio medio, luz corta y canto 29 cm (ML9).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

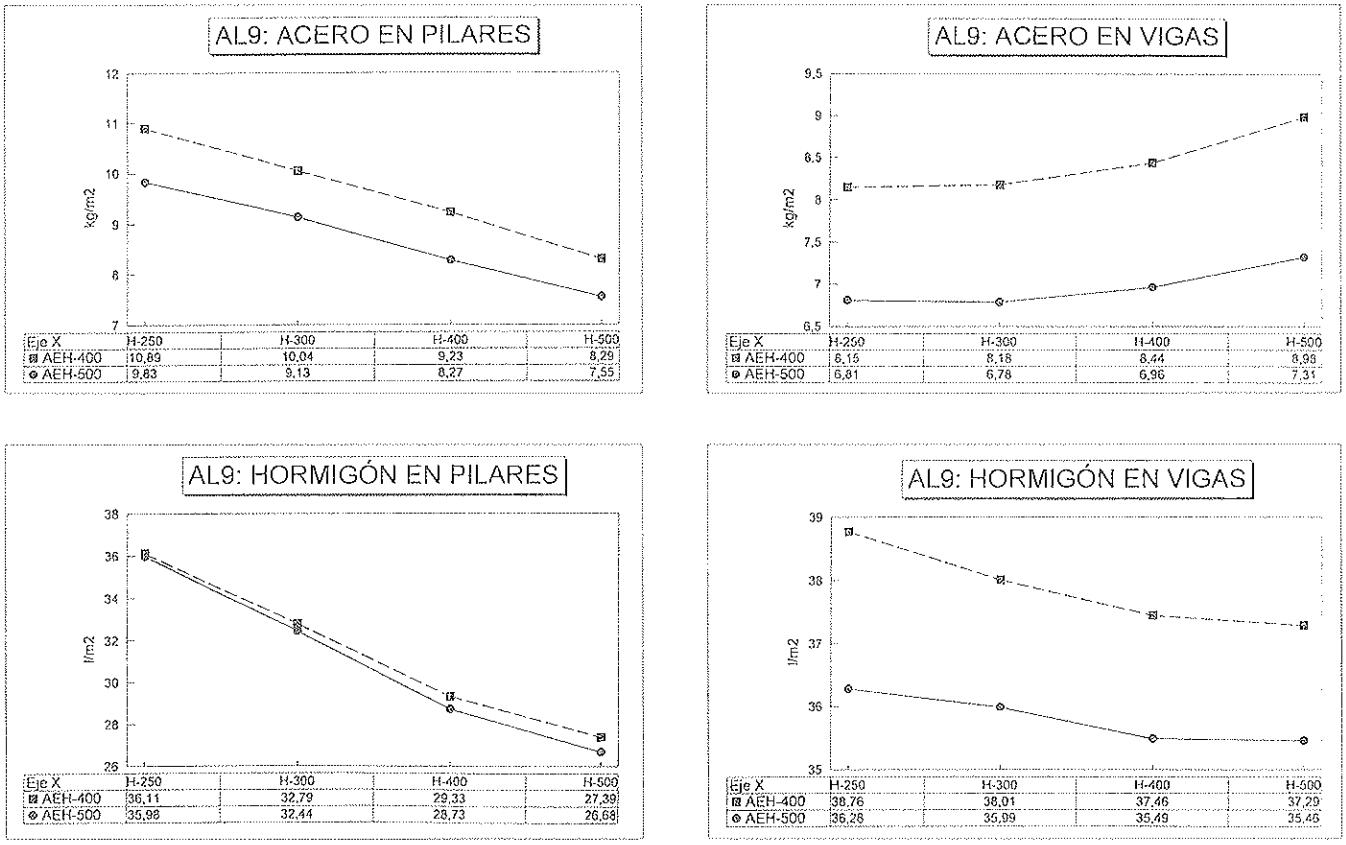


Figura 11. Edificio alto, luz corta y canto 29 cm (AL9).

H400. Se confirma, por tanto, el mejor aprovechamiento de un hormigón de una más alta resistencia con el uso de un acero de mejor calidad.

6.9. Tipología de edificio alto, luz larga y canto 29 cm (AL9)

En este grupo de edificios se presentan una serie de diferencias respecto a los anteriores. En primer lugar se elevan su altura y número de plantas, pasando las tipo a serlo en un número de 20; en segundo lugar, y aspecto determinante en algunos de los parámetros analizados, ciertos pilares son apantallados, recogiendo una parte importante de las acciones horizontales que recibe el edificio; en tercer lugar, se eleva el rango de los hormigones considerados, que se encuentra entre los tipos H250 y H500; y, finalmente, sólo se estudian los casos de luz larga (6,00 m) y canto 29 cm. En la Figura 11 se han recogido, en los gráficos respectivos, los resultados obtenidos tras el cálculo.

La cuantía de **acero en pilares** se reduce en un 30% entre valores extremos de los hormigones considerados, siendo de un 19% entre H250 y H400 (la mitad, aproximadamente un 10%, entre los mismos hormigones del grupo de edificios anterior ML9). Por tanto, la influencia del uso de un hormigón de mejor calidad en la cantidad de acero empleado es más notable a medida que se incrementa la altura del edificio. Los esfuerzos de flexión que han de resistir los soportes en la estructura de un edificio se incrementan de forma determinante con la altura del mismo. El mejor comportamiento estructural del bloque de compresión de la sección de un pilar con la elevación de la resistencia característica del hormigón, hace reducirse notablemente el acero empleado. La diferencia entre los resultados con ambos tipo de acero se encuentra alrededor del 10%.

La cuantía de **hormigón en pilares**, con pendiente negativa respecto al incremento de la resistencia característica del mismo, presenta una tendencia asintótica al alcanzar los tipos H400 y H500, reduciéndose aquélla. Sin embargo, en este grupo la disminución entre los hormigones H250 y H400 se encuentra en un 25%, mientras en el anterior era del 41%. Este hecho se ve condicionado por la sección mínima dada a los pilares apantallados. Esto hace que el volumen total de hormigón se reduzca en menor medida al aumentar su resistencia, si bien sí lo haga de forma notable el acero, como se ha indicado en el párrafo anterior.

El **acero en vigas** vuelve a presentar, al igual que en el grupo MC9 con el tipo AEH400, una evolución aparentemente irregular, con un incremento del mismo al aumentar la resistencia característica del hormigón. Aquélla puede encontrar su causa en la influencia de las pantallas en la resistencia frente a esfuerzos horizontales provocados por el viento, así como en la reducción de sección de las vigas por el incremento de la mencionada resistencia característica del hormigón, aumentando la rigidez relativa de las mismas respecto a los pilares. Este incremento de rigidez les hace absorber mayores momentos y, por tanto, requerir mayor armadura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Por otra parte, en el modelo se han supuesto las vigas empotradas a los pilares apantallados. Si se hubieran planteado articuladas en los mismos su cuantía de acero se vería reducida, la de hormigón incrementada (posiblemente con deformaciones excesivas en algunas de ellas si se mantienen planas), y el conjunto de la estructura tendría un mayor grado de traslacionalidad.

La cuantía de **hormigón en vigas** se reduce a medida que se incrementa la resistencia característica del mismo, aunque muy ligeramente, llegando a estabilizarse para los tipos H400 y H500. La elevada resistencia a compresión del hormigón desde los valores más bajos estimados, hace que su incremento prácticamente no influya en los resultados obtenidos.

7. CONCLUSIONES

Tras el análisis pormenorizado por grupos de edificios y parámetros estimados, se pueden subrayar a modo de conclusiones las siguientes:

- Las habituales singularidades geométricas de la estructura (huecos, zunchos, voladizos, apeos, vanos contiguos desiguales, etc.) elevan de forma muy significativa las cuantías de los materiales, especialmente de acero y hormigón en vigas, pudiendo llegar (en el modelo estudiado) a valores que duplican los que se presentan sin las mismas.

- Las cuantías de acero en pilares y de acero y hormigón en vigas son, en todos los casos, inferiores con acero AEH500 que con AEH400 (en unos valores próximos a un 15, un 20 y un 10%, respectivamente).

- El tipo de acero no influye en la cuantía de hormigón en pilares.

- La cuantía de acero y de hormigón en pilares y vigas, en general y salvo excepciones derivadas del modelo estructural adoptado, se reduce al incrementar la resistencia característica del hormigón utilizado.

- La reducción de la cuantía de hormigón en pilares mantiene una relación directa con el aumento del tipo de hormigón, tendiendo a estabilizarse a partir del H250 en edificios bajos y del H400 en los medios.

- La cuantía de acero en vigas disminuye alrededor de un 10% (entre valores extremos) en todos los casos al aumentar la resistencia característica del hormigón, salvo en los edificios altos, en los que aumenta levemente a partir de H250 y debido a las mencionadas características del modelo.

- La cuantía de hormigón en vigas disminuye al aumentar la resistencia característica del hormigón, estabilizándose en edificios bajos a partir de H250 y en los medios de H300 (todo ello para luz corta). Los edificios de luz larga continúan la tendencia descendente hasta el final de la serie respectiva estudiada (H300 para los bajos y H400 para los medios).

- La diferencia para este parámetro entre los resultados obtenidos con aceros AEH400 y AEH500 es escasa con los hormigones de resistencias inferiores, aumentando con el crecimiento de la resistencia característica de los mismos hasta que se estabiliza. Esta conclusión confirma el mejor rendimiento del acero AEH500 con un hormigón de más alta calidad al poder aprovechar en mayor medida el bloque de compresión de este último.

- Las cuantías de hormigón en vigas en edificios bajos y medios se encuentran más próximas con acero AEH400 que con AEH500, lo que confirma el comentario del punto anterior.

REFERENCIAS

Calavera Ruiz, J., 1984, "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios".

Gómez Hermoso, J., 1998, "Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios", Tesis doctoral (Director J. Fernández Gómez), Universidad Politécnica de Madrid.

Gómez Hermoso, J. y Fernández Gómez, J.: "Influencia del tipo de hormigón y de acero, y de las características geométricas de la estructura, en los costes de materiales y en la superficie ocupada por los pilares en estructuras de edificios de hormigón armado con forjado unidireccional". Informes de la Construcción, Vol. 51, n.º 464, noviembre/diciembre, 1999.

Ministerio de Fomento, 1988, "Norma básica de la edificación NBE-AE/88 Acciones en la edificación".

Ministerio de Fomento, 1996, "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado, EF-96".

MOPTMA, 1991, "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, EH-91".

MOPTMA, 1994, "Propuesta para mejorar la calidad del hormigón".

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Control del proceso de lanzamiento de vigas en viaductos de pilas esbeltas

Control of spanwise construction with stepping formwork equipment in precast bridges over slender piers

Javier Pascual Santos
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

♦

Francisco Millanes Mato
Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

IDEAM, S.A.

RESUMEN

Si bien el montaje con grúas es el proceso constructivo más habitual en los viaductos de vigas prefabricadas, en muchas ocasiones la orografía del terreno obliga a recurrir a procedimientos alternativos de montaje, de los cuales el lanzamiento de las vigas mediante lanzador móvil sobre las pilas resulta muy favorable cuando el volumen de obra a realizar permite amortizar los medios auxiliares necesarios.

Se presenta el estudio realizado para el lanzamiento de cuatro viaductos importantes situados en el Eix Transversal de Catalunya, donde las forzadas condiciones del terreno impedían el acceso de las grúas necesarias para un montaje convencional. La singularidad formal y esbeltez de las pilas obligó a un análisis profundo del proceso de lanzamiento y de las solicitaciones existentes durante el mismo, que se describe en detalle en el artículo.

SUMMARY

The erection of beams with cranes is the most common building procedure for precast bridges. However, sometimes the access of cranes to the site is not allowed, and different building procedures must be used. Among them, spanwise construction with stepping formwork equipment over the piers might be an excellent alternative if the number of beams to place is enough for saving the cost of the elements employed.

The analysis for span by span construction in four important precast bridges in Catalunya is described. Formal aspects and slenderness of the piers guided to a complex analysis of building procedure, in which forces acting on piers during the construction were carefully taken into account.

1. INTRODUCCIÓN

El sistema constructivo que con más frecuencia se emplea en la ejecución de tableros de vigas prefabricadas es el montaje con grúas, al ser éste el que requiere menor potencia en los medios auxiliares necesarios y, por tanto, el que resulta más económico. No obstante, existen dos factores que pueden conducir a desestimar el montaje con grúas. Por un lado, la propia morfología del viaducto, en lo que respecta a la altura de las pilas y las dimensiones de los elementos prefabricados a disponer, puede limitar enormemente la aptitud de las grúas existentes. Por otra parte, las condiciones del entorno de la obra pueden introducir serias restricciones al acceso a las zonas de trabajo de la maquinaria necesaria, bien por la existencia de obstáculos naturales importantes, o por la magnitud de los caminos de acceso que sea necesario ejecutar, a veces incompatibles con el entorno natural y paisajístico en el que se ubica la obra.

Cuando alguno o los dos condicionantes citados ocurren, es preciso replantearse la viabilidad del montaje con grúas y estudiar otras posibilidades alternativas. Dentro de éstas, el lanzamiento de las vigas prefabricadas por medio de vigas

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

lanzadoras metálicas que se desplazan sobre las pilas constituye una alternativa excelente cuando el número de vigas a montar permite amortizar el coste de los medios auxiliares necesarios. El caso más habitual corresponde a viaductos de pilas altas y luces medias. Estas estructuras se resuelven bien con tableros de vigas prefabricadas, y cuando existen condicionantes de acceso a las grúas convencionales el recurso al lanzamiento de las vigas puede resultar de enorme interés.

Este sistema constructivo consiste básicamente en disponer sobre las pilas una estructura metálica móvil que va transportando las vigas desde el trasdós de uno de los estribos hasta su posición definitiva en el puente. Es decir, las vigas se van colocando sucesivamente en la plataforma de trabajo preparada al efecto tras un estribo, y, una a una, la viga metálica lanzadora las va recogiendo y trasladando a su lugar en el tablero, desplazándose sobre las pilas del viaducto. Por ello, la viga lanzadora es una estructura metálica muy potente, que debe tener una longitud superior a dos vanos del puente para permitir el avance de las vigas a colocar, y con capacidad mecánica suficiente para soportar tanto su peso propio como el de la viga que transporta, puenteando entre las pilas del puente.

Durante todo el proceso de lanzamiento de las vigas, que se describe en detalle más adelante, se introducen sobre las pilas una serie de acciones variables, tanto verticales como horizontales, que es preciso considerar en los cálculos para verificar correctamente la aptitud de las pilas durante las fases de montaje. Es muy habitual que este tipo de acciones sean moderadas y que las pilas normalmente existentes en los viaductos, con las dimensiones geométricas y armaduras dispuestas por otros requerimientos, fundamentalmente de servicio, tengan resistencia más que suficiente para soportarlos. No obstante, en cualquier caso las acciones introducidas durante el montaje de las vigas sobre las pilas deben considerarse con todo rigor.

Vamos a presentar el estudio realizado para un caso en que las propias condiciones de los viaductos a construir hicieron indispensable el control riguroso, tanto a nivel de cálculo como de control en obra, del proceso de lanzamiento de las vigas prefabricadas del tablero. Se trata de cuatro viaductos existentes en el Eix Transversal de Catalunya, Lleida-Girona, en el tramo San Hilari-Tres Camins. La singularidad de los viaductos se debe a la propia morfología de las pilas, con alturas las mayores del orden de 50 metros. Las pilas son tipo pórtico, con un dintel superior en forma de doble T sobre el que apoyan las vigas prefabricadas, y dos fustes laterales en forma de T simple horizontal. El canto en sentido longitudinal de la T horizontal que materializa cada fuste es de 3 metros, con un espesor de ala de 40 centímetros. El alma horizontal de la T es de 2 metros de longitud, con un espesor de 75 centímetros en las pilas de 45 y 50 metros de altura y de 40 a 50 centímetros en las de altura menor. Con estos valores, la esbeltez mecánica de los fustes en sentido longitudinal en fases de montaje, donde no puede garantizarse colaboración de los apoyos de las vigas para arriostrar las pilas en cabeza, es del orden de 165. Por ello, es clara la necesidad de controlar con todo rigor la estabilidad de las pilas en fases constructivas, evaluando con toda precisión las acciones a las que van a ser sometidas durante el lanzamiento. En fases de servicio la propia presencia del tablero, a través de los aparatos de apoyo, y de los topes longitudinales existentes en los estribos, sirve para arriostrar longitudinalmente las pilas, disminuyendo la longitud de pandeo. Por el contrario, las fases de montaje corresponden claramente a un comportamiento tipo ménsula de los fustes, y su seguridad podía verse seriamente comprometida.

