HORMIGÓN y acero

Volumen 59

nº 248

abril-junio 2008



Revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

http://www.e-ache.com

ISSN: 0439-5689

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

ARCER
Armaduras para Hormigón

En ARCER la **Investigación** e **Innovación Tecnológica** son nuestra razón de ser. Por ello, hemos desarrollado una nueva generación de barras corrugadas para hormigón con unas mayores **Prestaciones**, asumiendo el **Compromiso** de mantener este elevado nivel de **Calidad** y de seguir aportando al usuario final el mejor de los aceros.

La tranquilidad que aporta el líder



Orense 58, 10º D; 28020 MADRID
Tel.: 91 556 76 98; Fax: 91 556 75 89
www.arcer.es
E-mail: buzon@arcer.es

AENOR
Producto Certificado

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Foto de portada: Viaducto de Montabliz.

HORMIGÓN y acero

Volumen 59 Nº 248 abril-junio 2008
Madrid (España) ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN Y ACERO
REVISTA PUBLICADA POR LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Hormigón y Acero fue constituida en 1952 y es el órgano de expresión pública de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE). En la Revista se publican artículos relevantes dentro del campo de las estructuras, tanto de obra civil como de edificación. La Revista va dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades y centros de investigación relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Hormigón y Acero was created in 1952 and is the official publication of the Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). This review publishes outstanding articles that deal with issues of structures, both public works construction and building. The review is aimed at engineers and architects who work at construction companies, engineering and architecture offices, universities and research institutes related with public works construction and building.

EDITAN:

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
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:
Luis Mª Ortega Basagoiti (Geocisa)

Secretario:
Gonzalo Arias Hofman (INES Ingenieros)

Vocales:
Juan Luis Alcalá Sánchez (IPES), Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados), José Mª Arrieta Torrealba (PROES), Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI Caminos - UPM), Jaime Fernández Gómez (Intemac), Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI Caminos- UPM), Jesús Gómez Hermoso (FCC Construcción), David Izquierdo López (Construcciones Sando), José Antonio Llombart Jaques (EIPSA), Francisco Morán Cabré (Instituto E. Torroja - CSIC), Antonia Pacios Álvarez (ETSI Industriales - UPM), Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferrovial Agromán), Javier Ripoll García-Mansilla (RCI), Jesús Rodríguez Santiago (Dragados), Julio Vaquero García (IPAC), José Mª de Villar Luengo (Torroja Ingeniería).

Asesores:
Antonio Aguado de Cea (ETSI Caminos - UPC), Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX), Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI Caminos - UPC), Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER), Alex Barbat Barbat (ETSI Caminos - UPC), Manuel Burón Maestro (IECA), Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento), Ramón del Cuvillo Jiménez, David Fernández-Ordóñez Hernández (Prefabricados Castelo), Enrique González Valle (Intemac), Javier León González (Fhecor), Rafael López Palanco, Antonio Marí Bernat (ETSI Caminos - UPC), Julio Martínez Calzón (MC-2), Francisco Millanes Mato (IDEAM), Óscar Ramón Ramos Gutiérrez (Apia XXI), Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner) Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno).

Subcomité científico integrado por: Vocales y Asesores

Subcomité editorial integrado por: Vocales

REDACCIÓN / CONTACTO:

E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02
E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

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.

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos: ICYT - Dialnet - Sumaris - Pascal

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

HORMIGÓN y acero

Volumen 59 Nº 248 abril-junio 2008 Madrid (España) ISSN: 0439-5689

SUMARIO

Carta del Director **5-6**

REALIZACIONES Y PROYECTOS

Viaducto de Montabliz **9-40**
Montabliz Viaduct
R. Villegas, M.J. Pantaleón, R. Revilla Angulo y P. Olazábal

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

Influencia del empleo de vigas planas y del tipo de hormigón en el diseño óptimo de pórticos de edificación **43-52**
Influence of the use of different types of beams and concrete grades in the design of optimized reinforced concrete building frames
I. Payá-Zaforteza, F. González y V. Yepes

Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado **53-64**
An objective seismic damage index to evaluate the reinforced concrete buildings performance
J.C. Vielma·, A.H. Barbat y S. Oller

Sistema de control de resistencias durante la ejecución mediante la medida de la velocidad de ultrasonidos **65-75**
Ultrasonic pulse as control system of strength during construction
J.L. Henry, A. Aguado y L. Agulló

Efecto de la forma y el tamaño de la probeta en la resistencia a compresión en hormigón de alta resistencia **77-86**
Shape and size effects of the specimens on the compressive strength of high-strength concrete
J. Rodríguez, J. Ruiz y G. Ruiz

Comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado de ductilidad limitada **87-101**
Seismic behaviour of restricted-ductility reinforced concrete buildings
J.C. Vielma, A.H. Barbat y S. Oller

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

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

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

ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

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

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

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

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

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

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

COLEGIO DE INGENEROS DE CAMINOS
C/ Almagro, 42
28010 MADRID

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

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

DRAGADOS, S.A.
Avda. Tenerife, 4-6
28703 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)

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

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

EPTISA CINSA INGENIERÍA Y CALIDAD, S.A.
Avda. Iparraguirre, 82
48940 LEIOA (VIZCAYA)

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

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

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

GRUPO PRAINSA
C/ Madrazo, 86 - Entlo 1º
08021 BAARCELONA

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

IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID

INTEINCO
C/ Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

AEFACER
acesa abertis
ANFOR Anclajes y Formaciones en Roca, S.L.
armatek Sistema Constructivo
ARPO Empresa Constructora, S.A.
BBR PTE BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.
BIS Consultors Arquitectes
VSL
CTT Stronghold
CALTER ingeniería
CIMENTS MOLINS
Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas
COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA
Col·legi d'Arquitectes de Catalunya
SEIS
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA Trefilería
Eptisa Grupo EP
ferrovial AGROMAN
FH INGENIEROS Fernandez y Hernandez Ingenieros, S.L.L.
Formigons Girona, S.A.
FR&V Florentino Regalado & Asociados ingeniería y proyectos
Freyssinet
Fundación Agustín de Bertancourt
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
G.O.C.
GRACE Construction Products
idom
ines ingenieros consultores
itc Grupo Atisae Instituto Tecnico de la Construccion S.A.
Julián Arumí, S.L. Prefabricados de Hormigón
MAPEI
mecanoGumba
MK4
OHL
PACADAR
PERI Encofrados Andamios
prefabricados Castelo
prevalesa Prefabricados de Hormigón
PROES
REPARACIONES TECNICAS DEL HORMIGON
Sett Sociedad de estudios del territorio e ingeniería S.A.
Siegrist y Moreno S.L.
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC
TZ ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Crónica de una errata anunciada (y explicación del origen de un nombre)

En estas páginas del anterior ejemplar de nuestra revista, comentaba la introducción de algunas modificaciones y cambios formales en ese mismo número 247, destinadas a satisfacer ciertos requisitos cuyo cumplimiento es exigible, o al menos aconsejable, cuando se pretende alcanzar el ***indexado***.

Uno de estos requisitos es la indicación en portada del "volumen" de la publicación, entendiendo por tal el conjunto de los números publicados en un año.

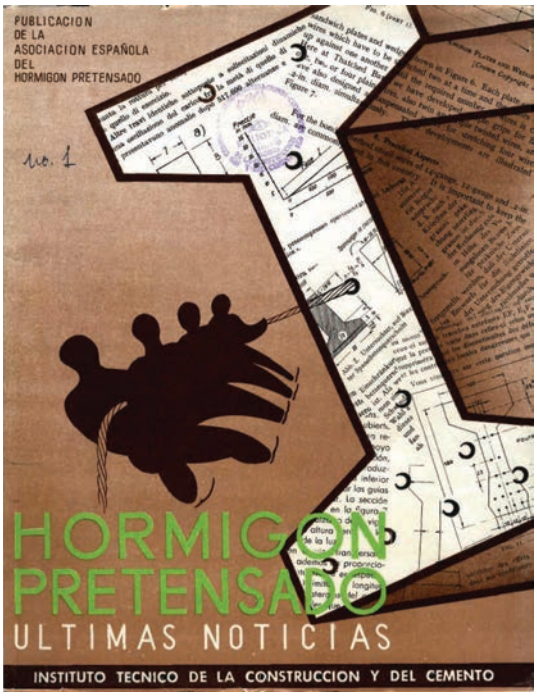


Figura nº 1.
Portada del nº 1 de Hormigón y Acero con su título inicial.

Para definir cuál era el volumen iniciado con ese número 247, era necesario establecer el año en el que Hormigón y Acero comenzó a publicarse. El estudio de la colección completa de la revista permitió confirmar que la numeración ordinal de nuestra publicación tiene su origen en el boletín que con el título *"Últimas noticias de hormigón pretensado"* comenzó a editar el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento (ITCC) a propuesta de la AEHP (Asociación Española del Hormigón Pretensado). El editorial del nº 1 de esa publicación comenta que se trata de un boletín *mensual* de circulación limitada.

En ninguna parte de ese boletín nº 1 ni de los diez que le siguen figura la fecha de publicación. El primer número fechado es el nº 12 y corresponde al 3º trimestre de 1952. Por lo que, suponiendo que hasta entonces se hubiera publicado con la periodicidad mensual antes citada, ese nº 1 debería haber nacido 11 meses antes, es decir, entre agosto y octubre de 1951.

Según se considerasen años naturales o años transcurridos desde la fecha de inicio de la publicación, el volumen del nº 247 (primero de 2008) correspondería, por tanto, al Vol. 58 con el primer criterio o al Vol. 57, con el segundo.

Se optó por la segunda opción y, de acuerdo con ello, en la portada del ejemplar del pasado trimestre aparecía, además del tradicional número ordinal de la revista (el 247), la indicación de que se trataba del volumen 57.

Sin embargo, parece, que la fecha de nacimiento de la revista antes deducida no era correcta, pues muy posiblemente, ya a tan tempranas edades, este boletín debió verse afectado por la acuciante falta de alimentos (en forma de artículos) que tradicionalmente ha afectado a las publicaciones técnico científicas españolas. Esto debió influir en su regularidad de aparición, según se ha podido deducir posteriormente del examen de las memorias del Patronato Juan de la Cierva correspondientes a los años 1950 a 1952. En la primera de ellas se indica que *"La Asociación Española de Hormigón Pretensado, que funciona dentro del seno de este Instituto, publica un boletín de difusión de esta nueva técnica, del que han aparecido cinco números"*. En párrafos similares, pero correspondientes a los años 1951 y 1952,

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

se comenta que en cada uno de estos dos años se habían publicado cuatro números del boletín. Por tanto, el total de boletines publicados desde 1950 hasta finales de 1952, según estas memorias, era de trece. Precisamente el nº 13, ya fechado, corresponde al último trimestre de 1952. Luego el primer número debió ser uno de los cinco publicados en 1950, en fecha indeterminada. A partir de estos datos e ignorando el trimestre exacto de comienzo, pero constatando que el nacimiento se produjo un año antes de lo supuesto, parece más lógico pasar a considerar que los números 1 al 5 (de 1950) constituyeron el volumen 1 de la publicación, los nº 6 al 9 (de 1951) el volumen 2 y así sucesivamente. De acuerdo con ello, el volumen de este año 2008 es el 59 y no el 57 como apareció en el número anterior.

Establecido el año de nacimiento de nuestra revista y el origen de la numeración ordinal que todavía se mantiene, queda, para satisfacer la posible curiosidad del lector, aclarar el cambio de título de la revista. Ésta se mantiene como Boletín de difusión limitada hasta el 1º trimestre de 1964, cuando pasa a convertirse en una revista propiamente dicha y a denominarse Hormigón y Acero (Figura nº 2).



Figura nº 2.
Portadas de los nº 70 y 71 de Hormigón y Acero, el primero de ellos todavía sin su título actual.

El editorial del nº 71 justifica el cambio por la necesidad de editar una nueva revista como tal y aclara que con la decisión de su bautismo definitivo como ***Hormigón y Acero*** se pretende rendir homenaje a la trayectoria iniciada 30 años antes por la revista homónima, primera del entonces Instituto Técnico de la Construcción y Edificación, que llegó a publicar con periodicidad mensual 26 números entre mayo de 1934 y junio de 1936. Confiemos en alcanzar el indexado en justo homenaje a ese nombre pionero del que somos herederos.

Luis Mª Ortega Basagoiti
Director de Hormigón y Acero

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

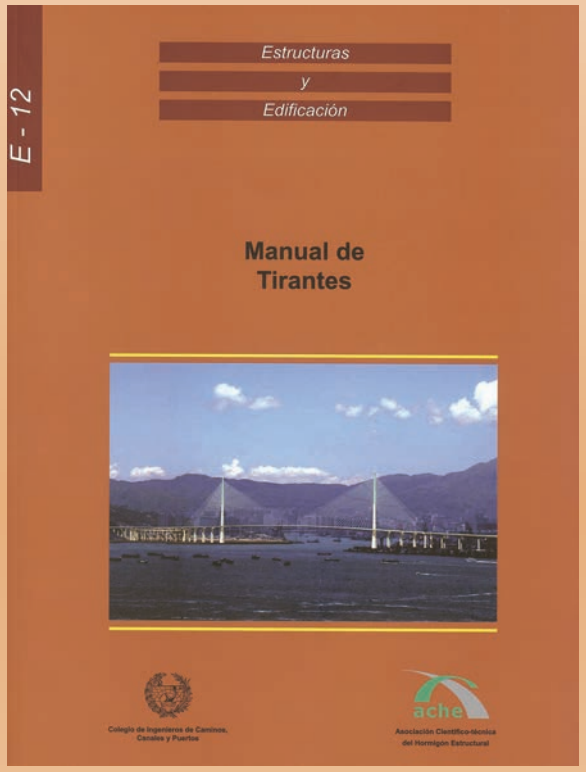


DESDE ENTONCES ESTAMOS AL SERVICIO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES. ESTA PRESENCIA CONTINUADA HA SIDO POSIBLE GRACIAS A NUESTRA EVOLUCIÓN PERMANENTE, PARA OFRECER A NUESTROS CLIENTES LAS SOLUCIONES IDÓNEAS, QUE PERMITAN LA CONSECUCIÓN DE LOS PLAZOS DE EJECUCIÓN PREVISTOS CON UN COSTE MÍNIMO EMPLEANDO UNOS MEDIOS SEGUROS Y FIABLES.

GRUPO MECANOTUBO

www.mecanotubo.es

TÜV UNE-EN ISO 9001:2000 Nº 0.04.06109



MANUAL DE TIRANTES

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

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

Precios:

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



CONSULTORÍA: APIAXXI | GEOPLANK | IAC | IAK

CONSTRUCCIÓN: corelia

CONCESIONES Y PROMOCIONES: actium

ISO 9001 ISO 14001

GRUPO APIAXXI
www.grupoapiaxxi.com

INFRAESTRUCTURAS
OBRAS HIDRÁULICAS
URBANISMO Y MEDIO AMBIENTE
EDIFICACIÓN E INDUSTRIA
GESTIÓN Y NUEVAS TECNOLOGÍAS



TORROJA INGENIERÍA
Príncipe de Vergara, 103 • 28006 MADRID
Tfno.: 91 564 24 23 • Fax: 91 561 43 41
e-mail: correo@torroja.es
www.torroja.es

urbaconsult Estudios y Servicios Técnicos
Maestranza, 4 - 29016 MÁLAGA
Tfno.: 95 206 11 00 • Fax: 95 206 20 42
E-amil: transportes@urbaconsult.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 248, págs. 09-40
abril-junio, 2008
ISSN: 0439-5689

Viaducto de Montabliz

Montabliz Viaduct

Roberto Villegas Gómez[1], Marcos J. Pantaleón Prieto[2]
Roberto Revilla Angulo[3], Patricia Olazábal Herrero[4]

Recibido / *Received:* 28/03/2006
Aceptado / *Accepted*: 31/03/2008

RESUMEN

El diseño, proyecto y construcción del Viaducto de Montabliz permite el paso de la Autovía de la Meseta sobre el valle del río Bisueña, en la provincia de Cantabria. Sus 145 m de altura, con la pila más alta de España -y entre las cuatro mayores construidas hasta día de hoy en Europa-, sus 175 m de luz en el vano central -ejecutados mediante la técnica de avance en voladizo- y el diseño de su sección transversal -resuelta mediante cajón único para las dos calzadas, con anchura de plataforma de 26,1 m- hacen de la solución proyectada una estructura muy singular, constituyéndose como elemento básico de comunicación y como obra pública que desempeña una actuación dignificadora de su entorno.

Palabras clave: viaducto, puente singular, avance en voladizo, tablero sección cajón, hormigón pretensado, pila de gran altura.

ABSTRACT

The design, project and construction of the Montabliz Viaduct allow the Meseta Dual Carriageway to pass over the river Bisueña valley in the province of Cantabria. Its 145 m height, with the highest pier in Spain - amongst the four largest built to date in Europe -, its 175 m central span -built using the cantilever technique - and the design of its cross section -solved by means of a single box for the two carriageways, with a 26.1 m wide roadway - make the solution designed a very unique structure, constituting a basic connection element and public work playing a worthy role matching its surrounding.

Key words: *viaduct, singular bridge, cantilever construction, box girder, prestressed concrete, great high pier.*

[1] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director de Obra, MINISTERIO DE FOMENTO.
[2] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI S.A., Santander, España.
[3] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI S.A., Santander, España.
[4] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI S.A., Santander, España.

Persona de contacto / *Corresponding author :* polazabal@apiaxxi.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

1. INTRODUCTION

The opening of the Meseta Dual Carriageway, built by the Ministry for Development, provides the Community of Cantabria with the main, high capacity access to the centre of the Peninsula. This is a dual carriageway, two way traffic road the construction of which was of a high technical and environmental complexity on crossing the Cantábrica Mountain Range, a very beautiful, geographical framework with very difficult orography.

The deep valley over which the viaduct rises is located between the villages of Bárcena de Pie de Concha and Pesquera; it is characterised as displaying the typical elements of valleys in Cantabria, i.e., a "V" shaped river valley with very abrupt slopes, a lack of flatland and narrow valley bottoms (Figure 1).

On coming into service, this Meseta Dual Carriageway not only notably reduces the journey time but quickly and safely joins Madrid to Santander, whilst representing a historic landmark in this Community's development process since it shape s up as a new unifying route cohesioning the whole of the Peninsula's territory in a North-South direction. It is a great advance in long distance communications with the Castilian Meseta or Flatland and, therefore, in the economic and social relaunching of the whole region.

2. FORMAL DESIGN

Montabliz Viaduct is located in a highly visible enclave with a very special environmental character which represented a great challenge calling for a unique design of its structure (Figure 2), that greatly respects the environmental values as contained in the natural areas in the surroundings. Its type, geometry and construction process were defined in accordance with the specifi-

1. INTRODUCCIÓN

La apertura de la Autovía de la Meseta, construida por el Ministerio de Fomento, proporciona a la Comunidad de Cantabria el principal acceso de gran capacidad con el centro peninsular. Se trata de una vía de doble calzada y sentido de circulación cuya construcción presenta una gran complejidad técnica y medioambiental, al atravesar la Cordillera Cantábrica, un marco geográfico de gran belleza y muy difícil orografía.

El profundo valle sobre el que se alza el viaducto se encuentra situado entre las localidades de Bárcena de Pie de Concha y Pesquera; está caracterizado por presentar los elementos típicos de los valles cantábricos, es decir, un valle fluvial en "V", con pendientes muy abruptas, escasez de terrenos llanos y vaguadas estrechas (Figura 1).

La puesta en servicio de la Autovía de la Meseta, que no sólo disminuye de forma notable el tiempo de recorrido,

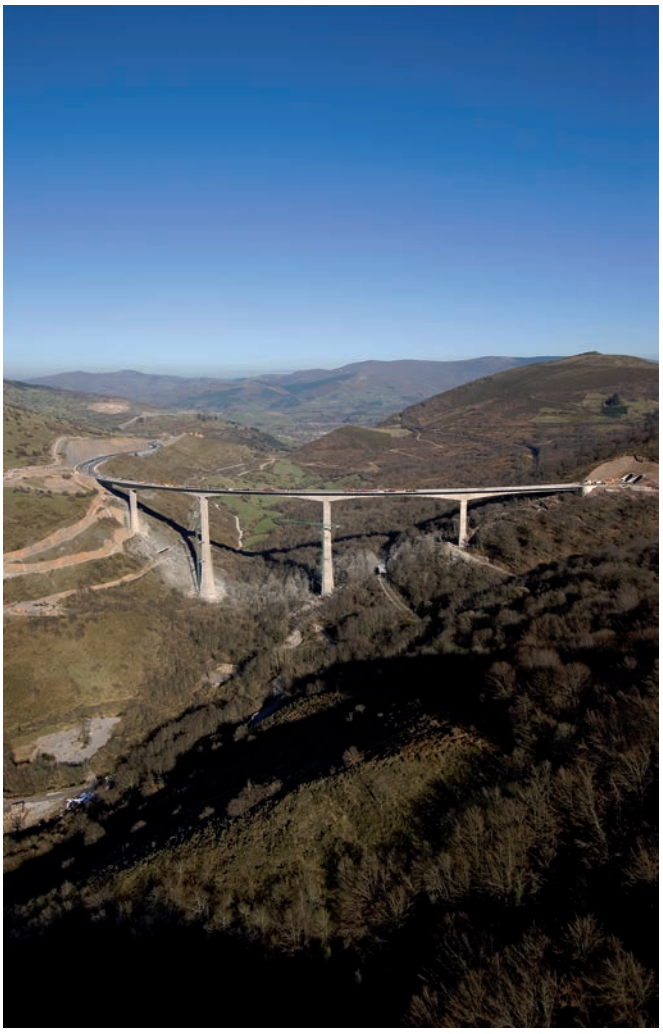


Figura 1. Vista general del alzado del viaducto.
Figure 1. General view of the viaduct in elevation.

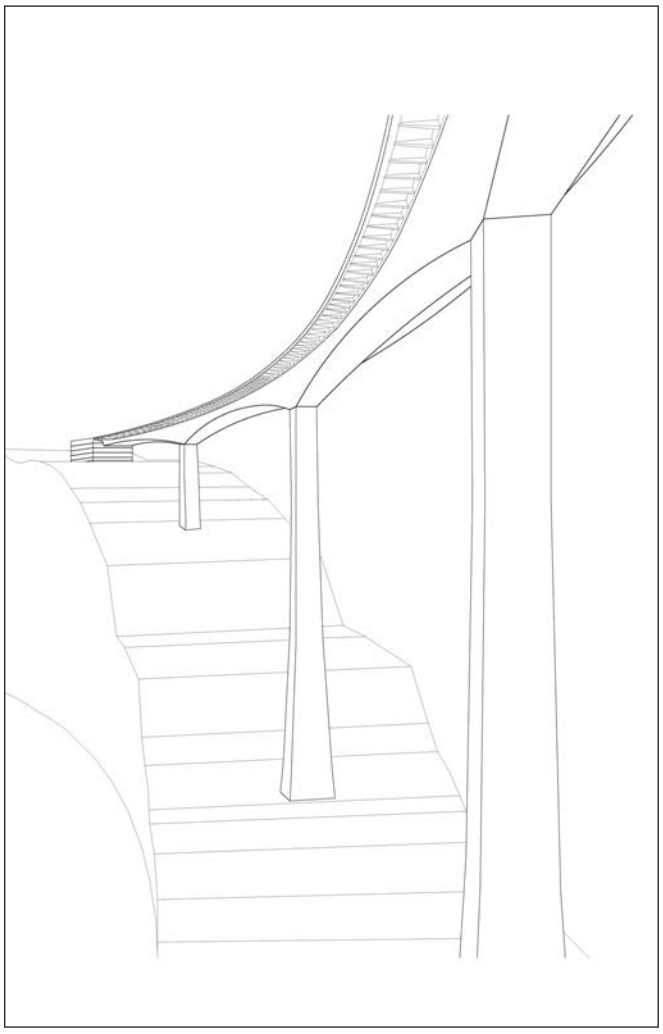


Figura 2. Vista inferior del viaducto desde la pila 2.
Figure 2. Underneath view of the viaduct from pier 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

sino que une de manera rápida y segura Madrid con Santander, representa un hito histórico en el devenir de esta Comunidad, ya que se conforma como nuevo eje vertebrador cohesionando todo el territorio peninsular en dirección Norte-Sur. Supone un gran avance en las comunicaciones de largo recorrido con la Meseta Castellana y, en consecuencia, el relanzamiento económico y social de toda la región.

2. DISEÑO FORMAL

El Viaducto de Montabliz se sitúa en un enclave de amplia visibilidad y de especial naturaleza medioambiental y paisajística; ello ha exigido un importante reto y un diseño singular de su estructura (Figura 2), con un gran respeto a los valores ambientales contenidos en los espacios naturales del entorno. La definición de su tipología, geometría y proceso constructivo, se ha realizado de acuerdo a las especificaciones exigidas en la Declaración de Impacto Ambiental (DIA), condicionando en gran medida su diseño.

De entre las más importantes contempladas en la DIA, hay que destacar la que hace referencia al sistema de ejecución del tablero -de manera que éste no afecte ni directa ni indirectamente a la zona del valle situada bajo la estructura-, y las que influyen en la definición del alzado del viaducto -en lo relativo a la situación de las pilas-, debiéndose colocar éstas en las zonas sin vegetación arbórea -en la parte norte del valle- y de forma que no afecten a las ruinas existentes en el despoblado de "Casas del Río" –en la zona central–.

En consecuencia, una vez analizados todos los condicionantes, referentes al trazado en planta y en alzado del viaducto, sección tipo del tablero, geología y geotecnia del terreno de cimentación, procedimientos constructivos, valoración económica, aspectos estéticos, ambientales y de durabilidad de la estructura,… y antes de proceder a la elección de la solución definitiva, se plantearon y valoraron distintas tipologías.

Al tratarse de una gran infraestructura que franquea un valle largo y profundo, en donde la utilización de cimbras convencionales la hace constructiva, ambiental y económicamente inviable, se llegó al convencimiento de que la solución más adecuada era la de tipología en viga continua de hormigón pretensado, construida mediante la técnica de avance en voladizos sucesivos [1]. La luz de sus vanos, el número de los mismos, su altura y su forma, vienen marcados, en cierto modo, por la naturaleza del valle (Figura 3).

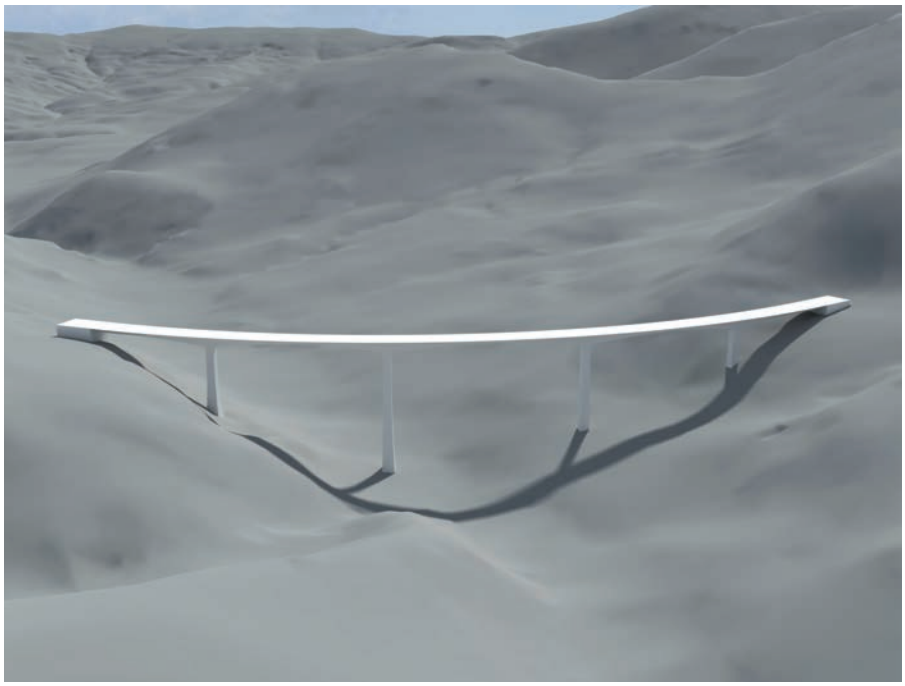


Figura 3. Alzado longitudinal del viaducto.
Figure 3. Longitudinal elevation of the viaduct

En definitiva, se trata de un gran viaducto de pilas altas y grandes luces, en el que la construcción mediante avance en voladizo, se adapta particularmente bien y presenta grandes ventajas. De entre ellas cabe destacar la liberalización del espacio situado bajo la estructura, la reducción y la optimización en la utilización de encofrados –limitados a la altura de las trepas de las pilas y a la longitud de las dovelas del tablero–, el aumento del rendimiento de la mano de obra –debido a la industrialización de los trabajos mediante ciclos repetitivos–, y la flexibilidad en la ejecución –ligada a la posibilidad de acelerar la construcción independizando actividades–.

Con objeto de minimizar la afección en el fondo del valle, en donde se encuentra el bosque mixto de Montabliz, se ha proyectado una estructura que, con tablero y pila única, da cabida a la totalidad de la plataforma de circulación. El impacto que supondría una doble estructura paralela, resultaría excesivo, y la

cations required in the Environmental Impact Declaration (EID) which, to a large extent, influenced its design.

From amongst the most important addressed in the EID, special mention must be made of that referring to the deck building system –such that it neither directly nor indirectly affected the valley area situated beneath the structure–, and those influencing the definition of the viaduct's elevation –as far as the situation of the piers is concerned–, and the latter had to be positioned in treeless areas –in the north of the valley – and in such a way that they did not affect the ruins in the depopulated "Casas del Río" –in the centre part–.

In consequence, different types were broached and evaluated once all the conditioning factors referring to the viaduct's plan and elevation alignment, standard cross section of the deck, geology and geotechnology of the foundation ground, construction procedures, financial assessment, aesthetic, environmental and durability aspects of the structure had been analysed, and before choosing the final solution.

As this is a large infrastructure overriding a long, deep valley, where the use of conventional centring makes it unfeasible construction wise, environmentally and financially, the final conviction arrived at was that the most sui-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 4. Vista general de la traza de la autovía.
Figure 4. General view of the dual carriageway's alignment.

table solution was the type built of a continuous, prestressed concrete girder using the cantilever method [1]. The clear length of its spans, the number thereof, its height and its shape are to a certain extent marked by the nature of the valley (Figure 3).

In short, this is a large viaduct with high piers and long spans where the cantilever construction method adapts particularly well and displays great advantages. The freeing of space underneath the structure, the reduction and optimisation in the use of formwork –limited to the height of the pier lifts or tiers and to the length of the deck segments–, the increase in the labour yield –due to industrialising the work by means of repetitive cycles–, and the flexibility in execution –linked to the possibility of speeding up construction by separating activities– stand out amongst such advantages.

With the purpose of minimising the effect on the valley's bottom where the mixed Montabliz wood is located, a structure has been designed that with a deck and single pier, provides room for the whole of the roadway. The impact that a dual parallel structure would involve would prove excessive and the execution of a double pier would mean that an amount of land far higher than that considered would be occupied. At all times, the intention was to seek a slender image, avoiding an excess of solidness that would turn into an obstacle to the valley's transparency.

The final result is a very elegant, strong structure blending into the surroundings; it is, in short, a synthesis of robustness, where its potent elevation based on marked lines of varying outside edges of the underneath in piers and deck and its great height above ground at the centre piers accentuate its strength (Figure 4).

The look of a monument the work has about it springs from the presence of four piers which, with their rounded edges, based on cylindrical surfaces, together with its dual curvature in cross and longitudinal elevations are configured with a great sense of space and constitute fundamental items in the overall composition. They surge up from the depths and from two sides of the valley like huge unique vertical work elements, as an organizing beginning on which the practically horizontal deck is seated.

The slope of the deck's core, the parabolic variation of its depth and the plan curvature of the viaduct give the bridge great dynamism, fluidity and expressivity. The underneath view of the curved intrados of its spans reflects the flexibility of these lines as against the rigidity that the straight lines of a constant depth structure would have represented.

3. STRUCTURAL DESIGN

The viaduct is built with a continuous, 721 m long prestressed concrete deck, a

ejecución de doble pila conllevaría a ocupaciones de terreno muy superiores a la considerada. Se ha pretendido, en todo momento, la búsqueda de una imagen esbelta, evitando el exceso de solidez que resultaría un obstáculo para la transparencia del valle.

El resultado final que presenta la estructura es de una gran elegancia, fortaleza y de integración en el entorno; se trata en definitiva, de una síntesis de robustez, en donde su poderoso alzado, a base de acusadas líneas de cantos variables en pilas y tablero, y su gran altura sobre el suelo en las pilas centrales, acentúan su fuerza (Figura 4).

El aspecto monumental de la obra nace de la presencia de las cuatro pilas, que con sus aristas redondeadas, a base de superficies cilíndricas, junto con su doble curvatura en los alzados transversal y longitudinal, quedan configuradas con un gran sentido espacial, y constituyen unos elementos fundamentales en la composición del conjunto. Surgen desde lo profundo y desde sendas laderas del valle, como únicos grandes elementos verticales de la obra, como principio organizador, sobre las que se asienta el tablero prácticamente horizontal.

La inclinación de las almas del tablero, la variación parabólica de su canto y la curvatura en planta del viaducto, dotan al puente de un gran dinamismo, fluidez y expresividad. La vista inferior del intradós curvo de sus vanos refleja la flexibilidad de dichas líneas, frente a la rigidez que hubieran representado las líneas rectas de una estructura de canto constante.

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

El viaducto se resuelve mediante un tablero continuo de hormigón pretensado de 721 m de longitud, de rasante ascendente con pendiente máxima del 5,57%, planta curva de 700 m de radio y peralte del 8%, materializado mediante una sucesión de cinco vanos, de luz central 175 m, luces contiguas de 155 m y luces laterales de 110 y 126 m (Figura 5).

Se trata de un viaducto resuelto mediante una viga continua de hormigón pretensado, que utiliza la flexión longitudinal generalizada como mecanismo fundamental para resistir las cargas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

La sección cajón definida en el tablero, y utilizada en los puentes de gran luz, no sólo es la más eficaz desde un punto de vista estructural -máxima resistencia a flexión y torsión- sino que además es la tipología que mejor optimiza el peso y la distribución del material, obteniendo de esta forma un tablero muy ligero y resistente, con el mínimo peso [6] y [7].

La sección transversal de las pilas está resuelta mediante una sección rectangular hueca de paredes delgadas, habitualmente utilizada en los viaductos de gran altura, dado que, del mismo modo que la sección del tablero, tiene gran rigidez a torsión y a flexión y un excelente radio de giro en ambas direcciones [6].

Con el descansar del tablero sobre el conjunto de las cuatro pilas que sustentan la estructura, se percibe con claridad el esquema estático del puente, o lo que es lo mismo, su forma de sostener el camino en el aire entre los apoyos, organizando la materia con el fin de resistir las acciones que van a actuar sobre ella, y permitiendo entender e intuir cómo el peso propio de los elementos que lo conforman, así como las cargas que solicitan la estructura son transmitidas a los cimientos. La estructura construida, además de resistir, debe persistir, es decir, perdurar en el tiempo como mínimo, los cien años de vida útil para los que ha sido diseñada.

Dado el rango de luces del viaducto, el peso propio junto con la carga muerta–-aparte de ser las acciones fundamentales– pueden dar lugar a efectos secundarios, no linealidades geométricas y del material, siendo los más importantes los producidos por las deformaciones diferidas debidas a la retracción, a la fluencia del hormigón y a la relajación del acero de pretensado [4] y [5]. Las sobrecargas de tráfico producen esfuerzos mucho menores, mientras que el viento, dada la altura de las pilas centrales (mayores de 100 m) y la ubicación del viaducto (forma de valle en "V"), si bien no es determinante en la configuración del puente una vez terminado, sí que es decisivo durante su construcción, y por tanto, ha sido necesario examinarlo en detalle, realizando estudios específicos en su análisis.

4. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LAS CIMENTACIONES

El corredor en el que se encuadra el viaducto se encuentra dentro de la denominada Cuenca Vasco-Cantábrica, donde se distinguen dos grandes unidades tectónicas: la Franja Cabalgante del Besaya y el Entrante de Cabuérniga, constituida esta primera esencialmente por las Facies Buntsandstein y las Facies Keuper del Triásico, apareciendo algún retazo del Muschelkalk flotando dentro del Keuper, y la segunda por materiales jurásicos de naturaleza fundamentalmente carbonatada. Recubriendo estos materiales mesozoicos aparecen depósitos del Cuaternario de naturaleza fundamentalmente aluvial y coluvial.

Esencialmente el sustrato rocoso sobre el que se cimenta el viaducto está constituido por materiales calcáreos de las Formaciones Jurásicas J1 y J2, por

rising grade line with a maximum gradient of 5.57%, curved, 700 m radius in plan and 8% camber, materialised by means of a succession of five spans 175 m clear in the centre, adjacent clear spans of 15 m and clear side spans of 110 and 12 m (Figure 5).

This viaduct has been designed with a continuous, prestressed concrete girder using generalised longitudinal bending as a fundamental mechanism to withstand loads.

The box section defined in the deck and used in large span bridges is not only the most efficient from the structural point of view - maximum bending and tensile strength - but is also the type that best optimises weight and material distribution, thus obtaining a very light, strong deck with a minimum of weight [6] and [7].

The piers' cross section is solved by means of a hollow, thin walled rectangular section, usually used in very high viaducts since, in the same way as the deck's section, it has great tensile and bending stiffness and an excellent turning radius in both directions [6].

With the deck resting on the overall four piers sustaining the structure, the bridge's static scheme or, in other words, its way of holding the road up in the air between supports can be perceived organising the material with the purpose of withstanding forces that will act thereon and allowing for understanding and intuition with regards to how the de-

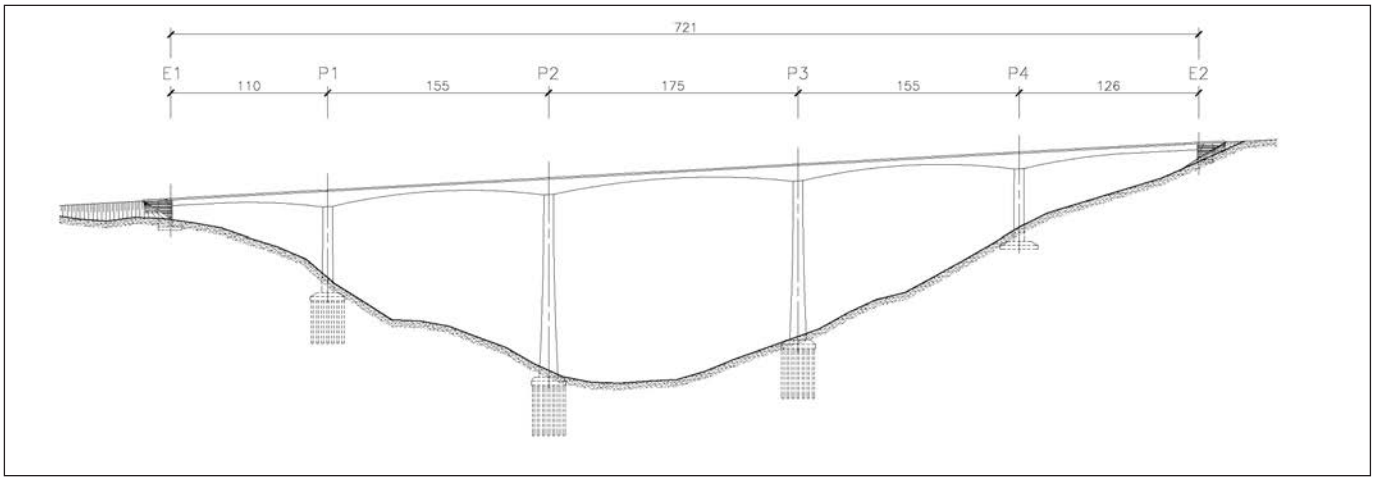


Figura 5. Alzado (cotas en metros).
Figure 5. Elevation (levels in metres).

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

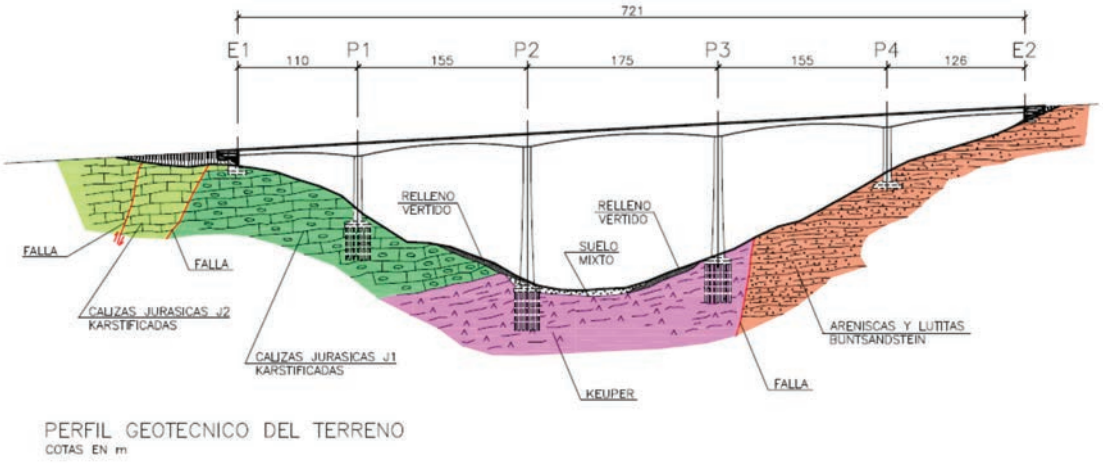


Figura 6. Perfil geotécnico del terreno (cotas en metros).
Figure 6. Geotechnical profile of the ground (levels in metres).

ad weight of the elements composing it as well as the loads placing the structure under stress are transmitted to the foundations. Apart from withstanding, the structure built must persist, i.e., last in time, the minimum one hundred useful years of life it was designed for.

In view of the range of spans the viaduct has, the dead weight together with the dead load –apart from being the fundamental forces– may give rise to secondary effects, not geometric and material linearities, and the major ones are those caused by deferred deformations due to shrinkage, to concrete creep and relaxation of prestressed steel [4] and [5]. Traffic live loads produce much less stresses whilst, in view of the height of the central piers (more than 100 m) and location of the viaduct ("V" shaped valley), the wind is decisive during its construction whilst not being determining in the bridge's configuration once finished and, therefore, had to be examined in detail whilst making specific studies in its analysis.

4. GEOLOGY AND GEOTECHNOLOGY OF THE FOUNDATIONS

The corridor in which the viaduct is contained is located within what is known as the Vasco-Cantábrica Catchment Area, where two large tectonic units can be distinguished: the Besaya Thrust Belt and the Cabuérniga Inlier. The former is essentially made up of the Buntsandstein Facies and the Triassic Keuper Facies, whilst the odd bit of the Muschelkalk appears floating inside the Keuper, and the latter by Jurassic materials of a fundamentally carbonated nature. These Mesozoic materials are covered with Quaternary deposits of a fundamentally alluvial and colluvial nature.

The rock substratum on which the viaduct has its foundations is essentially made up of calcareous materials of Jurassic Formations J1 and J2, of clays of the Keuper Facies and of sandstones and lutites of the Buntsandstein Formation (Figure 6).

The Jurassic Calcareous Formation J1, on which both abutment 1 and pier 1 are supported, is formed by calcareous stretches of strong, well structured rock, by stretches of uncemented calcareous breccias and by levels of dense sands and very firm clays. This gives rise to the ground being highly heterogeneous and irregular, both in plan and in depth Abutment 1's foundations are surface built by means of a stepped footing with an admissible tensile strength of 400 kN/m^2. Pier 1's foundations are deep and consist in a 24 m wide, 24 m long tronco-pyramidal shaped capping with a depth varying from 2,5 to 5,5 m supported on 49 piles of 1.5 m diameter, arranged in 7 rows cross wise and in 7 columns longitudinally, with 3.6 m between pile centre lines and 30 m in maximum depth, with the latter varying depending on whether a competent sound rock stratum appears or not whilst drilling the pile.

The foot resistance considered in piles less than 30 m long, i.e., those which

arcillas de las Facies del Keuper, y por areniscas y lutitas de la Formación Buntsandstein (Figura 6).

La Formación Calcárea J1 del Jurásico, sobre la que descansan tanto el estribo 1 como la pila 1, está formada por tramos calcáreos de roca resistente bien estructurada, por tramos de brecha calcárea poco cementada y por niveles de arenas densas y de arcillas muy firmes. Esto da lugar a que el terreno sea muy heterogéneo e irregular, tanto en planta como en profundidad. La cimentación del estribo 1 se realiza de forma superficial mediante una zapata escalonada con una tensión admisible de 400 kN/m^2. La cimentación de la pila 1 es profunda y consiste en un encepado tronco piramidal de 24 m de anchura, 24 m de longitud y canto variable de 2,75 a 5,5 m apoyado sobre 49 pilotes de 1,5 m de diámetro, distribuidos en 7 filas en sentido transversal y en 7 columnas en sentido longitudinal, con separación entre ejes de pilotes de 3,6 m, y 30 m de profundidad máxima, siendo ésta variable en función de la aparición o no de un estrato competente de roca sana durante la perforación del pilote.

En los pilotes de longitud inferior a 30 m, es decir, aquéllos que encuentran un estrato de caliza sana en su punta al que le pueden transmitir la carga, la resistencia por punta considerada ha variado entre 12.000 y 16.000 kN/m^2, en función de su grado de fracturación. El resto de pilotes presentes en la pila 1, que atraviesan calizas fracturadas intercaladas con tramos de arcillas en toda su longitud, transmiten la carga por rozamiento a lo largo de todo su períme-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 7. Descabezado de pilotes en pila 3.
Figure 7. Beheading piles in pier 3

tro, siendo la resistencia por fuste considerada siempre inferior a 100 kN/m^2.

Las arcillas de las Facies Keuper sobre las que se cimentan de forma profunda las pilas centrales 2 y 3, son de plasticidad media y consistencia dura (arcillas duras o rocas blandas), y presentan intercalaciones de yeso, cuarzos bipiramidales e incluso brechas yesíferas y lutíticas.

Ambos encepados presentan forma tronco piramidal de 27,6 m de anchura, 24 m de longitud y canto variable de 3 a 6 m y se apoyan sobre 56 pilotes de 35 m de profundidad, distribuidos en 8 filas en sentido transversal y en 7 columnas en sentido longitudinal, de 1,5 m de diámetro, separados 3,6 m entre sí (Figuras 7 y 8).

Los pilotes de las pilas 2 y 3, al encontrarse en las arcillas del Keuper, terreno homogéneo en profundidad y de baja capacidad portante, transmiten las cargas al terreno por rozamiento a todo lo largo de su superficie lateral, siendo la resistencia por fuste variable en profundidad entre 70 y 100 kN/m^2.

En todas las cimentaciones profundas los pilotes se han ejecutado "in situ", mediante excavación por rotación con



Figura 8. Hormigonado de encepado de pila 2.
Figure 8. Concreting pier 2's capping.

find a sound limestone stratum at their foot to which they can transmit the load, varied between 12,000 and 16,000 kN/m^2, depending on its degree of fracturing. The rest of the piles present in pier 1, which run through fractured limestones interbedded with stretches of clays along the whole length, transmit the load by friction along the whole perimeter, and the shaft strength considered is always less than 100 kN/m^2.

The clays of the Keuper Facies on which the centre piers 2 and 3 have their deep foundations are of medium plasticity and hard consistency (hard clays or soft rocks), and show interbeddings of gypsum, bipyramidal quartz and even gypsum and lutite breccias.

Both cappings are tronco-pyramidal shaped, 27.6 m wide, 24 m long and depth varying from 3 to 6 m and are supported on 56 piles 35 m in depth arranged in 8 rows cross wise and in 7 columns longitudinally, 1.5 m in diameter and 3.6 m from each other (Figures 7 and 8).

On being located in Keuper clay which is homogeneous terrain in depth and low bearing capacity, the piles of piers 2 and 3 transmit the loads to the ground through friction over the whole of their side area and the shaft strength varies in depth between 70 and 100 kN/m^2.

Piles were in situ made in all deep foundations by rotary excavation and earth extraction. Drilling yields in piers 2 and 3 on the Keuper clay, were 8 m per hour and in pier 1, with foundations on the karstified Jurassic limestones, they varied between 5 m per hour in areas with clay and approximately 0.2 m per hour in well structured, strong rock areas.

Pier 4 and abutment 2 have surface foundations on the Bundtsandstein Formation, built through alternating sandstones and reddish siltstone in an unaltered state. Pier 4's foundations are surface with an admissible tensile strength of 600 kN/m^2 and consist in a tronco-pyramidal shaped footing 26.5 m wide, 45 m long and depth varying from 2.75 to 5.5 m. Abutment 2's foundations are surface built by means of a stepped footing with an admissible tensile strength of 600 kN/m^2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 9. Vista general de ejecución de alzados de pilas.
Figure 9. General view of the pier elevation construction.

5. PIERS

The cross section of the piers, designed with a hollow, thin walled rectangular section, is that which best withstands bending stresses –originated by the horizontal loads applied at the pier's head and along its shaft– when there is high compression such as the viaduct's dead weight. The pier is an unrestrained cantilever in construction and embedded in the deck in service, in a greater or lesser amount as a function of the shape of the valley and the rigidity of the piers and the deck, which will have a different behaviour depending on whether we consider the longitudinal or transverse calculation of the structure (Figure 9).

In the upper part, where the geometry remains constant, the value of the transverse and longitudinal width is 7.1 and 6.7 m respectively. These upper zones have a height of 28 m in the central piers 2 and 3, and 16 m in the lateral piers 1 and 4. In the lower part, both the transverse and longitudinal elevations vary circularly, reaching bases with a transverse and longitudinal width of the order of 15 and 13 m in piers 2 and 3 and 10 and 9 m in piers 1 and 4, respectively (Figure 10).

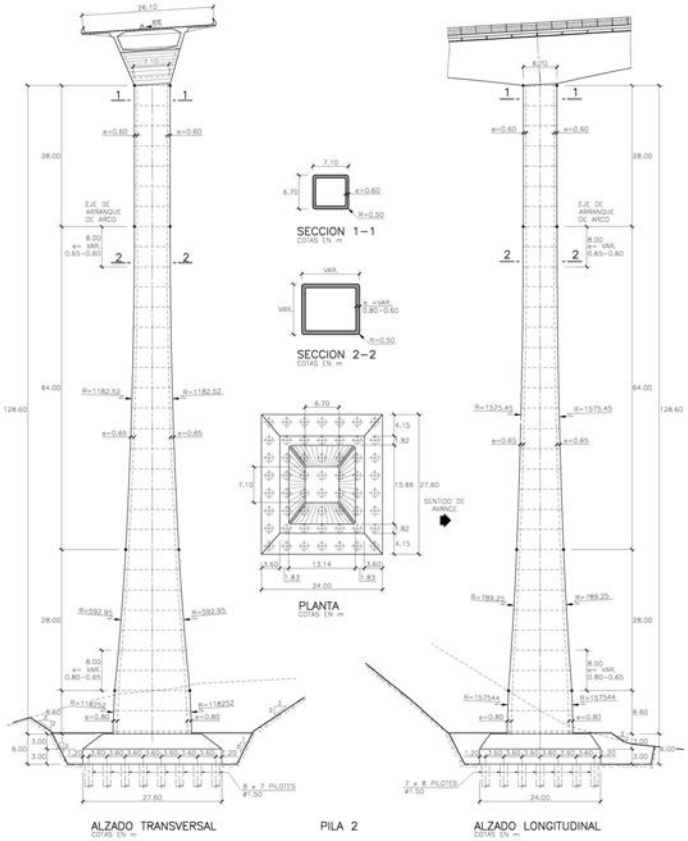


Figura 10. Geometría de pila 2.
Figure 10. Geometry of pier 2.

The height of the shafts is of the order of 50-60 m in piers 1 and 4, and of the order of 100-110 m in piers 2 and 3. The shafts are hollow, with a thickness of 0.80 m at the base and 0.60 m at the top. The piers are founded on 2.5 m diameter bored piles, with a length of 27 m in piers 2 and 3, and 24 m in piers 1 and 4. The pile caps are 3 m thick.

The excavation of the foundations of piers 2 and 3, which are founded on the Keuper clays, has been carried out at a rate of 8 m per hour, and that of pier 1, founded on the karstified Jurassic limestones, has varied between 5 m per hour in the zones with clays and approximately 0.2 m per hour in the zones with resistant structured rock.

Pier 4 and abutment 2 are founded superficially on the Bundtsandstein Formation, consisting of an alternation of sandstones and limolites of reddish colour in unaltered state. The foundation of pier 4 is superficial with an admissible stress of 600 kN/m^2 and consists of a truncated pyramidal footing 26.5 m wide, 26.5 m long and with a variable depth between 2.75 and 5.5 m. The foundation of abutment 2 is superficial with a stepped footing with an admissible stress of 600 kN/m^2.

5. PILAS

La sección transversal de las pilas, resuelta mediante una sección rectangular hueca de paredes delgadas, es la que mejor resiste los esfuerzos de flexión -originados por las cargas horizontales aplicadas en la cabeza de la pila y a lo largo de su fuste- cuando se cuenta con una gran compresión como es el peso propio del viaducto. La pila es una ménsula libre en construcción y empotrada en el tablero en servicio, en una cuantía menor o mayor en función de la forma del valle y de la rigidez de las pilas y del dintel, con comportamiento diferente según consideremos el cálculo longitudinal o transversal de la estructura (Figura 9).

En la parte superior, en donde la geometría se mantiene constante, el valor de la anchura transversal y longitudinal es de 7,1 y 6,7 m respectivamente. Dichas zonas superiores tienen una altura de 28 m en las pilas centrales 2 y 3, y de 16 m en las pilas laterales 1 y 4. En la parte inferior, los alzados tanto transversal como longitudinal varían de forma circular llegando a alcanzar en sus bases una anchura transversal y longitudinal del orden de 15 y 13 m en las pilas 2 y 3 y de 10 y 9 m en las pilas 1 y 4, respectivamente (Figura 10).

La altura de los fustes es del orden de 50-60 m en las pilas 1 y 4, y del orden

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

de 115-130 m en las pilas 2 y 3. Con todo ello, los alzados tanto transversales como longitudinales tienen una directriz circular, variando el espesor de las paredes desde 0,6 m en la zona superior hasta 0,65-0,8 m en la base.

Su geometría es variable en espesor, longitud y anchura en función de su altura, ya que se ha buscado optimizar su comportamiento estructural y minimizar su exposición al viento, dado que es en las zonas medias y altas donde la velocidad del viento es más elevada, y la distancia a la base de las pilas es mayor. Dispone de aristas redondeadas de 0,5 m de radio, lo que ha permitido, debido a su aerodinamicidad, reducir de forma apreciable su coeficiente de arrastre.

Como singularidad en el diseño de las pilas centrales 2 y 3 -de más de 100 m de altura- del viaducto, destaca la ausencia de diafragmas transversales a todo lo largo de su alzado. De esta forma, la sección se rigidiza transversalmente en su arranque en la cimentación -empotramiento en el encepado- y en su coronación en el empotramiento con el tablero.

Al tratarse de un valle largo y profundo y por estar dirigidas en la dirección paralela al valle, las cargas de viento son notablemente mayores en sentido transversal que las producidas en sentido longitudinal; en consecuencia, las pilas centrales, de mayor altura, se apoyan en el dintel, que acompaña a las pilas en su deformación; éste se deforma a su vez y se descarga en las pilas laterales, de menor altura, y en los estribos.

En dirección longitudinal, las acciones exteriores son mucho menores y además las pilas se empotran en el dintel, un apoyo flexible pero tanto más eficaz cuanto mayor es su altura. Nos encontramos entonces con que el dimensionamiento lógico de una pila alta debe tener gran rigidez en sentido transversal y pequeña rigidez en sentido longitudinal. Si bien, en nuestro caso, el problema que aparecería en las pilas centrales, sería el pandeo en esta dirección, lo que nos ha llevado a un dimensionamiento longitudinal, con la mínima rigidez necesaria que evite problemas de inestabilidad, o de incremento importante de flexiones, provocados por la no linealidad geométrica y del material [6]. A este fenómeno ha de superponerse la fluencia del hormigón, cuyas deformaciones iniciales se amplifican a lo largo del tiempo bajo carga mantenida, y la presencia de pequeñas imperfecciones geométricas, que ocasionan la aparición de deflexiones desde el comienzo de la aplicación de la carga [4]. Con todo ello, hemos creído conveniente y necesario empotrar las pilas centrales al tablero y reducir, de esta forma, su altura equivalente de pandeo en el sentido longitudinal.

Se han estudiado todas las posibilidades de vinculación de las pilas con el tablero comprobándose que, formando una estructura monolítica mediante el empotramiento de las cuatro pilas al dintel, el comportamiento de la misma es el más adecuado. Este tipo de vinculación origina, debido a los esfuerzos provenientes de las deformaciones impuestas, que las reacciones transmitidas al terreno en las pilas laterales –por su menor altura y mayor distancia al punto fijo del viaducto que las pilas centrales– tengan una componente horizontal significativa, tenida en cuenta en el dimensionamiento de las cimentaciones.

Con el fin de aligerar peso sobre las pilas y reducir significativamente los efectos de segundo orden y la longitud de los pilotes, se ha descartado la solución de diafragma macizo. En viaductos de estas características el empotramiento pila-tablero se puede realizar mediante diafragmas verticales o inclinados. Desde un punto de vista estructural, los diafragmas inclinados se comportan mejor ante un momento desequilibrado que los diafragmas verticales, debido a que estos primeros son capaces de descomponer el esfuerzo horizontal superior de tracción mediante triangulación en sendos diafragmas, uno comprimido y otro traccionado, mientras que en los segundos las almas del tablero son las que deben equilibrar dicho esfuerzo de tracción. Aún así, dado que los diafragmas verticales tienen un comportamiento estructural adecuado y su ejecución, debido al aprovechamiento de los encofrados exteriores de las pilas, es mucho más sencilla, esta tipología ha sido la solución elegida en el diseño de los diafragmas transversales de las dovelas "0" de las cuatro pilas del viaducto.

La pila 2, de aproximadamente 130 m de fuste y 145 m de longitud total –cimentación, fuste y dovela "0"– es la más alta de España (Figura 11), estan-

dity of the piers and of the lintel girder, with a different performance depending on whether we consider the longitudinal or transversal calculation of the structure (Figure 9).

The transversal and longitudinal widths are respectively 7.1 and 6.7 m at the top where the geometry remains constant. These top areas are 28 m high at central piers 2 and 3 and 16 m at the side piers 1 and 4. At the bottom, both the transversal and longitudinal elevations vary in a circular shape and at their bases have a transversal and longitudinal width in the order of 15 and 13 m at piers 2 and 3 and 10 and 9 m at piers 1 and 4, respectively (Figure 10).

Shank heights are in the order of 50-60 m at piers 1 and 4 and in the order of 115-130 m at piers 2 and 3. Both the transversal and longitudinal elevations have a circular directrix, with the wall thickness varying from 0.6 m at the top area to 0.65-0.8 m at the base.

Its geometry varies in thickness, length and width as a function of its height, since optimisation of its structural performance and minimum wind exposure were sought, since it is in the mid and high areas where wind speed is highest and the distance to the base of the piers is longest. It has 0.5 m radius rounded edges which, due to their aerodynamics, enabled their drag coefficient to be appreciably reduced.

The absence of cross diaphragms along the whole of their elevation stands out as being a unique factor in the design of the viaduct's central piers 2 and 3 – more than 100 m high. Thus the cross section is stiffened transversally where it starts in the foundations – embedding in the capping– and at their crown in embedding with the deck.

As this is a long, deep valley and through being directed parallel to the valley, wind loads are noticeably greater in a cross direction than those occurring in a longitudinal direction; the higher central piers are therefore supported on the lintel girder which accompanies the piers in deformation; this girder deforms in turn and unloads onto the lower side piers and onto the abutments.

Exterior forces in a longitudinal direction are much less and the piers are also embedded into the lintel girder, a flexible support but all the more effi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 11. Vista inferior de pila 2.
Figure 11. Underneath view of pier 2.

cient the greater their height. We then find that the logical sizing of a high pier should have high rigidity in the transversal direction and low rigidity in the longitudinal. However, in our case, the problem that would appear in the central piers would be buckling in this direction, which brought us to a longitudinal sizing with the minimum rigidity necessary to prevent instability problems or a major increase in bending stresses, caused by the non geometric and material linearity [6]. Concrete creep has to be superimposed on this phenomenon. Its initial deformations are amplified over time under a maintained load and the presence of minor geometric imperfections that cause deflections to appear as from when the load commences being applied [4]. Taking all this into account, we believed it advisable and necessary to embed the central piers into the deck and thus reduce their equivalent buckling height in the longitudinal direction.

All possibilities for linking the piers with the deck were examined and it was found that in forming a monolithic structure by embedding the four piers into the lintel girder, the performance is the most suitable. Due to stresses from the deformations imposed, this type of link causes the reactions transmitted to the ground at the side piers –because of their lesser height and greater distance to the viaduct's fixed point than the central piers– to have a significant horizontal component, taken into account in sizing the foundations.

The solid diaphragm solution was discarded with the purpose of lightening weight on the piers and significantly reducing the effects of a second order and length of the piles. In viaducts with these characteristics, the pier-deck embedding can be carried out by means of vertical or inclined diaphragms. From a structural standpoint, inclined diaphragms perform better to an unbalanced moment than vertical ones, due to the former being able to break down the top, horizontal tensile stress by means of triangulation in a couple of diaphragms, one compressed and the other in tensile stress, whilst in the latter, the deck cores are what must balance this tensile stress. Even so, since vertical diaphragms have a suitable structural performance and, due to taking advantage of the piers' outside formwork, their execution is far simpler, this type was the solution chosen in designing the transversal diaphragms of the "0" segments of the viaduct's four piers.

With approximately 130 m of shank and 145 m overall length– foundations, shank and "0" segment- pier 2 is the highest in Spain (Figure 11). Its height lies between the Torre de Madrid (142 m) and the Torre Picasso (157 m).

do su altura comprendida entre la Torre de Madrid (142 m) y la Torre Picasso (157 m).

6. ESTRIBOS

Los estribos, grandes piezas de hormigón armado, son los encargados de establecer la transición entre el tablero del puente y el terreno (Figura 12). Son las estructuras de contención que soportan el empuje de las tierras que constituyen el terraplén de acceso y controlan el derrame de las mismas mediante su cara frontal y sendas aletas laterales. Como apoyos extremos del dintel, permiten movimientos relativos con el tablero, provocados por las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción, así como los producidos por las acciones directas que actúan sobre la estructura (viento longitudinal, frenado, sobrecarga uniforme y carros) [6] y [9].

Ambos estribos son de tipología cerrada y se han cimentado de forma superficial mediante la utilización de zapatas escalonadas, minimizando la altura de sus alzados y optimizando el dimensionamiento de los mismos (Figura 13).

7. TABLERO

La sección cajón definida en el tablero, con sus grandes cabezas superiores e inferiores, es capaz de soportar grandes momentos flectores tanto positivos como negativos. Su condición de sección cerrada le confiere una gran rigidez a torsión, alabeos pequeños y distorsión reducida, lo que le permite minimizar el espesor de sus paredes y soportar cargas descentradas, de forma mucho más satisfactoria que con una sección abierta, muy importante para la estabilidad estática y dinámica del tablero durante su construcción en avance en voladizo [6].

La sección transversal del tablero, de 26,1 m de anchura, está constituida por un cajón de hormigón pretensado "in situ" unicelular de canto variable -de forma parabólica en todos los vanos- y almas inclinadas, siendo éste máximo en pilas, de valor 11 m, y mínimo en los centros de vano y en las zonas de canto constante, cercanas a estribos, de valor

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 12. Ejecución de alzado de estribo 1.
Figure 12. Executing abutment 1's elevation 1.

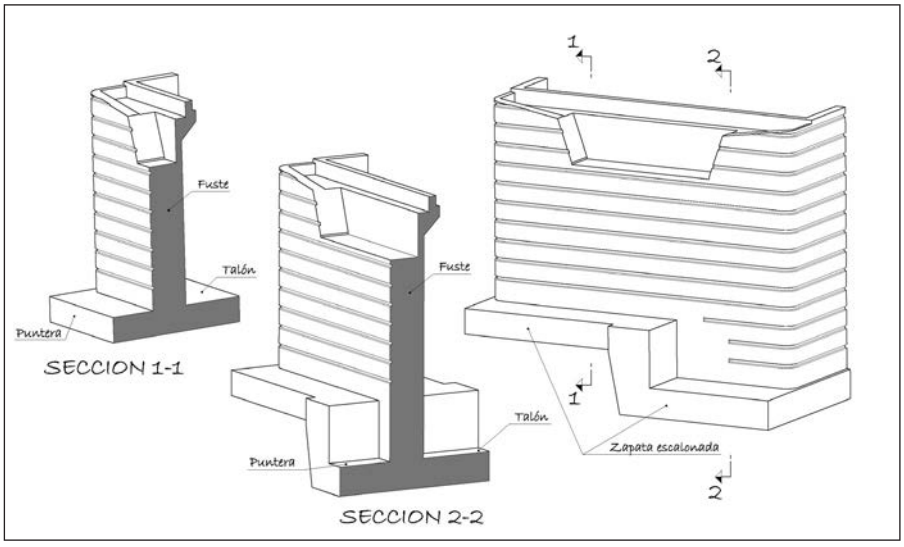


Figura 13. Perspectiva y secciones de estribos escalonados.
Figure 13. Perspective and cross sections of stepped abutments.



Figura 14. Vista inferior del tablero desde el estribo 2.
Figure 14. Underneath view of the deck from abutment 2.

6. ABUTMENTS

Built of large pieces of reinforced concrete, the abutments have the task of providing the transition between the bridge's deck and the ground (Figure 12). These are the containment structures withstanding the thrust of the ground forming the access embankment and controlling its sliding with their front face and two side wings. As end supports of the lintel girder, they allow relative movements with the deck caused by imposed deformations of temperature, creep and shrinkage, as well as those produced by direct forces acting on the structure (longitudinal wind, braking, uniform live load and exceptional vehicles) [6] and [9].

Both abutments are the closed type and their foundations are surface using stepped footings, minimising the height of their elevations and optimising their sizing (Figure 13).

7. DECK

The box section defined in the deck, with its large top and bottom heads, is able to withstand both large positive and negative bending moments. Its condition as a closed section gives it high torsional rigidity, minor warping and low distortion, which enables the thickness of its walls to be minimised and to withstand off-centre loads in a far more satisfactory manner than with an open section, which is very important for the deck's static and dynamic stability during its cantilever construction [6].

The deck's 26.1 m wide cross section is made up of an "in situ" prestressed concrete, single cell box varying in depth -parabolic shaped in all spans - and inclined cores, being a maximum 11 m at piers and 4.3 m minimum in span centres and in the areas of constant depth, close to abutments (Figure 14). The trapezoidal shaped box section is more than 15.7 m at the top and varies at the bottom -due to the constant value of the core inclination, of the box's top width and to the variation in depth-, and is a minimum of 7.1 m at the piers and a maximum 11.9 m in the span centres and in constant depth areas, close to abutments (Figure 15). Two 5.2 m long side cantilevers complete the deck's overall width.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

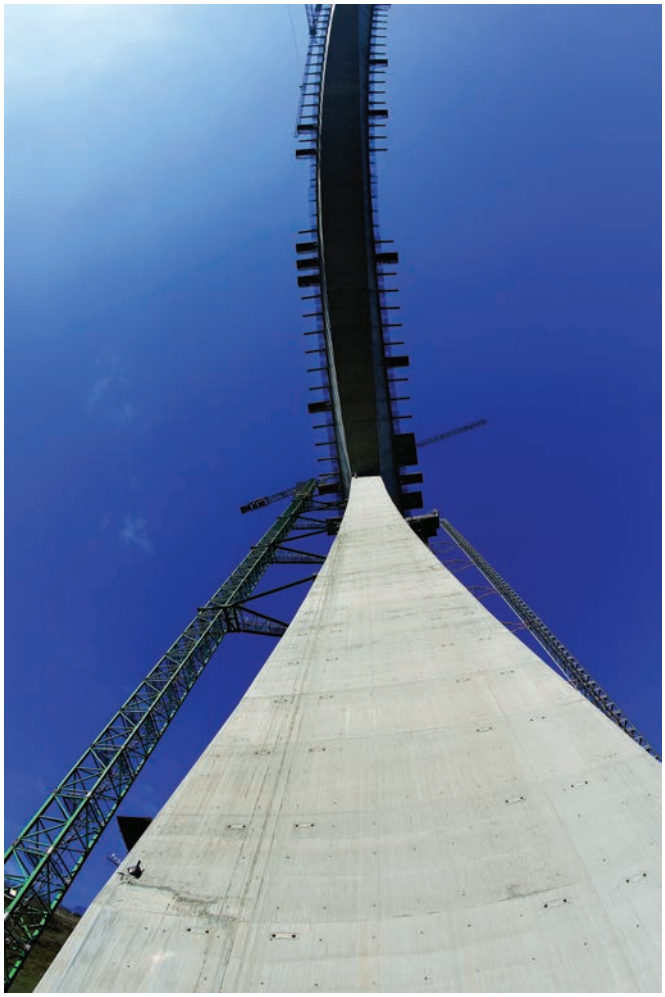


Figura 15. Vista inferior de fondo de tablero desde pila 2.
Figure 15. Underneath view of the deck bottom from pier 2.

Cross pieces 0.5 m thick approximately 5 m from each other have been placed along the whole deck, both in cantilevers and inside the top slab of the box, with a maximum depth of 1.1 m inside the deck and varying from 0.25 to 1.1 m in both cantilevers. Cross pieces 0.5 m thick with the same distance between each other and with a constant 0.6 m depth are also placed in the bottom slab, in the areas where its thickness is less than 0.6 m. The top slab's depth along the whole length of both cantilevers, is 0.25 m except in the 0.5 m width corresponding to the cross partitions (Figure 16).

The deck is hollow in its longitudinal elevation, except in its embedding with the piers –in the extensions to the front and back transversal partitions until meeting with the deck's top slab (vertical transversal diaphragms)– and in the supports of both abutments, since the transversal ribs existing both in the top slab and in the bottom, prevent its cross section distorting, apart from allowing the deck's transversal bending (Figure 17).