2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS VIADUCTOS

Los cuatro viaductos objeto de estudio se denominan San Hilari, Riudecos, Canaleta y Cladells. Todos ellos pertenecen a la misma tipología, y sus tableros se materializan mediante vigas prefabricadas pretensadas de 2.40 metros de canto sobre las que posteriormente se vierte in situ una losa de 25 centímetros de espesor sobre placas de encofrado perdido. La estructura longitudinal corresponde a vanos isostáticos de 40 metros de luz. El número de vanos de cada viaducto es el siguiente:

San Hilari	4 vanos
Riudecos	6 vanos
Canaleta	5 vanos
Cladells	4 vanos

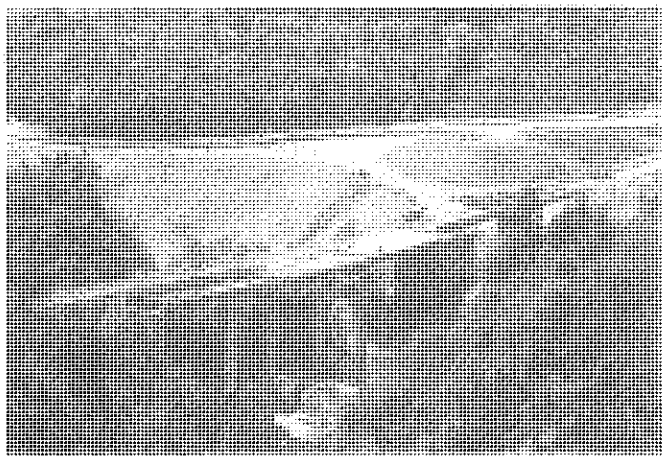


Fig. 1. Lanzador ubicado sobre las pilas del viaducto.

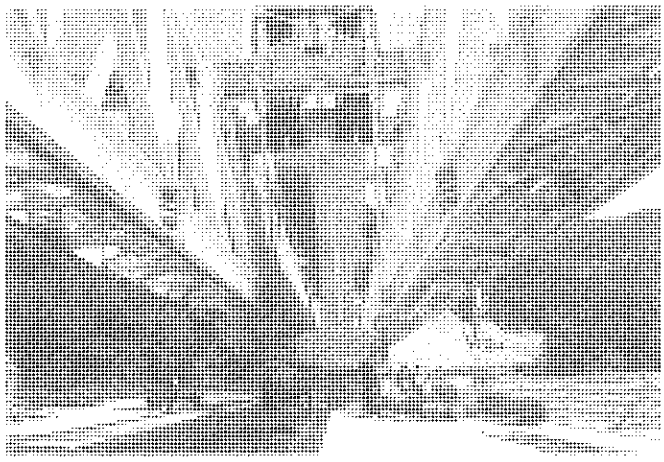
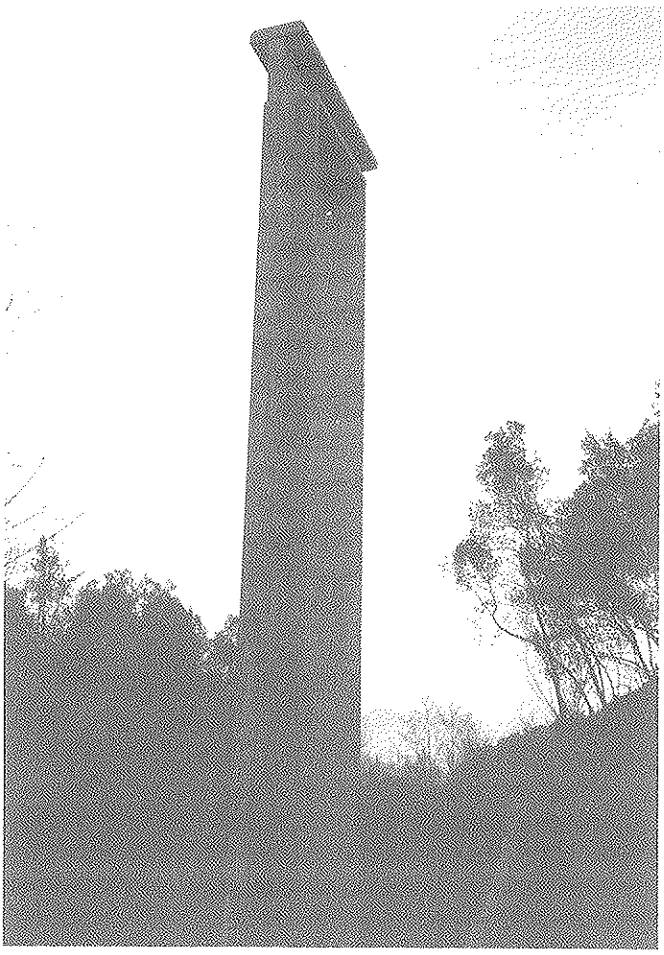
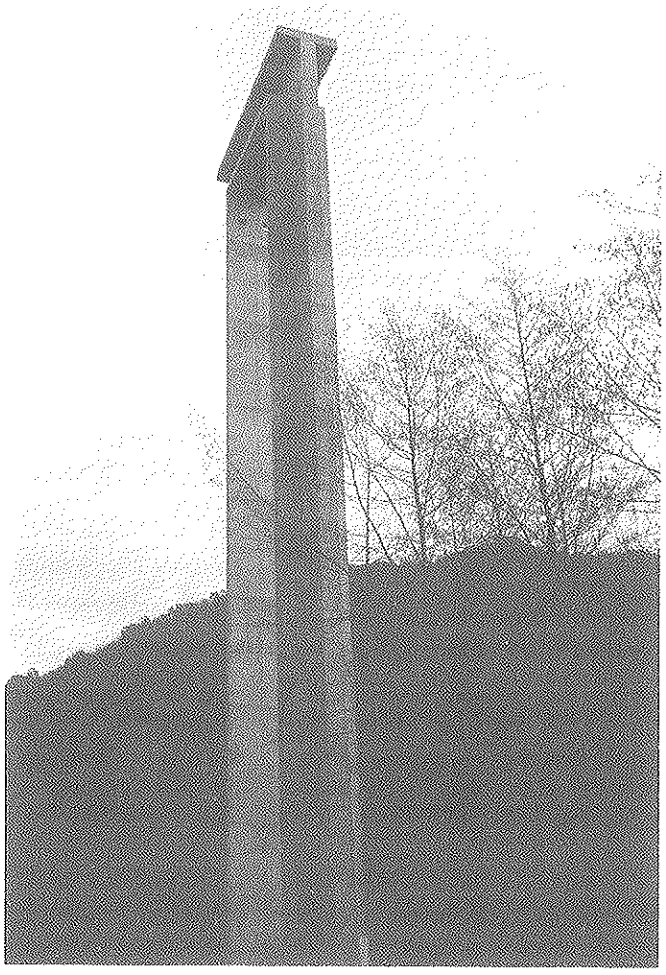


Fig. 2. Viga prefabricada transportada por el lanzador.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figs. 3 y 4. Vista de la pila.



Los viaductos de cuatro vanos se proyectan con continuidad de losa en todas las pilas, y en los otros dos se dispone una junta de dilatación intermedia además de las de los estribos.

La anchura de la plataforma es variable entre 17,00 y 21,55 metros en el viaducto de San Hilari, de 13,50 metros en Riudecos y de 15,50 metros en los otros dos, por lo que se resuelven con 6 y 5 vigas prefabricadas por vano según la anchura en el primero de ellos y con 4 vigas en los restantes.

Las pilas presentan alturas variables según la siguiente secuencia (Tabla 1).

Su estructura es, como se ha indicado anteriormente, de tipo pórtico, con un dintel superior para apoyo de las vigas de 3 metros de canto en forma de doble T, y dos fustes verticales en forma de ⊢, cada fuste hacia un lado, con 2,40 metros totales de canto transversal y 3,00 metros de canto longitudinal. En el quinto inferior de la altura de los fustes se maciza uniendo los vértices correspondientes del ala y del alma, obteniendo así una sección básicamente triangular.

Ya se ha mencionado en el punto anterior que es esta morfología particular de las pilas, y la gran esbeltez que se deriva de ella, lo que confiere su carácter singular a los viaductos, y justifica realizar un análisis fase a fase del proceso de lanzamiento y su interacción con las pilas, considerando con toda precisión las acciones originadas en el montaje. Tal vez en otros casos, con pilas más masivas, basta realizar algunas comprobaciones de carácter más aproximado para garantizar la viabilidad de las pilas durante el lanzamiento, pero, en el caso que nos ocupa, y en cualquier otro que presente condiciones similares, el estudio pormenorizado de la cinemática del lanzamiento, las solicitaciones originadas, y la capacidad resistente de los distintos elementos involucrados resulta esencial para realizar la construcción en condiciones adecuadas de seguridad.

3. DESCRIPCIÓN DE LA CINEMÁTICA DEL LANZAMIENTO

La primera cuestión a determinar es establecer la secuencia de lanzamiento de las vigas más adecuada, tratando de obtener la solución que mejor se adapte a todos los condicionantes existentes, tanto de agilidad durante el proceso constructivo como de minimización del impacto sobre las pilas.

En nuestro caso, una vez realizados unos primeros cálculos, se confirmó el interés de disminuir al mínimo imprescindible los movimientos del lanzador sobre las pilas en ménsula, toda vez que las fuerzas horizontales que introduce sobre las cabezas de las pilas no son en absoluto despreciables. Además, a medida que se van montando las vigas los axiles en los fustes de las pilas van creciendo debido al propio peso de las mismas, con lo que los efectos de segundo orden toman relevancia. Con los valores obtenidos, no resultaba aconsejable introducir las acciones horizontales del lanzador sobre las pilas en ménsula con una carga apreciable de vigas ya montadas. Atendiendo a estas consideraciones, se estableció la siguiente secuencia de colocación de las vigas:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla I

	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 4	Pila 5
San Hilari	35,50	49,50	34,00	–	–
Riudecos	30,00	49,00	27,00	20,00	32,50
Canaleta	30,00	35,50	35,00	14,00	–
Cladells	23,00	43,00	28,50	–	–

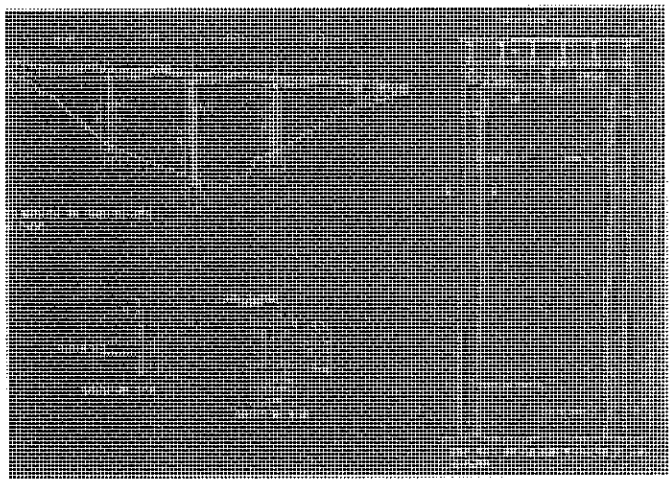


Fig. 5. Definición geométrica de los viaductos (San Hilari).

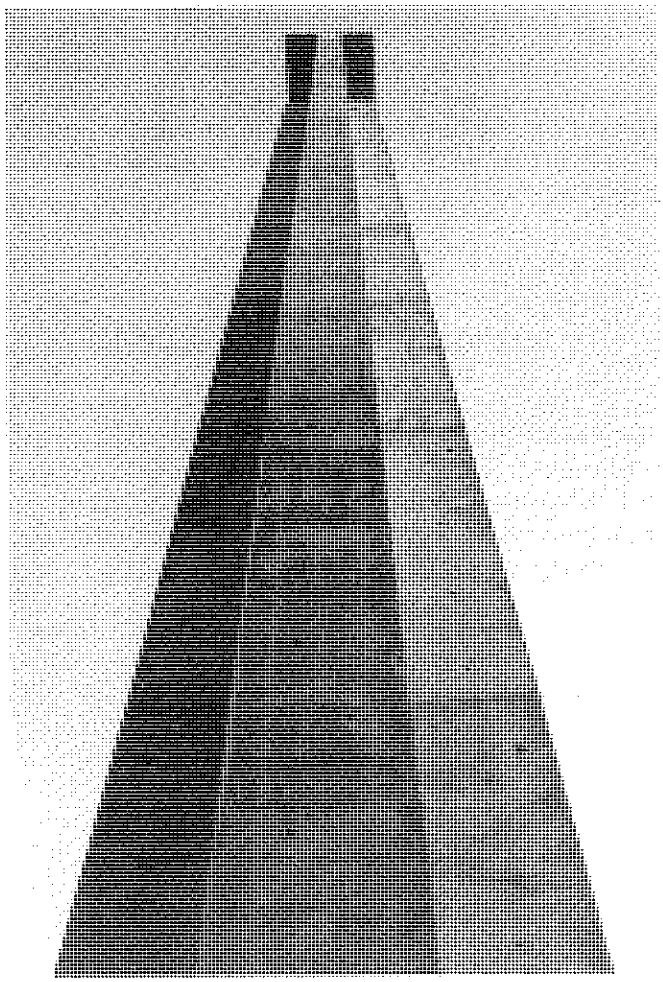


Fig. 6. Alzado lateral de pila.

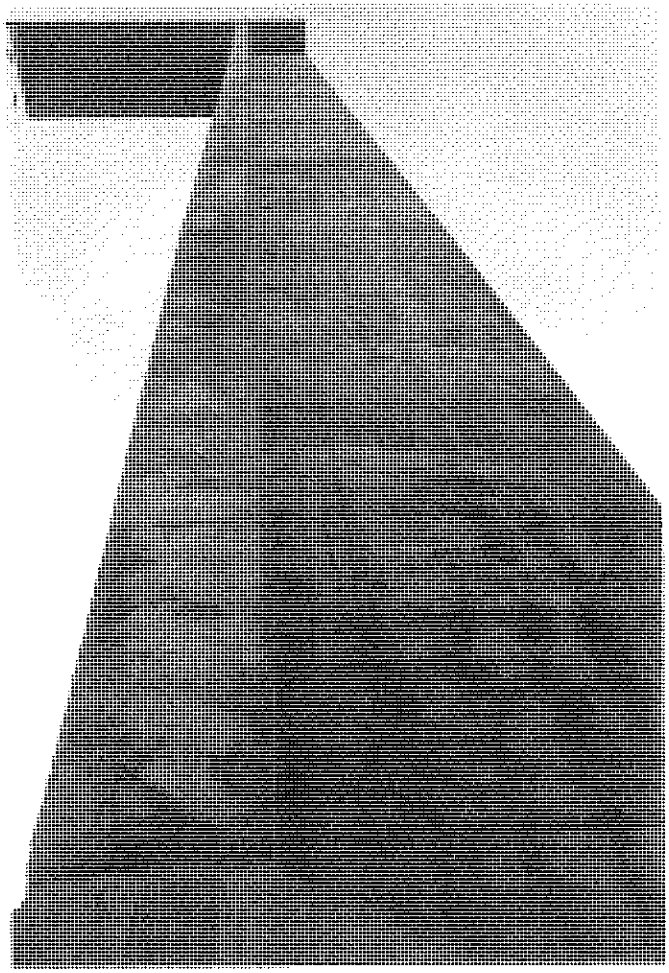


Fig. 7. Alzado frontal de un fuste.

- Las vigas se colocaron sucesivamente por vanos completos, comenzando por el vano más próximo al estribo por el que entra el lanzador, y terminando por el vano correspondiente al estribo opuesto.