4,3 m (Figura 14). La sección cajón, de forma trapezoidal, tiene una anchura superior de 15,7 m y una anchura inferior variable -debido al valor constante de la inclinación de las almas, de la anchura superior del cajón y a la variación del canto-, siendo mínima en pilas de valor 7,1 m y máxima en los centros de vano y en las zonas de canto constante, cercanas a estribos, de valor 11,9 m (Figura 15). Para completar la anchura total del tablero se disponen sendos voladizos laterales de 5,2 m de longitud.

A lo largo de todo el tablero, se han colocado traviesas transversales de 0,5 m de espesor separadas aproximadamente 5 m entre sí, tanto en sendos voladizos como en el interior de la losa superior del cajón, con canto máximo de 1,1 m en el interior del tablero y variable de 0,25 a 1,1 m en ambos voladizos. Además en la losa inferior, en las zonas donde su espesor es menor de 0,6 m, se disponen a la misma separación traviesas transversales de 0,5 m de espesor y canto constante de 0,6 m. El canto de la losa superior a todo lo largo de ambos voladizos, excepto en los 0,5 m de anchura correspondientes a los tabiques transversales, es de 0,25 m (Figura 16).

El tablero es hueco en su alzado longitudinal, salvo en su empotramiento con las pilas -en las prolongaciones de los tabiques transversales frontales y dorsales hasta su encuentro con la losa superior del tablero (diafragmas transversales verticales)- y en los apoyos de sendos estribos, ya que los nervios

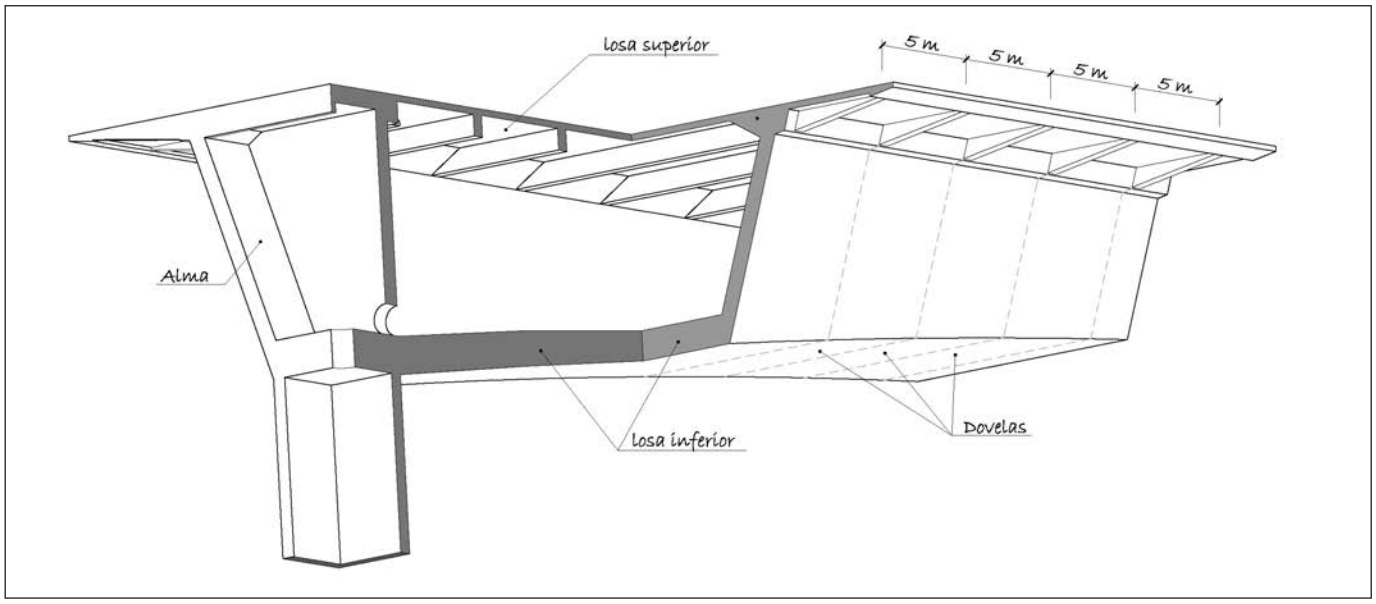


Figura 16. Perspectiva del interior del tablero en zona próxima a pilas.
Figure 16. Perspective of the deck's interior in an area close to piers.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 17. Detalle de interior de tablero.
Figure 17. Detail of the deck's interior.

transversales existentes tanto en la losa superior como en la inferior, además de permitir la flexión transversal del tablero, evitan la distorsión de su sección transversal (Figura 17).

La transmisión de los esfuerzos flectores, cortantes y torsores del tablero a las pilas y a sendos estribos, se realiza a través de dichos diafragmas transversales. En los estribos, a base de macizar los aligeramientos longitudinales en una anchura ligeramente superior a la de los apoyos que sostienen el tablero, y en las pilas, mediante prolongación vertical de sus caras transversales frontales y dorsales hasta la losa superior del tablero, con un espesor de 0,75 m.

La variación del canto reduce de forma significativa el esfuerzo cortante en las almas de la sección (efecto Résal), permitiendo que éstas sean más delgadas, toda vez que una parte importante de la carga es transportada por la componente inclinada de la compresión en la losa inferior. Los cantos de las losas superior e inferior y de las almas han conjugado las necesidades constructivas con los espesores mínimos necesarios [1].

El tablero consta de dos familias de pretensado claramente diferenciadas. Por un lado se encuentra el pretensado de construcción (pretensado isostático durante la ejecución de las "Ts") situado en la losa superior del tablero, en las cabezas de compresión sobre las almas y en las zonas cercanas a las mismas, que se dispone para hacer frente a los momentos negativos por los que pasa el tablero durante su construcción en avance en voladizo y, en las zonas cercanas a las pilas, en servicio. Por otro lado, se encuentra el pretensado de continuidad (pretensado hiperestático) situado en la losa inferior del tablero, en las propias almas o en las zonas cercanas a las mismas, para hacer frente a los momentos positivos en los centros de vano que tienen lugar como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos, producidos por la fluencia y la retracción del hormigón y la relajación del acero de pretensado, una vez ejecutado el cierre de los vanos.

Con el fin de controlar la fisuración de las almas debido a esfuerzo cortante se han dispuesto barras de pretensado vertical f 40 mm en las mismas separadas a una distancia media de 0,8 m, aproximándose o alejándose éstas en función de la tracción existente.

8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

8.1. Cálculo de la estructura

Para reproducir el comportamiento estructural de flexión longitudinal generalizada se han creado dos modelos en dos (2D) y tres (3D) dimensiones mediante el programa VETTONES, que representan tanto su geometría como las acciones y las condiciones de apoyo. Todo ello a base de un conjunto de elementos discretos tipo viga, cuya longi-

Bending, shear and torsional stresses from the deck to the piers and to both abutments are transmitted through the said transversal diaphragms. In the abutments, based on making the longitudinal hollows solid over a width slightly more than that of the supports sustaining the deck, and in the piers, by vertically extending their transversal, front and rear faces up to the deck's top slab, with a width of [illegible] m.

Varying the depth significantly reduces shear stress in the section's cores (Résal effect), enabling the latter to be more slender especially as an important part of the load is conveyed by the inclined component of the compression in the bottom slab. The depths of the top and bottom slabs and of the cores have combined construction requirements and minimum thicknesses necessary [1].

The deck consists of two clearly differentiated prestressing families. On the one hand, there is the construction prestressing (isostatic prestressing during the execution of the "Ts") located in the deck's top slab, in the compression heads on the cores and in the areas close thereto, which is placed to act against the negative moments through which the deck passes during its construction and cantilever advance. On the other, there is the continuity prestressing (hyperstatic prestressing) located in the deck's bottom slab, in the cores themselves or in areas close to them, to act against the positive moments in the span centres which take place as a consequence of redistributing stresses produced by the concrete's creep and shrinkage and the prestressing steel's relaxation, once the spans have been joined.

Vertical 40 mm diameter prestressing bars were fitted in the cores to control their fissuring due to shear stress therein, at an average distance of 0.8 m from each other, and they draw closer to or move further away from each other depending on the traction existing.

8. STRUCTURAL ANALYSIS

8.1. Calculating the structure

Two models in two (2) and three (3) dimensions were created with the VETTONES programme in order to reproduce the structural performance of gene-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

ralised longitudinal bending. They represent both its geometry and forces and support conditions. All this is based on a set of discreet girder type elements, the length of which corresponds to the size of the segments and climbing formwork defined respectively in the deck and piles.

Each of the construction phases through which the structure passes over time was successively calculated with the two dimension evolute model, homogenising the mechanical characteristics with the concrete's modulus of elasticity at the corresponding age, entering the prestressing families and forces into each one and internally assessing the function of creep and shrinkage for each deck segment, taking the whole of its tensional history into consideration.

Construction involves successive changes in the static scheme giving rise to instant and deferred stresses and tensions that appear as a result of the redistribution of stresses produced by the concrete creeping and shrinking and the prestressing steel relaxing, which bring in very significant changes in the laws of bending moments and in the deck deformations obtained [3]. A detailed analysis had therefore to be made of the evolution of the lintel girder's stresses and deformations over time, with the purpose of controlling both its deformation and its resistant capacity.

Using the three dimensional model, all stresses originated by the different forces and live loads considered on the structure once concluded were obtained, as well as during its construction process, thus taking into account the influence of the viaduct's plan curvature stresses.

These models provided us with the results necessary for sizing and checking the Limit and Ultimate Service States of the structure, as addressed in current regulations in force, both for the different construction phases and for the service state with the viaduct concluded. To do this, the different contingencies that might arise in the course of the work were taken into account during construction, such as a form traveller falling, the lag in segment concreting, imbalances caused by the work live load and wind, etc [1] and [6].

Firstly, we carried out a linear analysis with the two three- and two-dimensional models in order to calculate the piers and deck, using the gross concrete cross section in calculating the stresses and admitting elastic and linear performance of the materials, i.e., the superimposing of the different hypotheses considered [2].

Then to size and verify the structure's piers, we made a non linear calculation with the three dimensional model, both in construction ("Ts" in isostatic cantilever-structure) and in service (bridge concluded-hyperstatic structure) considering the geometric non linearity, i.e., establishing the structure's equilibrium in its deformed situation, and of the material, adopting non linear laws of the tension-deformation function of the concrete subjected to growing loads [4] and [5]. To do this, we checked the non linear calculations of the Limit and Ultimate States of Service from a complete definition of the structure, both as far as geometry and distribution of active and passive reinforcement in all its sections are concerned, working with average figures of the material properties, lessening their strengths and increasing and weighting forces just as the combination described in the current regulations in force show.

In the beginning, we started with integral rigidities and with axial force figures from the linear calculation. We then calculated the geometric non linearity and obtained the stresses and deformations of all the bars. Using the resulting movements, we calculated the axial forces and moments at "x" and "y" in all cross sections from the moment-curvature laws. We then compared the initial results with those obtained from the moment-curvature laws and if the difference was less than a certain predefined error, the structure had converged. If not, we calculated new rigidities from the moment-curvature laws, considering the contribution of the tensioned concrete between fissures and we repeated the process until it converged.

Initial deformations are amplified over time under a maintained load, under permanent forces, due to concrete creep and shrinkage, by amending the moment-curvature law, with which the pillars deform a further amount which we took into account for obtaining the stresses due to the geometric non linearity. This is why we analysed the structure in the service state with the structu-

tud se corresponde con el tamaño de las dovelas y las trepas definidas en el tablero y en las pilas respectivamente.

Con el modelo evolutivo en dos dimensiones, se han ido calculando de forma sucesiva cada una de las fases constructivas por las que va pasando la estructura a lo largo del tiempo, homogeneizando las características mecánicas con el módulo de elasticidad del hormigón a la edad correspondiente, introduciendo las familias y las fuerzas de pretensado en cada una de ellas, y evaluando internamente la función de la fluencia y la retracción para cada dovela del tablero, considerando la totalidad de su historia tensional.

La construcción supone sucesivos cambios del esquema estático que dan lugar a la aparición de esfuerzos y tensiones instantáneas y diferidas, como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos producidos por la fluencia y la retracción del hormigón y la relajación del acero de pretensado, los cuales introducen cambios muy significativos en las leyes de momentos flectores, y en las deformaciones del tablero obtenidas [3]. En consecuencia, ha sido necesario realizar un análisis detallado de la evolución de los esfuerzos y de las deformaciones del dintel a lo largo del tiempo, con el fin de controlar tanto su deformación como su capacidad resistente.

Con el modelo en tres dimensiones, se han obtenido todos los esfuerzos originados por las distintas acciones y sobrecargas consideradas sobre la estructura una vez terminada, así como durante su proceso constructivo, teniendo en cuenta de esta forma, la influencia en los esfuerzos de la curvatura en planta del viaducto.

Dichos modelos nos han proporcionado, tanto para las distintas fases de construcción como para el estado en servicio con el viaducto terminado, los resultados necesarios para el dimensionamiento y comprobación de los Estados Límite de Servicio y Último de la estructura contemplados en la normativa vigente. Para ello, durante la construcción, se han tenido en cuenta los distintos imprevistos que pudieran ocurrir en el transcurso de la obra, tales como la caída de un carro de avance, el desfase en el hormigonado de dovelas, desequilibrios producidos por la sobrecarga de obra y el viento, etc [1] y [6].

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

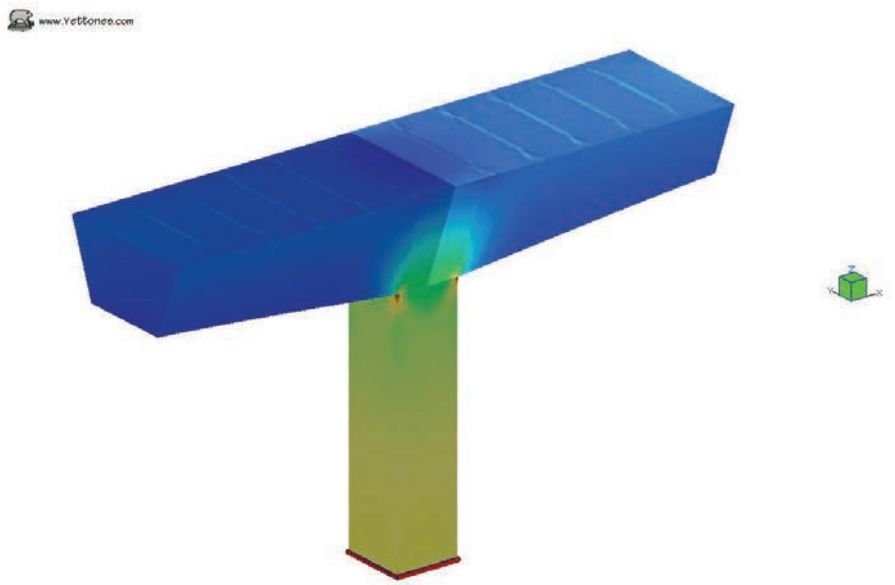


Figura 18. Modelo de láminas de la dovela "0" del tablero.
Figure 18. Model of the deck's segment "0" sheets.

En primer lugar, para el cálculo de las pilas y del tablero, hemos realizado un análisis lineal con los modelos de dos y tres dimensiones, utilizando la sección bruta del hormigón en el cálculo de las solicitaciones y admitiendo un comportamiento elástico y lineal de los materiales, es decir, la superposición de las diferentes hipótesis consideradas [2].

Posteriormente, para el dimensionamiento y verificación de las pilas de la estructura, hemos realizado un cálculo no lineal con el modelo en tres dimensiones, tanto en construcción ("Ts" en ménsula-estructura isostática) como en servicio (puente terminado-estructura hiperestática) considerando la no linealidad geométrica, es decir estableciendo el equilibrio de la estructura en su situación deformada, y del material, adoptando leyes no lineales de la función tensión-deformación del hormigón sometido a cargas crecientes [4] y [5]. Para ello hemos llevado a cabo una comprobación de los cálculos no lineales de los Estados Límites de Servicio y Último a partir de una completa definición de la estructura, tanto en lo relativo a geometría como a distribución de armadura activa y pasiva en todas sus secciones, trabajando con valores medios de las propiedades de los materiales, minorando sus resistencias y mayorando y ponderando las acciones tal y como recogen las combinaciones descritas en la normativa vigente.

Inicialmente, hemos partido de las rigideces íntegras y con los valores de axiles provenientes del cálculo lineal. A continuación, hemos realizado el cálculo de la no linealidad geométrica obteniendo los esfuerzos y las deformaciones de todas las barras. Con los movimientos resultantes hemos calculado, a partir de las leyes momento-curvatura, los axiles y los momentos en "x" e "y" en todas las secciones. Posteriormente, hemos comparado los resultados iniciales con los obtenidos de las leyes momento-curvatura y si la diferencia era menor que un determinado error predefinido, la estructura había convergido. En caso contrario, hemos calculado unas nuevas rigideces a partir de las leyes momento-curvatura considerando la contribución del hormigón traccionado entre fisuras y hemos repetido el proceso hasta que llegase a converger.

Bajo las acciones permanentes, debido a los fenómenos de retracción y fluencia del hormigón, las deformaciones iniciales se amplifican a lo largo del tiempo bajo carga mantenida, modificando la ley momento-curvatura, con lo que las pilas se deforman una nueva cantidad que hemos tenido en cuenta para la obtención de los esfuerzos debidos a la no linealidad geométrica. Por este motivo, en el estado de servicio con la estructura terminada, hemos analizado la estructura tanto a tiempo inicial como a tiempo infinito, diferenciando en ambos cálculos el módulo de elasticidad que se adopta para el hormigón, utilizando para el cálculo a tiempo inicial el Módulo Instantáneo Secante y para el cálculo a tiempo infinito la ley

re finished both at initial time and infinite time, differentiating the modulus of elasticity adopted for the concrete in both calculations, using the Instant Drying Modulus for the initial time calculation and the stress-strain law of the EHE concrete for the infinite time calculation, multiplied by the creep coefficient (φ), whilst taking into account the presence of minor geometric imperfections (construction errors) specified in the regulations.

This non linear behaviour makes the structural response depend on the load history and, therefore, on the evolution of movements on loads increasing. Although the solution obtained is equilibrium, it was necessary to verify and, therefore, proceed in an incremental manner, covering the elastic and fissuring ranges prior to exhaustion, with intermediate calculation levels so as to be able to analyse the structure's evolution.

In view of the dimensions of the viaduct's deck and piers, they had to be modelled by sheet type finite elements with the purpose of studying possible distortion of their cross sections; this distortion was calculated from tangential and perpendicular tensions therein, bearing in mind the fact that perpendicular tensions in uniform torsion are nil.

The deck's basic longitudinal calculation was carried out with a continuous girder's two and three dimension models described earlier. Moreover, the coefficients of eccentricity –applied later to the stresses produced by the exceptional vehicles appearing in the Regulations– were obtained using sheet models and the deck's transversal bending and the specific studies of the pier and abutment diaphragms were analysed (Figures 18 and 19).

The deck's 26.1 m wide cross section was built in two phases. Firstly, the box section was constructed by the cantilever method and then the side cantilevers were built, once each span had joined up. The sizing of the isostatic prestressing was thus optimised since it is not the construction process that determines its amount but the viaduct's in-service state; although, since it is an evolute structure, both longitudinally and transversally, the tension redistribution towards the cantilevers had to be studied due to the deformational compati-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 19. Modelo de láminas del vano central del tablero
Figure 19. Sheet model of the deck's central span.

bility that has to exist between them and the box section.

8.2. Detail studies

8.2.1. Study of pier 2 and 3 foundations

The work consisted in ITASCA Consultores first drawing up a numerical model with the FLAC programme that would reproduce the load-deformation performance of an isolated pile in a credible fashion to then calibrate it against the formulations usually employed in piles and finally, geometrically extend it with the purpose of studying the group effect.

The ground-pile adherence and distribution of the ground's shear strengths (Cu) according to the distribution from the boreholes drilled were taken into consideration in order to calculate the ultimate bearing capacity of an isolated pile, using numerical modelling. The greatest ultimate bearing capacity of an isolated pile obtained in the model (20,260 kN) compared to that which the traditional formulation gave (18,544 kN), can be attributed to the shoe load since the numerical model simulates that the greater the depth, the greater the volume of ground mobilised in failure, increasing with the pile's depth [8].

In order to numerically model the ultimate bearing capacity of the group of piles, a new 3D numerical model was made ready, representing the complete piling together with the capping and the bottom 16 m of the pier, with identical strengths and adherences as considered in the isolated pipe which reproduced the existing terrain in a good way. The ultimate bearing capacity of the group of 56 piles obtained in the model meant a group factor of 1.0 which is clearly higher than that expected by means of traditional formulations (approximately 0.7).

Starting from the situation of the equilibrium of the worst service hypothesis with the structure concluded (Figure 20), the loads for such were gradually increased until the foundations-ground unit reached a situation of disequilibrium (or collapse). It was observed from this that the foundations behaved in a clearly elastic manner for loads up to 2.5 times those provided for, with an increase in settlement of 0.031 m and plastification commencing as from a factor of 3. The last stable load figure was equivalent to 4 times the starting load, although the increase in settlement was now very large, with 0.11 m, as corresponds to an increase in the ground's plastification. The safety factor whereby if the loads provided for were to increase a situation of collapse would be reached, gave a figure of 3, without taking conservatively into account any type of interaction between the capping and the underlying terrain (footing effect), and, therefore, availing of an additional safety margin in the foundations. In accordance with the numerical modelling made, it was seen that the capacity of the group of piles was higher than that initially obtained and that the foundations designed have sufficient safety margin for the loads provided for.

8.2.2. Study of the pier 1 foundations

The high loads the structure transmits as well as the inherent uncertainties of heterogeneity and irregularity of the Jurassic's J1 Calcareous Formation on

de tensión-deformación del hormigón de la EHE multiplicada por el coeficiente de fluencia (*j*), todo ello teniendo en cuenta la presencia de pequeñas imperfecciones geométricas (errores de construcción) especificadas en la normativa.

Este comportamiento no lineal hace que la respuesta estructural dependa de la historia de cargas, y por tanto, de la evolución de los movimientos al ir aumentando las mismas. Aunque la solución obtenida sea de equilibrio, ha sido necesario verificar y por tanto proceder de forma incremental, recorriendo los rangos elástico, fisurado y previo al agotamiento, con niveles intermedios de cálculo, para poder analizar la evolución de la estructura.

Dadas las dimensiones del tablero y de las pilas del viaducto, ha sido necesario modelizarlos mediante elementos finitos del tipo lámina, con el fin de estudiar la posible distorsión de sus secciones; distorsión calculada a partir de las tensiones tangenciales y normales en las mismas, teniendo en cuenta el hecho de que en torsión uniforme las tensiones normales son nulas.

El cálculo longitudinal básico del tablero se ha realizado con los modelos de dos y tres dimensiones de viga continua descritos con anterioridad. Por otro lado, mediante los modelos de láminas se han obtenido los coeficientes de excentricidad -aplicados posteriormente a los esfuerzos producidos por los carros de la Instrucción- y se ha analizado la flexión transversal del tablero y los estudios específicos de los diafragmas de pilas y estribos (Figuras 18 y 19).

La sección transversal del tablero, de 26,1 m de anchura, se ha ejecutado en dos fases. En primer lugar, se ha cons-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

truido mediante avance en voladizo la sección cajón y posteriormente, una vez realizado el cierre de cada vano, se ha procedido a la ejecución de los voladizos laterales. De esta forma, se ha optimizado el dimensionamiento del pretensado isostático, ya que no es el proceso constructivo quien condiciona su cuantía, sino que ésta viene determinada por el estado en servicio del viaducto; si bien, al tratarse de una estructura evolutiva, tanto longitudinal como transversalmente, ha sido necesario estudiar la redistribución tensional hacia los voladizos, debido a la compatibilidad deformacional que ha de existir entre éstos y la sección cajón.

8.2. Estudios de detalle

8.2.1. Estudio de la cimentación de las pilas 2 y 3

El trabajo consistió en poner a punto, por parte de ITASCA Consultores, en primer lugar, un modelo numérico con el programa FLAC que reprodujera de forma verosímil el comportamiento carga-deformación de un pilote aislado para posteriormente, calibrarlo contra las formulaciones habitualmente empleadas en pilotes y finalmente, extenderlo geométricamente de cara a estudiar el efecto grupo.

Para el cálculo de la carga de hundimiento de un pilote aislado mediante modelización numérica se consideraron las adherencias terreno-pilote, y la distribución de resistencias al corte de los terrenos (C_u) de acuerdo con la distribución proveniente de los sondeos efectuados. La mayor carga de hundimiento de un pilote aislado obtenida en el modelo (20.260 kN) con respecto a la que proporcionó la formulación tradicional (18.544 kN), es atribuible a la carga por punta, dado que el modelo numérico simula que a mayor profundidad el volumen de terreno movilizado en la rotura es cada vez mayor, incrementándose ésta con la profundidad del pilote [8].

Para modelizar numéricamente la carga de hundimiento del grupo de pilotes se puso a punto un nuevo modelo numérico 3D que representó el pilotaje completo junto con el encepado y los 16 m inferiores de la pila, con resistencias y adherencias idénticas a las consideradas en el pilote aislado que reprodujeron de buena forma el terreno existente. La carga de hundimiento del grupo de 56 pilotes obtenida en el modelo supuso un factor de grupo de 1,07, el cual es claramente superior al previsto mediante formulaciones tradicionales (aproximadamente 0,7).

Partiendo de la situación de equilibrio de la hipótesis pésima de servicio con la estructura terminada (Figura 20), las cargas correspondientes a la misma se incrementaron progresivamente hasta que el conjunto cimentación-terreno llegó a una situación de desequilibrio (o hundimiento). Con todo ello, se observó que el comportamiento de la cimentación permanecía claramente elástico para cargas de hasta 2,5 veces las previstas, con un incremento en los asientos de 0,031 m, comenzando la plastificación a partir de un factor de 3. El último valor de carga estable equivalía a 4 veces la carga de partida, aunque el incremento del asiento ya era muy importante, con 0,11 m, como corresponde a un incremento en la plastificación del terreno. De esta forma, el factor de seguridad, por el que si se incrementaran las cargas previstas se llegaría a una situación de colapso, dio un valor de 3, sin tener en cuenta, de forma conservadora, ningún tipo de interacción entre el encepado y el terreno infrayacente (efecto zapata), y por tanto disponiendo de un margen adicional de seguridad en la cimentación. De acuerdo con la modelización numérica realizada se comprobó

which pier 1 of the Montabliz Viaduct has its foundations, made it necessary to carry out a detailed study of its foundation conditions. ITASCA Consultores were commissioned with making out a numerical modelling with a view to assessing the safety factor of the foundations broached from both the hillside stability point of view and the loads on piles standpoint, for its analysis. The geotechnical quality of the materials present in the foundations was determined from testing samples taken in boreholes and other information provided.

In view of the heterogeneity of the materials present under the foundations, an analysis was made of the effect there would be of the rock into which the pile was embedded not having any continuity, but that it were a ball of limestone buried in clay. From this analysis, it was seen that, whilst the effect of the geometry of the rock-clay contacts under the pile influenced the results, in any event, the existence of a layer of limestone at least 4 m thick was sufficient as against a possible foundation collapse mechanism.

With the purpose of establishing the foundations' safety, the effect on the system of an increase in all forces acting on the pile was assessed, first analysing the model's performance after applying the loads of the worst service hypothesis. The system performed elastically up to an increase of 2.5 times the service loads.

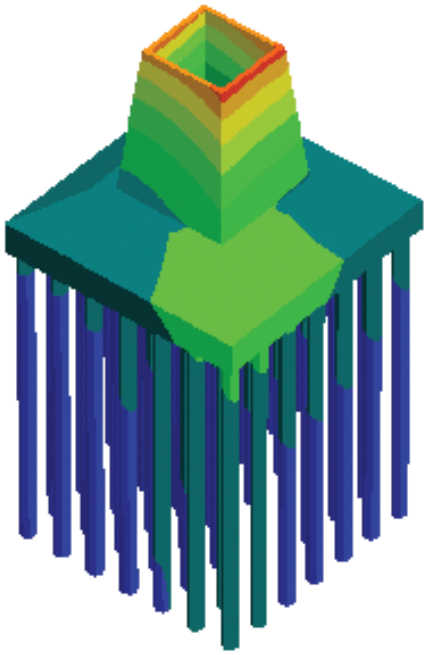


Figura 20. Modelo de interacción terreno-estructura en encepado de pilas 2 y 3.
Figure 20. Model of ground-structure interaction in the capping of piers 2 and 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

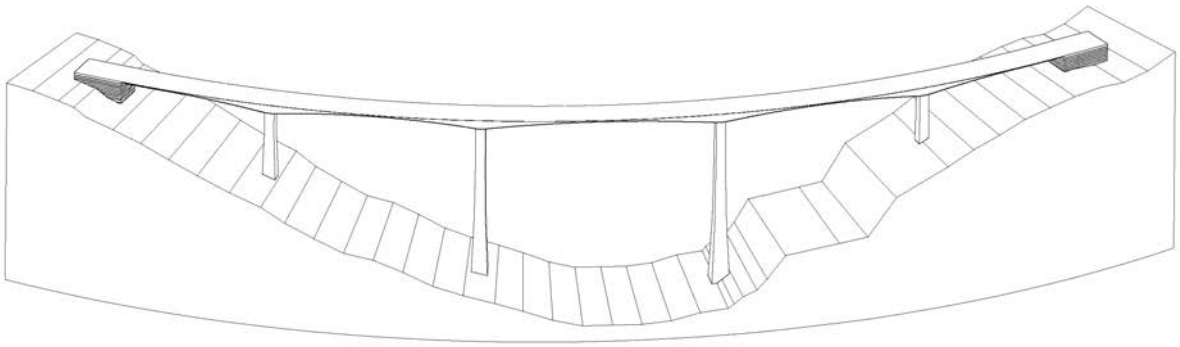


Figura 21. Perspectiva lateral superior.
Figure 21. Top side perspective.

Despite this safety factor figure and since most of the piles were close to their ultimate head shear strength, it was recommended to anchor the capping to the rock such that the total horizontal force on the capping would diminish and, therefore, the individual force on each of the piles, based on 15 prestressed tendons of 12 cables of 0.6" each. According to the analysis of this new hypothesis, the safety factor as to the foundations' plastification increased up to 3 by the effect of the ground anchorages. The effectiveness of these anchorages in the foundations' stability proved more obvious in the shear stresses obtained in the piles since the percentage of piles exhausted when tripling the service loads was 22% in the hypothesis with anchorages as against the 80% obtained with the unanchored model. The increase in the capping's settlement as a function of the increase of loads on the pier showed a practically elastic performance until reaching an increase in loads 3 times the service hypothesis, with an increase of 0.1m in capping settlements. Plastification commences to progressively increase as from 3.5 times the service load.

From the foregoing and according to the numerical modelling made, the bearing capacity of the foundations was higher than that initially expected, as well as the safety factor to a hypothetical sliding of the hillside due to building the pier. Foundations designed with a system of anchoring the capping to the ground therefore have a sufficient margin of safety for the loads expected.

8.3. Special studies

In view of its dimensions, it was deemed necessary to carry out Special



Figura 22. Paisaje nevado del valle de Montabliz antes de comenzar las obras.
Figure 22. Snow covered landscape of Montabliz valley before commencing the works.

que la capacidad del grupo de pilotes fue superior a la obtenida inicialmente, y que la cimentación diseñada dispone de un margen de seguridad suficiente para las cargas previstas.

8.2.2. Estudio de la cimentación de la pila 1

Las elevadas cargas que transmite la estructura así como las incertidumbres propias de la heterogeneidad e irregularidad de la Formación Calcárea J1 del Jurásico sobre el que se cimenta la pila 1 del Viaducto de Montabliz, hicieron necesario realizar un estudio detallado de sus condiciones de cimentación. De cara a evaluar el factor de seguridad de la cimentación planteada, desde un punto de vista tanto de estabilidad de la ladera como de cargas sobre los pilotes, se encargó a ITASCA Consultores la realización de una modelización numérica para su análisis. La calidad geotécnica de los materiales presentes en la cimentación se determinó a partir de los ensayos de muestras procedentes de sondeos y demás información facilitada.

Dada la heterogeneidad de los materiales presentes bajo la cimentación, se analizó el efecto que supondría que la roca en la que estuviera empotrado el pilote no tuviera continuidad, sino que fuera un bolo de caliza enterrado en arcillas. Con este análisis se comprobó que, si bien el efecto de la geometría de los contactos roca-arcilla bajo el pilote influía en los resultados, en cualquier caso, la existencia de una capa de caliza de al menos 4 m de espesor era suficiente frente a un posible mecanismo de hundimiento de la cimentación.

De cara a establecer la seguridad de la cimentación se evaluó el efecto en el

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

sistema de un incremento de todas las fuerzas actuantes sobre la pila, analizándose primeramente el comportamiento del modelo tras la aplicación de las cargas de la hipótesis pésima de servicio. El sistema se comportó elásticamente hasta un incremento de 2,5 veces las cargas de servicio. A pesar de este valor del factor de seguridad, y puesto que la mayoría de los pilotes se encontraban próximos a su resistencia límite a cortante en cabeza, se recomendó el anclaje del encepado a la roca de modo que se disminuyera la fuerza horizontal total sobre el encepado, y por tanto la individual sobre cada uno de los pilotes, a base de 15 tendones pretensados de 12 cables de 0,6" cada uno. De acuerdo con el análisis de esta nueva hipótesis, el factor seguridad frente a la plastificación de la cimentación aumentó hasta 3 por efecto de los anclajes al terreno. La efectividad de estos anclajes en la estabilidad de la cimentación resultó más evidente en los cortantes que se obtuvieron en los pilotes, dado que el porcentaje de pilotes agotados al triplicar las cargas de servicio, fue del 22% en la hipótesis con anclajes, frente al 80% que se obtuvo con el modelo sin anclar. El incremento de asiento del encepado en función del incremento de cargas sobre la pila, presentó un comportamiento prácticamente elástico hasta alcanzar un incremento de cargas de 3 veces la hipótesis de servicio, con un incremento de asientos en el encepado de 0,01 m. A partir de 3,5 veces la carga de servicio, la plastificación comienza a aumentar progresivamente.

Por todo lo anterior, de acuerdo con la modelización numérica realizada, la capacidad portante de la cimentación fue superior a la prevista inicialmente, así como el coeficiente de seguridad ante un hipotético deslizamiento de la ladera debido a la ejecución de la pila. Con todo esto, la cimentación diseñada, con un sistema de anclajes del encepado al terreno, dispone de un margen de seguridad suficiente para las cargas previstas.

8.3. Estudios especiales

Para la redacción del proyecto básico del Viaducto de Montabliz, dadas sus dimensiones, se consideró necesario realizar Estudios Especiales a cargo de PRINCIPIA, Ingenieros Consultores, en base a estudiar con mayor detalle la respuesta del viaducto, en fase de construcción y en servicio, ante solicitaciones excepcionales de sismo, viento y fuego, mediante la utilización del programa ABAQUS.

Para el estudio del viento, dado que se trata de una carga ambiental que solicita de forma aleatoria la estructura, se realizó un estudio mediante análisis espectral teniendo en cuenta los efectos tanto de la no linealidad geométrica como del material. El estudio sísmico realizado incluyó dos tipos de cálculos: un cálculo modal espectral en el dominio de la frecuencia, para las fases de construcción y servicio, y un segundo cálculo en el dominio del tiempo, con integración directa de la respuesta del viaducto ante la actuación de una historia de aceleraciones, realizado sobre la estructura completa. En lo referente al estudio térmico, ante la posibilidad de un incendio, se realizó un cálculo de transferencia de calor, en el que se estudió la propagación del mismo en el hormigón de la pila y la posible degradación de la resistencia de las armaduras.

El conjunto de estudios realizados, que ha tenido lugar durante el proyecto y la construcción del viaducto, han sido fundamentales para optimizar el diseño del puente.

9. PROCESO CONSTRUCTIVO

Los grandes puentes (Figura 21) se han de construir por adición de partes sucesivas, minimizando los medios de ejecución y montaje, de forma que en cada etapa de construcción se cree una estructura parcial que se debe resistir a sí misma y debe permitir la ejecución de la fase siguiente.

La construcción del viaducto, realizada por la empresa constructora Ferrovial-Agroman, tiene su origen en julio de 2004 con el inicio de la ejecución de los caminos necesarios para acceder a las cimentaciones de las cuatro pilas y de los dos estribos y comenzar su excavación (Figura 22). La Asesoría Técnica y la Asistencia Técnica a lo largo de toda la construcción del mismo han sido realizadas por las empresas consultoras Apia XXI y Torroja-Urbaconsult, respectivamente.

Una vez realizadas dichas excavaciones se procedió a la ejecución de los 49

Studies for drawing up the Montabliz Viaduct's basic design, commissioned to PRINCIPIA, Ingenieros Consultores, based on a detailed study of the viaduct's response in the construction phase and in service to exceptional earthquake, wind and fire stresses using the ABAQUS programme.

A study was made of the wind, as this is an environmental load which puts the structure randomly under stress, using a spectral analysis taking into account the effects both of the geometric non linearity and of the material. The seismic study carried out included two types of calculations: a modal spectral calculation in the frequency domain for the construction and service phases, and a second calculation in the time domain, with direct integration of the viaduct's response to the action of a history of accelerations carried out on the complete structure. As regards a heat study in view of the possibility of fire, a heat transfer study was performed in which its propagation in the pier's concrete and possible degradation of the reinforcements' strength were studied.

The overall studies made during the design and construction of the viaduct were fundamental for optimising the bridge's design.

9. CONSTRUCTION PROCESS

Large bridges (Figure 21) have to be built by adding successive parts, minimising construction and erection resources, so that a partial structure is created in every construction stage, that has to withstand itself and allow the next phase to be built.

Performed by the Ferrovial-Agroman construction company, the viaduct commenced its construction stage in July, 2004 by building the roads necessary to access the foundations of the four piers and two abutments and begin excavating them (Figure 22). Apia XXI and Torroja-Urbaconsult respectively provided a Technical Advisory Service and Technical Assistance throughout the viaduct's construction.

Once these excavations had been dug, the 49 piles of 30 m length and 1.5 m diameter in the foundations of pier 1 and the 16 piles of 30 m length and 1.5

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 23. Detalle de autotrepa.
Figure 23. Detail of the self-climbing formwork.



Figura 24. Ejecución de alzados de pilas 2 y 3.
Figure 24. Execution of piers 2 and 3 elevations.

m diameter in each of piers 2 and 3 foundations were built. The cappings of these piles and the footings of pier 4 and of abutments 1 and 2 were then executed.

PERI defined the variants of the modular PERI ACS (Automatic Climbing System) for the viaduct for building the structure's four piers with circular variation both in the transversal elevation and the longitudinal over a large part of their height, developing an innovating system based on self-climbing formwork used for the first time in Spain in building bridge piers (Figure 23).

This is a hydraulic system called self-climbing in which a portal crane is placed on the working platforms and the interior and exterior forms can advance and go back safely and quickly, by means of travellers, reaching lift rates around 0.5 m per minute and allowing all the pier lifts or tiers to be fitted with forms which are then struck, in any weather conditions and without the need for external cranes.

The elevations of the structure's four piers were completed using four self-climbing forms and with the aid of four tower cranes attached on the outside longitudinal elevation of each of the piers (Figure 24). Each of the piers was subdivided into tiers of 4 m long. These were built one after the other progressing in vertical cantilevers. The complete cycle of overall operations required to build each of the pier lifts or tiers in approximately fives days was as follows: self-climbing form vertically advances to build the

pilotes de 30 m de longitud y 1,5 m de diámetro que se encuentran en la cimentación de la pila 1 y de los 56 pilotes de 35 m de longitud y 1,5 m de diámetro que se encuentran en cada una de las cimentaciones de las pilas 2 y 3. Posteriormente se ejecutaron los encepados de dichas pilas y las zapatas de la pila 4 y de los estribos 1 y 2.

Para la construcción de las cuatro pilas de la estructura con variación circular tanto en el alzado transversal como en el longitudinal, en gran parte de su altura, PERI definió, para el citado viaducto, las variantes del sistema modular PERI ACS (Automatic Climbing System), desarrollando un sistema innovador a base de una cimbra autotrepante utilizada por primera vez en España en la ejecución de pilas de puentes (Figura 23).

Se trata de un sistema hidráulico denominado autotrepa en el que, con un pórtico colocado sobre las plataformas de trabajo, los encofrados interior y exterior pueden avanzar y retroceder por medio de carros de desplazamiento de forma segura y rápida, alcanzando velocidades de elevación en el entorno de 0,5 m por minuto y permitiendo el encofrado y desencofrado de todas las trepas de las pilas; todo ello en cualquier condición meteorológica, sin necesidad de grúas externas.

Mediante la utilización de cuatro cimbras autotrepantes, y con la ayuda de cuatro grúas torre adosadas en el alzado longitudinal externo de cada una de las pilas, se consiguieron completar los alzados de las cuatro pilas de la estructura (Figura 24). Cada una de las pilas se subdividió en trepas de 4 m de longitud. Éstas se fueron construyendo una a continuación de la otra, progresando en voladizos verticales. El ciclo completo del conjunto de operaciones, que se necesitaron para construir cada una de las trepas de las pilas, en aproximadamente cinco días, fue el siguiente: avance en vertical de la cimbra autotrepante para ejecutar la nueva trepa, nivelación topográfica de la misma, colocación de la armadura pasiva de la nueva trepa -prefabricándola en ocho tramos a pie de obra (cuatro esquinas y cuatro módulos intermedios) e izándola y colocándola en su posición definitiva mediante la grúa torre-, hormigonado de la trepa, y endurecimiento del hormigón para referirlo definitivamente a la trepa anterior. El número de trepas necesario para eje-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 25. Ejecución de la dovela "0".
Figure 25. Execution of the "0" segment.

cutar la totalidad de los alzados de las pilas 1, 2, 3 y 4 del viaducto ha sido de 15, 32, 28 y 13 respectivamente.

Para la ejecución del tablero se ha realizado una solución evolutiva en la que, a lo largo de todo el proceso constructivo, la parte del puente ya construida ha sido capaz de soportarse a sí misma, a las sobrecargas de obra y a la fase siguiente del propio tablero.

La empresa noruega NRS, con gran experiencia a nivel mundial en la construcción de puentes ejecutados mediante la técnica de avance en voladizo, ha diseñado las parejas de carros de avance a utilizar en la ejecución de las dovelas del tablero. La definición de la sección transversal de 26,1 m de anchura y resuelta mediante cajón único, las condiciones exigentes del trazado en lo relativo a curvatura en planta (radio de 700 m), peralte transversal del 8% e inclinación longitudinal del 5,57%, y la necesidad de minimizar el número de dovelas para agilizar de esta forma la ejecución del viaducto, han dificultado en gran medida el diseño de los mismos. Dichas dovelas son las de mayor peso y mayores dimensiones construidas hasta la fecha en España y de las mayores en el mundo. Su importante peso (1.400 kN) y su gran capacidad de carga (4.500 kN), han venido condicionados por la longitud máxima de dovela definida, de peso elevado (4.200 kN) y longitud significativa (5 m).

Estos carros de avance son estructuras metálicas que soportan el peso del hormigón fresco, el peso de los encofrados y la sobrecarga de obra, empotrándose en la dovela anterior mediante unos apoyos a compresión situados sobre las almas del tablero, a 0,4 m del frente de la dovela ya ejecutada, y una tracción en las barras dispuestas para tal efecto a 0,5 m del inicio de la dovela anterior. En los extremos de la sección cajón unas vigas carrileras facilitan el avance de los carros de una dovela a la siguiente.

new tier, it is topographically levelled, the new tier's passive reinforcement is fitted -prefabricating it in eight stretches on site (four corners and four intermediate modules) and hoisting it up and placing it in its final position using the tower crane -, concreting the tier and concrete hardening to finally refer it to the previous lift or tier. The number of lifts required to build all the elevations of the viaduct's piers 1, 2, 3 and 4 was respectively 15, 32, 28 and 13

An evolute solution was drawn up for building the deck in which, throughout the construction process, the part of the bridge already constructed was able to support itself, the work live loads and the next phase of the deck itself.

With long world-wide experience in bridge building with the cantilever technique, the Norwegian NRS designed the pairs of travellers to be used in executing the deck's segments. The definition of the cross section 26.1 m wide resolved with a single box, the demanding alignment conditions with respect to the plan curvature (700 m radius), 8% cross camber and longitudinal slope of 5.57%, plus the need to minimise the number of segments to thus speed up the viaduct's construction, made the design thereof, to a great extent, difficult. These segments are those weighing most and having the largest dimensions built up to date in Spain and amongst the largest in the world. Their heavy weight (1,400 kN) and high load capacity (4,500 kN),



Figura 26. Alzado longitudinal de pilas con dovelas "0" terminadas.
Figure 26. Longitudinal elevation of the piers with "0" segments finished.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 27. Ejecución de dovelas tipo mediante carros de avance.
Figure 27. Building standard segments with travellers.

was conditioned by the maximum length of the segment defined, with a heavy weight (4,200 kN) and significant length (5 m).

These travellers are metal structures that support the weight of fresh concrete, the weight of the forms and site live loads, and embed into the previous segment by compression supports on the deck's core, 0.4 m from the front of the now built segment and a tensile stress in the bars arranged to such effect 0.5 m from the beginning of the previous segment. Rail girders at the ends of the box section facilitate the advance of the travellers from one segment to the next.

The deck's construction process commenced by building its first segments –7 m long– in which the vertical transversal diaphragms are located, corresponding to the extensions of the front and rear faces of each of the piers - on the crown of each of the four piers, called "0" segments (Figure 25). These segments are embedded in all the piers with the purpose of ensuring the deck's stability before finishing the structure, since, in the execution phase, the deck is in the form of two noticeably equal cantilevers constituting both overhangs whose static equilibrium raises a characteristic problem in this type of construction, which worsens when the deck's clear spans are so high.

A progression in the construction is established as from these segments, such that partial self-bearing structures or structures aided by auxiliary elements are determined. Thus, once each pair of travellers had been fitted on each of the said "0" segments (Figure 26), the successive segments were symmetrically and simultaneously built in the four piers without subjecting them to high overturning moments. A maximum lag of one segment between the cantilevers of one and the same "T" was allowed throughout the construction of all the deck's segments.

To the lack of simultaneousness in concreting the symmetrical segments had to be added the disequilibrium stresses from construction inaccuracies (difference in weight of one cantilever compared to another), site live-loads, wind and, possibly, incidents that might have arisen during the course thereof such as the mobile concreting equipment falling, a traveller falling [1] and [6].

The deck was sub-divided into segments of lengths varying between 4 and 5 m (Figure 27). The complete cycle of overall operations needed to build each of the deck's segments in approximately eight days, was as follows: moving the traveller to build the new segment, supported on the previous segment, its topographical levelling, fitting the passive and active reinforcement of the new segment -prefabricating the passive reinforcement in stretches on site and hoisting it up and placing it in its final position by means of the tower crane -, concreting the bottom slab, cores and top slab of the new segment, concrete

El proceso constructivo del tablero se inició con la ejecución de las primeras dovelas del mismo -de 7 m de longitud en las que se encuentran los diafragmas transversales verticales correspondientes a las prolongaciones de las caras frontal y dorsal de cada una de las pilas- sobre la coronación de cada una de las cuatro pilas, denominadas dovelas "0" (Figura 25). Estas dovelas se encuentran empotradas en todas las pilas, con el fin de asegurar la estabilidad del tablero antes de finalizar la estructura, ya que, en fase de ejecución, éste se presenta bajo la forma de dos ménsulas sensiblemente iguales, constituyendo sendos voladizos cuyo equilibrio estático plantea un problema característico de este tipo de construcción, que se agudiza cuando las luces del tablero son tan elevadas.

A partir de dichas dovelas se establece una progresión en la construcción, de manera que se determinan estructuras parciales autoportantes o ayudadas por elementos auxiliares. De esta forma, una vez que fue instalada cada pareja de carros de avance sobre cada una de dichas dovelas "0" (Figura 26), se fueron ejecutando simétricamente las sucesivas dovelas, y de forma simultánea en las cuatro pilas sin someter a las mismas a momentos de vuelco elevados. A lo largo de la construcción de todas las dovelas del tablero se permitió un desfase de una dovela como máximo entre los voladizos de una misma "T".

A la falta de simultaneidad en el hormigonado de las dovelas simétricas hubo que añadir los esfuerzos de desequilibrio provenientes de las imprecisiones de la construcción (diferencia de peso de una ménsula con respecto a la otra), sobrecargas de obra, viento y, eventualmente, incidentes que hubieran podido surgir durante el transcurso de la misma como podría haber sido la caída del equipo móvil de hormigonado, la caída de un carro de avance, etc [1] y [6].

El tablero se subdividió en dovelas cuya longitud osciló entre 4 y 5 m (Figura 27). El ciclo completo del conjunto de operaciones, que se necesitaron para construir cada una de las dovelas del tablero en aproximadamente ocho días, fue el siguiente: traslado del carro de avance para ejecutar la nueva dovela apoyándose en la dovela anterior, nivelación topográfica de la misma, colocación de la armadura pasiva y activa de la nueva

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 28. Avance progresivo de las "Ts" de la estructura.
Figure 28. Progressive advance of the structure's "Ts".

dovela –prefabricándose la armadura pasiva en tramos a pie de obra e izándola y colocándola en su posición definitiva mediante la grúa torre–, hormigonado de la losa inferior, almas y losa superior de la nueva dovela, endurecimiento del hormigón y tesado del pretensado de construcción de la misma, para referirla definitivamente a la dovela anterior.

El número de dovelas necesario para completar cada uno de los voladizos de las "Ts" de las pilas 1 y 4 es de 15, mientras que en las "Ts" de las pilas 2 y 3 existen 15 dovelas en los voladizos presentes en los vanos 2 y 4 y 17 en el vano central (Figuras 28, 29 y 30).

En los vanos extremos 1 y 5, las zonas más próximas a los estribos de canto constante -fases laterales- se construyeron mediante cimbra aporticada. Una vez ejecutadas éstas, el tablero se apoyó en los estribos y en una torre provisional en el vano 1 y en dos en el vano 5, de mayor longitud. Desde la ejecución de la primera fase hasta su unión con la "T" correspondiente de las pilas 1 y 4, tesado del pretensado de continuidad, y por tanto, eliminación de las torres provisionales, las fases laterales fueron pasando por una serie de subestructuras, cuyo cálculo se realizó de acuerdo con las acciones previstas en cada etapa de construcción.



Figura 29. Vista general de las "Ts" de las cuatro pilas.
Figure 29. General view of the four piers' "Ts".

hardening and tensile stressing of the construction prestressing thereof to finally refer it to the previous segment.

The number of segments required to complete each of the cantilevers of the piers 1 and 4 "Ts" is 15, whilst there are 15 segments in piers 2 and 3 "Ts" in the cantilevers in spans 2 and 4 and 17 in the central span (Figures 28, 29 and 30).

The areas closest to the constant depth abutments -side phases- were built with rigidly framed centring in the end spans 1 and 5. Once executed, the deck was supported on the abutments and on a provisional tower in span 1 and on two in span 5, the longest. From executing the first phase until its joining with the "T" of piers 1 and 4, tensile stressing of continuity prestressing and, therefore, the removal of the provisional towers, the side phases were going through a series of sub-structures, which were calculated according to the forces expected in each construction stage.

After executing the elevations of both abutments and of the deck's side phase, and once the four "Ts" had been built, the cantilevers were joined to each other by making all the connecting segments (Figure 31), securing the union of the cantilevers and re-establishing the continuity of the whole structure.

The segments joining the five spans were made using auxiliary structures (Figure 32) consisting in 8 closed rectangular sectioned metal girders that transmitted the compression and tensile stresses to the top and bottom slabs by means of sliding supports and vertical bars either prestressed or simply threaded depending on their construction phase, therefore working like embedded-articulated structures in the initial phases - until 50% of the joining segments had been concreted -, and like embedded-embedded in the final phase.

The joining segments of the side spans 1 and 5 were first built using the said auxiliary structures. The joining segments of the intermediate 2 and 4 spans were then built and the two remaining segments were constructed, completing the cantilevers of the "Ts" of piers 2 and 3 of the central span. Finally, the last joining segment of that span was built (Figures 33 and 34).

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 30. Detalle de carros acercándose en pilas 2 y 3.
Figure 30. Detail of travellers approaching each other at piers 2 and 3.



Figura 31. Vista inferior de encofrado de dovela de cierre
Figure 31. Underneath view of the connection segment's formwork.



Figura 32. Detalle de cierre de vano 5 sobre el bosque mixto de Montabliz.
Figure 32. Detail of span 5's closing over the mixed Montabliz wood.

Tras finalizar la ejecución de los alzados de sendos estribos y de las fases laterales del tablero, y una vez concluida la construcción de las cuatro "Ts", las ménsulas se unieron entre sí mediante la realización de todas las dovelas de cierre (Figura 31), asegurando la unión de los voladizos y reestableciendo la continuidad de toda la estructura.

Las dovelas de cierre de los cinco vanos se ejecutaron mediante unas estructuras auxiliares (Figura 32) consistentes en 8 vigas metálicas de sección rectangular cerrada que transmitieron los esfuerzos de compresión y tracción a las losas superior e inferior mediante apoyos deslizantes y barras verticales pretensadas o simplemente roscadas en función de la fase de ejecución de las mismas, funcionando por tanto, como estructuras empotradas-articuladas en las fases iniciales –hasta el hormigonado del 50% de la dovelas de cierre–, y como empotradas-empotradas en la fase final.

En primer lugar, se procedió a la ejecución de las dovelas de cierre de los vanos laterales 1 y 5 mediante la utilización de dichas estructuras auxiliares. Posteriormente, se ejecutaron las dovelas de cierre de los vanos intermedios 2 y 4, y se terminaron por construir las dos dovelas restantes, completando los voladizos de las "Ts" de las pilas 2 y 3 del vano central. Finalmente, se procedió a la ejecución de la dovela de cierre de dicho vano (Figuras 33 y 34).

La sección transversal del tablero, de 26,1 m de anchura, se ejecutó en dos fases. En primer lugar se construyó mediante avance en voladizo la sección cajón de 15,7 m de anchura y, posteriormente una vez realizados los cierres de cada uno de los vanos, se ejecutaron los voladizos laterales de 5,2 m de longitud cada uno de ellos mediante pequeños carros metálicos (Figuras 35 y 36). Finalmente se procedió a la colocación de las barreras de seguridad laterales y central, a la impermeabilización y afirmado de la cara superior del tablero, y a la realización de los acabados correspondientes.

10. ANÁLISIS EXPERIMENTAL

10.1. Instrumentación

Dada la altura y las luces del viaducto se consideró necesario realizar un

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



Figura 33. Vista aérea de la estructura durante la ejecución de los voladizos laterales.
Figure 33. Aerial view of the structure whilst the side cantilevers were being built.



Figura 34. Vista inferior de tablero desde estribo 2.
Figure 34. Underneath view of the deck from abutment 2.



Figura 35. Carros de nervios transversales de voladizos.
Figure 35. Transversal rib travellers.



Figura 36. Vista general del viaducto.
Figure 36. General view of the viaduct.

control de la respuesta estructural del mismo, tanto durante su construcción como durante su vida útil, bajo las solicitaciones de viento y tráfico. La empresa Kinesia ha instalado una instrumentación estática y dinámica, orienta-

The deck's cross section 26.1 m wide was built in two phases. The 15.7 m wide box section was cantilever built first and, once each of the spans had been joined, the 5.2 m long cantilevers were built, using small special metal travellers (Figures 35 and 36). Finally, the side and central safety barriers were fitted, the top side of the deck was water proofed and surface paved and the pertinent finishes carried out.

10. EXPERIMENTAL ANALYSIS

10.1. Instrumentation

In view of the viaduct's height and clear spans, it was deemed necessary to monitor its structural response under wind and traffic stresses, both during construction and its useful life. The Kinesia company fitted static and dynamic instruments directed towards characterising thermal and wind forces.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

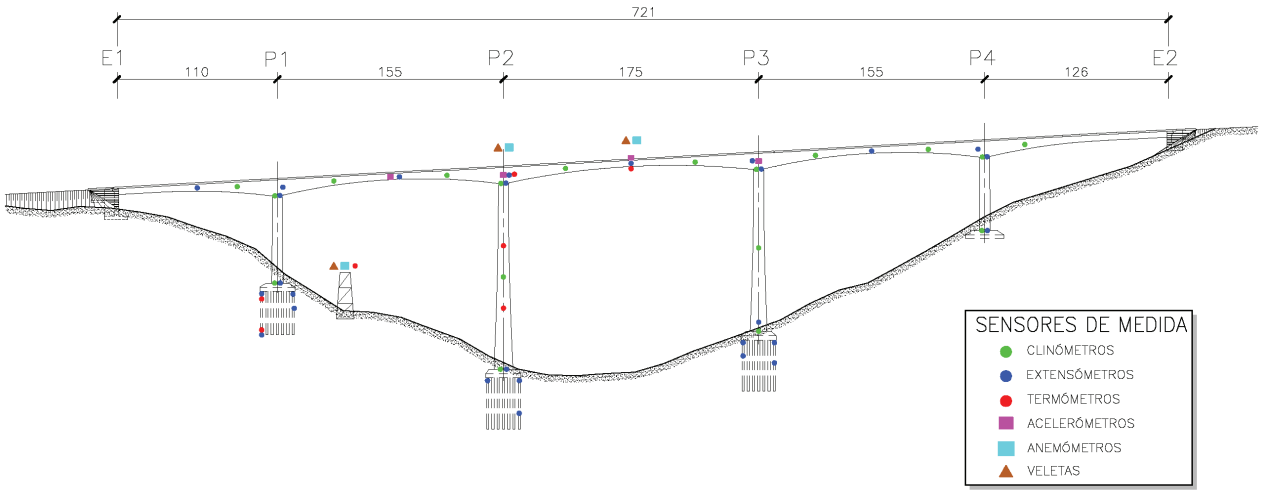


Figura 37. Plano de instrumentación (cotas en metros)
Figure 37. Instrumentation drawing (levels in metres).

The instrumentation consists in measuring a set of physical magnitudes of the bridge –temperature, reinforcement extension, pier and deck slope, wind direction and speed, accelerations…– using a computer run data acquisition system, with real time electronically recorded sensors, with the purpose of monitoring the structure's most significant parameters –movements in pier foundations and crown, movements in the deck's "T" arms, stresses in the most representative sections of the piers and deck, longitudinal and transversal thermal gradients in piers and vertical and horizontal in the deck …– (Figure 37).

The static part of the measuring instrument system regularly records (every 10 minutes) the state of the structure, by automatic reading, and point operations deemed necessary (traveller advance, tier and segment concreting, etc.). Automatic readings can also be intensified when a certain operation is carried out and it is of interest to record in detail the evolution of a measurement such as, for example, analysing thermal evolution during the first hours of concreting (concrete setting).

All records are kept in a real time internet accessible data base for later use. The dynamic instruments work independently, by automatic captures in events exceeding preset trigger thresholds (when wind speed or acceleration of some structural point exceeds certain figures).

During the viaduct's construction, the instrumentation was fundamental in monitoring deck and pier movements and, therefore, in following its cambers; the piers' verticality was checked with clinometer readings, i.e., the disequilibrium's and equilibriums caused by the concreting of segments on one or both sides of the piers' centre lines, corrected by the gradients provided by the temperature probes, wind speeds and directions, tensions worked out from extensions measured on extensometers, etc.

The structure's instrumentation, which was undertaken throughout the viaduct's construction and will continue once it has come into service, has all the effects of a real scale test, a pioneer in Spain in viaducts of this magnitude. Its analysis and monitoring in cooperation with the Ministry for Development will serve as a basis for drawing up future regulations, thanks to new calculation bases being set up.

10.2. Wind tunnel tests

In view of the characteristics of the viaduct and valley in which it is located, it was deemed necessary to commission Force Technology, a company with lengthy experience in this kind of analysis, with performing two wind tunnel tests in order to accurately determine the wind force on the bridge.

10.2.1. Test 1: Aerodynamic coefficients and the Appearance of eddies

The aim of the first test was to set the aerodynamic wind coefficients relating

da a la caracterización de las acciones térmica y eólica.

La instrumentación consiste en la medición de un conjunto de magnitudes físicas del puente –temperatura, alargamiento de armaduras, inclinación de pilas y tablero, dirección y velocidad del viento, aceleraciones…– mediante un sistema de adquisición de datos gobernado por ordenador, con sensores registrados electrónicamente en tiempo real, con el fin de controlar los parámetros estructurales más significativos de la estructura –movimientos en cimentación y coronación de pilas, movimientos en los brazos de las "T" del tablero, esfuerzos en las secciones más representativas de las pilas y del tablero, gradientes térmicos, longitudinales y transversales en pilas, y verticales y horizontales en tablero…– (Figura 37).

La parte estática del sistema instrumental de medida registra periódicamente (cada 10 minutos), mediante lectura automática, el estado de la estructura, pudiéndose registrar manualmente las operaciones puntuales que se consideren necesarias (avance de carros, hormigonado de trepas y dovelas, etc…). Así mismo es posible intensificar las lecturas automáticas cuando se haga una operación determinada e interese registrar con detalle la evolución de una medida, como por ejemplo, analizar la evolución térmica durante las primeras horas de hormigonado (fraguado del hormigón).

Todos los registros quedan almacenados en una base de datos, accesible

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

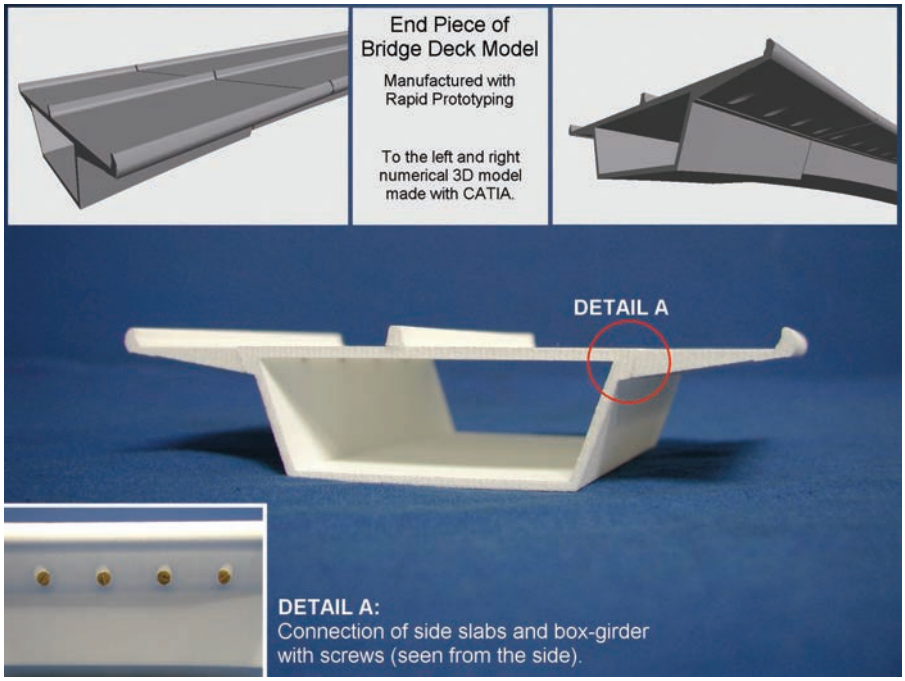


Figura 38. Detalle de modelización de sección del tablero.
Figure 38. Detail of the deck cross section's modelling.

en tiempo real vía internet, para su posterior utilización. La instrumentación dinámica funciona de forma independiente, mediante capturas automáticas ante eventos que superan los umbrales de disparos prefijados (cuando la velocidad del viento o la aceleración de algún punto estructural superen ciertos valores).

Durante la ejecución del viaducto la instrumentación ha sido fundamental en el control de los movimientos del tablero y de las pilas y, por tanto, en el seguimiento de las contraflechas del mismo; con las lecturas de los clinómetros, se ha comprobado la verticalidad de las pilas, es decir, los desequilibrios y equilibrios provocados por el hormigonado de las dovelas a uno o ambos lados de los ejes de las pilas, corregidas mediante los gradientes aportados por las sondas de temperatura, las velocidades y direcciones del viento, las tensiones deducidas de los alargamientos medidos en los extensómetros…

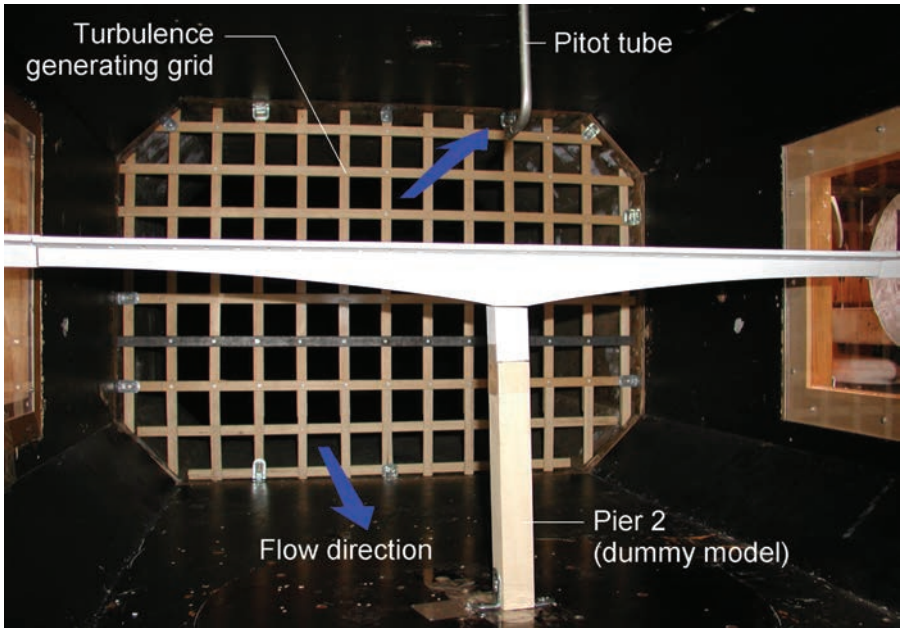


Figura 39. Ensayo de "T" de pila 2 en túnel de viento.
Figure 39. Pier 2 "T" test in wind tunnel.

to horizontal thrust, vertical force and torsional moment of the viaduct's deck as well as to study the possibility of vortices or eddies appearing there.

Two phases were analysed: construction –box section - and service–complete deck with box, cantilevers and safety barriers -. Different pieces were used for making the model such that the cantilevers and safety barriers could be assembled later. Thus a 1:200 scale model was made in which a half cantilever of the "T" for pier 2, the highest in the viaduct, was represented, and the plan curvature, the camber, the longitudinal slope and variation in depths and widths of the deck were reproduced (Figure 38).

The cross wind was studied in two directions (75º and 255º to the geographical north), in order to analyse the deck curvature's influence and it was found that the 255º direction was the worst and, therefore, that in which the highest figure for the aerodynamic coefficients were obtained (Figure 39). Measurement was made vertically and horizontally, since it was assumed that, except in the vicinity of the pier, the flow occurs in two dimensions, and the resulting forces could be projected onto the main directions to the viaduct with the camber's slope angle. The measurement was made at 7 points 0,15 m from the deck and 1 located at a pier and the other 6 equidistant 2,0 m, 3 on each side thereof (Figure 40).

The static forces induced in the deck were normalised and thus the non dimensional drag, vertical and torsional moment coefficients of in the model corresponding to the crown of pier 2 were obtained. The forces and coefficients resulting depended on the Reynolds number and, therefore, the test was performed with different speeds. Figures stabilised for high speeds.

As the force induced in the crown of pier 2 and the coefficient of drag are directly proportional, the aerodynamic coefficients in each deck section were obtained from the ratio between the head force obtained in the test and that calculated with the current IAP-98 regulations in force, for one and the same speed. The pier's drag coefficients were calculated from the Eurocode as being very much tested geometry.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

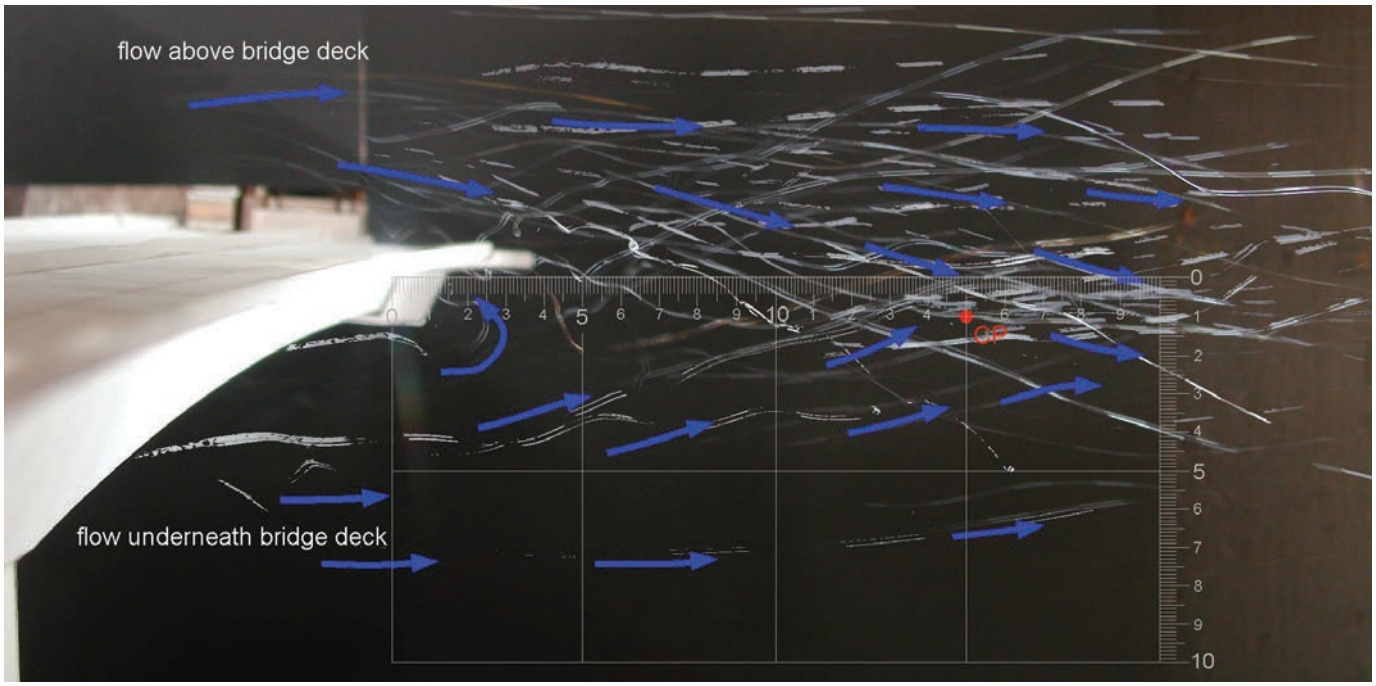


Figura 40. Flujo de viento en "T" de pila 2.
Figure 40. Wind flow at pier 2's "T".