- Dentro de cada vano, se colocaron primero las vigas de borde, y después se completaron las restantes vigas hacia el centro.

- Una vez colocada una viga de borde, se fijó provisionalmente a las dos pilas –o una pila y un estribo–, en que se apoya, mediante casquillos metálicos soldados a una chapa embutida en la culata de las vigas y a una basa embebida en el dintel de las pilas.

Como vemos, con esta secuencia las actuaciones del lanzador sobre pilas en ménsula son muy pequeñas, y, además, siempre van asociadas a estados de poco axil sobre las pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

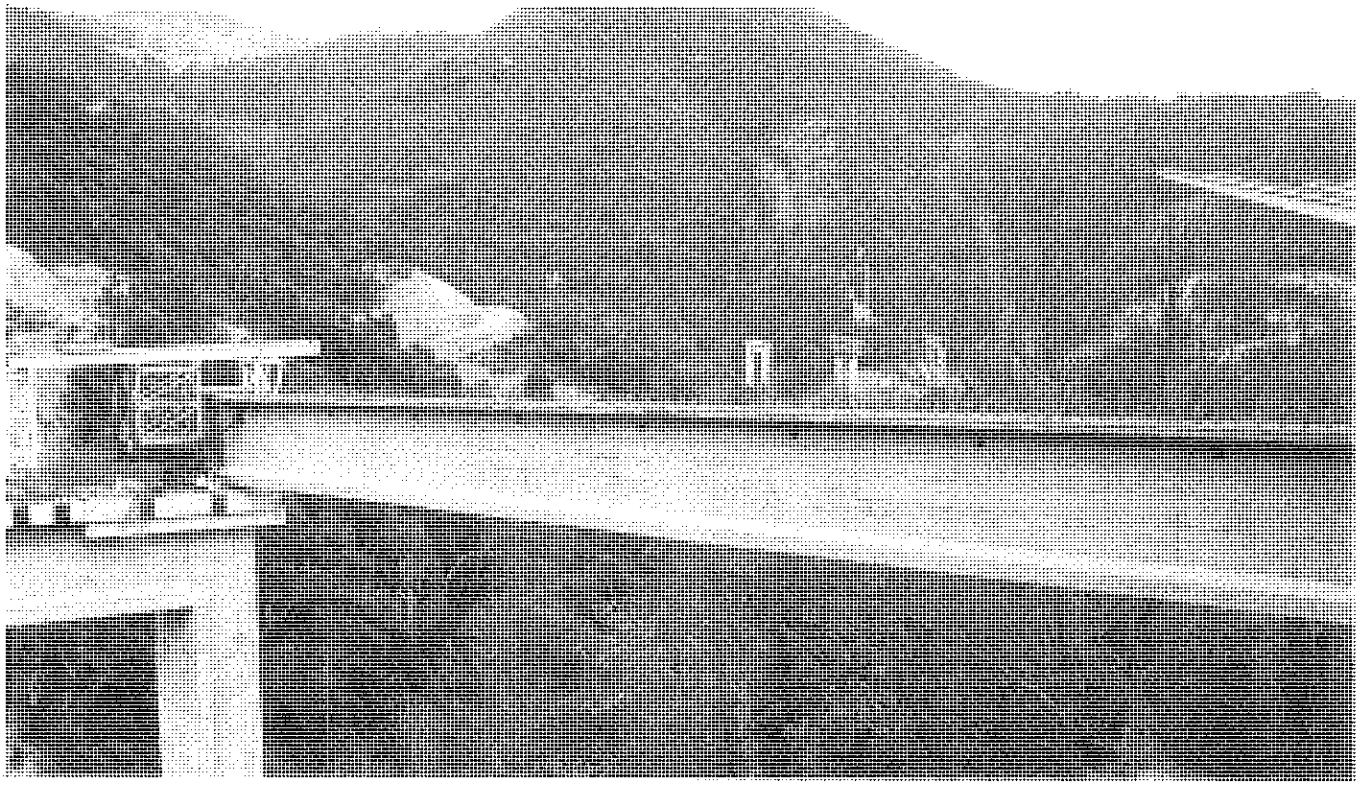


Fig. 8.

De hecho, el lanzador sólo se ubica una vez en ménsula sobre cada pila, precisamente al ir a montar la primera viga de borde. Una vez colocada ésta, se arriostra provisionalmente a la pila, de modo que a partir de entonces la pila queda vinculada en cabeza a través del cordón rígido que materializan las vigas de borde ya colocadas, rígidamente unidas mediante casquillos a las pilas donde se apoyan, y, la última, al estribo inicial que, dada la enorme rigidez longitudinal que posee frente a las pilas, acaba resistiendo toda la carga horizontal. De este modo, el análisis en segundo orden de las pilas ya arriostradas cuando el lanzador pasa sobre ellas es muy favorable, al contar con un apoyo rígido en cabeza, y el estado de pila en ménsula se reduce sólo a la entrada del patín del lanzador por primera vez sobre la pila, sin carga vertical apreciable.

Como medidas de precaución adicionales, se establecieron las siguientes:

- Los movimientos de avance del lanzador y de la viga a montar no fueron nunca simultáneos –es decir, para avanzar un vano una viga, primero avanza un vano el lanzador y, después, con el lanzador fijo, la viga avanza un vano en su interior– con lo que se minimizan las acciones dinámicas introducidas.

- Los movimientos de avance del lanzador se realizaron siempre por el eje del tablero, ripándose transversalmente al llegar a su posición longitudinal definitiva para la colocación final de la viga. De este modo las acciones derivadas de la entrada del lanzador sobre la pila en ménsula se reparten por igual entre los dos fustes.

- El apoyo horizontal del lanzador, bien para el avance de la viga, o bien para el del propio lanzador, que recoge la resultante horizontal de todas las acciones generadas, se realizó

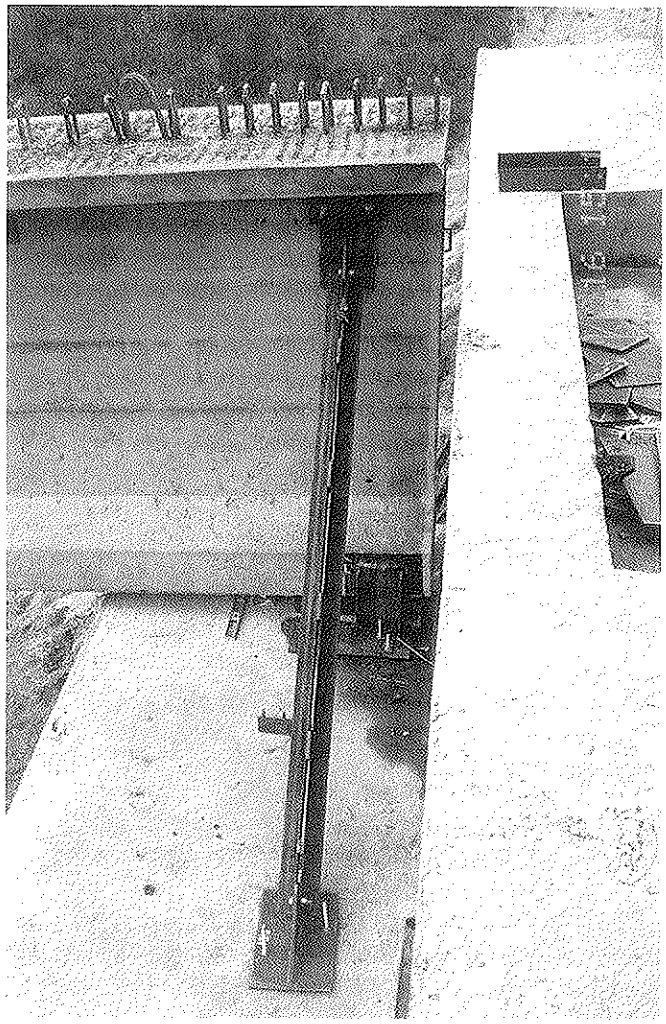


Fig. 9. Casquillo de arriostramiento de viga de borde.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

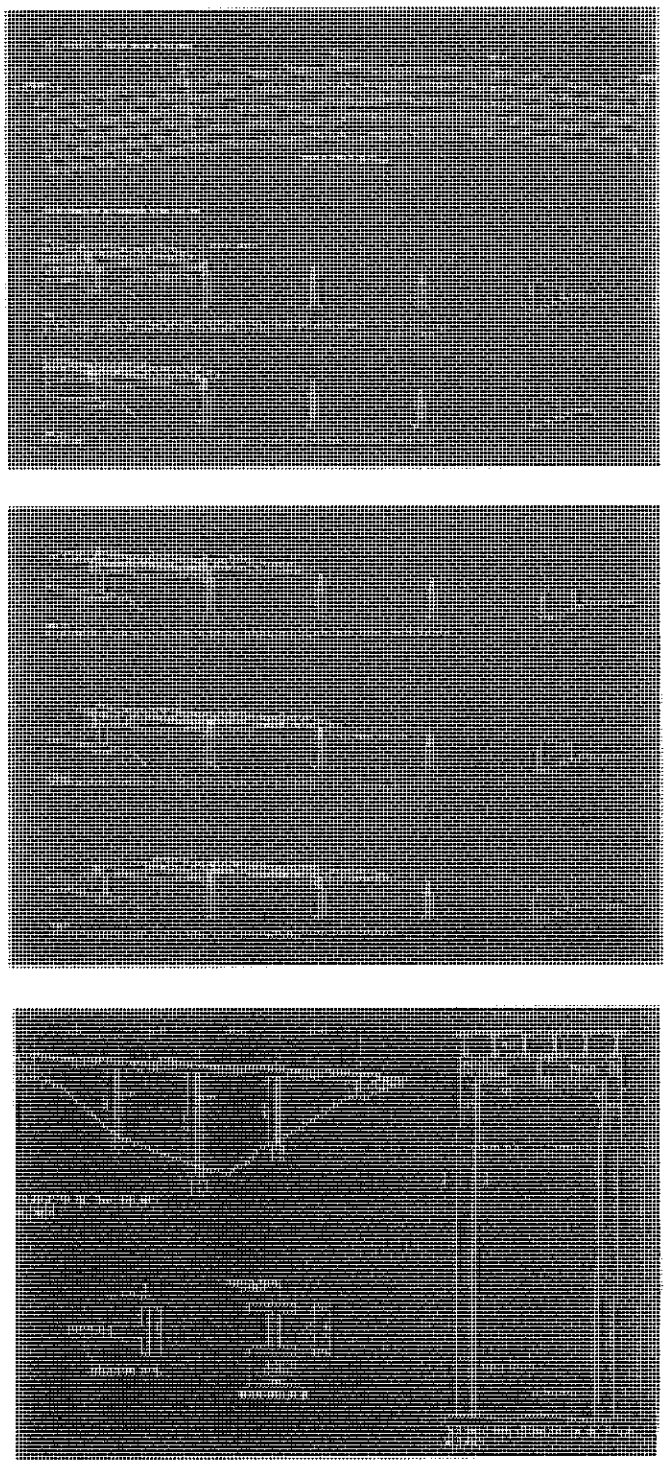


Fig. 10. Fases del lanzamiento de una viga tipo.

siempre sobre una pila ya arriostrada longitudinalmente hasta el estribo mediante las vigas de borde ya colocadas con los casquillos de arriostramiento dispuestos.

- La velocidad de viento máxima permitida durante el lanzamiento de las vigas fue de 50 km/h.

Como vemos, toda la secuencia de montaje descrita y las consideraciones adicionales expuestas tienen por objeto minimizar las acciones sobre las pilas en ménsula, transfiriendo lo antes posible las acciones horizontales a los estribos por medio de los cordones de arriostramiento que materializan las vigas de borde y sus casquillos.

Una vez fijada la secuencia básica de colocación de las vigas, y analizados ya los condicionantes básicos que regirán todo el montaje, es preciso evaluar con todo rigor las acciones introducidas sobre las pilas. Como se ha indicado anteriormente, no es habitual en el caso de lanzamiento de vigas que las acciones solicitantes durante el montaje sobre las pilas resulten condicionantes. No obstante, las condiciones particulares de los viaductos que nos ocupan obligan a extremar el cuidado en el cálculo de estas acciones. En este sentido, y una vez concluido todo el proceso, podemos indicar que, a nuestro juicio, en el caso de viaductos sobre pilas esbeltas el lanzamiento de las vigas debe dar lugar a un auténtico Proyecto de Lanzamiento, que, una vez analizados los condicionantes existentes, estudie y defina todos los aspectos relativos al lanzamiento.

Para ello resulta básico conocer con todo detalle la cinemática del lanzamiento, entendiendo por ello la secuencia de movimientos que el lanzador realiza desde que recoge a una viga en un estribo, la traslada a su posición definitiva en el puente, la coloca y vuelve de nuevo al estribo para recoger una nueva viga. La Figura 10 recoge todo el proceso, descompuesto en las ocho fases correspondientes.

A la vista de la figura anterior, cabe señalar las siguientes conclusiones importantes:

- Cada una de las posiciones que va ocupando el lanzador en sus movimientos corresponde a un esquema estático a resolver para obtener las reacciones sobre las pilas. Por ello, es fundamental conocer las vinculaciones existentes entre el lanzador y las pilas en todo momento. La vinculación frente a acciones verticales es siempre de apoyo simple, ya que el apoyo sobre las pilas se realiza a base de rodillos locos ubicados en castilletes metálicos sobre las mismas, pero el punto fijo longitudinal que recoge la resultante de todas las acciones horizontales sobre el lanzador va variando durante el movimiento. Es de la mayor importancia entonces conocer la posición en cada fase de este punto de anclaje longitudinal, pues a modo de tope fijo recibe la totalidad de las acciones longitudinales existentes (rozamientos, pendientes y efectos dinámicos). Más adelante se comentará la naturaleza de las acciones existentes.

- El punto de anclaje longitudinal mencionado en el párrafo anterior debe disponerse siempre sobre una pila ya arriostrada por las vigas de borde y sus casquillos hasta el estribo, ya que las pilas en ménsula se encontrarían en situación muy precaria al recibir la carga horizontal generada.

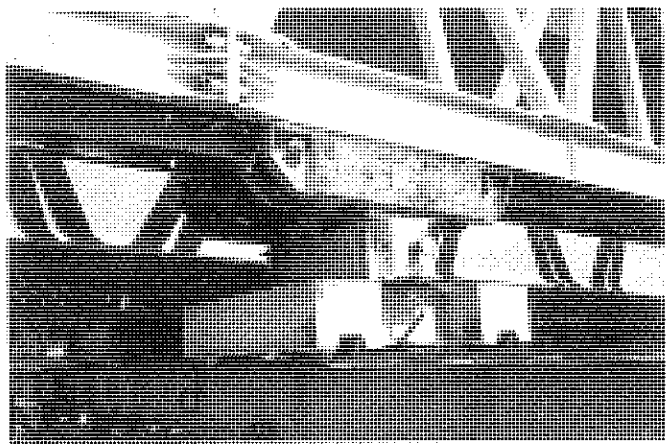


Fig. 11. Rodillos locos de recepción del lanzador sobre pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

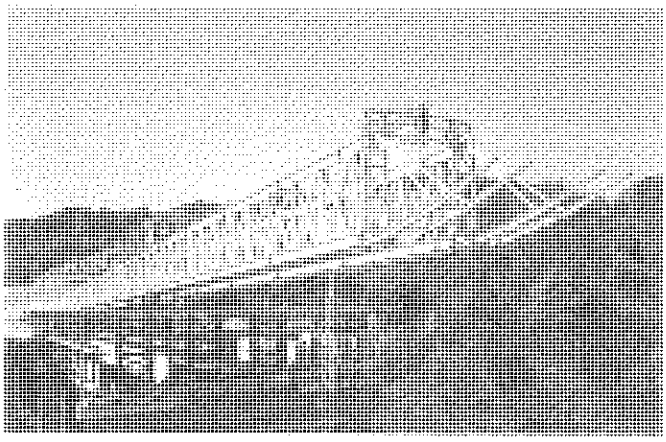


Fig. 12. Patín de remonte del lanzador.