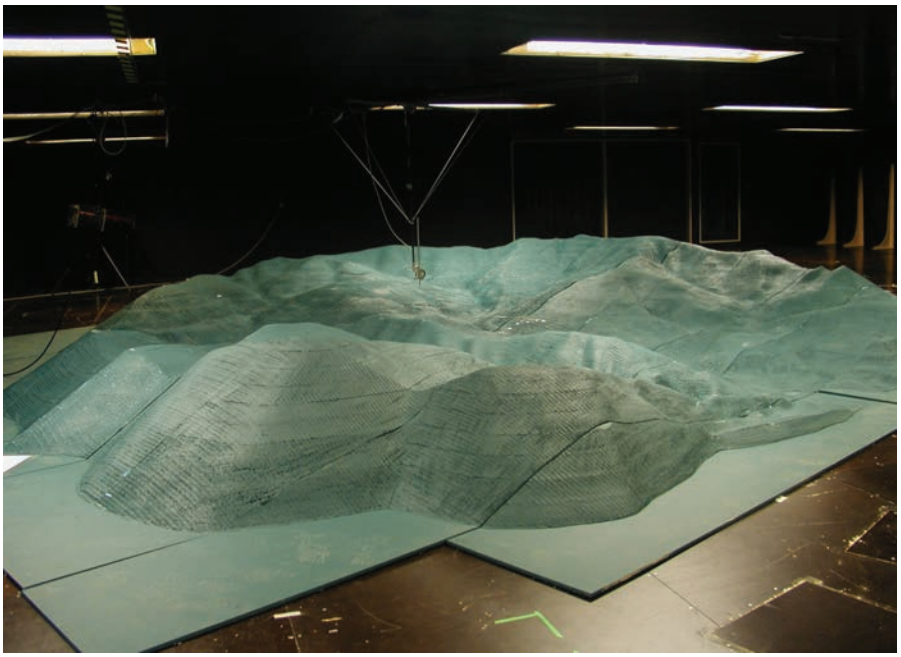


Figura 41. Maqueta en 3D del área de estudio.
Figure 41. 3D Model of the study area.

The drag coefficients obtained enabled the wind thrust on the deck and, therefore, of the stresses produced thereby, to be reduced, with the consequent optimisation of the sizing of piers and of their foundations as far as passive reinforcement and length of pile are concerned.

10.2.2. Test 2: Ground model

The purpose of this second test was to study the main wind speeds and intensity of the turbulence transversal and longitudinal to the valley and to the viaduct.

A 1:1,600 scale 3D model was made that modelled the area's actual orography where the structure is located in an area of 65 km^2 (Figure 41), where speeds were measured at a reference point –weather station– and at twelve representative points on the viaduct –4 in pier 2, the structure's highest, and the rest in span centres and deck pier sections–.

La instrumentación de la estructura, que se ha llevado a cabo a todo lo largo de la construcción del viaducto y que proseguirá una vez realizada la puesta en servicio del mismo, tiene todos los efectos de un ensayo a escala real, pionero en España en viaductos de esta envergadura. Su análisis y seguimiento en colaboración con el Ministerio de Fomento, servirá de base para la elaboración de futuras normativas, gracias al establecimiento de nuevas bases de cálculo.

10.2. Ensayos de túnel de viento

Dadas las características del viaducto y del valle en que se encuadra, se consideró necesario, en base a determinar con precisión la acción del viento sobre el puente, la realización de dos ensayos con túnel de viento a cargo de la empresa danesa Force Technology de gran experiencia en este tipo de análisis.

10.2.1. *Ensayo 1: Coeficientes aerodinámicos y Aparición de remolinos*

El objetivo del primer ensayo realizado fue establecer los coeficientes aerodinámicos del viento relativos a empuje horizontal, fuerza vertical y momento torsor del tablero del viaducto, así como estudiar la posibilidad de aparición de vórtices o remolinos en el mismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Se analizaron dos fases: construcción –sección cajón– y servicio –tablero completo con cajón, voladizos y barreras de seguridad–. Para la elaboración del modelo se utilizaron diferentes piezas de forma que los voladizos y las barreras de seguridad se pudieran ensamblar posteriormente. De esta manera se realizó un modelo a escala 1:200 en el que se representó medio voladizo de la "T" correspondiente a la pila 2, la de mayor altura del viaducto, reproduciéndose la curvatura en planta, el peralte, la inclinación longitudinal y la variación de cantos y anchos del tablero (Figura 38).

Con el objeto de analizar la influencia de la curvatura del tablero se estudió el viento transversal en los dos sentidos (75º y 255º con respecto al norte geográfico), comprobándose que el sentido 255º era el más desfavorable y, por tanto, en el que se obtuvieron mayores valores de los coeficientes aerodinámicos (Figura 39). La medición se realizó en vertical y horizontal, ya que se asumió que, salvo en las proximidades de la pila, el flujo se realiza en dos dimensiones, pudiéndose proyectar las fuerzas resultantes sobre las direcciones principales al viaducto con el ángulo de inclinación del peralte. La medición se realizó en 7 puntos separados 0,15 m del tablero y situados 1 en pila, y los otros 6 equidistantes 20 m, 3 a cada lado de la misma (Figura 40).

Las fuerzas estáticas inducidas en el tablero se normalizaron, obteniéndose así los coeficientes adimensionales de arrastre, vertical y de momento torsor en el modelo correspondiente a la coronación de la pila 2. Las fuerzas y coeficientes resultantes dependían del nº de Reynolds por lo que el ensayo se realizó con diferentes velocidades. Los valores se estabilizaron para velocidades elevadas.

Como la fuerza inducida en la coronación de la pila 2 y el coeficiente de arrastre son directamente proporcionales, los coeficientes aerodinámicos en cada sección del tablero se obtuvieron a partir de la relación entre la fuerza en cabeza obtenida en el ensayo, y la calculada con la normativa vigente IAP-98, para una misma velocidad. Los coeficientes de arrastre de la pila, por tratarse de una geometría muy ensayada, se calcularon a partir de la formulación del Eurocódigo.

Los coeficientes de arrastre obtenidos permitieron la reducción del empuje de viento sobre el tablero y, por tanto, de los esfuerzos producidos por el mismo, con la consiguiente optimización del dimensionamiento de las pilas y de sus cimentaciones, en lo que a armadura pasiva y longitud de pilotes se refiere.

10.2.2. Ensayo 2: Modelo del terreno

La finalidad de este segundo ensayo fue estudiar las velocidades principales de viento y la intensidad de turbulencia transversal y longitudinal al valle y al viaducto.

Se realizó una maqueta en 3D a escala 1:1.600 que modelizó la orografía real de la zona en donde se encuadra la estructura en un área de 65 km^2 (Figura 41), en la que se midieron las velocidades en un punto de referencia –estación meteorológica– y en doce puntos representativos del viaducto –4 de ellos en la pila 2, la más alta de la estructura, y el resto en centros de vano y secciones de pila del tablero–.

Al analizar las velocidades principales en el punto de referencia para cada una de las direcciones, se observó que las velocidades del viento longitudinal eran del orden de la mitad que las del viento transversal, ya que las primeras se encuentran muy influenciadas y, por tanto, reducidas por el terreno.

Para establecer una relación entre el modelo y la realidad, se midió la velocidad de viento en la posición de referencia y se multiplicó por las relaciones dadas en cada uno de los puntos para cada viento. En las 5 direcciones de viento estudiadas se midieron la velocidad horizontal proyectada, según la dirección del viento correspondiente, y la vertical en el citado punto de referencia y en los 12 puntos representativos del puente comentados anteriormente. Los resultados mostraron la doble influencia del terreno en los puntos de medida y en la estación de referencia. La visualización del flujo en el ensayo se realizó mediante burbujas de helio, que permitieron predecir el flujo predominante de viento para cada dirección, la separación del mismo en su caso, y la existencia o no de turbulencias con recirculaciones.

El viento transversal (45º, 70º y 250º), se canaliza longitudinalmente en el valle con poca influencia de las montañas que le rodean, por lo que apenas encuentra obstáculos diferentes del via-

On analysing the main winds at the reference point for each of the directions, the longitudinal wind speed was seen to be in the order of half the cross wind's since the former are very much influenced by the ground and, therefore, reduced.

The wind speed at the reference position was measured and multiplied by the ratios given at each of the points for each wind, in order to set a ratio between the model and reality. The horizontal speed designed was measured in the 5 wind directions studied, according to the pertinent wind direction, and the vertical at the said reference point and at the 12 representative points of the bridge mentioned earlier. The results showed the dual influence of the ground at the measurement points and at the reference station. The test flow was displayed by means of helium bubbles that enabled the predominant wind flow for each direction, the separation thereof, should such be the case, and whether turbulence with recirculation existed or not to be predicted.

The cross wind (45º, 70º and 250º), is longitudinally channelled in the valley with little influence from the mountains surrounding it and it therefore hardly finds any obstacles other than the viaduct in passing through; the latter is situated practically transversal to the valley and the flow is gently ascending to the mountains, and may be considered practically horizontal, with minor turbulence with intensities of less than 20%, which is normal in viaducts and valleys of this magnitude.

The longitudinal wind (160º and 340º) (Figure 42), runs from summit to summit of the mountain and goes from one side of the valley to the other, crowning them. Its speed reduces significantly at the bridge on the flow opening at its centre, and even separating, at the same time as turbulence appears. This is why the flow stops being horizontal and becomes noticeably descending at the two piers closest to the wind's origin and ascending at the other two. In any event, the angle of inclination does not exceed 20º, in the order of 6º at the central piers, which are the highest and most wind affected. As a counterpart, the intensity of the turbulence is much higher than in the foregoing case; above 25% and, therefore, difficult to calibrate with the model.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

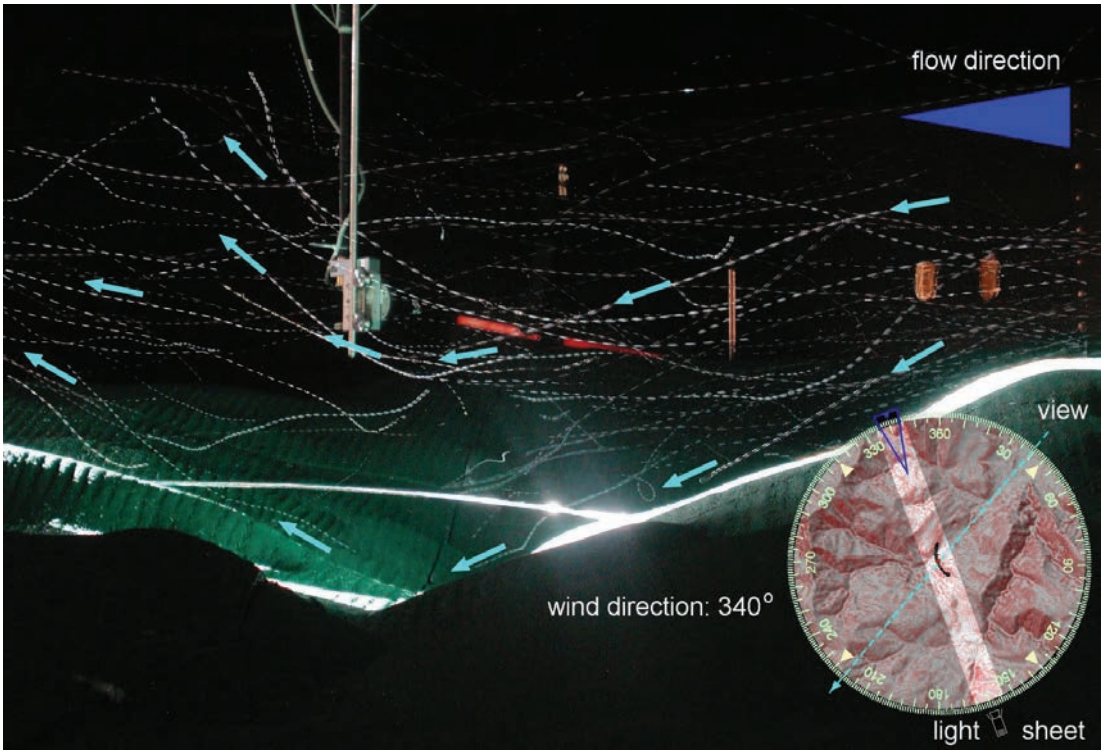


Figura 42. Visualización del viento longitudinal en el modelo de la estructura.
Figure 42. Display of the longitudinal wind in the structure's model.

The results obtained enabled, on the one hand, wind speeds at the deck to be predicted from measuring it at the reference point and, on the other, the ratios between transversal and longitudinal wind to be established, as well as the absence of wind channelling effects in the valley to be assessed.

10.3. Anchorage tests for piers 2 and 3 foundations

The viaduct's central piers have foundations made with piles on the over-consolidated Keuper clay. It is normal in calculating foundations to set the figure for ground-pile adhesion as a function of

ducto a su paso; éste se sitúa prácticamente transversal al valle, siendo el flujo suavemente ascensional hacia las montañas, pudiendo considerarse prácticamente horizontal, con pequeñas turbulencias de intensidades inferiores al 20%, normales en viaductos y valles de esta envergadura.



Figura 43. Vista general del Viaducto.
Figure 43. General view of the viaduct.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

El viento longitudinal (160º y 340º) (Figura 42), discurre de cima a cima de la montaña y va de un lado a otro del valle coronándolas. Su velocidad en el puente disminuye significativamente al abrirse el flujo en el centro del mismo, llegando incluso a separarse, al mismo tiempo que aparecen turbulencias. Por este motivo, el flujo deja de ser horizontal, siendo sensiblemente descendente en las dos pilas más próximas al origen del viento, y ascendente en las otras dos. En cualquier caso el ángulo de inclinación no supera los 20º, del orden de 6º en las pilas centrales, que son las más elevadas y más afectadas por el viento. En contrapartida la intensidad de la turbulencia es mucho más elevada que en el caso anterior; superior al 25% y, por tanto, de difícil calibración con el modelo.

Los resultados obtenidos han permitido por un lado, predecir las velocidades de viento en el tablero a partir de la medición de la misma en el punto de referencia; por otro, establecer las relaciones entre el viento transversal y longitudinal, así como evaluar la ausencia de efectos de encauzamiento del viento en el valle.

10.3. Ensayos de anclajes para las cimentaciones de las pilas 2 y 3

Las pilas centrales del viaducto se cimentan mediante pilotes sobre las arcillas sobreconsolidadas del Keuper. Habitualmente, en el cálculo de cimentaciones se establece el valor de la adhesión terreno-pilote en función de parámetros medibles de muestras extraídas en sondeos, mediante correlaciones empíricas entre la cohesión y la adhesión existentes en los manuales de cimentación, existiendo un problema añadido en los terrenos arcillosos muy resistentes, en los que no es posible extraer muestras en condiciones inalteradas para profundidades superiores a los 20 m.

Con el objeto de realizar un dimensionamiento racional de los pilotes, a partir de un conocimiento directo del comportamiento de la interacción estructura-terreno, y por tanto de la adhesión pilotes-arcilla, se realizó, a cargo de la empresa ISR, un ensayo a diferentes profundidades, en las proximidades de la pila 3, mediante 6 anclajes de pretensado de 4 cables de 0,6” de diámetro. Las longitudes libres variaron desde 10 m hasta 35 m y los anclajes fueron alojados en perforaciones de 0,15 m de diámetro, con zonas de bulbo, de 0,125 m de diámetro y 5 m de longitud.

Los ensayos realizados por INTEMAC se llevaron a cabo mediante medidas con comparadores que apreciaban centésimas de milímetro. Los ensayos en todos los anclajes, se iniciaron con una primera puesta en carga a 100 kN, un ciclo de descarga, y un ciclo de carga hasta 100 kN incrementando de 20 en 20 kN hasta la rotura del bulbo o del anclaje. Las cargas se mantenían hasta la estabilización, lo que se produjo siempre en menos de 5 minutos.

Tras analizar los resultados obtenidos en el ensayo, se observó que los valores de la adhesión eran significativamente superiores a los valores recomendados para pilotes en las distintas bibliografías. Con todo ello, dadas las elevadas cargas que origina una estructura de estas características, unido a las incertidumbres propias del Keuper como terreno, y al factor de escala existente entre los anclajes utilizados en el ensayo y los pilotes de 1,5 m de diámetro diseñados en sendas cimentaciones, se consideró necesario realizar un estudio detallado de las condiciones de cimentación de las pilas centrales 2 y 3 (explicado en el apartado 8.2.1), de mayor altura del viaducto, en base a conocer de forma precisa tanto la capacidad resistente como la deformabilidad del conjunto de cada una de las cimentaciones (Figura 43).

REFERENCIAS

[1] J. Mathivat: Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos, Editores Técnicos Asociados. S.A., Barcelona, 1980.

[2] Dr. Ing. Fritz Leonhardt: Estructuras de hormigón armado. Tomos I, II, III, IV, V y VI, Librería “El Ateneo” Editorial, 1980.

[3] Dr. Ing. Fritz Leonhardt: Hormigón pretensado, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 1967.

[4] Dr. Ing. Juan J. Arenas de Pablo: Cálculo de soportes rectangulares de hormigón armado en teoría de segundo orden, Editores Técnicos Asociados. S.A., Barcelona, 1980.

[5] Ing. Juan Carlos López Agüí: Estabilidad de pilares esbeltos de hor-

the measurable parameters of samples taken in boreholes, by means of empirical correlations between the cohesion and adhesion existing in foundation manuals, with an added problem in very resistant clay terrain where it is not possible to take samples under unaltered conditions for depths exceeding 20 m.

In order to rationally size the piles, the ISR company was commissioned with making a test at different depths in the vicinity of pier 3, from direct knowledge of the structure-ground interaction performance and, therefore of the pile-clay adhesion, using 6 prestressing anchorages with 4 cables of 0.6” diameter. The unrestrained length varied from 10 m to 35 m and the anchorages were housed in drill holes 0.15 m in diameter, with bulb areas of 0.125 m diameter and 5 m long.

The tests were carried out by INTEMAC by means of measurements with comparators which read hundredths of a millimetre. Tests on all anchorages commenced with a first loading of 100 kN, an unloading cycle and a loading cycle up to 100 kN increasing 20 by 20 kN until the bulb or anchorage failed. Loads were kept up to stabilisation which always occurred in less than 5 minutes.

After analysing the test results, the adhesion figures were seen to be significantly higher than the figures recommended for piles in different bibliographic references. In view of the high loads that a structure of these characteristics gives rise to, combined with the inherent uncertainties of the Keuper as ground and with the scale factor between the anchorages used in the test and the 1.5 m diameter piles designed in both foundations, it was deemed necessary to make a detailed study of the foundation conditions of central piers 2 and 3 (as explained in point 8.2.1), the highest in the viaduct, based on precisely knowing both the strength capacity and the deformability of each of the foundations (Figure 43).

REFERENCES

[1] J. Mathivat: Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos *Editores Técnicos Asociados. S.A., Barcelona, 1980.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

[2] Dr. Ing. Fritz Leonhardt: Estructuras de hormigón armado. Tomos I, II, III, IV, V y VI, Librería "El Ateneo" Editorial, 1980.

[3] Dr. Ing. Fritz Leonhardt; Hormigón pretensado, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 1967.

[4] Dr. Ing. Juan J. Arenas de Pablo: Cálculo de soportes rectangulares de hormigón armado en teoría de segundo orden, Editores Técnicos Asociados. S.A., Barcelona, 1970.

[5] Ing. Juan Carlos López Agüí: Estabilidad de pilares esbeltos de hormigón. Estado límite último de estabilidad, LOEMCO, 1997.

[6] Dr. Ing. Javier Manterola: Curso de puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, E.T.S.I.C.C.P Madrid

[7] Prof. Jörg Schlaich, Prof. Hartmut Scheef: Concrete Box-girder bridges, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1982.

[8] Dirección General de Carreteras: Guía de cimentaciones en obras de carretera, Ministerio de Fomento, 2003.

[9] Dr. Ing. Juan J. Arenas de Pablo y Dr. Ing. Ángel C. Aparicio: Estribos de puente de tramo recto. Concepción, diseño, cálculo, Departamento de Tecnología de las Estructuras, E.T.S.I.C.C.P Santander, 1984.

migón. Estado límite último de estabilidad, LOEMCO, 1997.

[6] Dr. Ing. Javier Manterola; Curso de puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, E.T.S.I.C.C.P Madrid

[7] Prof. Jörg Schlaich, Prof. Hartmut Scheef: Concrete Box-girder bridges, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1982.

[8] Dirección General de Carreteras: Guía de cimentaciones en obras de carretera, Ministerio de Fomento, 2003.

[9] Dr. Ing. Juan J. Arenas de Pablo y Dr. Ing. Ángel C. Aparicio: Estribos de puente de tramo recto. Concepción, diseño, cálculo, Departamento de Tecnología de las Estructuras, E.T.S.I.C.C.P Santander, 1984.

FICHA TÉCNICA / *DATA SHEET*

• Propiedad *Owner*	Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria *Ministry for Development. Demarcation of State Roads in Cantabria*
• Ingeniero de Caminos Director de Obra *Civil Engineer Site Manager*	D. Roberto Villegas Gómez
• Empresa Constructora *Construction Firm*	FERROVIAL-AGROMAN, S.A.
• Ingeniero de Caminos Jefe de Obra *Civil Engineer Site Manager*	D. José Miguel San Millán San Martín
• Empresa Consultora y Asesoría Técnica *Consultant and Technical Advisory Service*	APIA XXI, S.A.
• Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto *Civil Engineers Designers*	D. Marcos J. Pantaleón Prieto D. Roberto Revilla Angulo Dña. Patricia Olazábal Herrero
• Asistencia Técnica *Technical Assistance*	U.T.E TORROJA-URBACONSULT
• Instrumentación *Instrumentation*	KINESIA Ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Autovía de La Meseta. Viaductos de Montabliz y Pujayo. Cantabria







Pilas Viaducto de Montabliz

Un método constructivo eficiente basado en el sistema autotrepante ACS de PERI.
En estructuras con alturas superiores a los 100 m es necesario valorar las ventajas que aporta el sistema ACS, que pasa a convertirse en la tipología idónea para alcanzar el cumplimiento de los plazos y costes previstos, gracias a los óptimos rendimientos alcanzados. El sistema autotrepante ACS realiza las operaciones de trepa sin necesidad de grúas auxiliares, soportando condiciones climáticas adversas, y manteniendo en todo momento las condiciones de máxima seguridad.

El sistema autotrepante ACS ha sido empleado junto con el encofrado VARIO, en múltiples proyectos nacionales e internacionales: Torres Petronas (450 m), en Kuala Lumpur, Malasia, las pilas del viaducto de Millau (245 m), Francia; y en España, el edificio más alto, Torre Caja Madrid (250 m), Madrid, y las pilas de mayor altura en el viaducto de Montabliz (140 m), Autovía de la Meseta, Cantabria.

Sistema autotrepante PERI
Rapidez, autonomía y seguridad en altura

PERI®

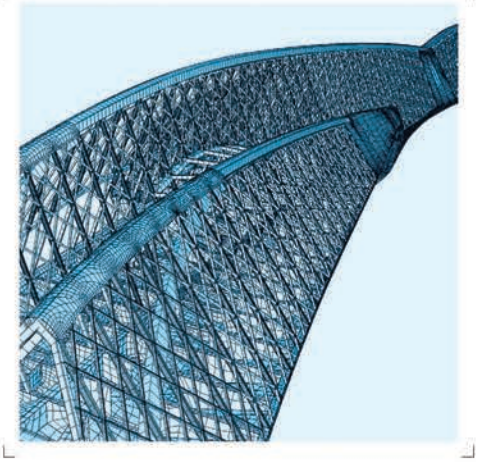
Encofrado
Andamio
Ingeniería

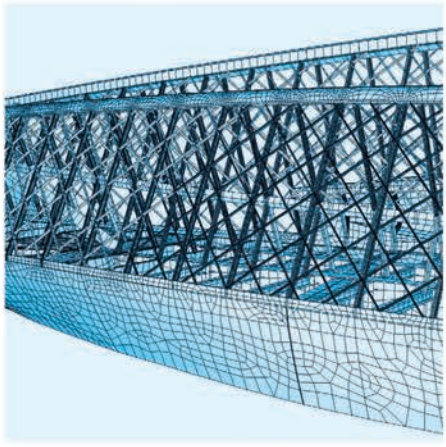
www.peri.es

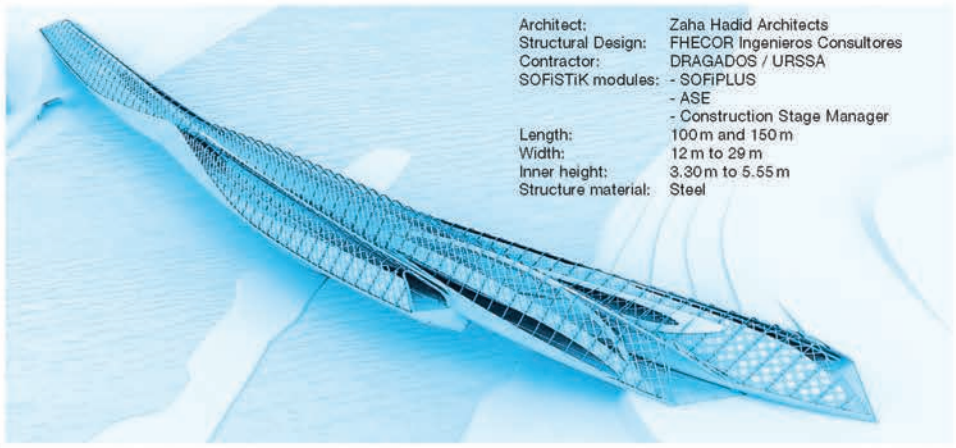
Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

SOFiSTiK
FINITE ELEMENT SOFTWARE

Zaragoza bridge pavilion / EXPO 2008







Architect:	Zaha Hadid Architects
Structural Design:	FHECOR Ingenieros Consultores
Contractor:	DRAGADOS / URSSA
SOFiSTiK modules:	- SOFiPLUS
	- ASE
	- Construction Stage Manager
Length:	100 m and 150 m
Width:	12 m to 29 m
Inner height:	3.30 m to 5.55 m
Structure material:	Steel

The Zaragoza bridge pavilion / EXPO 2008 is a structure leading over the river Ebro which serves as one of the entrances to the EXPO and on the same token as exposition space of approximately 7 000 m².

www.sofistik.com

CALTER ingeniería TER

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 248, págs. 43-52
abril-junio, 2008
ISSN: 0439-5689

Influencia del empleo de vigas planas y del tipo de hormigón en el diseño óptimo de pórticos de edificación

Influence of the use of different types of beams and concrete grades in the design of optimized reinforced concrete building frames

Ignacio Payá-Zaforteza[1], Fernando González Vidosa[2]
Víctor Yepes Piqueras[3]

Recepción / *Received:* 11/10/2007
Aceptado / *Accepted*: 07/11/2007

RESUMEN

Este artículo utiliza la cristalización simulada para el diseño de pórticos de edificación de hormigón armado optimizados económicamente. Se analiza la influencia del uso de hormigones de distinta resistencia característica a compresión, del empleo de vigas planas o descolgadas y de la agrupación de variables para simplificar la ejecución de la estructura. Para ello, se optimizan pórticos de 2 vanos de 5 m de luz y de 8 plantas con una altura por planta de 3 m. El número de variables de diseño de estos problemas varía entre 101 y 153. El trabajo concluye que el empleo de un solo tipo de hormigón HA-25 para toda la estructura incrementa su coste únicamente un 3.02%. Si además se agrupan variables, para facilitar la constructibilidad, existe un incremento adicional del 0.52%, lo cual es poco significativo. Sin embargo, el empleo de vigas planas encarece el coste en un 41.69% respecto al caso de vigas descolgadas, cuando el hormigón empleado es HA-25.

Palabras clave: optimización, heurística, estructuras, edificación, hormigón armado.

SUMMARY

This paper uses the Simulated Annealing algorithm for the design of economically optimized reinforced concrete frames commonly used in building construction. The influence of the following factors is analyzed: a) the concrete compressive strength, b) the beams depth (same as the one of the floor slabs or higher) and c) the grouping of some of the design variables. The structures studied are two bays and eight floors frames, being the span length of 5 m. and the columns height of 3 m. The number of design variables of these problems varies between 101 and 153. Results show that the use of a single concrete grade (25 MPa) in the structure increases its cost only by 3.02%. If, besides some variables are grouped in order to increase the frame constructability, the optimized structure is only 0.52% more expensive. However, if, additionally, beams of the same depth as the floor slabs are used, the cost of the optimized structure increases by 41.69%.

Key word: *optimization, heuristic, structures, edification, reinforced concrete.*

[1] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Valencia
[2] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Valencia.
[3] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Valencia.
Persona de contacto / *Corrrespondig autbr :* vyepesp@cst.upv.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

El diseño tradicional de estructuras constituye un proceso iterativo. Se inicia con la definición previa de unas dimensiones y unos materiales que son fruto de la experiencia del proyectista y de reglas sancionadas por la práctica. A continuación se analiza la estructura a partir de los principios de la resistencia de materiales y disciplinas afines, de modelos de comportamiento de los materiales y de las prescripciones de la normativa vigente. El proyecto concluye cuando, tras varios ajustes y correcciones, queda garantizada su seguridad y funcionalidad. Sin embargo, la objetividad del diseño y la economía alcanzada de esta forma depende fuertemente de la pericia del calculista. Frente a este método de prueba y error, la optimización ofrece una alternativa objetiva al diseño estructural.

La disponibilidad de ordenadores de elevada potencia de cálculo y bajo coste, junto con el desarrollo de técnicas basadas en la inteligencia artificial, ha permitido que en las últimas décadas haya crecido de forma importante el diseño de estructuras óptimas [1,2]. La optimización de las estructuras implica la resolución de un problema condicionado, análogo a otros como la planificación y la gestión de las operaciones y el uso eficiente de los recursos, que fueron el origen del desarrollo de la inteligencia artificial a mediados de los años 50.

La optimización condicionada puede afrontarse mediante técnicas exactas o aproximadas. Las primeras se basan en la programación matemática [3,4]. Estos métodos requieren un tiempo de cálculo que crece exponencialmente con el número de variables, y por tanto, no permiten afrontar la optimización de la mayoría de las estructuras reales. La optimización aproximada puede abordarse mediante técnicas heurísticas y metaheurísticas, cuyo reciente desarrollo está unido a la evolución de métodos basados en la inteligencia artificial. Dentro de este conjunto se encuentran procedimientos como los algoritmos genéticos, la búsqueda tabú, la cristalización simulada, las colonias de hormigas o las redes neuronales, entre otros [5-9].

Los métodos de resolución exactos permiten, en ocasiones, optimizar una estructura siempre que el número de variables sea suficientemente reducido. Por ejemplo, Moragues [10] emplea la programación matemática para minimizar el coste de estructuras aporticadas restringiendo el problema a 7 variables de decisión, verificando el estado límite de agotamiento por solicitaciones normales, sin considerar diferentes calidades de hormigón y acero y sin realizar un diseño detallado del armado de la estructura. Sarma y Adeli [11] aportan una extensa revisión de artículos sobre la optimización económica de estructuras de hormigón. Estos autores insistieron en la necesidad de resolver estructuras reales de interés, tal y como ya apuntaron en 1994 Cohn y Dinovitzer [12] constatando la escasez en la aplicación de la optimización al hormigón estructural frente a las estructuras metálicas.

La programación evolutiva, y en particular los algoritmos genéticos, son los procedimientos heurísticos preponderantes en la optimización de las estructuras desde sus inicios. Las contribuciones de Goldberg y Samtani [13] Jenkins [14,15] Hajela [16], Rajeev y Krisnamoorthy [17], a finales de los 80 y principios de los 90, fueron pioneras en minimizar el peso de las estructuras metálicas. Kicinger et al. [18] aportan una revisión reciente de las aplicaciones de la programación evolutiva al diseño estructural.

Los algoritmos genéticos también se han empleado en una gran parte de los estudios realizados en la optimización del hormigón estructural. Las primeras aplicaciones de 1997 incluyen el trabajo de Coello et al. [19] con vigas biapoyadas. Referencias a publicaciones más recientes que minimizan el coste de estructuras de hormigón basándose en estas técnicas evolutivas pueden consultarse en la tesis doctoral de Payá-Zaforteza [20].

El uso de métodos heurísticos alternativos a los genéticos para la optimización de estructuras de hormigón es más bien escaso [21,22]. Recientemente, el trabajo desarrollado por el Grupo de Procedimientos de Construcción, Optimización y Análisis de Estructuras de la Universidad Politécnica de Valencia ha minimizado el coste de estructuras reales de hormigón tales como muros, pórticos y marcos de carretera, pilas de puentes y pórticos de edificación con metaheurísticas como la cristalización simulada, la búsqueda tabú, la aceptación por umbrales y las colonias de hormigas, entre otros [23-27]. Asimismo, se ha abordado la optimización multiobjetivo en pórticos de edificación [28].

Las estructuras objeto de este trabajo son los pórticos planos de edificación de hormigón armado. Constituyen una tipología habitual en la construcción de edificios en España, donde aproximadamente el 70% de las viviendas están constituidas por forjados unidireccionales y pórticos planos paralelos entre sí. Esta tipología está diseñada para soportar cargas verticales y cargas horizontales moderadas, siendo inevitable el uso de sistemas apantallados cuando las acciones de viento y sismo son de gran magnitud. Los pórticos están formados por elementos horizontales o jácenas con luces entre 5 y 12 m, que recogen las cargas de los forjados y las transmiten a los pilares, cuya altura varía entre 3 y 6 m. En nuestro país es habitual imponer a las jácenas el mismo canto que a los forjados; son las denominadas vigas planas, donde el estado límite de deformaciones suele ser la condición activa de diseño. Son elementos que se calculan para soportar las acciones prescritas por el Código Técnico de Edificación [29], verificándose, además, los estados límites de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE [30].

Los resultados de trabajos preliminares [20,24] muestran que los hormigones de los pórticos optimizados tienen resistencias características a compresión superiores a los 25 MPa del hormigón HA-25 habitualmente utilizado en edificación en nuestro país para pórticos de hasta ocho alturas. Por ello, en este trabajo se estudia la repercusión económica del empleo de un único hormigón HA-25 en la estructura. Además, se aborda la minimización del coste de un pórtico de dos vanos y ocho alturas en el que se han definido cuatro grupos de vigas de modo que todas las vigas pertenecientes a un mismo grupo tienen las mismas dimensiones geométricas y armado. Esta estrategia permite simplificar la ejecución de la obra y disminuir el número de variables manejado. La agrupación de variables es una práctica utilizada anteriormente por diversos autores [31,32], pero su repercusión económica no ha sido analizada. Se estudia finalmente la influencia del uso de las vigas planas frente a las descolgadas, proporcionan-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

do reglas de predimensionamiento para estas estructuras que se comparan con las propuestas de otros autores.

El artículo se organiza de la siguiente forma: en primer lugar se detalla la definición y comprobación de los pórticos de edificación, seguidamente se describe el algoritmo de optimización empleado, posteriormente se expone la aplicación del método heurístico analizándose los resultados obtenidos y, por último, se establecen las conclusiones del trabajo.

2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE OPTIMIZACIÓN

El problema consiste en la optimización económica de un pórtico plano de edificación de hormigón armado. Se trata de minimizar la función objetivo F de la expresión (1), comprobando además que se cumplen las restricciones de la expresión (2).

$$F\left(x_1,x_2,..\ .x_n;p_1,p_2,..\ .p_m\right)= \\ =\sum_{i=1}^{r} c_i\cdot m_i\left(x_1,x_2,..\ ,x_n;p_1,p_2,..\ .p_m\right) \quad (1)$$

$$g_j\left(x_1,x_2,..\ .x_n;p_1,p_2,..\ .p_m\right)\le 0 \quad (2)$$

Obsérvese que x_1, x_2,,.. x_n son variables de diseño cuya combinación es objeto de optimización y p_1, p_2,..., p_m son los parámetros asociados al problema. El coste de ejecución de la estructura (1) es la función objetivo obtenida al sumar los productos de los costes unitarios de las respectivas unidades de obra por sus mediciones. La expresión (2) representa todas las condiciones, tanto geométricas como de estados límite, que debe verificar el pórtico.

La función objetivo incluye el coste de los materiales y el de todas las partidas necesarias para ejecutar los pórticos como, por ejemplo, el encofrado y desencofrado de vigas y pilares y el cimbrado y descimbrado de vigas. Los precios unitarios proceden de una consulta efectuada a empresas constructoras en octubre del año 2004, detallándose en la Tabla 1.

El número de variables del problema depende de la cantidad de vanos y plantas del pórtico considerado (ver Payá-Zaforteza [20]). Los pórticos estudiados en este trabajo, de 2 vanos y 8 alturas, requieren 153 variables para definir la geometría de las secciones de vigas y pilares, los tipos de acero y de hormigones y los armados. El conjunto de combinaciones de valores para dichas variables constituye el espacio de soluciones. Tal espacio es extraordinariamente grande, del orden de 9.15×10^{232}, lo cual implica que sea inabordable la búsqueda exhaustiva del óptimo en tiempos de cálculo razonables (ver Payá-Zaforteza [20]). Ello justifica la adopción de técnicas heurísticas para su resolución.

Los parámetros del problema son aquellas magnitudes que se toman como datos y, por tanto, no forman parte de la optimización. Así, la luz de cada vano es de 5 m y la altura de cada planta es de 3 m (ver Figura 1); el canto de los forjados es de

Tabla 1. Precios unitarios de las unidades de obra

Unidad de obra	Precio unitario (€)
Kg Acero B-400 S	1.27
Kg Acero B-500 S	1.30
m^3 Hormigón HA-25 en vigas	78.40
m^3 Hormigón HA-30 en vigas	82.79
m^3 Hormigón HA-35 en vigas	98.47
m^3 Hormigón HA-40 en vigas	105.93
m^3 Hormigón HA-45 en vigas	112.13
m^3 Hormigón HA-50 en vigas	118.60
m^3 Hormigón HA-25 en pilares	77.80
m^3 Hormigón HA-30 en pilares	82.34
m^3 Hormigón HA-35 en pilares	98.03
m^3 Hormigón HA-40 en pilares	105.1
m^3 Hormigón HA-45 en pilares	111.72
m^3 Hormigón HA-50 en pilares	118.26
m^2 Encofrado-desencofrado de vigas	25.05
m^2 Encofrado-desencofrado de pilares	22.75
m^2 Cimbrado-descimbrado de vigas	38.89

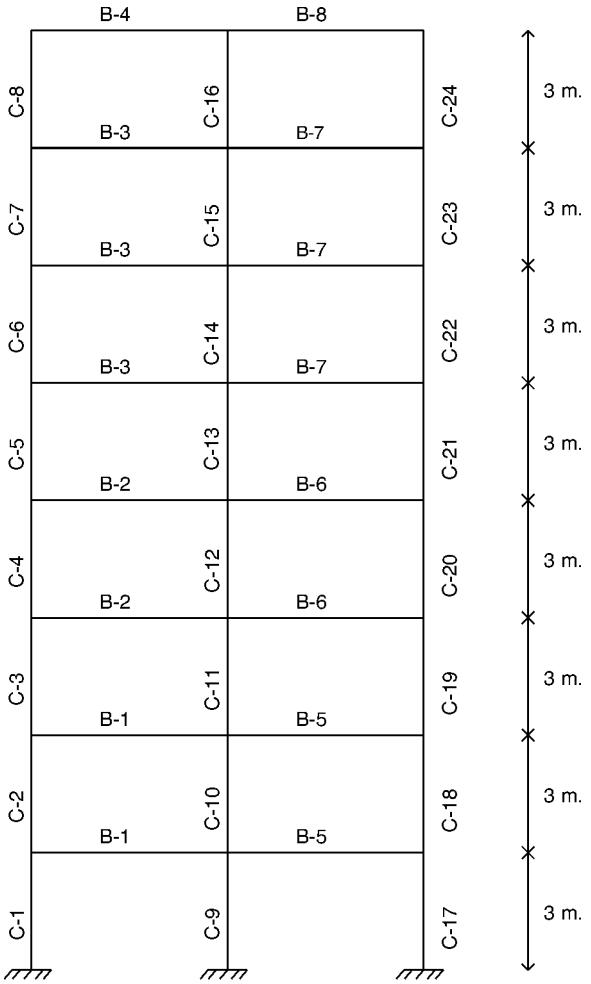


Figura 1. Elementos constituyentes del pórtico objeto de optimización económica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Tabla 2. Parámetros relativos a las acciones consideradas

Descripción	Valor adoptado
Cargas permanentes en forjados por planta (KN/m^2)	Planta tipo: 4 KN/m^2 Cubierta: 6 KN/m^2
Sobrecargas de uso en forjados por planta (KN/m^2)	Planta tipo: 3 KN/m^2 Cubierta: 1 KN/m^2
Altitud topográfica del emplazamiento del edificio (m)	0 m
Zona eólica del emplazamiento del edificio	X
Situación topográfica del edificio	Normal
Porcentaje que suponen el peso de lo elementos no estructurales sobre las cargas permanentes totales (%)	Planta tipo: 25% Cubierta: 50%
Edad de la estructura cuando se descimbra (días)	14 días
Edad de la estructura cuando se aplican las cargas muertas y la sobrecarga cuasi-permanente (días)	28 días
Edad de la estructura para el cálculo de las flechas (días)	8.000 días

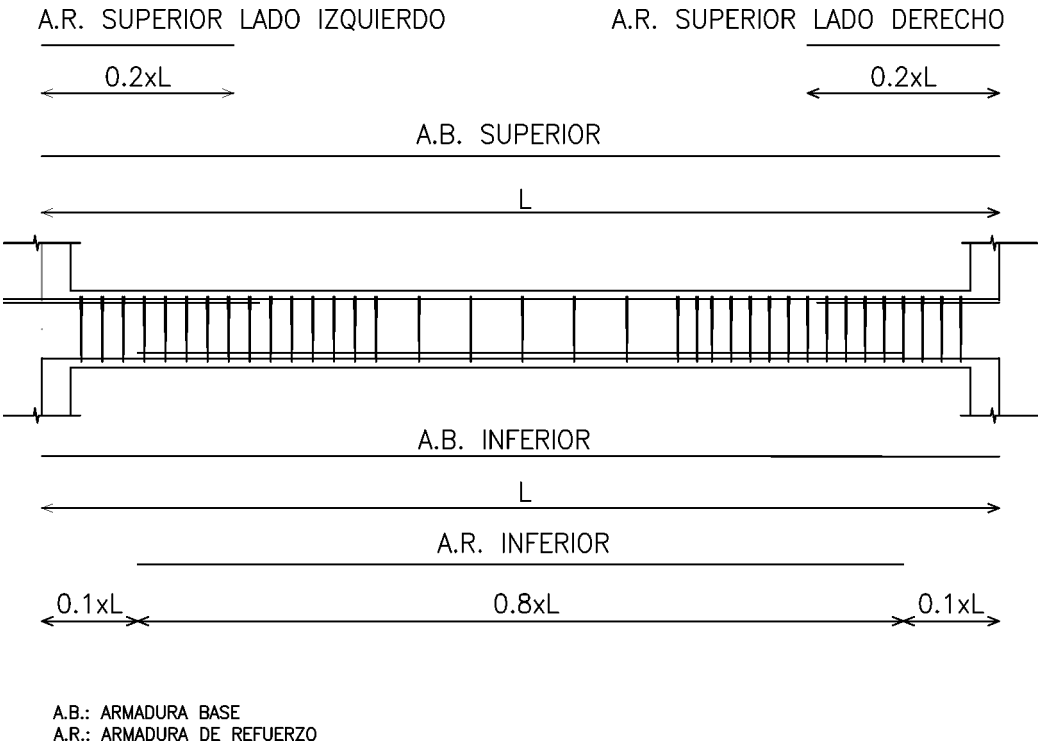


Figura 2. Armadura longitudinal de vigas.

0.29 m; la separación entre pórticos es de 5 m; la distancia mínima entre la cara superior del forjado de una planta y la cara inferior de las vigas de la planta superior es de 2.45 m; el nivel de control de la ejecución es normal; el ambiente de la estructura es tipo I; los coeficientes de minoración de las resistencias de los materiales son de 1.5 y 1.15 para el hormigón y el acero respectivamente; el recubrimiento de las armaduras es de 30 mm y el tamaño máxima del árido es de 25 mm. En la Tabla 2 se recogen los parámetros relativos a las acciones.

Asimismo, por razones de facilidad constructiva, se ha considerado que la calidad del hormigón es la misma para todos los pilares de una planta y para todas las vigas que se apoyan en esos pilares. Además, en el caso de las vigas, se ha adoptado un único ancho y canto para todas las vigas de la misma planta. En cuanto al armado, se ha dispuesto una armadura base inferior y superior que recorre toda la longitud de las vigas de una misma planta. Adicionalmente, se ha previsto en cada viga un refuerzo inferior con una longitud de 0.8 veces su luz y uno superior en cada uno de sus extremos con una dimensión 0.2 veces su luz (ver Figura 2). Las longitudes predefinidas de estos refuerzos son similares a las indicadas en el artículo 56.2 de la EHE para la armadura a disponer en la banda de soportes de las placas sobre apoyos aislados y, en todo caso, pueden ser consideradas como variables en futuras investigaciones. Para definir la armadura de cortante de vigas, se han considerado divididas en tres zonas de igual longitud, en cada una de las cuales la armadura de cortante es la misma,

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

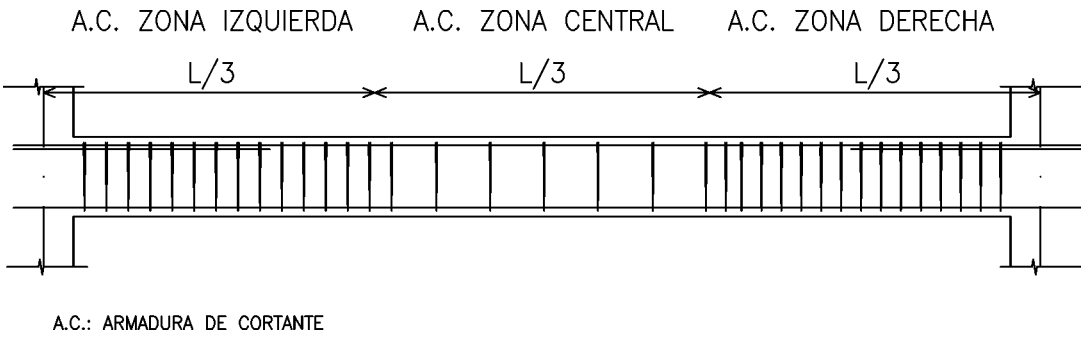


Figura 3. Armadura de cortante de vigas.

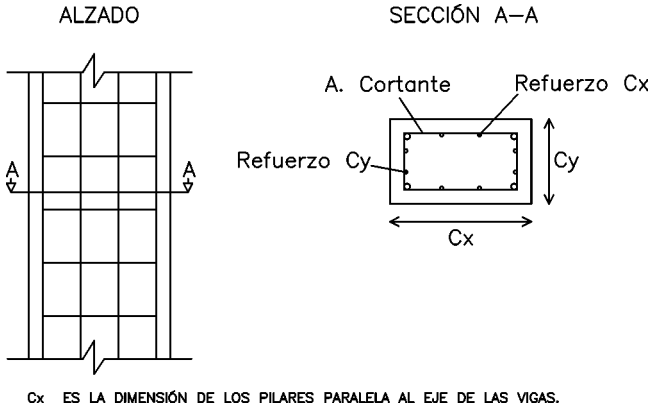


Figura 4. Armadura de pilares.

pero pudiendo variar de una zona a otra dentro de cada viga (ver Figura 3). Por último, reflejando la práctica constructiva habitual, los pilares se arman con una armadura longitudinal y un estribado de cortante constantes en toda su altura (ver Figura 4). Se señala que la medición total de acero obtenida a partir de los esquemas de armado anteriormente explicados se incrementa en un 10% para considerar el acero adicional necesario para efectuar los solapes de armaduras, el diseño detallado de los nudos y las pérdidas por despuntes.

Por otro lado, las restricciones estructurales se refieren a los estados límite y prescripciones constructivas que deben cumplirse según la instrucción EHE y reglas de buena práctica constructiva. Para ello, se han calculado las envolventes de esfuerzos y deformaciones debidos a las acciones prescritas por el Código Técnico de Edificación [29]. La estructura se ha calculado empleando un método matricial que incluye la deformabilidad por axiles mediante un análisis elástico lineal con características mecánicas brutas de la secciones. La estructura se supone arriostrada transversalmente por los forjados. Los casos de carga considerados son las cargas permanentes, sobrecarga de uso en vanos pares e impares, sobrecarga en todos los vanos y viento en dos direcciones opuestas. De las 48 combinaciones de casos de carga elementales resultantes se obtienen las envolventes de momentos flectores correspondientes a las combinaciones ELS cuasipermanente, ELS poco probable y las envolventes de flectores, axiles y cortantes correspondientes al ELU. Asimismo se calculan las flechas activas y totales de las jácenas del pórtico. El cálculo de pilares en ELU incluye las excentricidades adicionales de pandeo descritas en la EHE en la hipótesis de pórtico traslacional en su plano, con desplazamientos en cabeza menores que 1/750 de la altura del pórtico. Los cálculos de ELS de fisuración también incluyen una estimación de holguras medidas como relación entre la abertura de fisura obtenida y la máxima permitida según el ambiente. El ELS de deformaciones se verifica siguiendo el método simplificado de la EHE considerándose admisibles flechas de 1/250 de la luz para la flecha total y de 1/400 para la flecha activa.

Nótese que se realiza una comprobación de los estados límite y no se intenta dimensionar en el sentido habitual, puesto que el orden en el dimensionamiento obvia otras posibilidades que la optimización heurística no descarta. Así, por ejemplo, se pueden eliminar armaduras de cortante con aumentos localizados de armadura longitudinal, lo cual puede resultar más económico que disponer armadura de cortante [26,27].

3. PROCEDIMIENTO DEL ALGORITMO DE CRISTALIZACIÓN SIMULADA

Se emplea la cristalización simulada SA (Simulated Annealing), como procedimiento de optimización (ver [6]). Este método requiere una solución inicial y un mecanismo que permita el movimiento de una solución a otra próxima, siempre y cuando se cumpla con un criterio de aceptación determinado. Este paso puede realizarse mediante un pequeño cambio en el valor de una o varias variables. Se denomina entorno al conjunto de soluciones a las que se puede llegar aplicando un movimiento desde una solución determinada. En la versión propuesta, sólo se han aceptado nuevas soluciones cuando se cumplen todas las restricciones impuestas.

SA se basa en una analogía con los procesos de formación de masas de cristales a partir de masas fundidas a altas temperaturas que se dejan enfriar lentamente. El proceso se rige por la expresión de Boltzmann $exp(-\Delta E/T_k)$, donde ΔE es el incremento de energía y T_k es la temperatura. Dada la forma de esta expresión, a medida que se enfría la masa se reduce la probabilidad de que se formen configuraciones de mayor energía.

SA compara la energía de la masa cristalina con el valor de la función de coste evaluada para una solución admisible de un problema de optimización. La temperatura en este algoritmo

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

constituye un parámetro de control. El procedimiento se inicia con una solución factible generada aleatoriamente y con la determinación de una temperatura inicial. La solución en curso se modifica mediante la aplicación de un movimiento lo que genera una nueva solución. Ésta reemplaza a la anterior si a) reduce su coste o b) un número aleatorio entre 0 y 1 es menor que la expresión de Bolzman $exp(-\Delta E/T_k)$, donde ahora ΔE es el incremento de coste y T_k es la temperatura actual que se mantiene para un número definido de movimientos denominado cadena de Markov. Tras una cadena, se produce un enfriamiento de la temperatura y continúa la búsqueda con una nueva cadena. El proceso termina cuando la temperatura desciende hasta un cierto umbral o bien no aparecen mejoras en un número consecutivo de cadenas. La metaheurística tiende asintóticamente a la solución óptima siempre que el número de iteraciones sea suficientemente elevado. Sin embargo, la obtención de buenos resultados en tiempos razonables de cálculo sólo es posible si se calibran los parámetros del algoritmo y se definen movimientos adecuados al problema planteado.

Los trabajos previos de Payá-Zaforteza [20] han permitido ajustar los parámetros que guían la metaheurística SA para los pórticos de edificación, así como generar soluciones aleatorias mediante una estrategia de saltos múltiples aleatorios. El movimiento utilizado en SA consiste en una modificación de un máximo de tres variables. Para el cálculo de la temperatura inicial se ha utilizado el método de Medina [34], de forma que el porcentaje de aceptaciones en los estadios iniciales se encuentre entre el 20 y el 40%. Se ha empleado un coeficiente de enfriamiento geométrico r=0.8. El criterio de parada ha sido detener el proceso de cálculo si no existen mejoras en dos cadenas de Markov. Por último, Payá-Zaforteza [20] encontró una fuerte dependencia lineal entre el número de variables de este problema (NumVar) y la longitud adecuada para la cadena de Markov (Lm). Así, para pórticos de dos vanos y hasta 8 plantas la relación es la indicada en la Expresión 1, donde se observa la fuerte correlación lineal encontrada.

$$Lm = 1592.105 \cdot NumVar - 46592.110 \quad (R^2 = 0.9963) \qquad (1)$$

4. APLICACIÓN Y RESULTADOS

La gran mayoría de los edificios construidos en España con un máximo de ocho alturas emplean hormigón HA-25 y vigas planas. Por otro lado, la facilidad constructiva hace razonable el agrupamiento de variables, de forma que las vigas pertenecientes a un mismo grupo presenten idénticas dimensiones y armados (ver Figura 5). Por tanto, se plantea aplicar el algoritmo SA anterior a pórticos de 2 vanos y 8 alturas comprobando la influencia de la adopción de un único tipo de hormigón (HA-25), la presencia o no de vigas planas y la agrupación de variables. Para cuantificar la repercusión de los aspectos anteriores, se plantea un estudio aplicado a los cuatro problemas caracterizados en la Tabla 3.

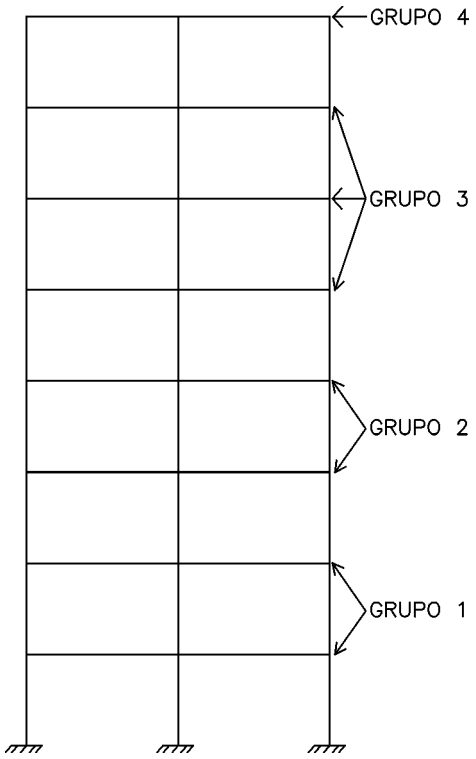


Figura 5. Definición de agrupación de variables en vigas.

El algoritmo SA descrito se ha ejecutado un total de nueve veces para cada uno de los problemas. El código del programa se ha implementado en FORTRAN 77, en un ordenador con procesador Pentium IV a 3.2 GHz y 2 GB de memoria RAM. En la Tabla 4 se indica, para cada uno de los problemas, el número de variables y la longitud de la cadena de Markov necesaria, según la Expresión 1.

En la Tabla 5 se recoge el coste mínimo para cada caso, con sus valores medios y coeficientes de variación, así como el tiempo medio de cálculo, en minutos. Se constata cómo la disminución del número de variables permite reducir significativamente los tiempos medios de cálculo. Así, pasar de 153 variables (problema P-2v8h.1) a 105 (problema P-2v8h.3) requiere una duración del proceso de cálculo un 49% inferior.

El empleo de un hormigón HA-25 para toda la estructura incrementa el coste mínimo sólo en un 3.02% (ver Tabla 5). Si se simplifica la ejecución del pórtico agrupando variables se produce un incremento adicional del coste del 0.52%, lo cual sigue siendo poco significativo. Sin embargo, el uso de las

Tabla 3. Pórticos planos analizados de 2 vanos y 8 plantas

Problema	Tipo de hormigón	Tipo de vigas	Agrupación de variables
P-2v8h.1	Variable	Descolgadas	No
P-2v8h.2	HA-25	Descolgadas	No
P-2v8h.3	HA-25	Descolgadas	Sí (ver Figura 2)
P-2v8h.4	HA-25	Planas	Sí (ver Figura 2)

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Tabla 4. Número de variables y longitud de cadena de Markov para los pórticos de 2 vanos y 8 plantas

Problema	Número variables	Longitud cadena de Markov
P-2v8h.1	153	200000
P-2v8h.2	145	185000
P-2v8h.3	105	121000
P-2v8h.4	101	115000

Tabla 5. Costes y tiempos de cálculo obtenidos en la optimización de pórticos de 2 vanos y 8 plantas ejecutando 9 veces el algoritmo SA para cada uno de los problemas. (*) Coeficiente de variación del coste. (**) Tiempo medio de cálculo, en minutos.

Problema	Coste mínimo (€)	Coste medio (€)	CV % (*)	TMC (**)
P-2v8h.1	8242.23	8334.44	0.63%	361.1
P-2v8h.2	8491.51	8534.03	0.47%	337.9
P-2v8h.3	8536.01	8659.32	1.60%	184.1
P-2v8h.4	12095.04	12267.78	0.99%	151.2

Tabla 6. Dimensiones de vigas en pórticos de 2 vanos de 5 m y 8 alturas optimizadas para hormigón HA-25. Dimensiones en metros

Grupo de vigas	Vigas descolgadas (P-2v8h.3)				Vigas planas(P-2v8h.4)			
	Ancho b	L/b	Canto h	L/h	Ancho b	L/b	Canto h	L/h
4 (cubierta)	0.39	12.8	0.55	9.1	0.61	8.2	0.29	17.2
3	0.24	20.8	0.55	9.1	0.45	11.1	0.29	17.2
2	0.23	21.7	0.54	9.3	0.40	12.5	0.29	17.2
1	0.23	21.7	0.49	10.2	0.34	14.7	0.29	17.2

vigas planas supone un añadido en el menor coste obtenido del 46.74% respecto al problema P-2v8h.1 y de un 41.69% en relación al pórtico equivalente con vigas descolgadas (problema P-2v8h.3).

El análisis de los costes de las estructuras con vigas descolgadas indica que el encofrado supone el 44.54% del total, el acero el 27.85%, el hormigón el 18.38% y el cimbrado de vigas el 9.23%. En el caso de vigas planas, el coste del encofrado se reduce al 31.51%, el del acero aumenta al 42.33%, el del hormigón disminuye al 15.10% y el del cimbrado de vigas se incrementa ligeramente al 11.04%.

A continuación se comprueban las diferencias entre los pórticos optimizados con vigas descolgadas o planas, empleando el hormigón habitual HA-25 y agrupando las variables para facilitar la construcción de la estructura. En la Tabla 6 se recogen las características de las vigas de los problemas P-2v8h.3 y P-2v8h.4.

La relación luz/canto de las vigas descolgadas, optimizadas según las hipótesis del presente trabajo, varían entre 9.1 en cubierta y 10.2 en la primera planta. Estos valores se aproximan a reglas de dimensionamiento previo proporcionadas por Calavera [35], quien recomienda valores del orden de 10 a 15 para dinteles de pórticos sometidos exclusivamente a acciones verticales, o por Rodríguez [36], quien recomienda valores del orden de 10 a 12 en el caso de luces de 5.50 m y carga total de hasta 700 kg/m^2. Las vigas planas analizadas presentan una relación luz/canto de 17.2, pues la dimensión del forjado se considera como parámetro del problema (29 cm). Esta relación es próxima a las recomendaciones de Calavera [35] de 18 a 22, y algo alejadas respecto a las de Rodríguez [36], de 30 en vanos interiores y 24 en vanos extremos.

Los anchos de las vigas descolgadas obtenidas para el problema P-2v8h.3 son algo menores a las recomendaciones de Rodríguez [36] (20 a 35 cm), especialmente en el caso de la cubierta, como se observa en la Tabla 6. Este autor también señala una relación luz/ancho para predimensionar una viga plana de 10 en alineaciones que soportan paños por ambos lados, cifra sensiblemente inferior a la obtenida para el problema P-2v8h.4, excepto para el caso de la cubierta.

En la Tabla 7 se indican las cuantías de acero por unidad de volumen de hormigón para el caso de vigas de pórticos con vigas descolgadas (problema P-2v8h.3) y planas (P-2v8h.4), con agrupación de variables y con hormigón HA-25. En las vigas descolgadas la cuantía total de acero oscila entre 108 y 127 kg de acero por m^3 de hormigón en las plantas tipo, excepto en la de cubierta que es de 65 kg/m^3. La armadura de cortante, en estos casos, constituye aproximadamente la quinta parte del total requerido, excepto en cubierta donde es algo mayor. En la Tabla 7 también se observa el incremento en acero necesario para las vigas planas, llegando a cifras de 300 kg/m^3, que casi triplican la cuantía de acero de las vigas descolgadas. La armadura de cortante se incrementa mucho menos, suponiendo un porcentaje menor respecto al total en relación con las vigas descolgadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Tabla 7. Cuantías (kg acero/m³ hormigón) en vigas de pórticos de 2 vanos de 5 m y 8 alturas optimizados para hormigón HA-25

Grupo de vigas	Vigas descolgadas (P-2v8h.3)			Vigas planas (P-2v8h.4)		
	Flexión	Cortante	Total	Flexión	Cortante	Total
4 (cubierta)	50	15	65	276	23	299
3	90	18	108	259	36	295
2	90	21	111	262	38	300
1	102	25	127	253	39	292

Tabla 8. Escuadrías de pilares de pórticos de 2 vanos de 5 m y 8 alturas optimizados para hormigón HA-25. El primer número indica el ancho del pilar y el segundo su canto

Planta	Vigas descolgadas (P-2v8h.3)		Vigas planas (P-2v8h.4)	
	Pilares interiores	Pilares exteriores	Pilares interiores	Pilares exteriores
8 (cubierta)	30 x 35	25 x 35	35 x 30	25 x 55
7	35 x 40	25 x 35	40 x 35	25 x 55
6	40 x 40	25 x 35	45 x 40	25 x 55
5	40 x 40	25 x 35	50 x 45	25 x 55
4	40 x 45	25 x 40	55 x 50	25 x 60
3	45 x 50	25 x 40	55 x 55	25 x 65
2	50 x 55	25 x 40	55 x 60	30 x 70
1	55 x 60	25 x 40	60 x 60	30 x 70

Tabla 9. Cuantías mecánicas de la armadura longitudinal de pilares de pórticos de 2 vanos de 5 m y 8 alturas optimizados para hormigón HA-25

Planta	Vigas descolgadas (P-2v8h.3)		Vigas planas (P-2v8h.4)	
	Pilares interiores	Pilares exteriores	Pilares interiores	Pilares exteriores
8 (cubierta)	0.113	0.202	0.112	0.229
7	0.107	0.135	0.126	0.129
6	0.105	0.135	0.131	0.172
5	0.131	0.202	0.105	0.238
4	0.111	0.177	0.107	0.249
3	0.111	0.315	0.108	0.274
2	0.126	0.491	0.167	0.340
1	0.112	0.315	0.107	0.112
Cuantía media	0.115	0.247	0.120	0.218

Tabla 10. Cuantías (kg acero/m³ hormigón) de la armadura longitudinal de pilares de pórticos de 2 vanos de 5 m y 8 alturas optimizados para hormigón HA-25

Planta	Vigas descolgadas (P-2v8h.3)		Vigas planas (P-2v8h.4)	
	Pilares interiores	Pilares exteriores	Pilares interiores	Pilares exteriores
8 (cubierta)	37	67	37	76
7	42	45	42	43
6	37	45	43	57
5	37	67	35	79
4	43	59	36	82
3	35	104	36	91
2	35	163	55	113
1	37	104	36	37
Cuantía media	60	59		

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Las escuadrías obtenidas para los pilares de los pórticos de los problemas P-2v8h.3 y P-2v8h.4 figuran en la Tabla 8. Se observa una disminución de la sección de los pilares en relación con la altura, presentando los pilares interiores mayores secciones. En cuanto a las cuantías mecánicas medias de la armadura longitudinal obtenidas para los pilares en estos problemas (ver Tabla 9), éstas son de 0.12 para los pilares interiores y de 0.23 para los exteriores, en los que los esfuerzos de flexión son más importantes.

Por último, en la Tabla 10 figuran las cuantías de la armadura longitudinal de los pilares en los problemas analizados, observándose una cuantía media en torno a los 60 kg de acero por m^3 de hormigón. Estas cifras son inferiores a las propuestas por Rodríguez [36] de 100 a 120 kg/m^3. En este caso, éste autor prefiere, probablemente por motivos arquitectónicos, pilares de menores dimensiones pero con cuantías de armadura más altas que las obtenidas en el trabajo por motivos estrictamente económicos.

5. CONCLUSIONES

El trabajo desarrollado en el presente artículo permite comprobar que, en los casos estudiados, la inteligencia artificial representada en un algoritmo de cristalización simulada, ha sido capaz de diseñar de forma automática pórticos planos de edificación de hormigón armado, detectando con una metodología objetiva, relaciones prácticas que, para el caso de los pórticos estudiados de 2 vanos y 8 alturas, son congruentes con las que normalmente se emplean en las oficinas de cálculo experimentadas.

A partir de los resultados obtenidos se señalan las siguientes conclusiones:

a) El empleo de hormigones de resistencia variable permite reducir el coste de la estructura (un 3.02% en el caso de un hormigón HA-25). Sin embargo esto sólo sería posible con una correcta planificación del programa de hormigonado pues el hormigón utilizado en forjados es habitualmente un HA-25.

b) Recurrir a diseños con vigas planas es altamente ineficiente desde el punto de vista económico en comparación con la alternativa de vigas descolgadas (un incremento del 41.69% con un hormigón HA-25). Esta consideración es independiente del ineficaz comportamiento mecánico y de las patologías asociadas a este tipo de vigas.

c) Se recomienda agrupar variables de diseño por plantas pues permite la reducción significativa de los tiempos de cálculo y simplificar la ejecución de la estructura con pequeños incrementos en su coste (apenas un 0.52% con un hormigón HA-25).

BIBLIOGRAFÍA

[1] Jones, M.T.: "Artificial intelligence application programming", Charles River Media, Hingham (Massachussets), 2003.

[2] Sriram, R.D.: "Artificial intelligence in engineering: personal reflections", *Advanced Engineering Informatics*, 20, 2006, pp. 3-5.

[3] Fletcher, R.: "Practical Methods of Optimization", Wiley, Chichester, 2001.

[4] Hernández, S.; Fontan, A.: "Practical Applications of Design Optimization", WIT Press, Southampton, 2002.

[5] Dreo, J.; Petrowsky, A.; Siarry, P.; Taillard, E.; Chatterjee, A.: "Metaheuristics for hard optimization. Methods and case studies", Springer, Berlin, 2006.

[6] van Laarhoven, P.J.M.; Aarts, E.H.L.: "Simulated Annealing: Theory and Applications", Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1987.

[7] Goldberg, D.E.: "Genetic algorithms in search, optimization and machine learning", Addison-Wesley, 1989.

[8] Glover, F.; Laguna, M.: "Tabu search", Kluwer Academic Publishers, Boston, 1997.

[9] Adeli, H.; Sarma, K.C.: "Cost optimization of structures. Fuzzy logic, genetic algorithms and parallel computing", Wiley, Chinchester, 2006.

[10] Moragues, J.: "Diseño óptimo de estructuras aporticadas de hormigón armado". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, 1980.

[11] Sarma, K.C.; Adeli, H.: "Cost optimization of concrete structures", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124(5), 1998, pp. 570-578.

[12] Cohn, M.Z.; Dinovitzer, A.S.: "Application of structural optimization", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(2), 1994, pp. 617-649.

[13] Goldberg, D.E.; Samtani, M.P.: "Engineering optimization via genetic algorithms", en ASCE Proceedings of the Ninth Conference on Electronic Computation, University of Alabama at Birmingham, February 1986, pp. 471-482.

[14] Jenkins, W.M.: "Structural optimization with the genetic algorithm", *The Structural Engineer*, 69(24), 1991, pp. 418-422.

[15] Jenkins, W.M.: "Plane frame optimum design environment based on genetic algorithm", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 118(11), 1992, pp. 3103-3112.

[16] Hajela, P.: "Genetic algorithms in automated structural synthesis", en Topping (Ed.), Optimization and Artificial Intelligence in *Civil and Structural Engineering*, vol. 1, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1992, pp. 639-653.

[17] Rajeev, S.; Krisnamoorthy, C.S.: "Discrete optimization of structures using genetic algorithm", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 118(5), 1992, pp. 1233-1250.

[18] Kicinger, R.; Arciszewski, T.; de Jong, K.: "Evolutionary computation and structural design: A survey of the state-of-the-art", *Computers and Structures*, 83(23-24), 2005, pp. 1943-1978.

[19] Coello, C.A.; Christiansen, A.D.; Santos, F.: "A simple genetic algorithm for the design of reinforced concrete beams", *Engineering with Computers*, 13(4), 1997, pp. 185-196.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

[20] Payá-Zaforteza, I.: "Optimización heurística de pórticos de edificación de hormigón armado". Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, 2007.

[21] Balling, R.J.;Yao, X.: "Optimization of reinforced concrete frames", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 123(2), 1997, pp. 193-202.

[22] Ceranic, B.; Fryer, C.; Bines, R.W.: "An application of simulated annealing to the optimum design of reinforced concrete retaining structures", *Computers and Structures*, 79(17), 2001, pp. 1569-1581.

[23] González-Vidosa, F.; Yepes, V.; Alcalá, J.; Carrera, M.; Perea, C.: "Simulated annealing optimization of walls, portal and box reinforced concrete road structures", en Proceedings of 9th International Conference on Computed Aided Optimum Designed in Engineering (OPTI-2005), Skiathos (Greece), 2005, pp. 175-186.

[24] Payá, I.; Yepes, V.; Clemente, J.J.; González-Vidosa, F.: "Optimización heurística de pórticos de edificación de hormigón armado", *Rev. Int. Mét. Num. Cálc. Dis. Ing.*, 22(3), 2006, pp. 241-259.