• La pendiente longitudinal del tablero puede jugar un papel decisivo en todo el proceso. Los rodillos locos situados sobre las pilas se alinean según la pendiente longitudinal del puente al deslizar sobre ellos el lanzador, lo que, prescindiendo de rozamientos, provoca que la reacción vertical sobre las pilas no sea estrictamente vertical, sino que se desvíe precisamente un ángulo igual a la pendiente longitudinal. Según se lance a favor o en contra de pendiente, los rozamientos mejoran o empeoran esta situación, pero, en cualquier caso, y salvo incidencias numéricas extraordinarias, cualquier apoyo del lanzador sobre una pila provoca una acción horizontal en cabeza sobre la misma. Si la flexibilidad de la pila es acusada, como es nuestro caso, esta fuerza puede originar una tendencia de la pila a flectar bajo el lanzador hasta encontrar su punto de equilibrio. Si bien estos movimiento son generalmente pequeños y no deben impedir colocar correctamente las vigas, es preciso considerar que al retirarse el lanzador la pila tenderá a volver a su posición original, con el riesgo consiguiente de distorsión e incluso reptación en los apoyos

• En nuestro caso, el problema anterior quedó minimizado por la presencia de los casquillos de arriostramiento que, por medio de las vigas de borde, inmovilizaban las pilas uniéndolas de hecho a un estribo. De este modo, el problema se redujo al montaje de las vigas de borde de cada vano, en las que, lógicamente, el lanzador apoyaba sobre una pila en ménsula. Dado que en este caso las fuerzas son pequeñas, para evitar el movimiento de la pila exenta respecto al lanzador bastó acodalar ligeramente el lanzador al casquillete ubicado sobre la pila.

• Es esencial conocer la geometría del lanzador en su parte delantera, que es la que acomete a las pilas en ménsula. La acción horizontal transmitida a éstas depende fundamentalmente de ello. No suele ser habitual la presencia de gatos de remonte en el pico, similares por ejemplo a los empleados en la construcción de puentes empujados, con lo que las acciones horizontales serían las mínimas. Lo más normal es que la zona de acometida presente una pendiente de entrada que facilite el remonte de la flecha tomada por el lanzador a su llegada a la pila, pero que para ello transmita un empuje horizontal nada despreciable sobre la pila en ménsula. Este resulta de proyectar la reacción vertical correspondiente al esquema estático de llegada del lanzador a la pila según la pendiente del patín del lanzador en la zona de remonte más los rozamientos, y todo ello afectado del coeficiente dinámico correspondiente.

4. ACCIONES SOBRE LAS PILAS E HIPÓTESIS DE CÁLCULO

Conocidos ya todos los aspectos anteriores, pueden ya cuantificarse sin dificultad las acciones existentes sobre las pilas en cada una de las fases, y, a partir de ellas y considerando la cinemática del lanzamiento, las acciones obtenidas y la geometría básica de los elementos existentes, generar las hipótesis de cálculo que pueden resultar condicionantes, tanto para fases de pila exenta en ménsula –sin arriostramientos hasta el estribo–, como de pila arriostrada.

Las acciones que deben considerarse son las siguientes:

• *Pesos de vigas, lanzador y cabrestantes de elevación y traslación.* En nuestro caso, 80 toneladas por viga, 1100 kg/ml de lanzador, y 6 toneladas de cabrestante.

• *Pendientes longitudinales y rozamientos,* que introducen una desviación angular en la reacción vertical obtenida al resolver el esquema estático correspondiente a cada una de las fases con las cargas verticales anteriores. Es preciso señalar, no obstante, que los efectos de la pendiente longitudinal y los rozamientos se suman cuando el lanzador se mueve contra pendiente, pero se restan en caso contrario. En nuestro caso,

	Reacción vertical (Tn)			Reacción horizontal (Tn)			
FASE	E1	P1	P2	E1	P1	P2	
1	137,6	≅ 0	0	–8,26	7,12	0	(entre 2 fustes)
2	126,8	39,9	0	12,00	–2,40	0	(entre 2 fustes)
3	63,8	137,6	≅ 0	12,00	–8,26	7,12	(entre 2 fustes)
4	34,7	126,8	39,9	–2,08	12,00	–2,40	(entre 2 fustes)
5	0	100,7	100,7	0	12,00	–6,04	(entre 2 fustes)
6	≅ 0	100,7	100,7	0	12,00	–6,04	(por fuste)
7	0	97,6	23,8	–7,12	17,32(*)	–2,00	(entre 2 fustes)
8	94,3	≅ 0	0	–7,92	7,12	0	(entre 2 fustes)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

la pendiente longitudinal es variable para cada uno de los viaductos, por ejemplo en San Hilari del 5% descendente según el sentido del lanzamiento. Los rozamientos son muy bajos debido a los sistemas empleados, adoptándose un 2% para el rozamiento de los rodillos locos sobre el lanzador.

• *Pendiente del patín de remonte del lanzador* cuando éste acomete una pila exenta, que introduce una desviación angular adicional a las anteriores en la fase de llegada del lanzador a una nueva pila. En nuestro caso, esta pendiente resulta ser del 27,5%.

• *Efectos dinámicos* acompañantes, fundamentalmente debidos a frenados y arranques. En nuestro caso, atendiendo a la experiencia acreditada por la empresa suministradora del lanzador, se adoptó un coeficiente de mayoración dinámica de 1,20 para todas las fases, salvo para la entrada del patín sobre una pila en ménsula, donde se tomó un valor de 1,25.

A partir de las cuatro acciones anteriores puede establecerse, en cada una de las ocho fases en que hemos descompuesto el lanzamiento de una viga, el sistema de acciones verticales y horizontales existentes sobre las pilas o, en su caso, el estribo. Ya hemos dicho que las reacciones verticales surgen de resolver el esquema estático correspondiente a partir de las cargas verticales existentes. Por su parte, las reacciones horizontales dependen del tipo de pila de que se trate:

– Cuando el patín entra sobre una pila, la reacción horizontal surge de la desviación angular que la geometría del patín, la pendiente longitudinal y el rozamiento introducen sobre la reacción vertical máxima producida. A este valor se le aplica un coeficiente dinámico de 1,25.

– La pila sobre la que se ancla el lanzador recibe el peso de todo el sistema multiplicado por la pendiente longitudinal y mayorado por un coeficiente dinámico de 1,20. Se desprecian los rozamientos si son favorables, y se introduce además un 2% de desviación angular adicional por rozamiento cuando el lanzador se mueve contra pendiente. A este valor también se le aplica el coeficiente dinámico.

– El resto de pilas reciben en todo momento la reacción vertical existente multiplicada por la pendiente longitudinal y los rozamientos, si son desfavorables, y todo afectado por el coeficiente dinámico 1,20.

De este modo, las reacciones verticales y horizontales obtenidas en cada fase para el viaducto de San Hilari fueron:

donde en el valor señalado con (*), correspondiente a la pila donde se ancla el sistema en movimiento contra pendiente, se ha incluido también la fuerza originada por el remonte del patín, que, lógicamente, debe ser también equilibrada por el anclaje. En las fases de movimiento a favor de pendiente este circunstancia también existe, pero resulta conservador no considerarla, y así se ha hecho.

Una vez conocidas ya las reacciones transmitidas por el lanzador en cada una de las fases de montaje, es fácil obtener las hipótesis de cálculo de las pilas que resultan condicionantes, y que suponen una envolvente de los estados pésimos que solicitan a las pilas durante el lanzamiento. Hay que distinguir el caso de pila exenta y pila arriostrada:

• Para las pilas en ménsula condiciona claramente la fase 6, correspondiente al ripado del sistema para el posicionamiento definitivo de la viga. No obstante, por su singularidad consideramos también las fases 1 ó 3, correspondientes a la primera llegada del patín sobre la pila en ménsula.

• Para las pilas ya arriostradas hasta el estribo las fases condicionantes pueden ser la 6, correspondiente al montaje de la viga extrema de un vano una vez completado el vano anterior, o también la fase 7, cuando el lanzador retrocede tras terminar un vano completo.

Las hipótesis de cálculo se obtienen combinando las reacciones transmitidas por el lanzador, que se leen directamente de la tabla anterior, con el peso propio de las pilas, el viento actuante –acotado, como se indicó al principio, a 50 km/h–, y el peso de las vigas ya colocadas. De este modo, se obtienen las hipótesis de cálculo a analizar que se muestran en la Figura 13.

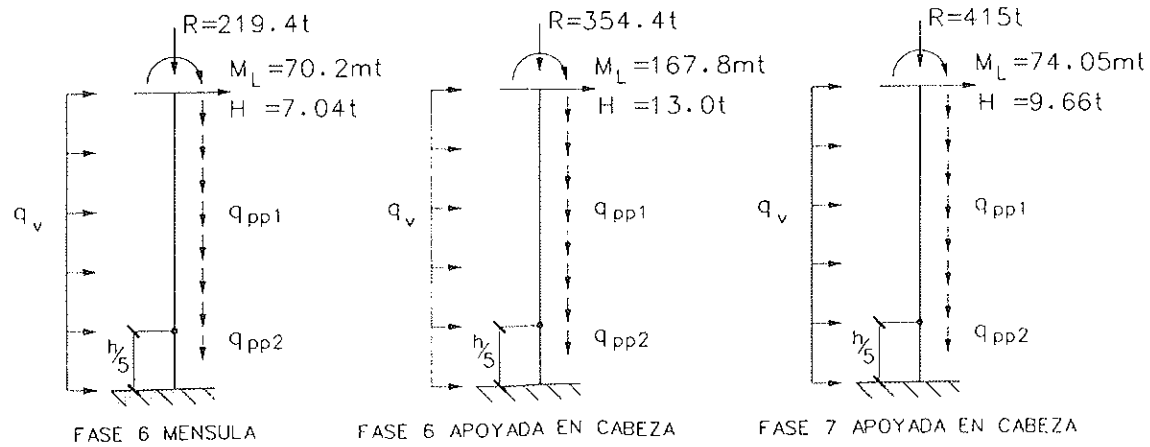


Fig. 13. Hipótesis de cálculo condicionantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

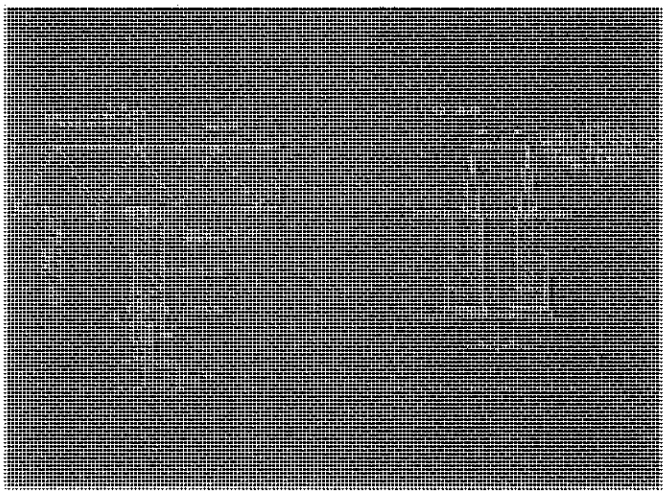


Fig. 14. Geometría de apoyo del lanzador sobre las pilas.

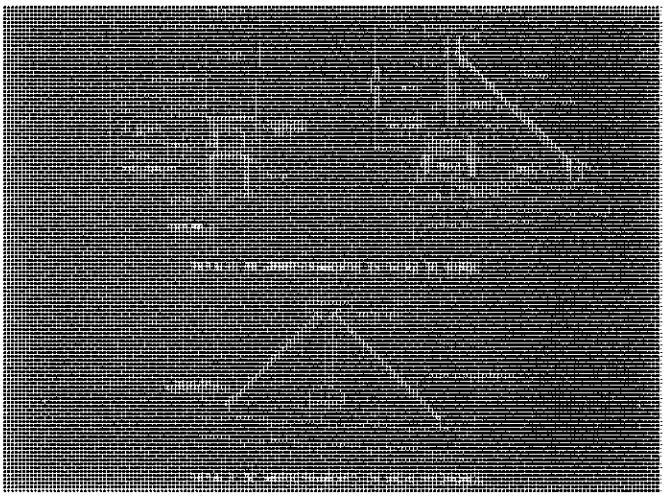


Fig. 15. Sistemas de arriostramiento dispuestos.

Para obtener con rigor estas hipótesis de cálculo se adoptó la geometría precisa de la transmisión de acciones del lanzador a la pila que se indica en la Figura 14. Se justifica así la existencia de momentos longitudinales en cabeza, que hasta el momento no habían aparecido.

5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS HIPÓTESIS DE CARGA ANTERIORES

Las hipótesis de carga anteriores se analizaron mediante el programa PYRUS, para efectuar el cálculo no lineal de los efectos de segundo orden. Se consideró únicamente el pandeo en el sentido longitudinal, que es el plano en el que se producen los efectos desestabilizadores predominantes, si bien se realizó una aproximación al pandeo biaxial, verificando su escasa incidencia.

Los fustes se discretizaron en elementos de 2 metros de longitud, representándose con fidelidad los cortes reales de armadura existentes. Los diagramas constitutivos empleados fueron el diagrama birrectilíneo para el acero y el diagrama parábola-rectángulo para el hormigón, con $f_{ck} = 350$ kg/cm^2 y $\gamma_c = 1{,}50$.

Se realizaron mediciones in situ para verificar los errores de verticalidad de los fustes, obteniéndose valores inferiores a los 2 cms. No obstante, conservadoramente se consideró una excentricidad accidental correspondiente a 5 cms. más un gradiente térmico entre caras de 5°C, lo que condujo a una excentricidad accidental máxima de 8 cms. en las pilas de 50 metros de altura, que son las más altas existentes en los viaductos.

No es objeto de este artículo el análisis no lineal de las pilas, por lo que no insistiremos en él, limitándonos a comentar los resultados obtenidos. Introducidas las hipótesis anteriores en PYRUS, en todas ellas se obtuvieron coeficientes de seguridad elevados. Así, en el caso más desfavorable de pila en ménsula se obtuvo un coeficiente de seguridad $\gamma = 2{,}34$ en las pilas de altura de 50 metros, y de 3,09 en las de 35 metros, que son las dos alturas existentes en el viaducto de San Hilari, al que estamos haciendo referencia en sus valores numéricos en este artículo. En las fases de pilas arriostradas los coeficientes de seguridad obtenidos son netamente superiores, del orden de 4 ó 5. Estos valores podrían conducir a pensar que todo el proceso de arriostramiento dispuesto es sobreabundante. No es cierto. Para valorar la incidencia en la seguridad de los arriostramientos se controlaron las hipótesis de carga antes definidas para fases arriostradas como si actuaran sobre pilas en ménsulas. De este modo, además de conocer la mejora obtenida con los arriostramientos se controlaba la situación ante la posible rotura en obra de uno de los casquillos. El coeficiente de seguridad obtenido en este caso resultó ser $\gamma = 1{,}30$, que podría haberse considerado admisible de no ser por ir asociado a unos movimientos en cabeza claramente inadmisibles, e incompatibles con la buena estabilidad de las vigas sobre las pilas. Por ello se decidió mantener todo el sistema de arriostramiento descrito, si bien con la tranquilidad de que su rotura no ocasionaba la ruina de la estructura.

El análisis en fases arriostradas permitió conocer la fuerza horizontal en cabeza necesaria que solicita el sistema de arriostramiento. Su valor máximo de cálculo resultó ser de 32.2 toneladas, y es con el que se dimensionaron los casquillos en las vigas. También se comprobó con este valor el pandeo lateral de las vigas comprimidas, resultando con seguridad suficiente. El sistema se complementó con arriostramientos transversales frente a viento. En este sentido es preciso distinguir entre vigas de borde y vigas interiores. En las primeras sólo se puede disponer el arriostramiento a un lado, por lo que se diseñó un perfil anclado a la viga apto para soportar tracciones. En las vigas interiores bastó sin embargo un sistema convencional a base de puntales.

Los sistemas de arriostramiento finalmente adaptados pueden versen en la Figura 15.

Por último, es preciso realizar un comentario referente al análisis no lineal. Hasta el momento, hemos hablado sólo de coeficientes de seguridad obtenidos. No obstante, el objeto del análisis no es sólo evaluar la seguridad al agotamiento o inestabilidad de las pilas, sino también conocer los movimientos previsibles, por si fueran incompatibles con la propia cinemática del lanzamiento y la estabilidad de las vigas sobre las pilas. Así, en la fase condicionante sobre pilas en ménsu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

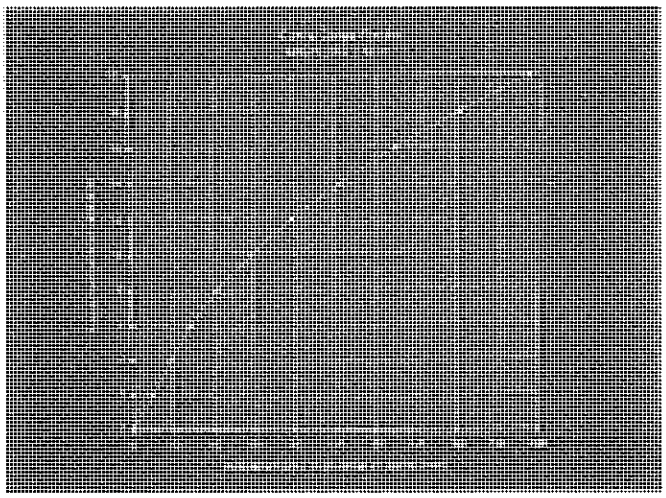


Fig. 16. Curva carga horizontal en cabeza-flecha esperable. Pila de altura = 50 m.

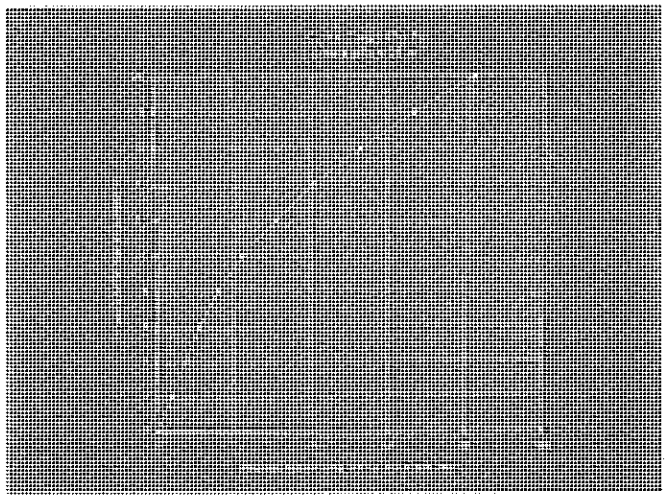


Fig. 17. Curva carga horizontal en cabeza-flecha esperable. Pila de altura = 35 m.

las controladas el movimiento en cabeza obtenido para acciones sin mayorar es de 10 cms., calculado con el mismo modelo no lineal ya descrito corrigiendo el modulo inicial de deformación del hormigón a sus valores de servicio, frente al proporcionado por el diagrama parábola-rectángulo. Este movimiento resulta incompatible con la propia colocación de las vigas y justifican la necesidad de proceder a acodalar el lanzador contra la pila en ménsula de modo que se impida el movimiento relativo pila-lanzador durante el avance y colocación de las vigas. Este aspecto ya se comentó en otro punto anterior del artículo, pero sin la referencia numérica del desplazamiento obtenido. En este caso este desplazamiento hubiera resultado inadmisible, y no sólo por los motivos allí indicados de posible distorsión o reptación del neopreno al retirarse el lanzador, sino incluso por la propia estabilidad de las vigas durante el proceso.

6. CONTROL EN OBRA DE MOVIMIENTOS DE LAS PILAS DURANTE EL LANZAMIENTO DE LAS VIGAS

Una vez concluido el control analítico del proceso, es imprescindible elaborar el plan de control en obra del lanzamiento. Este consistió fundamentalmente en el control topográfico de movimientos en cabezas de pila durante el lanzamiento de las vigas. Para ello se realizaron lecturas sobre una mira horizontal ubicada en el borde del ala superior del dintel de la pila, centrada en el mismo, con un aparato dispuesto en el plano definido por el pórtico de la pila.

Previamente al inicio de los trabajos, es preciso calibrar el desplazamiento en cabeza de pila debido a efectos térmicos. Para ello, se tomaron medidas a varias horas del día (por ejemplo, 9h, 12h, 15 h, 18 h, 21 h), anotando en cada una de ellas tanto la lectura como la temperatura ambiente existente. Este control se realizó a lo largo de la semana previa al inicio de los lanzamientos.

Durante el lanzamiento, se controlaron los movimientos en las pilas en fases de ménsula exenta, así como se verificó el carácter de punto fijo de las pilas arriostradas.

Por ello, durante el lanzamiento de cada una de las vigas de borde de cada vano se tomaron lecturas antes de la entrada del patín sobre la pila y durante el remonte del mismo, obteniendo la flecha máxima en cabeza de pila. Una vez que el patín delantero superó la pila y el lanzador quedó quieto sobre ella se tomó una nueva lectura para verificar la recuperación de la pila. Después, se realizó el acodalamiento longitudinal entre lanzador y pila que impidiera el desplazamiento relativo entre ambos por flexión de la pila, y se tomaron lecturas periódicas para verificar la ausencia de movimientos en cabeza de pila durante el proceso de colocación de la viga. En todas estas fases se controló también el carácter inmóvil de las pilas ya arriostradas, verificando la ausencia de movimientos parásitos en el sistema.

Para controlar adecuadamente el proceso es preciso conocer los valores teóricos de flecha esperables a la entrada del lanzador sobre la pila. Para ello, en lugar de evaluar únicamente la flecha para la carga horizontal teórica esperable en el patín (H = 7.12 t), se evalúo la curva carga horizontal en cabeza-flecha esperable, a partir del modelo no lineal ya empleado anteriormente, con el módulo de elasticidad del hormigón correcto para acciones de servicio.

Así, en el caso de viaductos de San Hilari las flechas esperables a la entrada del patín sobre la pila eran de 35 mm para la pila de altura 50 metros y 13 mm para las de 35 metros. Estos valores se contrastaron con las medidas tomadas en obra, que dieron siempre valores ligeramente inferiores a los previstos, confirmando el carácter algo conservador de los cálculos realizados.

De este modo, se logró un adecuado control en obra del sistema de lanzamiento y su interacción con las pilas, proporcionando una base sólida para la posible toma de decisiones en obra durante el lanzamiento. No obstante, ello no hubiera sido posible sin todo el análisis realizado previamente del proceso de lanzamiento, y que se ha descrito en el artículo. Se logró así un conocimiento adecuado de todo el sistema, imprescindible para poder abordar en condiciones adecuadas de seguridad el lanzamiento de las vigas. Este análisis debe efectuarse siempre con anterioridad a cualquier proceso de lanzamiento, y sobre todo si éste se realiza sobre pilas de la singularidad formal y esbeltez de las que aquí nos ocupan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El proyecto de puentes de hormigón; Normativa española y eurocódigo 2

Concrete bridge design: spanish codes and eurocode 2

José María Arrieta Torrealba

♦

Antonio José Madrid Ramos

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

RESUMEN

En este artículo se exponen brevemente los resultados de un estudio comparativo del proyecto de puentes de hormigón con la Normativa Española y el Eurocódigo, coordinado por el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX. Este estudio se recoge en una publicación titulada "Proyecto de Puentes de Hormigón: Normativa Española y Eurocódigo 2".

En el estudio se compara la aplicación de estas dos normativas a casos reales, a través del proyecto de seis puentes de carretera de luces medias. La comparación incide tanto en los aspectos técnicos, estudiando las diferencias entre las formulaciones de las dos normas, como en los económicos, llegando a una valoración económica de las diferencias.

Como conclusiones, se exponen los aspectos más novedosos observados al aplicar los Eurocódigos, así como las principales diferencias observadas en el proyecto de los puentes considerados, analizando sus orígenes.

SUMMARY

This article exposes briefly the results of a comparative research about concrete bridges design using Spanish Codes and Eurocodes, coordinated by Laboratorio Central de Estructuras y Materiales of CEDEX. This research has been described in the publication "Concrete Bridge Design: Spanish Codes and Eurocode 2".

Application of these two standards to real cases is compared in this research through the design of six medium span road bridges. Comparison considers technical aspects, analysing formulations differences between two standards, and also economic aspects, evaluating economically their differences.

As results, most novel aspects observed during Eurocodes application and main differences detected in the analysed bridges design are showed, and their causes are analysed.

PALABRAS CLAVE: Eurocódigos / puentes / tableros / hormigón / carretera.

1. ANTECEDENTES

En los últimos años, la Unión Europea ha venido desarrollando, a través del Comité Europeo de Normalización CEN, una serie de normativas reguladoras de diversos temas técnicos. En el proyecto estructural, en concreto, estas normativas son los Eurocódigos, que comprenden todos los aspectos relacionados con el diseño y comprobación de estructuras realizadas con diferentes materiales.

El Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX colabora en el desarrollo del Eurocódigo 2, que se ocupa de las estructuras de hormigón. Esta colaboración se lleva a cabo tanto a nivel europeo como a nivel nacional, canalizada esta última a través del Subcomité CTN 140/SC2 de AENOR, entidad encargada del desarrollo de los Eurocódigos en nuestro país. El Laboratorio Central ostenta en la actuali-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

dad la Secretaría de este Subcomité, a la vez que coordina y participa en la labor de varios de sus grupos de trabajo.

El Eurocódigo 2 está compuesto por una serie de documentos, denominados partes, entre las cuales se encuentra la Parte 2, que está dedicada a los Puentes de Hormigón. El Laboratorio Central ha sido el representante español en el grupo de trabajo europeo redactor de esta norma, a la vez que ha coordinado el grupo español de expertos que ha supervisado su elaboración. Dentro de los trabajos realizados para el análisis y discusión de dicho documento, el Laboratorio impulsó y coordinó un estudio comparativo del proyecto de puentes de hormigón con el Eurocódigo 2 y la Normativa Española, en el que participaron dos consultoras especializadas, IPES S.L. y Siegrist y Moreno S.L. y las empresas ALVISA S.A. Y PACADAR S.A. Las conclusiones de este estudio permitieron introducir una serie de modificaciones en el documento y definir una postura favorable a la aprobación del mismo, que tuvo lugar en Septiembre de 1995.

El Laboratorio Central, en colaboración con los expertos del grupo de trabajo español, ha realizado una publicación detallada sobre este estudio comparativo, titulada "Proyecto de Puentes de Hormigón: Normativa Española y Eurocódigo 2" [1], cuya presentación es el objeto de este artículo.

2. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

Los objetivos de la citada publicación son los siguientes:

- Comparación de la aplicación de los Eurocódigos y la Normativa Española a casos reales, a través del proyecto de seis puentes de carretera, realizado aplicando las acciones, combinaciones y comprobaciones de estados límite propuestos por cada una de las dos normativas (referencias [2] a [11]). Esta comparación incide tanto en los aspectos técnicos como en los económicos, llegando a una valoración económica de las diferencias.
- Análisis de las formulaciones propuestas por los Eurocódigos para cada una de las comprobaciones y dimensionamientos, y comparación teórica con las correspondientes de la Normativa Española, estudiando las diferencias y el origen de las mismas.
- Establecimiento de un texto de referencia donde se planteen criterios y pautas a seguir por quien se encuentre en la necesidad de proyectar un puente según los Eurocódigos.

El estudio se extiende a puentes de carretera de hormigón de luces medias, abarcando las siguientes tipologías:

- Losa continua armada de 18 m de luz principal (Figura 1).
- Losa continua postesada de 25 m de luz principal (Figura 2).
- Cajón de canto constante postesado construido por vanos sucesivos de 50 m de luz principal (Figura 3).
- Cajón de canto variable postesado construido por voladizos sucesivos de 100 m de luz principal (Figura 4).
- Vigas prefabricadas pretesas con sección doble T de 30 m de luz (Figura 5).
- Vigas prefabricadas pretesas con sección artesa de 30 m de luz (Figura 6).

El estudio de cada puente se limita a sus aspectos fundamentales, es decir, al proyecto del tablero, realizando únicamente los análisis y comprobaciones correspondientes al cálculo longitudinal del mismo. Por tanto, las comprobaciones seleccionadas para dicho estudio son las que involucran esfuerzos longitudinales, es decir, esfuerzo axil, momento flector, esfuerzo cortante y momento torsor, aunque algunas de ellas den lugar a armaduras transversales. Dichas comprobaciones son las siguientes:

- Estados Límite de Servicio
  - Descompresión
  - Fisuración
- Estados Límite Últimos
  - Flexocompresión Longitudinal
  - Esfuerzo Cortante
  - Momento Torsor
  - Esfuerzo Rasante
  - Fatiga

Además, como resultados del cálculo se obtienen las armaduras activas y pasivas necesarias para cada uno de estos estados límite, cuando así lo requieran. La realización de estas comprobaciones presupone la determinación previa de las acciones, el cálculo de los esfuerzos y la evaluación de las combinaciones correspondientes.

Una vez realizadas todas las comprobaciones, se efectúa una disposición real de la armadura de cada tablero, a través de unos croquis de armado, elaborados para valorar la incidencia que las diferencias en las armaduras de cálculo obtenidas tienen sobre la armadura realmente dispuesta y poder cuantificar económicamente la misma.

La publicación que recoge este estudio [1] se ha organizado en dos tomos; en el primero de ellos se recoge todo el proceso de análisis, comprobaciones y comparaciones descrito, y en el segundo se incluyen de manera exhaustiva todos los resultados numéricos de los diferentes cálculos y comprobaciones. En este tomo también figuran reproducciones de las partes de los Eurocódigos que se han empleado en este estudio y que aún no están disponibles en nuestro país.

3. RESULTADOS DEL ESTUDIO

En cada una de las comprobaciones donde se han obtenido armaduras, se ha realizado la medición teórica de su cuantía total, para poder establecer una comparación entre ambas normativas. Sin embargo, cuando dicha armadura se dispone realmente, se ve incrementada porque su ajuste a la armadura teórica a lo largo del tablero se realiza por escalones, lo que incrementa su cuantía. Por este motivo, resulta necesario disponer efectivamente la armadura para, de esta forma, obtener de la comparación unos resultados mucho más reales.

Una vez definidas estas armaduras, se realiza su medición

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

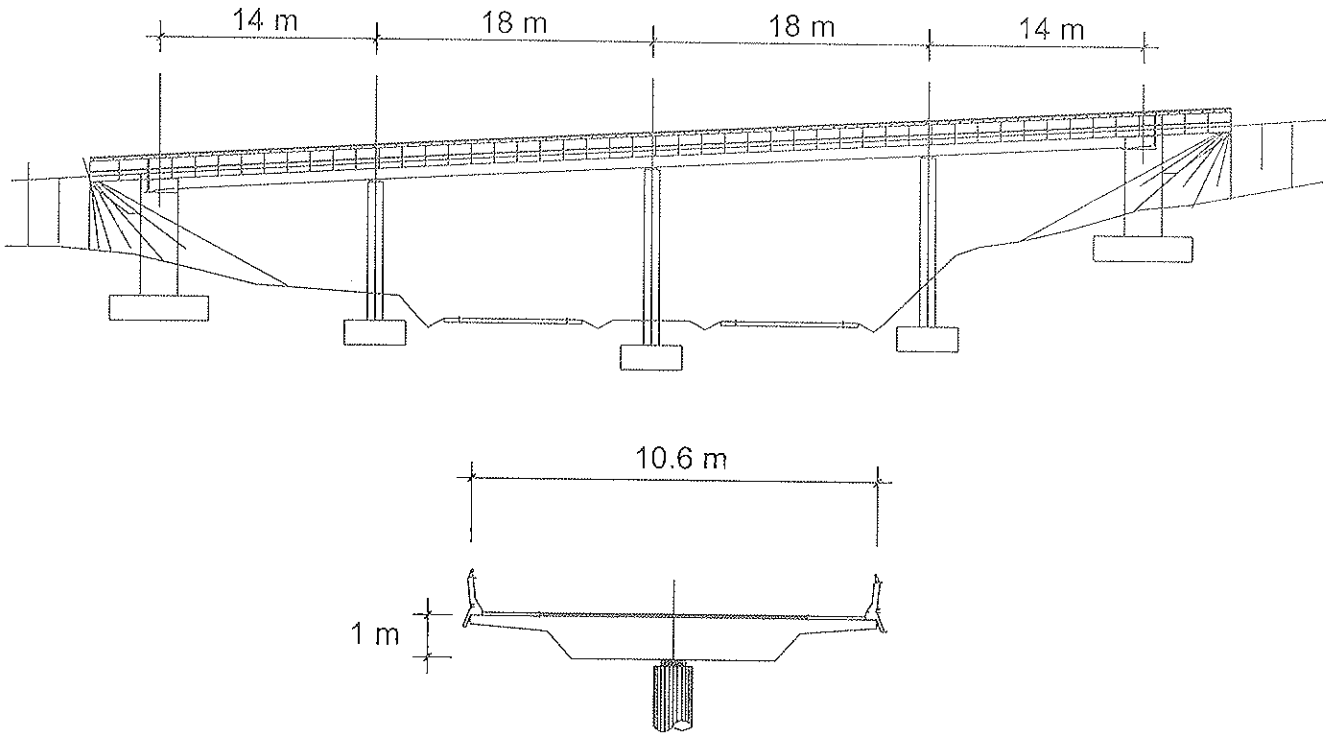


Figura 1. Losa Armada.