[25] Martínez, F; Perea, C.; Yepes, V.; Hospitaler, A.; González-Vidosa, F.: "Optimización heurística de pilas rectangulares de hormigón armado", *Hormigón y Acero*, 244, 2007, pp. 67-80.

[26] Yepes, V.; Alcalá, J.; Perea, C.; González-Vidosa, F.: "A parametric study of optimum earth-retaining walls by simulated annealing", *Engineering Structures*, 30(3), 2008, pp. 821-830.

[27] Perea, C.; Alcalá, J.; Yepes, V.; González-Vidosa, F.; Hospitaler, A.: "Design of Reinforced Concrete Bridge Frames by Heuristic Optimization", *Advances in Engineering Software*, doi: 10.1016/j.advengsoft.2007.07.007, in press.

[28] Payá, I.; Yepes, V.; González-Vidosa, F.; Hospitaler, A.: "Multiobjective simulated annealing optimization of concrete building frames", Abstracts of the Proceedings of the IABSE Symposium Budapest 2006. "Responding to tomorrow's challenges in structural engineering". IABSE Report Vol. 92, 2006, pp: 186-187.

[29] Ministerio de Vivienda y Ministerio de la Presidencia. "Código Técnico de Edificación", 2006.

[30] Ministerio de Fomento. "Instrucción de Hormigón Estructural EHE". 5ª edición, Centro de Publicaciones, Madrid, 2000.

[31] Rajeev, S.; Krisnamoorthy, C.S.: "Genetic algorithm-based methodology for design optimization of reinforced concrete frames", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 13(1), 1998, pp. 63-74.

[32] Lee, C.; Ahn, J.: "Flexural Design Reinforced Concrete Frames by genetic Algorithm", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 129(6), 2003, pp. 762-774.

[33] Kirkpatrick, S.; Gelatt, C.D.; Vecchi, M.P.: "Optimization by simulated annealing", *Science*, 220(4598), 1983, pp. 671-680.

[34] Medina, J.R.: "Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 127(4), 2001, pp. 213-221.

[35] Calavera, J.: "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón". Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, Madrid, 1999.

[36] Rodríguez, L.F.: "Curso práctico Cypecad. Versión 2000.1". Ed. Cype Ingenieros, Alicante, 2001.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 248, págs. 53-64
abril-junio, 2008
ISSN: 0439-5689

Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado

An objective seismic damage index to evaluate the reinforced concrete buildings performance

Juan Carlos Vielma[(1)], Alex H. Barbat[(2)] y Sergio Oller[(3)]

Recibido / *Received:* 12/06/2007
Aceptado / *Accepted*: 31/08/2007

RESUMEN

En las normas que regulan el proyecto sismorresistente de edificios porticados se considera que los elementos estructurales (pilares y vigas) tienen un comportamiento no lineal durante la acción de un terremoto similar al de proyecto. Esto implica que dichos elementos se dañan y para el proyectista es de mucho interés poder estimar el daño global esperado en la estructura y relacionarlo tanto con la ductilidad de proyecto como con la demanda de ductilidad.

Contrariamente a lo que ocurre con los edificios dúctiles, en el caso de los edificios proyectados para bajas ductilidades los índices de daño calculados a partir de un análisis por el método de elementos finitos, tienen valores que no reflejan adecuadamente el deterioro. Por esta razón, en este artículo se realiza una propuesta de un índice objetivo de daño formulado en función de la ductilidad y del valor de la rigidez elástica y la correspondiente al colapso del edificio y que es independiente de la tipología estructural utilizada. El procedimiento se ilustra mediante la aplicación del índice de daño propuesto a tres edificios dos de los cuales han sido proyectados para bajas ductilidades (edificio con forjados reticulares y edificio porticado con vigas planas) y el tercero, un edificio porticado con vigas de canto, proyectado para alta ductilidad. A los tres edificios se les ha determinado la respuesta estática no lineal mediante un procedimiento con control de fuerzas, así como el punto de capacidad por demanda. Los resultados obtenidos demuestran que el índice de daño objetivo propuesto proporciona unos valores que caracterizan adecuadamente el daño sufrido por los tres edificios.

Palabras clave: sismo, análisis con empuje incremental, edificios porticados, daño global, demanda de ductilidad.

ABSTRACT

In modern seismic resistant design codes is considered that the structural elements (columns and beams) have a nonlinear behaviour during the action of an earthquake similar to the considered in design process. This implies that these elements are damaged and it is very interesting for the designer to be able to estimate the expected global damage in the structure and to relate it to the design ductility, and also with the ductility demand.

The damage index calculated applying finite elements method, have values that do not reflect the deterioration in the case of buildings designed for low ductility, this feature is contrary with the damage index calculated for ductile buildings. Therefore, in this work an objective damage index is proposed, based on the ductility and the values of the elastic and ultimate stiffness, that is independent of the selected structural typology. The procedure is illustrated by means of the assessment of the index from damage to three buildings, two of which have been designed for low ductility (building with waffle slabs and framed building with flat

(1) Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Decanato de Ingeniería Civil, Barquisimeto, Venezuela.
(2) Universidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
(3) Universidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Persona de contacto / *Corresponding autbr :*

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

beams) and a third one that is framed building with depth beams, designed for high ductility. For the three buildings the static nonlinear response has been determined by means of a force-based procedure, and also the performance point corresponding to the three buildings are calculated applying the N2 method. The results obtained demonstrate that the objective damage index proposed provides values that characterize suitably the damage suffered by the three buildings, at the instant of collapse.

Keyywords: *earthquake, pushover analysis, framed buildings, global damage, ductility demand.*

1. INTRODUCCIÓN

En el proyecto sismorresistente de estructuras se aplican procedimientos de análisis con base en la respuesta elástica que, mediante la aplicación de factores de reducción permiten obtener su respuesta elasto-plástica equivalente. Este enfoque implica aceptar que las estructuras tienen una determinada ductilidad que condiciona su respuesta, por lo que implícitamente las normas de proyecto sismorresistente admiten que las estructuras llegan a alcanzar determinados niveles de daño al ser sometidas a acciones sísmicas. Para el proyectista es de mucho interés poder estimar el daño global esperado en la estructura y relacionarlo tanto con la ductilidad de proyecto como con la demanda de ductilidad (Vielma *et al.* 2007 [1]).

Los índices de daño han cobrado especial importancia durante las dos décadas pasadas, dado que pueden correlacionarse con los Estados Límites aplicados en el diseño con base en prestaciones, permitiendo de esta manera que el proyectista pueda evaluar si la estructura tiene una capacidad adecuada, frente a una demanda específica, generalmente tipificada mediante el espectro sísmico de proyecto aplicado (Aguiar *et al.* 1996 [2]). Para Kunnath (2006[3]) en el proceso de diseño por prestaciones, la transformación de las demandas calculadas en cantidades que cuantifiquen adecuadamente la respuesta de los edificios es una de las fases más cuestionables, de allí que sea necesario contar con índices que reflejen de forma objetiva el daño sísmico en los edificios.

Los índices de daño sísmico global son una medida del estado de deterioro de la estructura y se obtienen mediante la simulación numérica de las estructuras sometidas a cargas horizontales, representativas de la acción sísmica, que pueden ser pseudo-estáticas o dinámicas. Dependiendo del tipo de carga, se han formulado diversos índices de daño que incorporan las características de la respuesta no lineal (estática o dinámica) de la estructura. En el caso de las estructuras de hormigón armado, los índices de daño se pueden clasificar según los parámetros utilizados en su determinación. En este sentido existen los índices relacionados con a) los desplomes máximos, b) la energía plástica disipada y c) la combinación del efecto de ambos.

Algunos índices cuantifican el daño sísmico global de una estructura a partir de su daño local, esto es, como la contribución del daño acumulado en los elementos estructurales en un instante dado al ser sometida la estructura a una determinada demanda sísmica. Entre los índices que han servido de referencia para numerosas investigaciones se puede citar el de Park y Ang (1985[4]) que permite determinar el daño en un elemento, DI_e, a partir de la respuesta dinámica no lineal mediante la expresión siguiente:

$$DI_e = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u \cdot P_y} \int dE_h \qquad (1)$$

donde, δ_m es el desplazamiento máximo del elemento, δ_u es el desplazamiento último, β es un parámetro que se ajusta dependiendo de los materiales y de la tipología estructural, P_y es la fuerza de plastificación y $\int dE_h$ es la energía histerética absorbida. Este índice de daño es de carácter local, en un elemento; sin embargo, mediante operaciones es posible lograr aplicarlo también a la determinación de los valores de daño en un nivel específico, o del edificio entero.

En el caso en que el análisis realizado sea no lineal a cargas estáticas horizontales, es frecuente encontrar índices que cuantifican el daño a partir de la degradación de rigidez. En este sentido, Skjærbæk *et al.* (1998[5]) proponen el siguiente índice de daño:

$$DI_e = 1 - \sqrt{\frac{K_i}{K_{i,0}}} \qquad (2)$$

donde DI_e es el índice de daño en viga o pilar, K_i es la rigidez tangente actual y $K_{i,o0}$ es la rigidez tangente inicial. Como es sabido, los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura. Además es posible calcular el daño estructural considerando la ductilidad de proyecto en la determinación de la rigidez correspondiente al desplome último. Por esta razón ha sido desarrollado por Hori e Inoue (2002[6]) un índice que considera la degradación del período de la siguiente manera:

$$T_\mu = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\mu / \alpha_y} \cdot T_0 \qquad (3)$$

siendo T_μ el período cuando se alcanza el colapso, μ la ductilidad de proyecto, α_y un coeficiente que depende de la degradación de la rigidez y T_0 el período propio fundamental elástico de la estructura.

Gupta *et al.* (2001[7]) desarrollan un índice de daño que incorpora los desplazamientos de plastificación y último (cuya relación equivale a la relación de rigideces para comportamiento elasto-plástico perfecto) y la ductilidad

$$DI = \frac{x_{max} / z_{00} - 1}{\mu - 1} \qquad (4)$$

siendo x_{max} el desplome máximo y z_{00} el desplome de plastificación.

Entre las características deseables que debe tener un índice de daño, Catbas y Aktan (2002[8]) citan, entre otras:

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

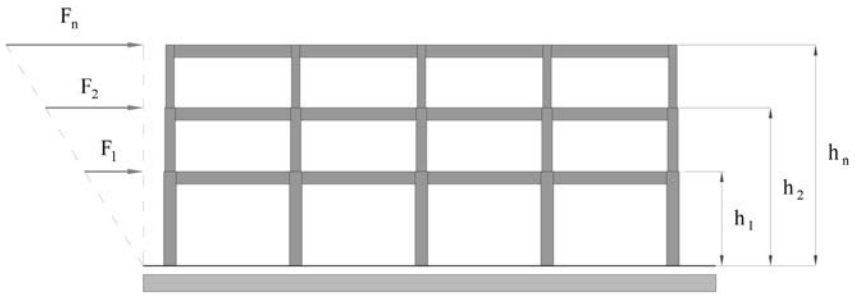


Figura 1. Distribución de fuerzas aplicada en el análisis con empuje incremental (push-over).

– Debe ser sensible a la acumulación del deterioro.

– No debe ser sensible ante los cambios de las propiedades de las estructuras o de los acelerogramas aplicados.

– Debe mantenerse válido y con significado a través de los Estados Límites de servicio y de colapso.

– Debe permitir la localización y cuantificación del daño al correlacionarse el índice con la integridad de la estructura.

Estos índices de daño, especialmente el que se calcula mediante la relación de las rigideces, tiene como inconveniente que producen resultados consistentes en el caso de las estructuras con comportamiento dúctil, mientras que para estructuras proyectadas para ductilidades bajas, entre las que se encuentran las de edificios porticados con vigas planas y los edificios con forjados reticulares, conducen a valores muy bajos, que no describen objetivamente el estado global de daño cuando la respuesta se aproxima al umbral de colapso. Para superar este inconveniente, en este artículo se formula un índice de daño objetivo, independiente de la tipología estructural analizada, como una función dependiente de la relación de rigideces y la ductilidad máxima, valores que se obtienen directamente de la curva de capacidad de los edificios. Dicho índice se aplica a tres casos de edificios que se han proyectado para diferentes valores de ductilidad, a los que se les ha determinado el daño alcanzado en el punto de capacidad por demanda correspondiente a la demanda tipificada en la norma sismorresistente española NCSE-02[9] mediante la aplicación del método N2 (Fajfar, 2000[10]).

2. ANÁLISIS CON EMPUJE INCREMENTAL (PUSH-OVER) DE EDIFICIOS

Se calcula la respuesta estática no lineal de tres edificios de hormigón armado, proyectados conforme a normas para ejemplos de aplicación. La respuesta no lineal se obtiene mediante control de fuerzas, aplicando un patrón de distribución de fuerzas variable con la altura y que corresponde al primer modo de vibración, que es el predominante en el caso en que se cumplen ciertos requisitos de regularidad, tanto en planta como en alzado (ver Figura 1). Este método tiene como ventaja que el patrón de fuerzas reproduce adecuadamente la acción de las fuerzas sísmicas, lo que permite calcular adecuadamente el cortante en la base y además permite que la distribución del daño en la estructura sea semejante a la inducida por el terremoto. Este método tiene como inconveniente que el proceso incremental es estable hasta que se alcanza un punto singular, para el cual no existen incrementos en el cortante en la base capaces de conducir a un incremento del desplome justo como ocurre cuando la estructura está a punto de alcanzar el desplome de colapso, también conocido como desplome último. Para evitar este inconveniente, en el estudio de los casos se ha utilizado un procedimiento de control de fuerzas, en el que el índice de daño permite fijar un criterio de convergencia, iterando hasta que se alcanza un valor mínimo aceptable de éste.

Para calcular las fuerzas de piso que equivalen a las fuerzas sísmicas aplicadas, se aplica un procedimiento con base en la distribución creciente de las fuerzas con la altura y el control de estas fuerzas. Para ello, se parte de un valor prefijado del cortante en la base, para el cual un buen valor inicial suele ser el cortante de proyecto, que se supone inferior al cortante máximo del pórtico. Con este valor inicial del cortante se calcula primero la fuerza aplicada en el nivel de cubierta utilizando una sim-

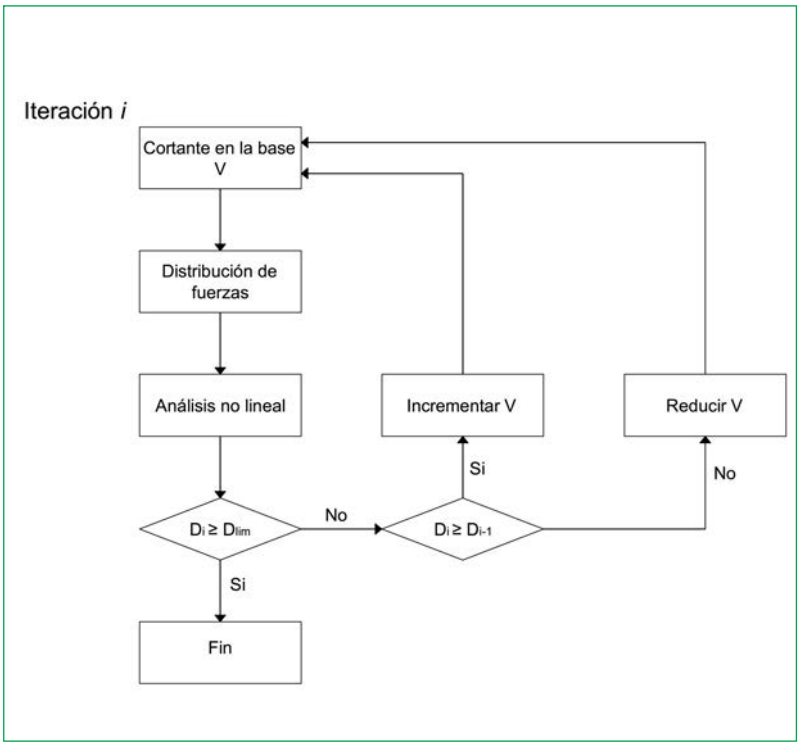


Figura 2. Diagrama de flujo del procedimiento de análisis con empuje incremental (push-over) con control de fuerzas y comprobación del índice de daño.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

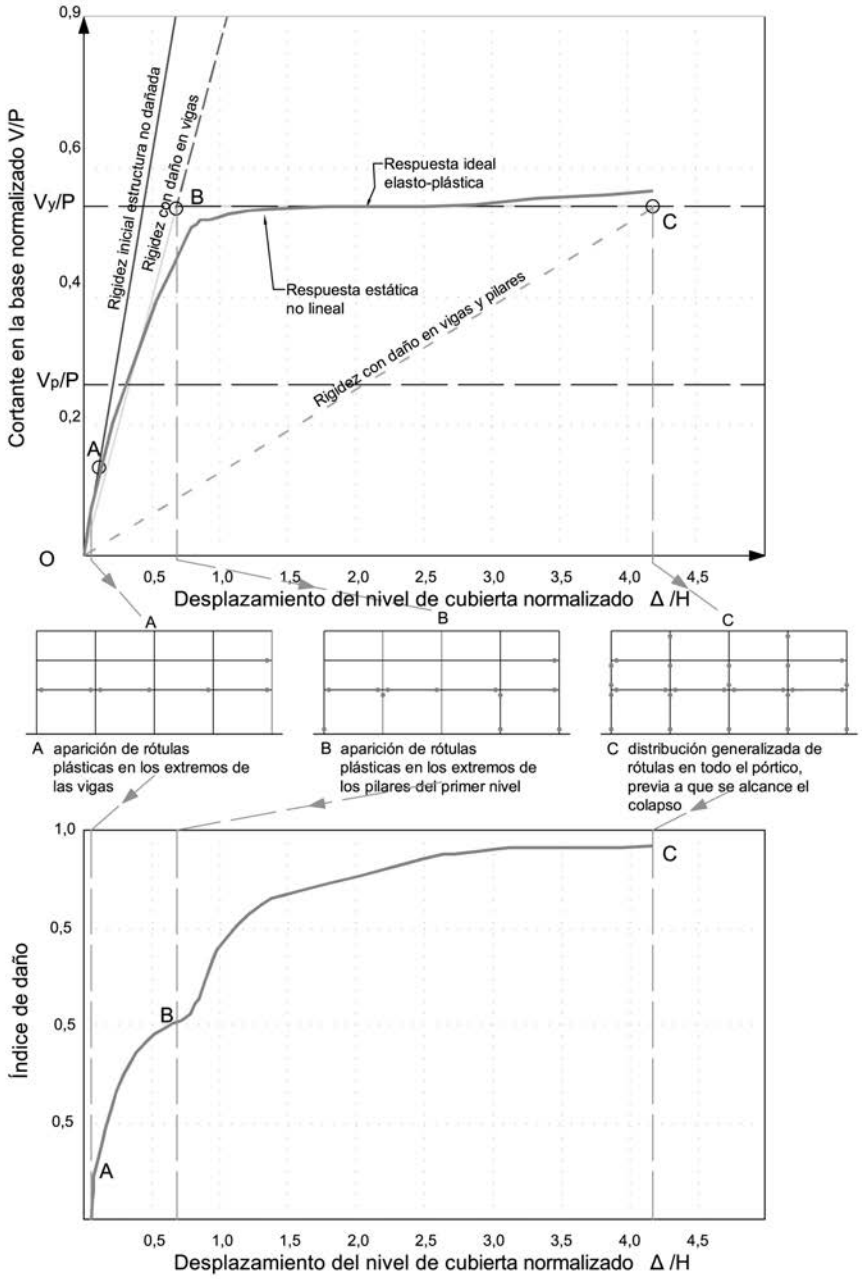


Figura 3. Curva de capacidad y de evolución de daño con la secuencia de formación de rótulas plásticas para: A) aparición de rótulas en los extremos de las vigas, B) aparición de rótulas en pilares de primer nivel y C) aparición generalizada de rótulas en vigas y pilares.

ple relación de triángulos; posteriormente, el resto de las fuerzas se calculan de forma proporcional a la fuerza del nivel de cubierta. Una vez determinadas las fuerzas sísmicas de cada nivel, se calculan los pórticos, que han sido previamente sometidos a las cargas de gravedad concentradas en los nudos. En cada iteración se verifica el valor del índice de daño, si es menor que el del valor mínimo de daño , se incrementa el cortante y se efectúa un nuevo análisis no lineal con las fuerzas correspondientes al cortante incrementado. Se continúa iterando hasta alcanzar el valor mínimo de daño, véase la Figura 2.

En la Figura 3 se muestra la curva de capacidad obtenida al aplicar el análisis no lineal, además de la curva de evolución del daño. Se han identificado tres puntos de la curva de capacidad en los que ocurren cambios significativos en la respuesta, como son el punto A, a partir del cual se forman las primeras rótulas plásticas en los extremos de las vigas, el punto a partir del cual aparecen las primeras rótulas plásticas en los extremos de los pilares (punto B) y el punto C previo al colapso de la estructura, en el cual se puede observar una distribución generalizada de rótulas plásticas en los extremos de pilares y vigas, Vielma *et al.* 2007[1].

3. PROPUESTA DE ÍNDICE DE DAÑO SÍSMICO OBJETIVO

Los índices descritos en el apartado 1, han sido desarrollados para cuantificar el daño global en estructuras dúctiles. Sin embargo, al estudiar la respuesta no lineal de estructuras que se proyectan conforme a normas sismorresistentes que prevén valores bajos de ductilidad, se observa que los valores de los índices de daño calculados para un estado previo al colapso son muy bajos en comparación con los valores calculados para edificios proyectados para tener una respuesta dúctil, por lo que no

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

se les puede considerar como índices para la evaluación objetiva del daño a aplicar en el diseño por prestaciones.

El análisis que se presenta a continuación parte de la suposición de que el comportamiento de la estructura no lineal sigue los fundamentos de la teoría del daño mecánico (Oliver *et al.* 1990[11]). Esta teoría está basada en la mecánica de medios continuos, cumple con los principios fundamentales de la termodinámica. No todos los materiales utilizados con fines estructurales siguen un comportamiento asimilable al daño (degradación/pérdida de rigidez), pues hay algunos que se ajustan más a la plasticidad (desarrollo de deformaciones irrecuperables) y otros tienen una composición de comportamiento entre daño y plasticidad (degradación con deformaciones irrecuperables), tal como puede verse en la Figura 4.

Examinando una respuesta estructural, sólo se puede saber si ha tenido un comportamiento de daño o plasticidad cuando se inicia la descarga, pues es el momento en que se diferencia la forma de las curvas de respuesta, mostrando en el caso de daño una descarga al origen con pérdida de rigidez, mientras que en la plasticidad se conserva la rigidez pero se acumulan deformaciones irrecuperables. Obsérvese que en carga, la forma de la curva es idéntica para modelos de daño y plasticidad.

El hormigón armado tiene un comportamiento mixto (daño y plasticidad) pero con preponderancia del efecto de degradación (Oller, 1991[12]). Esta afirmación puede ser corroborada con ensayos de laboratorio y puede ser cuantificada utilizando la teoría de mezclas de sustancias simples (Car *et al.* 2000[13] y Car *et al.* 2001[14]).

El procedimiento que a continuación se describe ha sido planteado con el objetivo de describir el deterioro estructural frente a acciones sísmicas a partir de muy pocos datos sobre la respuesta no lineal. Esto hace que el procedimiento sea sencillo, de utilización rápida y eficaz.

Suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, se hace un análisis con empuje incremental "push-over" que permite obtener la rigidez estructural inicial K_0 que se muestra en la Figura 5.

Suponiendo conocido el máximo cortante en la base que desarrollaría la estructura en el momento en que se inicia su plastificación V_y y adoptando una ductilidad de proyecto μ proporcionada por las normativas, se tiene la siguiente expresión para el daño estructural máximo (en el punto "C", cuando la estructura desarrolla toda su ductilidad) evaluado según la mecánica de daño continuo,

$$D_C \overset{def}{=} 1-\frac{K_C}{K_0}=1-\frac{\frac{V_y}{\Delta_u}}{\frac{V_y}{\Delta_y}}=1-\frac{\frac{V_y}{\mu\,\Delta_y}}{\frac{V_y}{\Delta_y}}=1-\frac{1}{\mu}=\frac{\mu-1}{\mu} \qquad (5)$$

De aquí se desprende que el daño máximo, correspondiente al instante en que la estructura desarrolla toda su ductilidad,

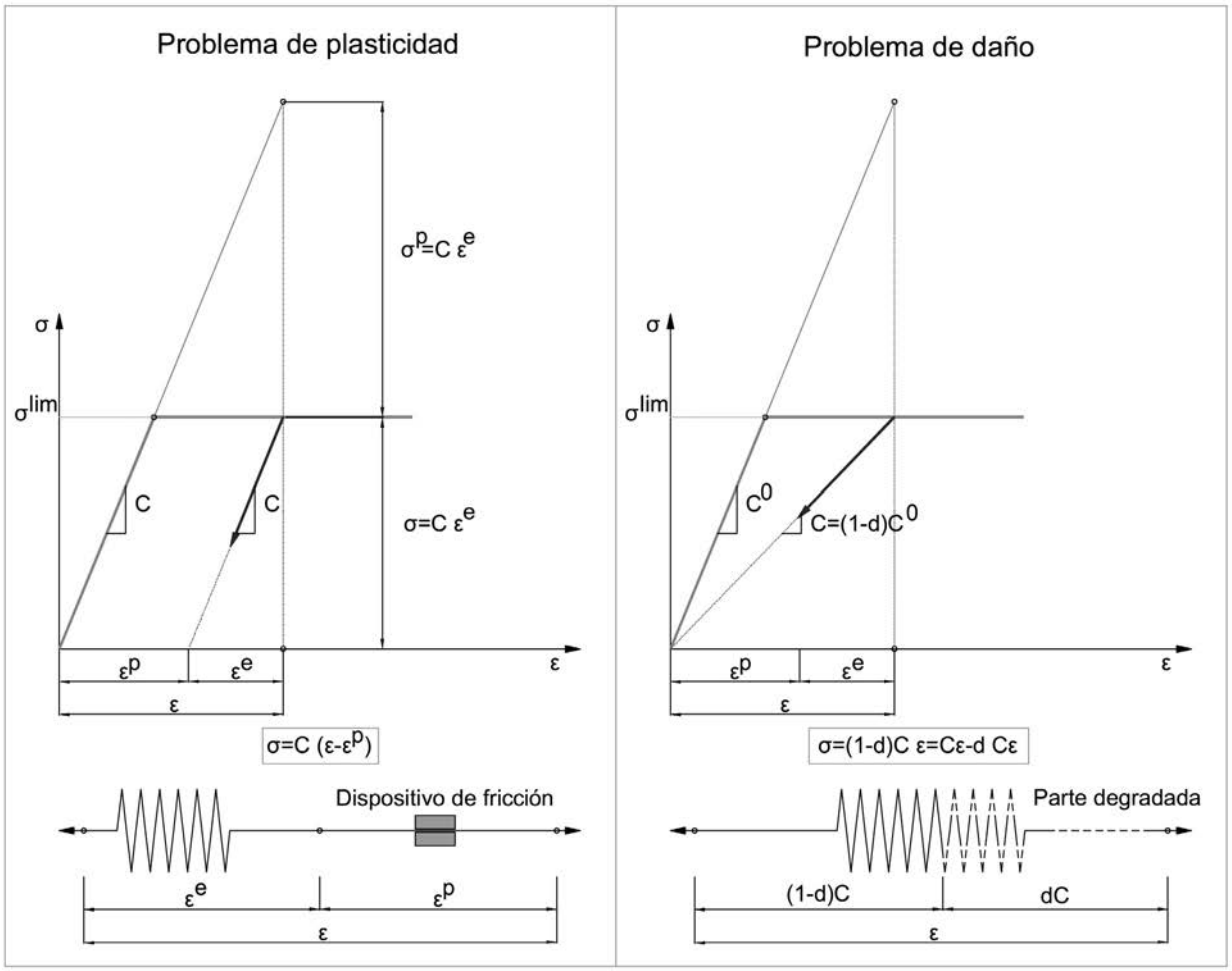


Figura 4. Formas simplificadas de entender el comportamiento elastoplástico y el daño.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

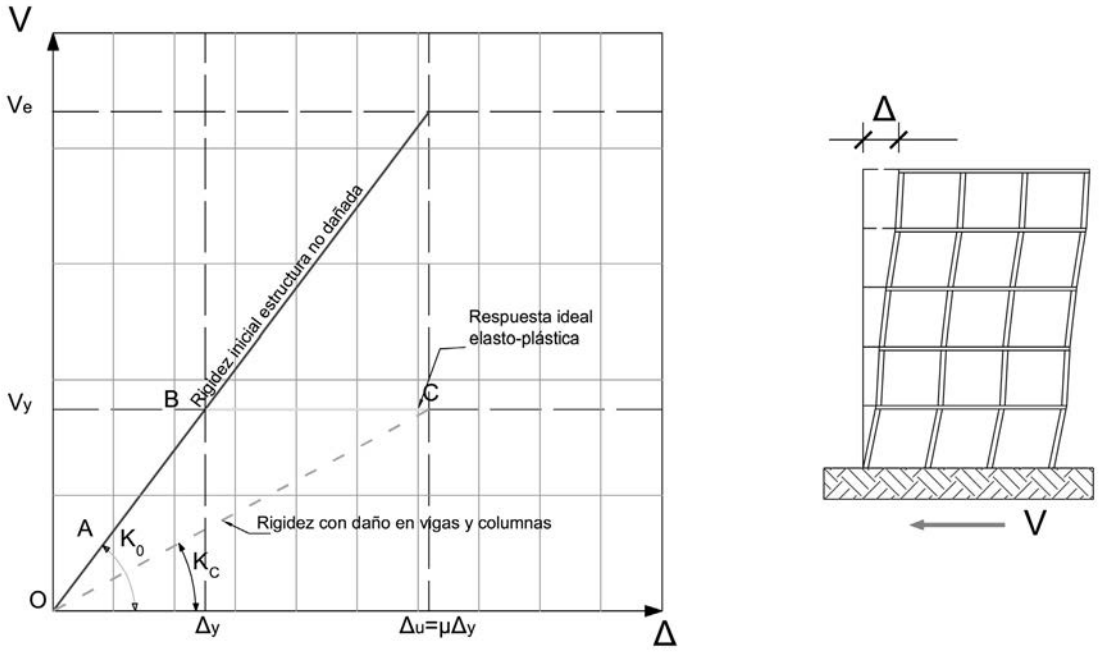


Figura 5. Cálculo de la rigidez estructural bajo cargas de push-over.

es sólo función de la ductilidad de proyecto adoptada. Así pues, podría decirse lo siguiente,

$$\begin{cases} \textit{Estructura dúctil:} & \mu = 4 \Rightarrow & D_C = 0.75 \\ \textit{Estructura frágil:} & \mu = 2 \Rightarrow & D_C = 0.50 \end{cases} \quad (6)$$

Es decir, para llegar al comportamiento último de la estructura puede alcanzarse un nivel de daño mayor en una estructura dúctil que en una estructura frágil. Sin embargo, esta forma de cuantificar el daño puede llevar a equívocos, pues podría también interpretarse lo contrario, es decir, que una estructura dúctil se daña más que una frágil en su estado último. Esto obliga a objetivizar el cálculo de este índice de daño por comparación con el máximo daño que puede alcanzar la estructura. Así, el daño objetivo alcanzado por una estructura en un punto cualquiera P se define como,

$$D_p^{obj} \overset{def}{=} \frac{D_p}{D_C} = \frac{D_p\,\mu}{\mu - 1} = \frac{\left(1 - \frac{K_p}{K_0}\right)\mu}{\mu - 1} \quad ;con: \quad 0 \le D_p^{obj} \le 1 \quad (7)$$

Por ejemplo P podría ser el punto de capacidad por demanda, resultante de la intersección entre la curva de demanda inelástica y la curva de capacidad estructural (obtenida mediante una simulación numérica del tipo "push-over"). En estas condiciones, la ecuación (7) proporciona el máximo daño que alcanzaría la estructura sometida al terremoto prescrito por la norma.

4. PROCEDIMIENTO APLICADO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA

Para calcular el punto de capacidad por demanda es necesario superponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda, representada por los espectros elásticos e inelásticos. El espectro de capacidad se calcula a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis con empuje incremental (push-over) de un sistema de múltiples grados de libertad, mientras que los espectros son la idealización de los promedios de los espectros de respuesta, por lo que es necesario convertir la curva de capacidad a su equivalente de un sistema de un grado de libertad. Al cumplir los edificios objeto de esta investigación con los requisitos de altura (edificios bajos) y de regularidad en planta y alzado, es posible calcular los pseudo-desplazamientos del sistema de un grado de libertad de acuerdo con:

$$S_d = \frac{\delta_c}{FPM} \quad (8)$$

Donde S_d el pseudo-desplazamiento, δ_c representa los desplomes del sistema de múltiples grados de libertad a nivel de cubierta y FPM es el factor de participación modal, determinado según:

$$FPM = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (9)$$

Aquí n es el número de niveles del edificio, m_i es la masa del nivel i, $\phi_{1,i}$ es la amplitud normalizada del primer modo correspondiente al nivel i. Para transformar los valores del cortante en la base, se aplica:

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha} \quad (10)$$

Siendo S_a la pseudo-aceleración, V el cortante en la base, W el peso del edificio y un parámetro α adimensional que se calcula mediante:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot \phi_{1,i}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (11)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Como es sabido, los espectros se presentan en formato de período contra pseudo-aceleración, por tanto, es necesario transformarlos a un formato de pseudo-desplazamientos contra pseudo aceleraciones, para esto se aplica:

$$S_d = \frac{S_a \cdot g \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} \qquad (12)$$

En esta ecuación, g es la aceleración de la gravedad y T es el período de la estructura. Una vez efectuadas las transformaciones se superpone el espectro de capacidad con los espectros de demanda elástico e inelástico.

El punto de capacidad por demanda representa el punto de máximo desplome lateral del sistema de un grado de libertad, inducido por la demanda sísmica. Dichos puntos se determinan mediante el procedimiento N2 que consiste en obtener una forma idealizada bilineal del espectro de capacidad, de la siguiente manera:

– La rama plástica debe ser horizontal, procurando que las áreas por encima y por debajo de ésta se compensen.

– Se determina la rama plástica haciendo que pase por el espectro de capacidad en el punto que corresponde al 60% de la resistencia de plastificación.

La intersección de la recta que define la rama elástica de la forma bilineal idealizada con el espectro elástico de demanda, fija la ordenada que corresponde al desplome del punto de capacidad por demanda. De forma alterna, el desplome del punto de capacidad por demanda se puede calcular mediante la intersección de la forma bilineal idealizada con el espectro inelástico de demanda, que es el espectro elástico de demanda reducido mediante un factor R_μ, definido como:

$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_C} + 1 \quad T \le T_C$$
$$R_\mu = \mu \qquad T > T_C \qquad (13)$$

En esta ecuación T y μ son el período y la ductilidad, respectivamente, y T_c es el período esquina del espectro elástico de proyecto, que delimita las ramas de aceleración constante y la rama decreciente. Este desplome se transforma en desplome al nivel de cubierta del sistema con múltiples grados de libertad aplicando la ecuación (8).

5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL ÍNDICE OBJETIVO DE DAÑO

A continuación se consideran tres edificios de hormigón armado proyectados para distintos niveles de ductilidad, conforme a la norma NCSE-02. El primer edificio es de forjados reticulares de 30 cm de canto, cuyos nervios se encuentran orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Los pilares de este edificio no se encuentran alineados, como puede observarse en la Figura 6a.