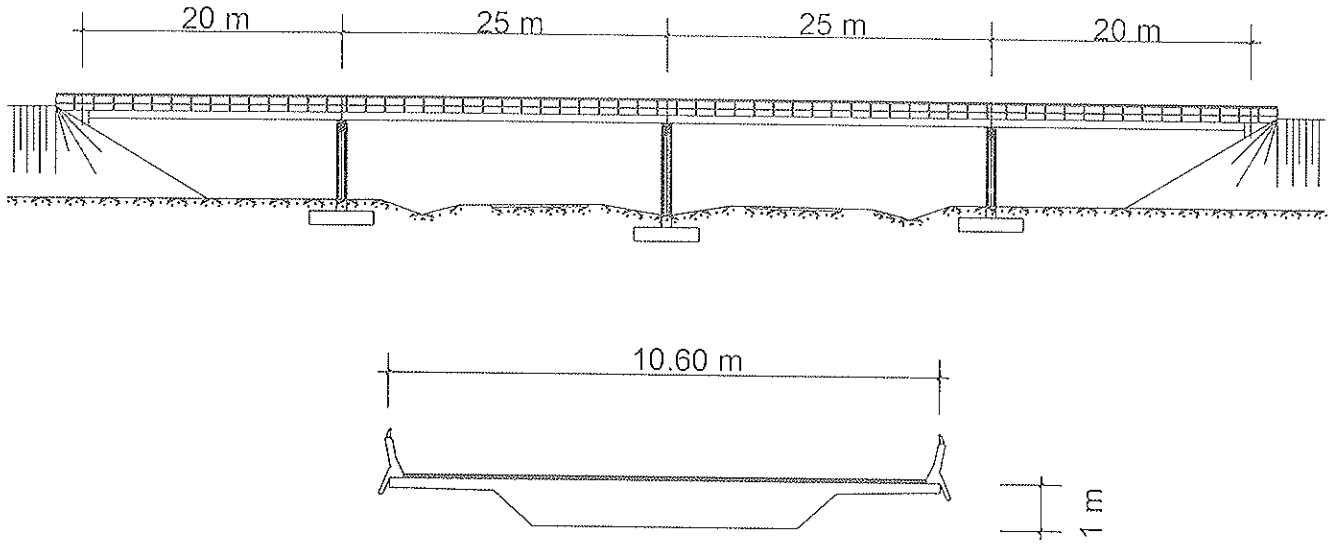


Figura 2. Losa Pretensada.

y se determina la cuantía y el coste por unidad de superficie de tablero para cada una de ellas, estableciendo la comparación entre ambas normativas. Para la evaluación de los costes, se ha considerado un precio de 105 ptas/kg para el acero pasivo y 350 ptas/kg para el acero activo.

Como resultado de este proceso, en la Tabla 1 se muestra un resumen de la influencia de la utilización de los Eurocódigos en las armaduras necesarias, para los seis tableros analizados. En ella se indica el incremento o decremento, expresado en tanto por ciento, que el costo de la armadura de los Eurocódigos supone respecto al correspondiente a la Normativa Española. Los porcentajes están obtenidos respecto al coste total de las armaduras de cada tablero según la Normativa Española.m

A la vista de los resultados obtenidos, se pueden realizar las siguientes consideraciones:

- En general se observa que las mayores diferencias corresponden a situaciones en las que los Eurocódigos proporcionan un coste de armadura superior a la Normativa Española.
- Las mayores diferencias aparecen en las losas armada y pretensada, y el origen de las mismas se encuentra en los mayores valores de la armadura de torsión de los Eurocódigos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

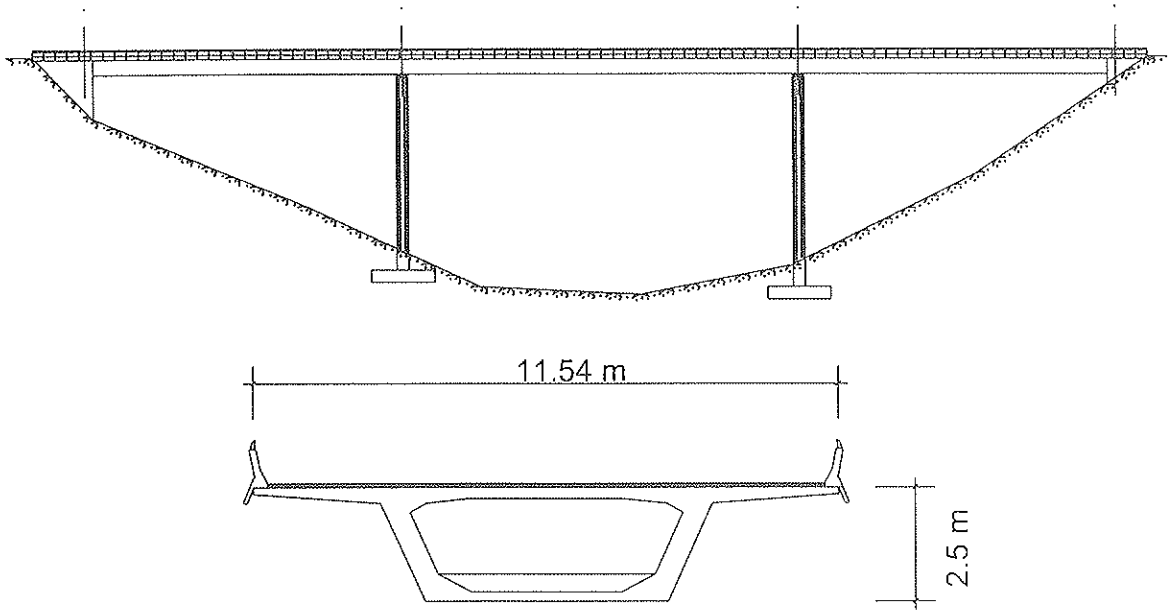


Figura 3. Cajón fases.

Tabla 1

	ARMADURAS					
	Activa	**Flexión**	**Cortante**	**Torsión**	**Rasante**	**TOTAL**
Losa Armada	—	–0,7%	2,3%	40,3%	–6,1%	35,8%
Losa Pretensada	9,9%	2,5%	0,4%	24,3%	–7,3%	29,0%
Cajón Fases	6,0%	2,7%	0,0%	5,1%	–13,2%	0,6%
Cajón Voladizos	–0,6%	–0,7%	1,4%	1,9%	–4,3%	–2,3%
Vigas Doble T	8,2%	0,8%	2,6%	—	–1,0%	10,6%
Vigas Artesa	4,9%	0,6%	–6,9%	—	–1,6%	–3,0%

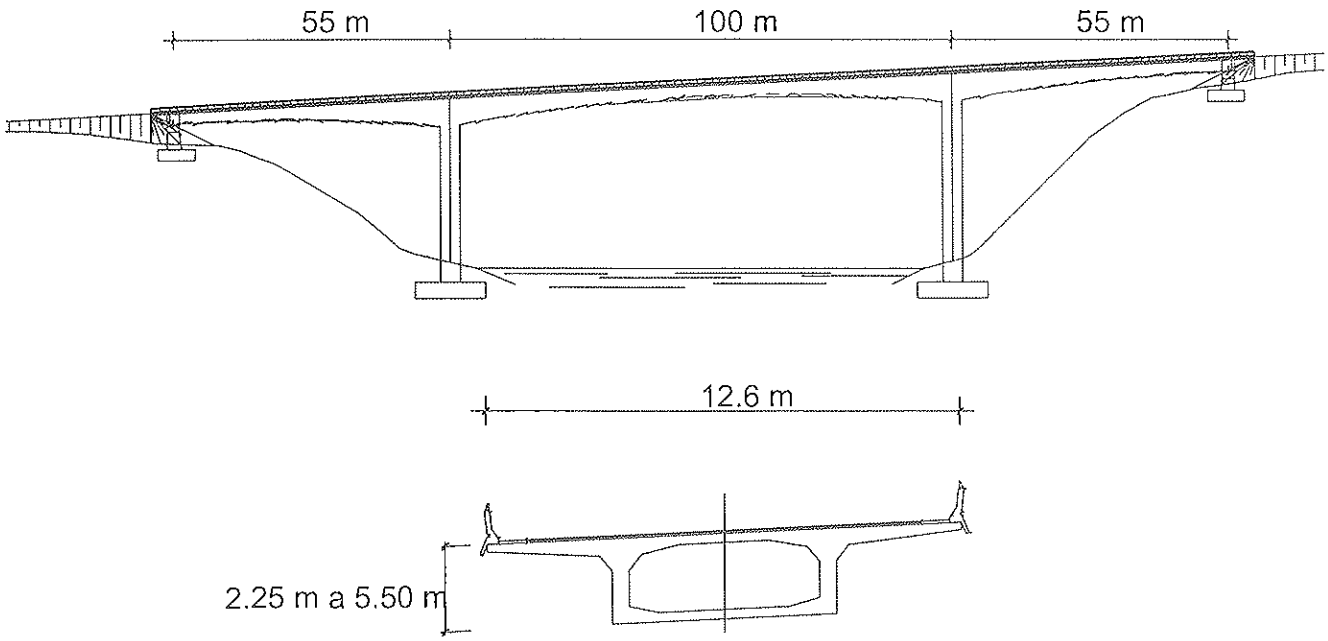


Figura 4. Cajón Voladizos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

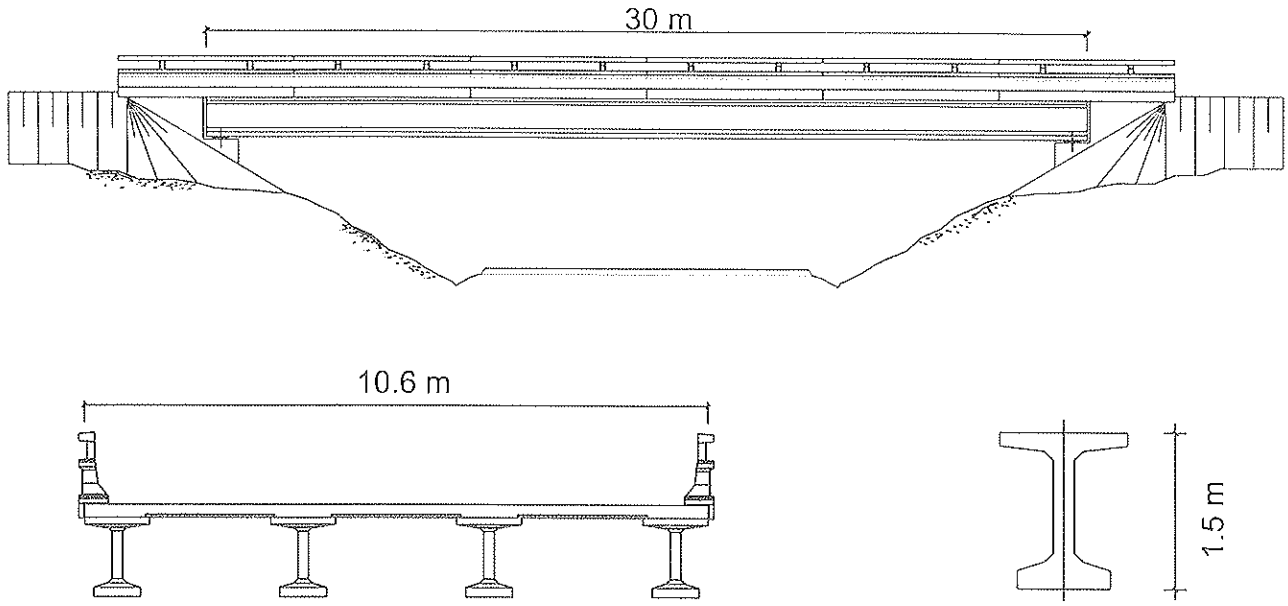


Figura 5. Vigas Doble T.

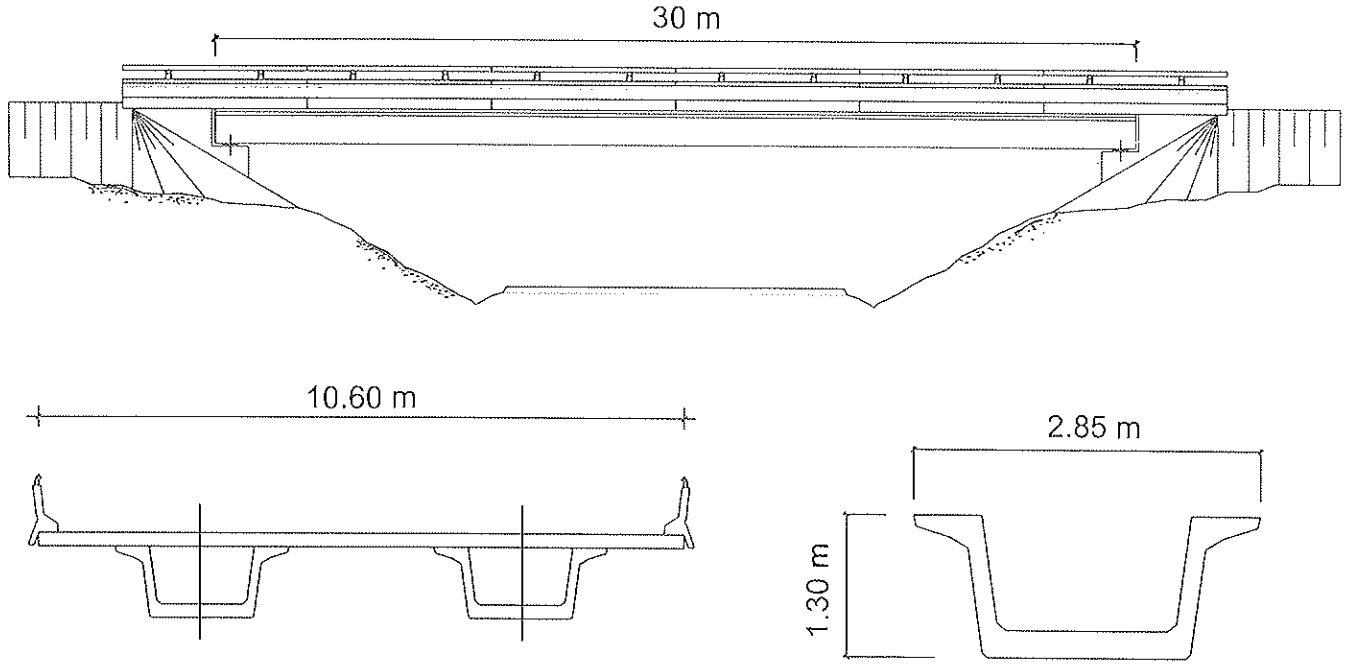


Figura 6. Vigas Artesa.

- En ambos cajones, en los que la variación del costo total es reducida, las máximas diferencias se producen en las armaduras de rasante, en particular en el cajón de fases, debido en parte al importante peso que éstas tienen sobre el coste total.
- Para las vigas prefabricadas, sin embargo, las mayores diferencias se producen en la armadura activa que, para el caso de las vigas doble T, resulta determinante en el incremento total del coste.
- El costo de las armaduras activas, en general, es ligeramente superior en los Eurocódigos para todos los tableros, a excepción del cajón por voladizos, donde los valores son muy similares.
- Resultan muy parecidos, sin embargo, los costes de las armaduras de flexión y de cortante, destacando únicamente el decremento del 6.9% en la armadura de cortante de las vigas artesa.
- El coste de las armaduras de torsión es, en todos los casos, superior en los Eurocódigos, destacando las losas armada y pretensada, en las que confluye la mayor importancia de la armadura de torsión respecto a la total, coherente con la mayor luz de torsión y menor capacidad para soportarla, y la mayor influencia de la formulación.
- En el caso de las armaduras de rasante, su coste resulta siempre inferior en los Eurocódigos pues, aunque los

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

esfuerzos de cálculo son mayores, se ven compensados por una formulación, en general, más favorable.

4. CONCLUSIONES

La utilización de los Eurocódigos durante el proceso de elaboración del estudio que se presenta en este artículo, en el que se han analizado tableros de puente de muy diversas tipologías, ha puesto de relieve algunos aspectos positivos, pero también ciertos inconvenientes, que a continuación se comentan.

La primera dificultad que se aprecia es el elevado número de documentos a manejar, que además no son independientes, sino que interrelacionan entre sí, dando lugar a modificaciones, sustituciones y adiciones. Esto obliga a una lectura en paralelo, que debe ser extremadamente cuidadosa para evitar confusiones o falsas interpretaciones.

El formato de seguridad de los Eurocódigos es similar al de la Normativa Española, basándose ambos en la teoría de los estados límite, lo que conduce a formulaciones con planteamientos básicos parecidos que, en su mayoría, están basadas en el Código Modelo [4].

Por otra parte, los Eurocódigos resultan normativas más evolucionadas, que han incorporado a sus contenidos los últimos avances técnicos en esta materia. No obstante, las últimas tendencias en el desarrollo normativo en nuestro país van en esta misma línea de modernización y actualización a los nuevos conocimientos y teniendo también como marco de referencia el Código Modelo.

Un inconveniente importante para la utilización de los Eurocódigos en el momento actual es su diferente grado de desarrollo, existiendo desde partes aprobadas y traducidas al castellano, hasta partes en redacción e incluso otras cuyos trabajos todavía no se han iniciado, por lo que no se dispone de todos los documentos necesarios para el proyecto.

Comparando los Eurocódigos con la Normativa Española existe una característica que los diferencia claramente, su mayor concisión y brevedad, con total ausencia de comentarios, mínimo número de ilustraciones, tratamiento más reducido de los detalles y ausencia de temas de control de calidad. Estas carencias hacen que en ocasiones se eche en falta la disponibilidad de documentos de soporte, donde se puedan encontrar las bases teóricas y desarrollos que han dado lugar a esta normativa, textos que en la actualidad no se encuentran disponibles.

Las impresiones anteriormente expuestas han surgido a la luz de la experiencia adquirida en el proyecto de tableros de puentes de hormigón de carretera, por lo que no deben extenderse forzosamente a otros casos. Constatamos, por ejemplo, que cuando se aborde el proyecto de un puente completo, se multiplicará el número de normas a emplear y se complicará la realización de algunas comprobaciones.

Con relación al estudio comparativo de los seis tableros de puente, se pueden extraer algunas conclusiones generales:

- La utilización de los Eurocódigos no conduce, en general, a un aumento en las cuantías de hormigón.
- Los costes unitarios de las armaduras activas y pasivas son bastante similares entre ambas normativas, a excepción de los correspondientes a las armaduras de torsión en las losas. Estas diferencias, no obstante, pueden reducirse utilizando un procedimiento que optimice el conjunto de las armaduras de cortante y torsión.

Queda, por último, remitir a la publicación que sirve de base al presente artículo, "Proyecto de Puentes de Hormigón: Normativa Española y Eurocódigo 2", editada por el CEDEX, a todos aquellos lectores interesados en profundizar en alguno de los temas expuestos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Arrieta Torrealba, José Mª; Madrid Ramos, Antonio J. (1996). Proyecto de Puentes de Hormigón: Normativa Española y Eurocódigo 2. (2 volúmenes). Sección de Edición del CEDEX. Madrid.

[2] Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado. EH91. (1991). Centro de Publicaciones de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

[3] Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Pretensado. EP93. (1993). Centro de Publicaciones de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.

[4] Comite Euro-international du Beton. (1993). CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'Information N.º 213/214. Thomas Telford Ltd.

[5] Instrucción relativa a las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carreteras. (1972). Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas.

[6] UNE-ENV 1991-1. Eurocódigo 1. Bases de Proyecto. (1997). Asociación Española de Certificación y Normalización (AENOR). Madrid.

[7] UNE-ENV 1991-2-1. Eurocódigo 1. Bases de Proyecto. Parte 2-1: Densidades, Pesos Propios y Cargas Impuestas. (1997). Asociación Española de Certificación y Normalización (AENOR). Madrid.

[8] UNE-ENV 1991-3. Eurocódigo 1. Bases de Proyecto. Parte 3: Cargas de tráfico en puentes. (1998). Asociación Española de Certificación y Normalización (AENOR). Madrid.

[9] UNE-ENV 1992-1-1. 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.

[10] UNE-ENV 1992-1-3. Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1-3: Reglas Generales. Elementos y Estructuras Prefabricados de Hormigón. (1996). Asociación Española de Certificación y Normalización (AENOR). Madrid.

[11] UNE-ENV 1992-2. Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 2: Puentes de Hormigón. (1997). Asociación Española de Certificación y Normalización (AENOR). Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Comentarios al artículo
Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado: I. Parte experimental

B.S. Tork, J.C. Gálvez, J. Planas y M. Elices

Sr. Director de Hormigón y Acero:

La lectura del artículo *Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado: I Parte experimental*, por B. Tork, J.C. Gálvez, J. Planas y M. Elices, en el n.º 212 de Hormigón y Acero, me sugiere este comentario:

En el apartado 5 del artículo se menciona que "*Las Figuras 10a, 10b y 10c muestran los registros experimentales de la carga transferida al hormigón...*" y el título de la ordenada de estas figuras es "*Carga en el Hormigón (KN*", si bien los valores indicados parecen corresponder a la descarga P_0 aplicada al acero por la máquina de ensayos. De lo que se deduce que los autores suponen una relación directa entre la descarga del acero y la fuerza transferida al hormigón.

Sin embargo, de las figuras que se reproducen en el artículo se infiere que sólo una parte de la fuerza de pretensado posible (P_i, fuerza inicial menos las pérdidas instantáneas) fue transferida al hormigón. Por ejemplo, en la Figura 10a, con grafila ligera, se puede observa que a partir de una cierta descarga (aproximadamente 6 KN con recubrimiento 13 mm y 23 KN con recubrimiento de 9 mm), no aumentó sustancialmente el acortamiento del hormigón, por la cuasi verticalidad del último tramo de las curvas. En mi opinión, la única interpretación plausible de este efecto es que, a partir de una cierta descarga, la fuerza de pretensado no fue transferida al hormigón.

Esta interpretación queda confirmada al observar la pendiente del último tramo de las curvas de la Figura 13a: con toda probabilidad la pendiente es, aproximadamente, el módulo elástico del acero ponderado por la sección. Se deduce que, a partir de una cierta descarga, el alambre se deslizó sin ninguna resistencia por parte del hormigón.

Los resultados que comentamos tienen relación directa con la longitud de las probetas y la longitud de transmisión del acero. En la Introducción los autores mencionan la dificultad de valuar la longitud de transmisión pero no mencionan los criterios pro los que se adoptó para los ensayos unas probetas de 40 cm de longitud, que comportan una máxima longitud de transmisión de 20 cm por cada lado.

No debe excluirse que con probetas de mayor longitud, que permitieran la transferencia de toda la fuerza de pretensado después de las pérdidas iniciales, P_i, pudieran producirse fisuras por splitting con recubrimientos mayores de los que se han dado en los ensayos presentados.

Es posible conocer la fuerza transferida al hormigón a partir de la suma de los deslizamientos relativos en las dos caras más el acortamiento longitudinal. Si se divide el acortamiento total del acero, ΔL, por L conoceríamos ε, que multiplicado por el módulo elástico y por la sección del acero nos daría la fuerza transferida.

Además, este valor puede tener interés en otros aspectos que no son objeto de la investigación que presenta el artículo. Por ejemplo,para conocer la longitud de transmisión de los aceros actualmente fabricados ya que, como indican los autores, los ensayos realizados son antiguos y, probablemente, con grafilas distintas a las usuales actualmente.

Por último, el fenómeno de que, a igualdad de grafila, un mayor recubrimiento conduce a una mayor penetración del alambre se debe, en parte, a que teniendo las probetas con mayor recubrimiento una sección de hormigón mayor, las pérdidas iniciales por acortamiento elástico son menores y mayor la fuerza de pretensado después de estas pérdidas, P_i. Esta mayor fuerza provocaría un mayor desgarro en la adherencia del acero al hormigón. Sin embargo, este argumento sólo explica una parte de las diferencias enlos deslizamientos relativos.

En resumen, si los investigadores desarrollan, como se menciona en el apartado 6.d), modelos analíticos para modelizar la interacción entre el hormigón y la armadura, se deberá tener en cuenta que la fuerza transferida al hormigón es sólo una parte de la fuerza inicial del pretensado.

Atentamente,

Jordi Amat i Tarruella
Arquitecto Técnico

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Contestación a las observaciones realizadas por D. Jordi Amat sobre el artículo publicado en el n.º 212 de la Revista Hormigón y Acero bajo el título: *Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado: I. Parte experimental*

B.S. Tork, J.C. Gálvez, J. Planas y M. Elices

En primer lugar agradecemos al Sr. Amat el interés mostrado por este trabajo y las interesantes observaciones que ha hecho al mismo. Por lo que respecta a ellas nos gustaría matizar:

- Entendemos por "longitud de transmisión" la distancia que separa el extremo de la pieza pretensada, en el que la tensión en el alambre es nula, de la sección en la que la tensión del alambre es plenamente eficaz (ACI, 116 R). En el presente trabajo no se han medido longitudes de transferencia, sino que se ha estudiado el agrietamiento del hormigón en la dirección radial durante el proceso de transferencia de la fuerza de pretensado, combinando tres profundidades de grafila y tres recubrimientos del alambre.

- Estamos de acuerdo que el eje de ordenadas de las Figuras 10 a, b y c presenta la fuerza de pretensado liberada en los extremos del alambre (externos al prisma de hormigón) por la máquina de ensayos y no la carga transferida al hormigón en cualquier sección. Normalmente al proceso de liberar las tensiones en el alambre de pretensado, mediante el corte de los alambres o el acercamiento de los anclajes, se denomina "transferencia de la fuerza de pretensado"; esta expresión esta expresión es compatible con la definición dada de "longitud de transmisión", entendiéndose que la tensión en el alambre es plenamente eficaz a partir de una cierta distancia del extremo de la pieza. En este sentido se ha empleado la expresión "carga en el hormigón" en las Figuras 10 a, b y c.

- No se ha supuesto relación directa entre la descarga del acero y la fuerza transferida al hormigón. El objetivo del trabajo es estudiar el proceso de fisuración radial del hormigón al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado. Este proceso está acoplado con la pérdida de confinamiento del alambre y con su aumento de deslizamiento y liberación de tensiones, disminuyendo la compresión en el hormigón. Este aspecto se pone de manifiesto en las Figuras 10 a, b y c, y así se refleja al comentarlas en el apartado 5 y en los comentarios finales (apartado 6).

- En nuestra opinión las Figuras 10 a, b y c no permiten afirmar que la no linealidad de las curvas carga frente al acortamiento de la probeta se deba al deslizamiento del alambre. De hecho sólo se ha medido el deslizamiento en los extremos de la probeta y, como se puede observar en las Figuras 13 a, b y c presenta un comportamiento no lineal desde cargas muy bajas. Además, debido a que la tensión en el alambre no es constante a lo largo de su longitud, puede haber deslizamiento sólo hasta una cierta distancia del extremo de la probeta. Hay además fenómenos, como la adhesión química del alambre y el hormigón que es muy frágil, o el aplastamiento del hormigón en las zonas de apoyo de las indentaciones, que quedan englobados en el comportamiento global de la probeta. A nuestro entender, para afirmar que las curvas presentadas para los recubrimientos de 9 y 13 mm corresponden al deslizamiento del alambre sería necesario realizar medidas complementarias que quedan fuera del objetivo de trabajo presentado.

- Como ya se ha indicado, no se ha pretendido medir la longitud de transmisión del alambre y por tanto la longitud de las probetas no se ha elegido de acuerdo a este criterio. La longitud de las probetas se ha establecido con criterios funcionales de laboratorio: recorrido del pistón de la máquina de ensayos, tamaño del bastidor de pretensado, etc.

- No descartamos que una mayor longitud de las probetas pudiese provocar fisuras radiales en probetas con mayor recubrimiento. Sin embargo, los resultados obtenidos apuntan a que las grietas crece desde los extremos de las probetas hacia el centro y que la fisuración está gobernada fundamentalmente por el recubrimiento y la profundidad de grafila.

- La afirmación hecha por el Sr. Amat:

  "Es posible conocer la fuerza transferida al hormigón a partir de la suma de los deslizamientos relativos en las dos caras más el acortamiento longitudinal. Si se divide el acortamiento total del acero, ΔL, por L conoceríamos ε, que multiplicado por el módulo elástico y por la sección del acero nos daría la fuerza transferida.»

Supone, a nuestro entender, una simplificación excesiva. Se debe establecer el equilibrio de fuerzas en una rebanada de espesor diferencial, calcular la tensión en el acero y el hormigón, y a partir de ahí determinar las deformaciones e integrar a lo largo de la directriz. Esto es sencillo siempre y cuando no haya grietas radiales, siendo mucho más complicado cuando éstas existen. Se remite al director de la revista una nota técnica con este procedimiento para el caso en el que no existan grietas radiales.

- Respecto a la mayor penetración del alambre en las probetas de mayor recubrimiento nos remitimos a lo escrito en el texto publicado.

- Se ha remitido un artículo a la Revista proponiendo un modelo de cálculo que permite reproducir los resultados experimentales presentados.

En Ciudad Real, a siete de febrero de dos mil

Jaime C. Gálvez Ruiz

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

RESEÑA DEL I CONGRESO DE ACHE

Santiago Pérez-Fadón
Presidente del Comité Organizador

Los días 15 a 18 de noviembre pasado se celebró en Sevilla el I Congreso de ACHE (Asociación Científico-técnica de Hormigón Estructural).

El Congreso en cifras se puede calificar como un éxito:

- Asistieron 350 congresistas con unos 50 acompañantes, siendo la primera vez que un Congreso de la Asociación rebasa la cifra de 400 asistentes.
- En las sesiones técnicas, celebradas en dos salas simultáneas, se presentaron un total de 154 comunicaciones que se distribuyeron del siguiente modo:
  - Investigación y Estudio: 51 comunicaciones de que incluyeron:
    - Aspectos referentes a Materiales (8),
    - Hormigones de alta resistencia (6),
    - Durabilidad (5),
    - Experimentación (4),
    - Normativa (8),
    - Cálculo (12)
    - Otras de ámbito general (8);
  - Comunicaciones de Mantenimiento, Patología o Reparación de Estructuras (29);
  - Comunicaciones de realizaciones de Puentes que incluyeron todas las tipologías y materiales disponibles en la actualidad (64) y
  - Comunicaciones de Estructuras de Edificios y varios (torres, depósitos...) (10).
- Se celebraron tres mesas redondas sobre aspectos generales de la obra civil y la edificación que constituyen el marco donde se desarrolla la labor del ingeniero estructuralista.
- Se montaron un total de 26 stands de las más importantes empresas del sector y también de la Administración entre los que destacó el del Ministerio de Fomento.

Se impartieron dos conferencias magistrales. La del día 15 en la sesión de apertura para conmemorar el centenario del nacimiento de D. Eduardo Torroja fue dictada por D. José Antonio Torroja y su título fue: *La obra de D. Eduardo*. Se puso especial énfasis en el proceso: creatividad, autocrítica, aceptación, resolución de problemas, llevar a la práctica. Dijo José Antonio que cuando a su padre se le ocurría una idea brillante, la sometía a autocrítica durante varias semanas, si después de este tiempo la idea le seguía pareciendo brillante, la aceptaba, y a partir de ese momento ponía todo su empeño en ir resolviendo todos los problemas que en el desarrollo de la idea iban surgiendo hasta llevarla a la práctica.

La segunda conferencia se dictó el día 17 por el Profesor D. José Calavera. Versó sobre la intuición y el cálculo de estructuras. D. José dijo que la intuición es algo de lo que ninguno de sus amigos dice carecer. Explicó que algunos amigos se quejan de falta de memoria, de falta de voluntad, pero ninguno se queja de inteligencia *¿tienen Uds. algún amigo que diga: «yo, es que como soy tonto...?»*. Pues al igual ocurre con la intuición. Todo el mundo parece reconocerse como intuitivo; sin embargo, a lo largo de la conferencia, fuimos comprobando como no todos los grandes ingenieros estructuralistas han sido grandes intuitivos y cómo muchas ideas intuitivas pasadas por el rigor del cálculo resultan no ser válidas.

Además, durante el Congreso, se celebró la Asamblea Administrativa ordinaria de ACHE, en la que la Comisión Gestora que ha conducido el primer año de vida después de la fusión, rindió cuentas y se disolvió. En la propia Asamblea se realizó la votación final para elegir a la nueva Junta Directiva. La votación resultó reñidísima a juzgar por la calidad de los candidatos que se quedaron a continuación de los 11 elegidos.

Finalmente, reseñar que en el Congreso, en la sesión de apertura, se entregaron las medallas de ACHE, en esta ocasión, de forma excepcional, fueron cuatro en lugar de tres. La ocasión lo merecía. Eran las primeras medallas después de la fusión y el Jurado estimó oportuno proponer esta ampliación con carácter excepcional para premiar los méritos de dos candidatos «provenientes de ATEP« y de otros dos «provenientes de GEHO». Los medallistas fueron: D. Enrique González Valle y D. Javier Asencio Marchante por una parte; y, D. Hugo Corres Peiretti y D. Álvaro García Meseguer, por otra.

Y para finalizar esta reseña quiero contar aquí un dato sorprendente que nos dio e Director General de Carreteras, D. Juan Lazcano, a lo largo de su intervención en una de las mesas redondas. Resulta que el número de puentes que se construyen al año en España es del orden de 1.000. Si tenemos en cuenta que los Congresos de ACHE son cada tres años y que se han presentado 64 comunicaciones sobre Realizaciones de Puentes, resulta que en este Congreso se ha hablado solamente del 2% de los puentes construidos en nuestro país en los últimos tres años. La pregunta es: ¿el 98% de los puentes que restan no tienen ningún interés técnico?, o tal vez ¿hay una cantera de autores que aún no hemos sido capaces de captar para nuestros Congresos? Y si hiciéramos estas dos preguntas al mundo de las estructuras de hormigón para edificios, la situación aún es más sorprendente. No se olvide que en ACHE ya no hay exclusividad de las estructuras pretensadas, y que por lo tanto en nuestros Congresos deberían tener cabida todas aquellas estructuras de hormigón armado para edificios que presenten suficiente interés técnico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

COMISIÓN C1

Fernando Rodríguez García
Presidente de la Comisión C1 "Proyecto"
Jefe del Área de Normativa y Estudios Técnicos
Secretaría General Técnica
Ministerio de Fomento

1. Introducción

En la nueva organización funcional definida para la Asociación, las Comisiones Técnicas y Grupos Generales de Trabajo constituyen, con toda seguridad, el auténtico núcleo técnico de ACHE. Su composición, estructura y funcionamiento se han diseñado de forma que, en el seno de estos órganos permanentes de trabajo tenga lugar el necesario debate y la aportación de nuevos conocimientos que permitan la consecución de los fines de la Asociación.

En esta nueva estructura se enmarcan las cinco Comisiones Técnicas existentes, de las que la primera, en sentido meramente nominal, es la denominada como Comisión C1 "Proyecto" y que tengo el honor de presidir atendiendo al generoso ofrecimiento realizado por nuestro Presidente. En el contexto de una transición como la realizada para el nacimiento de ACHE, esta comisión tiene su precedente inmediato en la Comisión II del Grupo Español del Hormigón (GEHO), hasta el punto de proseguir e intentar llevar a puerto algunos de sus trabajos en marcha, tal y como luego se detallará.

La Comisión desarrolla su actividad en todos los aspectos del hormigón estructural relacionados con su proyecto. Con carácter general, centra sus trabajos en el estudio de las bases de proyecto, partiendo del conocimiento sobre los formatos de seguridad y profundizando en el desarrollo de las correspondientes bases de cálculo relativas a su comportamiento en fase de servicio o de agotamiento. Se ocupa asimismo de las acciones y de sus combinaciones.

2. Áreas de interés de la Comisión

En el contexto de la organización creada, y al objeto de cubrir su objetivo general, la Comisión C1 "Proyecto" de ACHE presenta las siguientes áreas concretas de interés:

- Fiabilidad.
- Bases de cálculo.
- Método de las Bielas y Tirantes.
- Requisitos de ductilidad estructural.
- Análisis en el tiempo. Procesos evolutivos.
- Influencia de la reología del hormigón en el proyecto.
- Modelos de adherencia.
- Estado Límite de Durabilidad.
- Estados Límite Últimos.
- Estados Límite de Servicio.
- Proyecto de estructuras con hormigón de alta resistencia.
- Cálculo sísmico.
- Proyecto mediante ensayos.
- Normativa y reglamentación de proyecto.

3. Modelos de actuación de la Comisión

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) Desarrollo: Prospección e identificación de nuevos temas que puedan ser objeto de ulterior estudio en función de su interés técnico y potencialidad futuro. En su caso, desarrollo de algunos de dichos temas mediante estudios específicos, y elaboración de documentos técnicos *ad hoc*.

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 documentos o difusión de temas relativos a la Comisión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4. Grupos de trabajo actualmente en marcha

En la actualidad, la Comisión tiene cuatro Grupos de Trabajo, cuyas características más notables son las que a continuación se detallan:

- **Grupo de trabajo GT1/2 "Hormigones de alta resistencia". (Coordinador: D. Antonio Marí Bernat)**

  Este Grupo de Trabajo, coordinado por el Prof. D. Antonio Marí Bernat, pretende constituir un entorno de estudio, reflexión y desarrollo sobre las bases de proyecto para estructuras construidas con hormigón de alta resistencia. Se parte de la necesidad de un riguroso análisis de las consideraciones de proyecto en relación con este nuevo material, de indudable interés y actualidad, tras su incorporación en forma de recomendaciones en la Instrucción EHE.

  La previsión de esta Presidencia es que el Grupo pudiera preparar un documento final de sus trabajos con una fecha horizonte del año 2001.

- **Grupo de trabajo GT1/3 "El método de las bielas y tirantes". (Coordinador: José Romo Martín)**

  El objetivo del grupo es establecer un foro de reflexión y de divulgación del método de las bielas y tirantes en el hormigón estructural. Para ello se propone como meta la redacción de una monografía que refleje las bases teóricas del método y su utilización tanto en el ámbito de la obra pública como en la edificación.

  Plan de trabajo:

  – Preparación de borradores del documento: año 1999
  – Presentación del Documento Final: 2.º trimestre 2000

  Este Grupo tiene también previsto la celebración de un Seminario sobre el Método de Bielas y Tirantes, en los últimos meses del año 2000.

- **Grupo de trabajo GT1/4 "Bases de Cálculo para un Estado Límite de Durabilidad". (Coordinador: Fernando Rodríguez García)**

  Programa de trabajo:

  El CEB ha publicado un boletín, el n.º 238, cuyo título es "New approach to durability design". En él se describen modelos y establecen criterios sobre un posible enfoque de un estado límite de durabilidad en relación con la corrosión por carbonatación. Asimismo, se incluye un anejo que incluye la aplicación del modelo propuesto a estructuras situadas en las localidades de Lund (Suecia) y Holzkirchen (Alemania). Dado el indudable carácter de referencia de una publicación CEB como ésta, se ha optado por estructurar los trabajos en tres fases.

  Fase n.º 1: Traducción del citado boletín n.º238. Dará origen a una monografía ACHE.
  Fecha prevista para finalizar los trabajos: Marzo 2000

  Fase n.º 2: Aplicación del modelo establecido para dos casos de estructuras: un edificio con elementos de hormigón visto y un puente. Se contemplará un ambiente característico de la climatología española.
  Fecha prevista para finalizar los trabajos: Diciembre 2000.

  Fase n.º 3: A la vista de las fases anteriores, se estudiará cómo efectuar un planteamiento global del estado límite de durabilidad para la totalidad de los ambientes susceptibles de existir en una estructura que son recogidos en la Instrucción EHE.

5. Programa de trabajo

El programa de trabajo definido para el período 1999-2002 es el siguiente:

Año 1999:
- Constitución de la Comisión.
- Constitución de los nuevos Grupos de Trabajo.
- Finalización del trabajo del Grupo C1/1.
- Publicación sobre "Vibraciones", resultado del trabajo del C/1.
- Organización y puesta en marcha de un sistema de seguimiento sobre las actividades técnicas relacionadas con el ámbito de la Comisión.

Año 2000:
- Finalización de los trabajos del Grupo C1/2.
- Finalización de los trabajos del Grupo C1/3.
- Publicación sobre "Método de las Bielas y Tirantes".

Año 2001:
- Finalización de los trabajos del Grupo C1/4.
- Publicación sobre "Proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia".

Año 2002:
- Publicación sobre "Bases de cálculo para un Estado Límite de Durabilidad".

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en "Hormigón y Acero"

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los Artículos se presentarán, preferentemente, en disquete, en programas de tratamient o de texto de uso generalizado (Wordperfect, Word, etc.). Además, se mandarán dos copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en *español, francés e inglés* deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen y palabras clave

Todo Artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

Asimismo, se acompañarán entre tres y seis palabras clave, en español, que permitan la identificación bibliográfica dentro del área técnica específica del Artículo.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Serán reproducibles, de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo y el tamaño de letra se elegirá de tal modo que se legible en la figura al tamaño en que se vaya a reproducir en la Revista.

Se recomienda que los gráficos y figuras sean específicamente preparados para su publicación.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

formar la maqueta, los originales deberán presentarse en copias de papel opaco, negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Irán numeradas correlativamente, como fotografías, en el orden citado en el texto, y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002. Transitoriamente, durante el año 1999 se admitirá la utilización conjunta del S.I. y el sistema de unidades hasta ahora de uso habitual en la comunidad técnica (M.K.S.)

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su Artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

LISTADO DE PUBLICACIONES NO PERIÓDICAS
Julio de 1999

MONOGRAFÍAS
(Código - Título - N.º páginas - PVP - PV Miembros)

G-1: *Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga.* 32 págs. 800 PTA - 600 PTA.

G-2: *Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas.* - 49 págs. 1.000 PTA - 750 PTA.

G-4: *Morteros de reparación* - 49 págs. - 1.000 PTA - 750 PTA.

G-7: *Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras.* - 50 págs. - 2.000 PTA - 1.500 PTA

G-11: *Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado.* - 26 págs. - 1.600 PTA - 1.200 PTA.

G-16: *Estado límite de fisuración en el hormigón estructural* - 204 págs. - 1.600 PTA - 1.200 PTA.

G-19: *Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mistas. Parte 1.1.* 27 págs. - 500 PTA - 375 PTA.

G-20: *Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra* - 113 págs. 2.000 PTA - 1.500 PTA.

G-21: *Demolición y reutilización de estructuras de hormigón.* - 160 págs. - 2.000 PTA - 1.500 PTA.

G-22: *Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural.* 218 págs. - 2.000 PTA - 1.500 PTA.

G-23: *Análisis de estructuras mixtas en ordenador.* - 102 págs. - 1.500 PTA - 1.125 PTA.

E-1: *Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92.* 166 págs. - 2.000 PTA - 1.500 PTA.

E-6: *Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96.* 149 págs. - 4.000 PTA - 3.000 PTA.

TESIS DOCTORALES
(Título - Autor - Patrocinador - N.º páginas - PVP - PV miembros)

Influencia de la rugosidad y la cuantía de armadura transversal en el comportamiento de las piezas compuestas solicitadas a flexión - Jaime Gálvez Ruiz - INTEMAC - 131 págs. - 2.000 PTA - 1.000 PTA.

Análisis estructural y criterios de diseño de depósitos cilíndricos de hormigón pretensado. Joan Miquel Villardell i Vallés - ALFA TECNOLOGIES - 258 págs. - 3.400 PTA - 1.700 PTA.

Anclaje de armaduras pasivas en los hormigones endurecidos - Roberto Vera Soriano - SIKA - 236 págs. - 3.200 PTA - 1.600 PTA.

Estudio experimental del comportamiento de vigas de hormigón armado descimbradas a tempranas edades - Isabel Serrá Martín - INTECASA - 238 págs. - 3.000 PTA - 1.500 PTA.

Estudio del comportamiento en servicio, prerrotura y rotura de puentes de hormigón con pretensado exterior - Gonzalo Ramos Schneider - FERROVIAL - 196 págs. - 3.000 PTA - 1.500 PTA.

Evaluación del comportamiento funcional y de la seguridad estructural de puentes existentes de hormigón armado y pretensado. Juan Antonio Sobrino Almunia - AUTOPISTAS C.E.S.A. - 140 págs. 3.000 PTA.

Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá - UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA - 356 págs. 3.000 PTA - 1.500 PTA.

Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey - STRONGHOLD - 254 págs. - 4.000 PTA - 2.000 PTA.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de compresión diametral. - Claudio Rocco - IECA - 158 págs. - 5.000 PTA - 2.500 PTA.

Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López - IECA - 171 págs. - 5.000 PTA - 2.500 PTA.

Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez - RUBIERA BURGOS, S.A. - 156 págs. - 5.000 PTA - 2.500 PTA.

Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso - FCC Construcción, S.A. - 163 págs. - 5.000 PTA - 2.500 PTA.

LIBROS

(Título - Formato - N.º páginas - PVP - PV miembros)

Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural - 29,5 x 21 - 575 págs. - 10.000 PTA - 7.500 PTA.

Actas de las Jornadas sobre el Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón - 24 x 17 - 360 págs. 4.000 PTA - 3.000 PTA.

Patología y control de calidad del hormigón - 24 x 17 págs. - 4.700 PTA - 2.700 PTA.

Estructuras de edificación prefabricadas - 30 x 21 - 140 págs. - 6.600 PTA - 4.950 PTA.

Estructuras pretensadas en España 1994-1997 - 30 x 21,5 - 543 págs. - 6.000 PTA - 5.000 PTA.

Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB.

Guía FIP de reparación y refuerzo de estructuras de hormigón.

G-1: *Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno HP 8-96* 86 págs. - 3.875 PTA - 2.910 PTA.

E-5: *Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP 9-96* - 146 págs. - 4.200 PTA - 3.150 PTA.

BOLETÍN DE PEDIDO

Nombre .....

¿Es miembro de ACHE? ☐ Sí ☐ No Teléfono ..... Fax .....

Domicilio .....

Población ..... CP ..... Provincia .....

CANTIDAD	TÍTULO	IMPORTE
	TOTAL (IVA incluido)	

Los pedidos deben remitirse por fax (91 766 07 03) o correo (Instituto Eduardo Torroja, c/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid

FORMA DE PAGO: ☐ Cheque nominal a nombre de ACHE

☐ Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito. Cta. Cte. 0030-19-1125-0001560271.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 cuatrimestral.

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 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 04/12/2025

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 04/12/2025