El segundo edificio, proyectado para ductilidad de 2, es porticado con vigas planas y forjados unidireccionales orientados según el eje y se muestra en la Figura 6b. El tercer edificio es

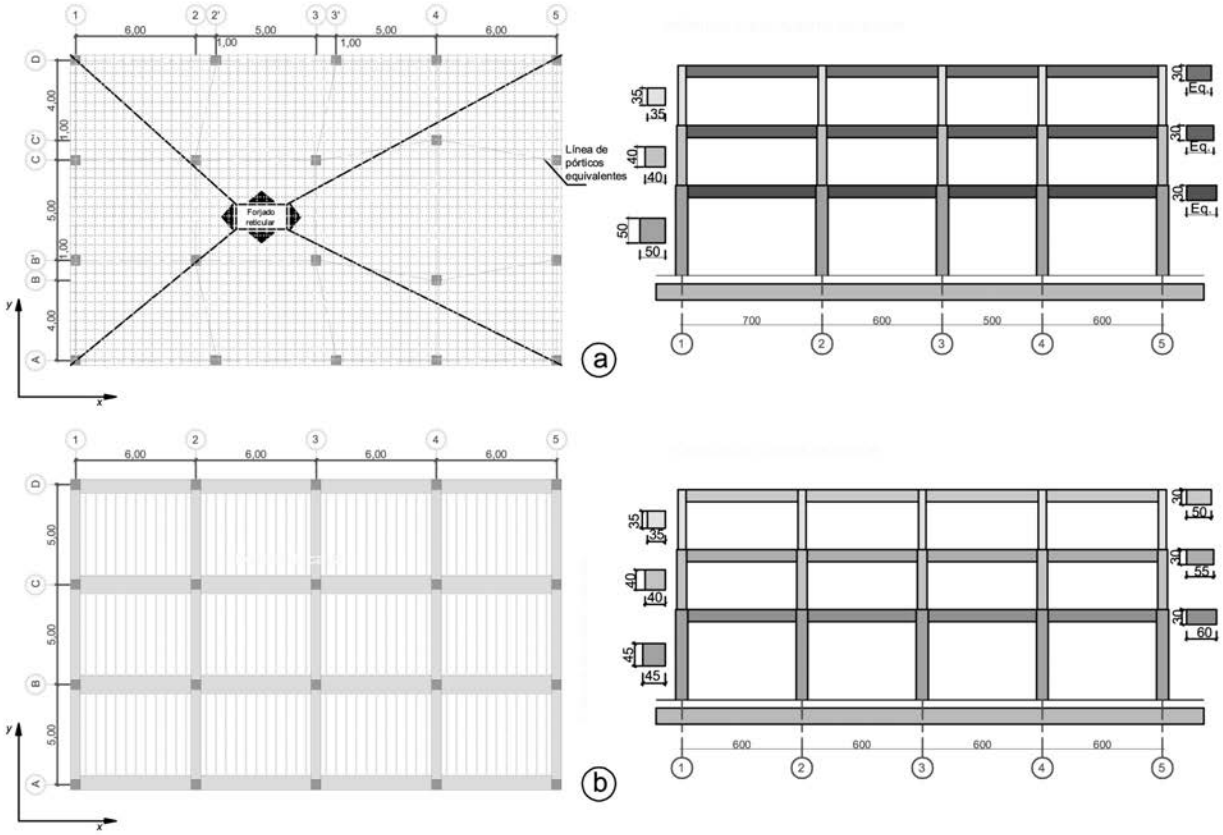


Figura 6. Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

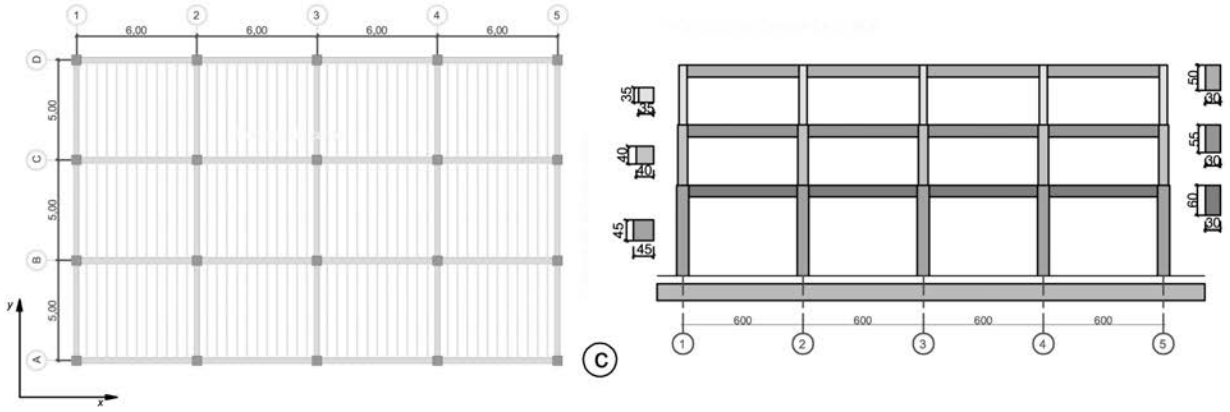


Figura 6 (continuación). Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

porticado con vigas de canto, proyectado para ductilidad de 4, con forjados unidireccionales orientados según el eje y, tal como puede verse en la Figura 6c.

Los edificios descritos anteriormente se han calculado mediante modelos 2D, definiéndose pórticos representativos para cada uno de ellos. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha modelizado uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural que se pueda modelizar como plano en sentido estricto, pues aparece el efecto de torsión.

Respecto al análisis con empuje incremental (push-over), se ha utilizado el programa de elementos finitos PLCDYN (PLCd, 1991[15]) que permite modelizar el hormigón armado como un material compuesto y se ha aplicado la teoría de mezclas (Mata *et al*. 2007[16]). En la Figura 7 se muestra una discretización genérica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas de pilares y de vigas con un mayor confinamiento. Las zonas de confinamiento se han proyectan de acuerdo con las dimensiones generales de los elementos estructurales, de los diámetros del acero longitudinal y de las luces de los vanos o de las alturas de los pisos.

En las Figuras 8, 9 y 10 se muestran los espectros de capacidad superpuestos con los espectros de demanda elástica e inelástica, para los edificios con forjados reticulares, porticado con vigas planas y porticado con vigas de canto. Nótese que los espectros de capacidad se encuentran graficados mediante la curva de capacidad correspondiente a un sistema de un grado de libertad equivalente, y también en la forma bilineal idealizada.

Los valores de los desplomes del punto de capacidad por demanda calculados para los tres edificios analizados se indican en la Tabla 1, es de hacer notar que estos desplomes han sido calculados aplicando la Ecuación (8) para convertirlos del formato de un sistema de un grado de libertad equivalente, al formato de sistema de múltiples grados de libertad.

En las Figuras 11, 12 y 13 se aprecian las curvas de capacidad de cada edificio, con los cortantes en la base V normaliza-

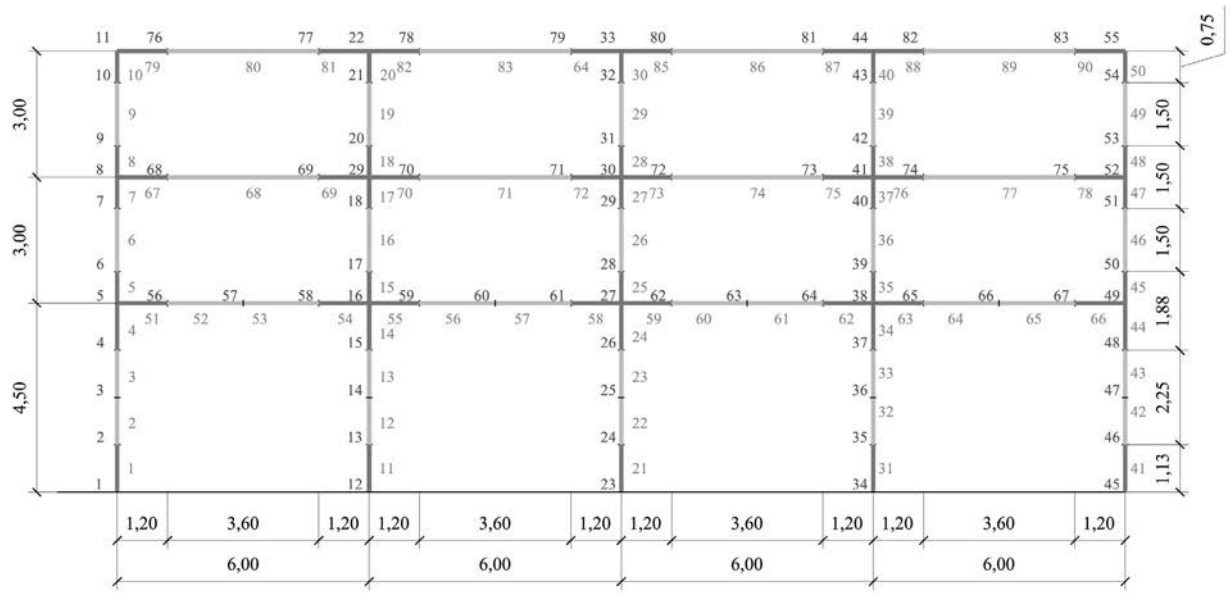


Figura 7. Discretización típica de los pórticos analizados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

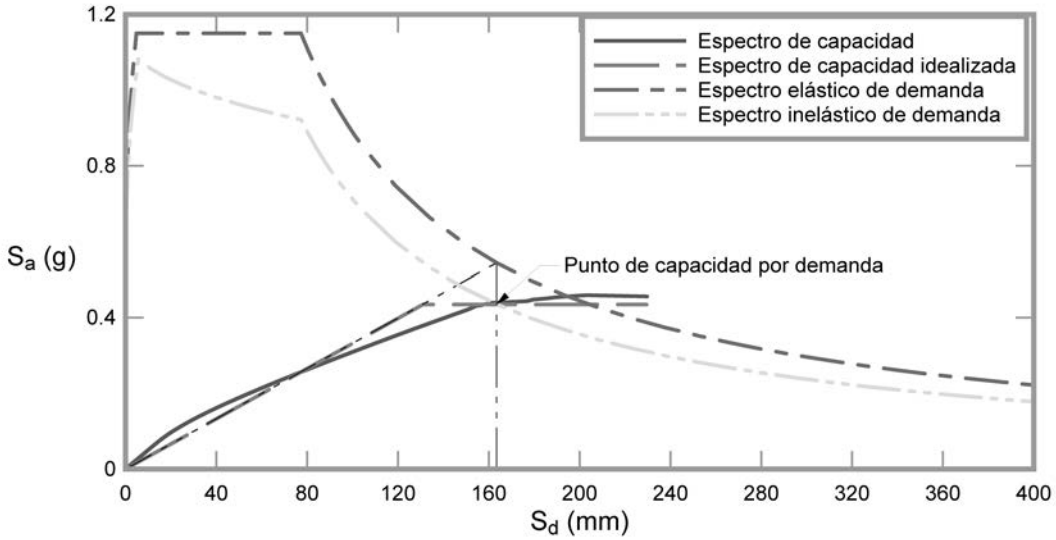


Figura 8. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio con forjados reticulares.

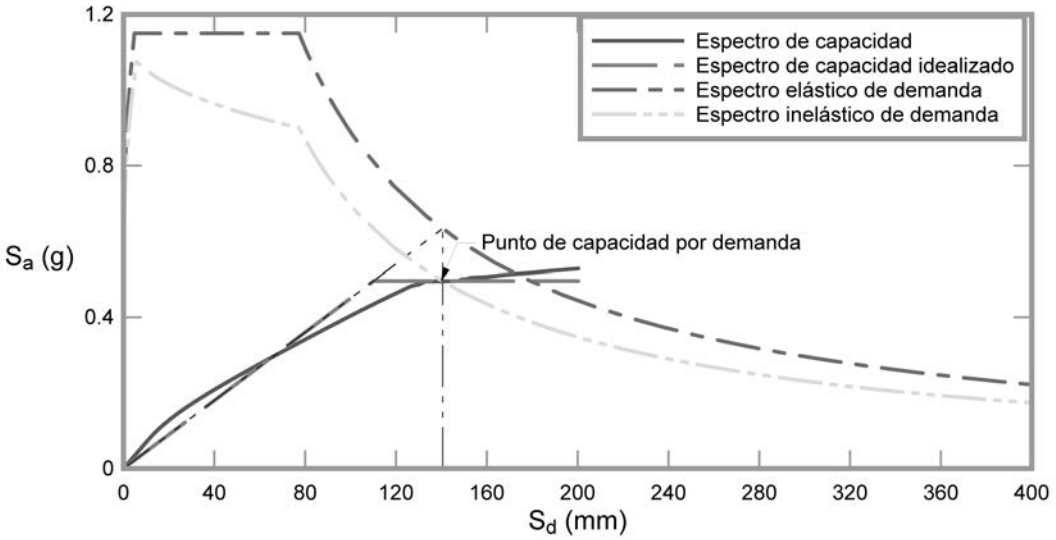


Figura 9. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio porticado con vigas planas.

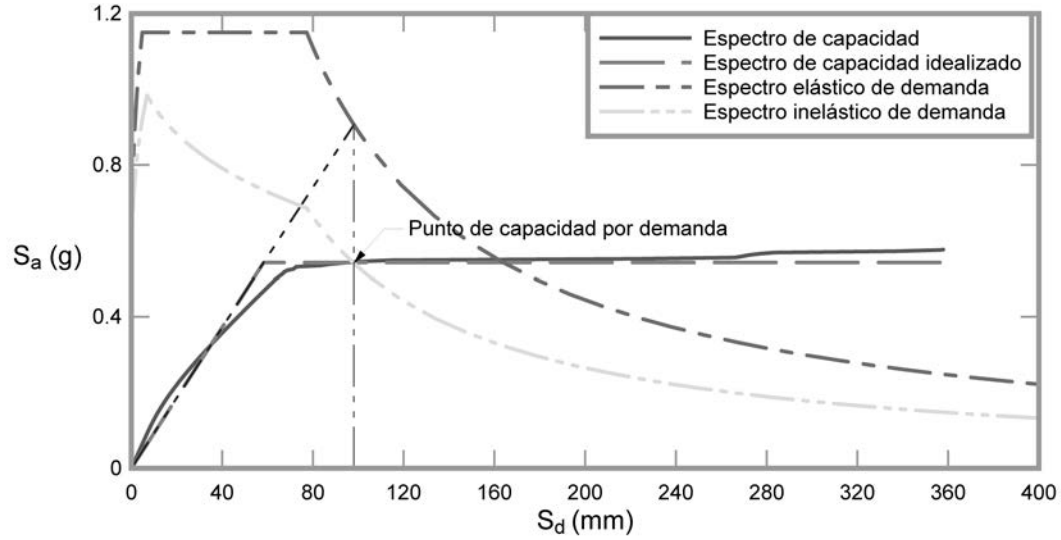


Figura 10. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio porticado con vigas de canto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Tabla 1. Desplomes alcanzados en el punto de comportamiento de los diferentes tipos de edificios

Edificio	Desplome en el punto de capacidad por demanda (mm)
Edificio con forjados reticulares	222,07
Edificio porticado con vigas planas	170,22
Edificio porticado con vigas de canto	120,18

dos respecto al peso total de la estructura P sobre las que se han graficado las rigideces correspondientes al estado elástico, al punto de capacidad por demanda y al punto de desplome último. Nótese la evidente proximidad entre el punto de capacidad por demanda y el de desplome último correspondiente a los edificios con forjados reticulares y el porticado con vigas planas.

Con los valores de los desplomes en los puntos de capacidad por demanda es posible calcular las rigideces secantes, que a su vez se utilizan para calcular los valores de los índices objetivos de daño, correspondientes a la demanda impuesta por los espectros de la normativa. En la Figura 14 se han graficado las evoluciones de los índices objetivos de daño calculadas conforme a la ecuación (7) en función del desplome de la cubierta normalizado respecto a la altura total del edificio. Sobre estas curvas se señalan los valores calculados de los desplomes correspondientes a los puntos de capacidad por demanda de los tres casos estudiados.

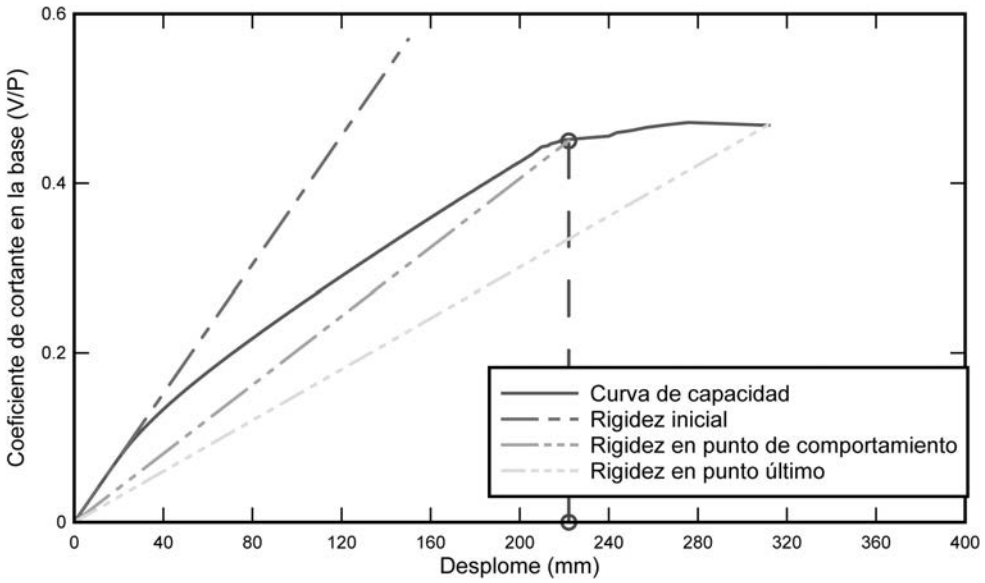


Figura 11. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio con forjados reticulares.

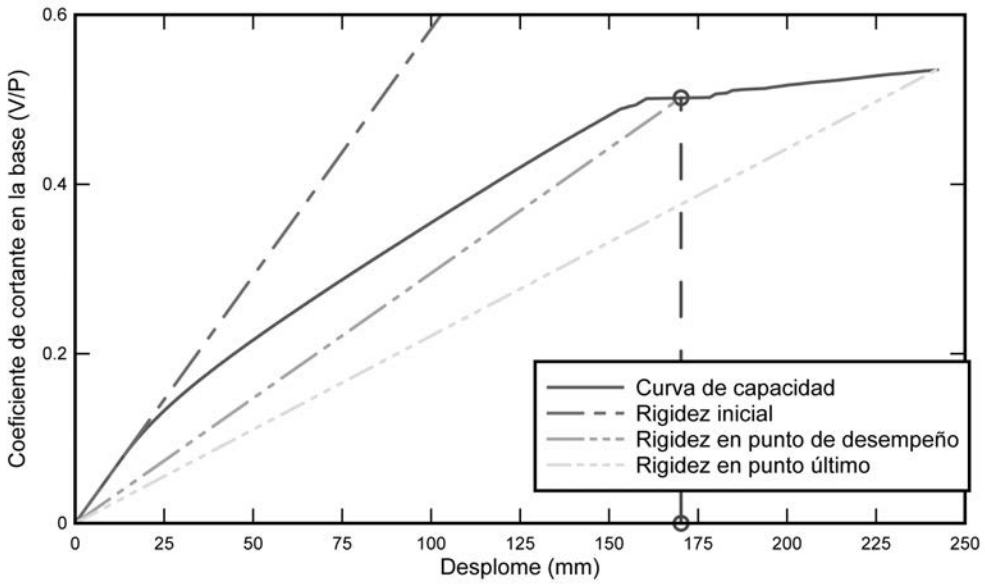


Figura 12. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio porticado con vigas planas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

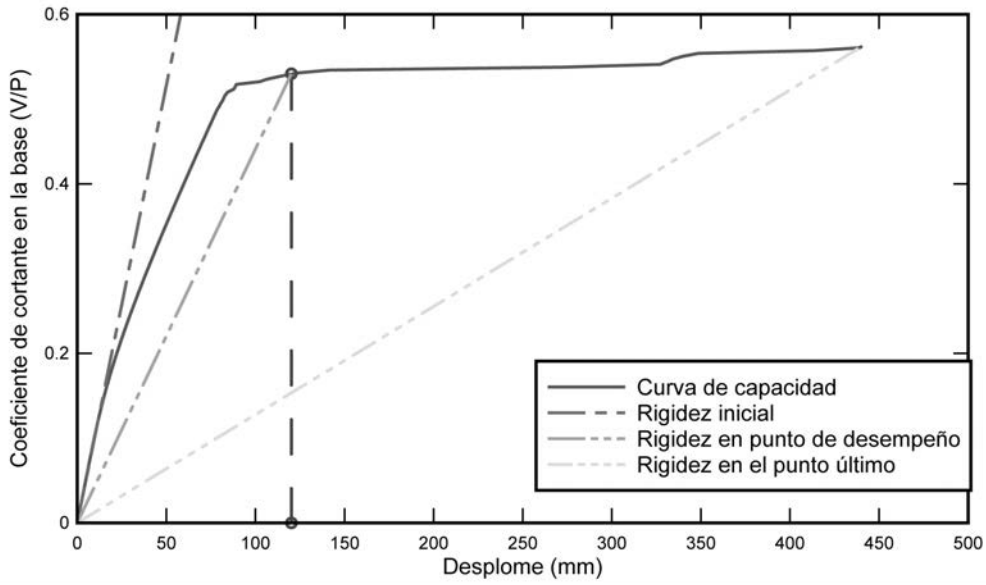


Figura 13. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio porticado con vigas de canto.

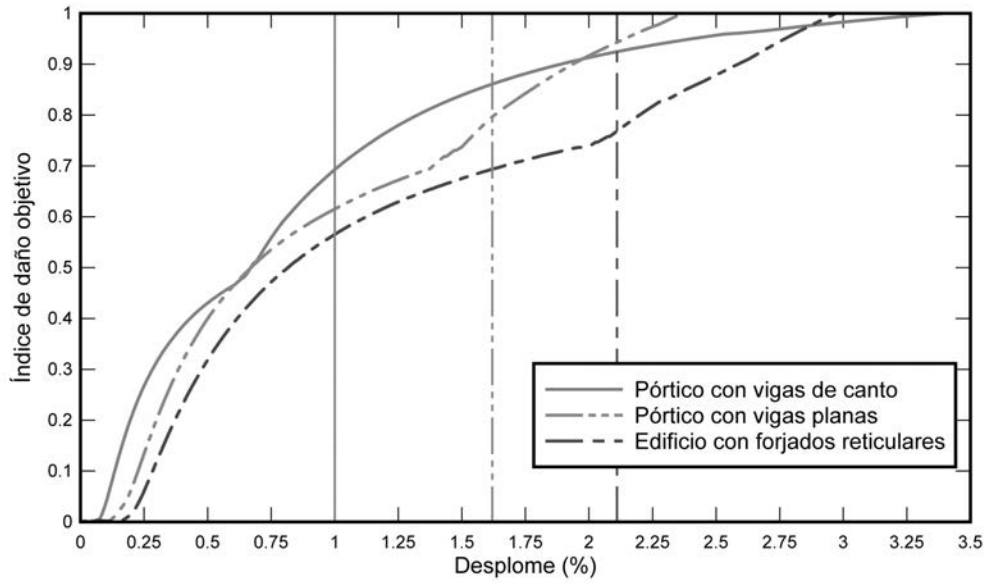


Figura 14. Gráfico de los índices de daño objetivo, calculados para los tres edificios analizados, con los valores de los desplomes relativos correspondientes a los puntos de capacidad por demanda.

Resalta de esta figura la forma característica de la curva que describe el índice de daño del edificio con vigas de canto, la cual se acerca suavemente al valor del daño en el instante del colapso. En el caso de los índices de daño de los edificios de ductilidad limitada, las pendientes en la proximidad del colapso son más pronunciadas, lo que indica que con el incremento del desplome, se produce un aumento considerable del índice de daño objetivo.

La intersección de los valores de los desplomes normalizados correspondientes a los puntos de capacidad por demanda con las curvas, proporcionan gráficamente los valores correspondientes a los índices de daño de los tres edificios que se muestran en la Tabla 2.

De acuerdo con estos resultados, queda claro que el edificio porticado con vigas planas tiene un punto de capacidad por demanda para el cual el índice de daño es de 0,80 lo que, aunado con su baja ductilidad, hace que su respuesta para la demanda impuesta por el espectro de proyecto pudiera considerarse poco segura. Igual conclusión puede obtenerse del índice de daño del edificio con forjados reticulares, para el que el índice de daño objetivo es de 0,79. El edificio con vigas de canto muestra un índice de daño menor, además de que tiene una capacidad de ductilidad superior a la correspondiente al punto de capacidad por demanda.

Tabla 2. Valores del índice de daño objetivo calculados para el punto de capacidad por demanda

Edificio	Índice de daño (Dobj)
Edificio con forjados reticulares	0,79
Edificio porticado con vigas planas	0,80
Edificio porticado con vigas de cantos	0,69

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

6. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos al aplicar los índices de daño convencionales en la respuesta no lineal de los edificios de hormigón armado dependen de la tipología estructural. Así, para edificios de hormigón armado de ductilidad limitada, los índices de daño convencionales no suministran resultados comparables a los calculados mediante la aplicación del método de elementos finitos.

El análisis estructural previamente presentado permite la valoración objetiva del daño estructural en forma sencilla. Concretamente, la utilización de la ecuación (7) nos permite acercarnos a una valoración muy cercana a aquellas que resultan de procedimientos de cálculo más costosos. Así pues, se puede conocer el nivel de daño estructural para la intersección de la curva de demanda con la de capacidad de la estructura.

El índice de daño objetivo, que incorpora la degradación de la rigidez y el valor máximo de la ductilidad estructural, permite obtener valores adecuados del daño, independientemente de la tipología estructural adoptada.

El índice de daño objetivo (D^{obj}), tiene una mayor aproximación a ensayos experimentales y numéricos resueltos con elementos finitos.

El edificio porticado con vigas de canto tiene un valor de daño aceptable en el punto de capacidad por demanda y dispone aun de capacidad dúctil, lo que permite que su respuesta no lineal supere las expectativas de proyecto.

En general la forma de la curva del índice de daño objetivo indica si el comportamiento de la estructura es dúctil, ya que a medida que se aproxima al punto de desplome previo al colapso, la pendiente es muy baja, mientras que para las estructuras con ductilidad limitada, la pendiente de la curva de daño objetivo es más pronunciada.

Entre los tres casos estudiados, es posible afirmar que tanto el edificio porticado con vigas planas como en el del edificio con forjados reticulares, es posible anticipar un alto valor de daño correspondiente al punto de capacidad por demanda, así como una ductilidad estructural insuficiente en comparación con los requisitos normativos.

Se propone un método de cálculo de la respuesta no lineal estática con control de fuerzas. Se resuelve el problema de la singularidad en el umbral de colapso mediante la aplicación de un proceso iterativo de cálculo que considera la obtención de un determinado índice de daño como criterio de convergencia.

REFERENCIAS

[1] Vielma, J., Barbat, A., Oller, S. (2007). *Evaluación de la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado proyectados para baja ductilidad. Hormigón y acero.* En prensa.

[2] Aguiar, R., Bozzo, L., Barbat, A. H. y Canas, J. A. (1996). Modelos constitutivos y su efecto sobre los índices de daño sísmico de pórticos de hormigón armado, *Hormigón y acero*, 201, 63-80.

[3] Kunnath, S. (2006). *Performance-based seismic design and evaluation of building structures. Earthquake engineering for structural design*. CRC Press. Boca Raton.

[4 Park, Y. J. y Ang, A. H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*. Vol. 111, Nº 4, 722-739.

[5] Skjærbæk, P.S., Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P.H. y, Çakmak, A. S (1998). Damage localization and quantification earthquake excited RC-frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 27: 903-916.

[6] Hori, N. e Inoue, N. (2002).Damaging properties of ground motions and prediction of maximum response of structures based on momentary energy response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31: 1657-1679.

[7] Gupta, V., Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P.H. (2001). A preliminary prediction of seismic damage-based degradation in RC structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 30: 981-993.

[8] Catbas, N. y Aktan, E. (2002). Condition and damage assessment: issues and some promising indices. *Journal of Structural Engineering*. Vol 128, Nº 8, 1026-1036.

[9] NCSE-2002 (2002). *Norma de construcción sismorresistente*. BOE Nº 244. 2002. Madrid.

[10] Fajfar, Peter (2000). "A Nonlinear Analysis Method for Perfomance Based Seismic Design". *Earthquake Spectra*, vol 16, Nº 3, pp 573 - 591.

[11] Oliver, X., Cervera, M., Oller, S.y Lubliner, J. (1990). Isotropic damage models and smeared cracks analysis of concrete. *On computer aided analysis and design of concrete structures*. Vol. 2, 945-958,

[12] Oller, S., (1991). *Modelización numérica de materiales friccionales*. Monografía Nº 3. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Vol. 12, 2, 215-238.

[13] Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2000). An Anisotropic Elasto Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*.Vol. 185, No. 2-4, pp. 245-277. 2000. ISSN: 0045-7825.

[14] Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2001). A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application. *International Journal of Plasticity*. Vol.17, No. 11, pp. 1437-1463. Nov. 2001. ISSN: 0749-6419.

[15] PLCd Manual (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.

[16] Mata, P., Oller, S., y Barbat, A. H. (2007). Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, en prensa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 248, págs.65-75
abril-junio, 2008
ISSN: 0439-5689

Sistema de control de resistencias durante la ejecución mediante la medida de la velocidad de ultrasonidos

Ultrasonic pulse as control system of strength during construction

Jorge-Louis Henry[1], Antonio Aguado[2], Luis Agulló[3]

Recibido / *Received:* 25/07/2007
Aceptado / *Accepted*: 05/02/2008

RESUMEN:

En este artículo se describen los estudios teóricos llevados a cabo para la elaboración de un método de control alternativo de la resistencia del hormigón de la Depuradora del Besós en Barcelona mediante ultrasonidos. El trabajo incide, especialmente, en la modelización de la distribución de velocidad de la onda y de la trayectoria del impulso ultrasónico entre los dos transductores, frente a diversas variables. En concreto se llega a la elaboración de nuevas expresiones relativas a la comprobación de la influencia de las armaduras a partir del cociente entre el recubrimiento r y la distancia L entre transductores.

Palabras clave: control de calidad, ensayos no destructivos, ultrasonidos, detección de armaduras, ensayos in-situ.

ABSTRACT

This paper describes the theoretical study carried out to develop an alternative control method for the concrete strength in the purifying station of Besós at Barcelona using the ultrasonic technique. This work considers especially the distribution of the wave velocity and the path of the ultrasonic impulse between two transducers taking into account several variables. The development of new expressions to verify the influence of the steel reinforcement based on the concrete cover r and the distance L between transducers is accomplished.

Key word: *quality control, non destructive test, ultrasounds, bars detection, in situ test.*

[1] Ingeniero de l´École Centrale de Lyon (Francia)
[2] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático de Universidad. Universitat Politècnica de Catalunya. Departamento de Ingeniería de la Construcción. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona.
[3] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático de Universidad. Universitat Politècnica de Catalunya. Departamento de Ingeniería de la Construcción. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona.

Persona de contacto / *Corresponding author :* antonio.aguado@upc.edu

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

1.- INTRODUCCIÓN

El proyecto de urbanización de la zona del Fòrum 2004 de Barcelona (España), ha sido la ocasión de renovar y ampliar la Depuradora del Besós. La gran explanada central del Fòrum contiene, en la parte inferior de la misma, la mayor planta de tratamiento de aguas residuales de Cataluña y una de las mayores de Europa. Durante la construcción de la Depuradora, se requería hormigonar in situ 64 losas de 1.500 m^3 que constituyen las cimentaciones de los 9 reactores biológicos y 18 decantadores de tratamiento de las aguas (figura 1); es decir, casi 100.000 m^3 de hormigón.



Figura 1. Vista aérea de la obra (Abril 2003).

El control de la resistencia del hormigón mediante métodos usuales, como el control estadístico de la resistencia del hormigón en probetas moldeadas, pareció poco eficiente para una obra tan repetitiva por su tipología constructiva desde el punto de vista de la sostenibilidad. En consecuencia, se planteó un método de control alternativo basado en ensayos no destructivos mediante ultrasonidos [1].

La utilización de la técnica de los ultrasonidos en el hormigón no es nueva tal como se deriva de los numerosos trabajos publicados en la literatura técnica y científica. A modo de ejemplo, esta técnica se ha empleado con distintos objetivos bajo la premisa principal de relacionar la velocidad ultrasónica con las características del hormigón, tanto en aplicaciones in situ, como en estudios en laboratorio [2, 3, 4, 5 y 6], y en situación de transmisión directa o indirecta [7]. Asimismo, también se ha utilizado de forma combinada con otras técnicas de ensayo no destructivas [8].

En el caso de la Depuradora del Besós, la elección de determinación de la velocidad de paso mediante ultrasonidos fue consecuencia de la repetitividad y sistemática que permitía la modulación de las losas, si bien los resultados podrían venir condicionados por dos parámetros tales como: la existencia de una fuerte armadura y la realización de los ensayos *in situ* (no en condiciones de laboratorio).

La influencia de la armadura sobre la propagación de la onda ultrasónica y sobre la precisión de los resultados obtenidos es conocida, existiendo modelos de influencia que dan factores de corrección en función de las velocidades respectivas de la onda en el hormigón ensayado y en las barras de acero [9]. No obstante estos modelos deben replantearse para cada obra, adaptándolos a las características de los materiales realmente utilizados en la dicha obra.

La factibilidad de los ensayos *in situ* depende, en gran medida, de la calidad del acabado, en obra, de la superficie de hormigón. Así, si la rugosidad disminuye, el acoplamiento entre los transductores y el hormigón se mejora y, consecuentemente, se obtiene una mejora en la fiabilidad de la medición. Por otro lado, la interacción con el proceso constructivo, también puede ser determinante, no sólo por las sobrecargas que alteren el estado tensional (con el riesgo de aparición de microfisuras), sino también por la ocupación de la superficie de las losas por los materiales y equipos de la propia obra (grúas, acopio de barras, encofrados)

La determinación de resistencia del hormigón mediante el método ultrasónico in situ, combinado con una campaña de calibración en laboratorio, puede dar una estimación de esta resistencia con una tolerancia del ± 20% [9]. Respecto a esta evaluación de resistencia del hormigón in situ, no se pueden hacer extrapolaciones con otros estudios, y se debe plantear una campaña de correlaciones en laboratorio cada vez que se plantea una campaña de control de la resistencia del hormigón con medidas ultrasónicas in situ.

El objeto del presente artículo es mostrar los pasos dados en la investigación encaminada a obtener una nueva formulación para determinar la resistencia del hormigón, en obras in situ, con un mejor grado de precisión que las formulaciones existentes. Para la verificación del modelo propuesto se han utilizado los resultados obtenidos sobre las losas de hormigón armado de la citada obra.

2. MÉTODO DE CONTROL Y CARACTERÍSTICAS DE LA OBRA

El método de control mediante ultrasonidos consiste en la medición del tiempo que emplea un impulso ultrasónico en recorrer la distancia entre el transductor emisor T_x y el transductor receptor R_x, ambos acoplados al hormigón que se ensaya (figura 2). La velocidad de transmisión o de propagación se determina por el cociente entre la distancia o separación L entre los transductores y el tiempo de tránsito t para esta distancia.

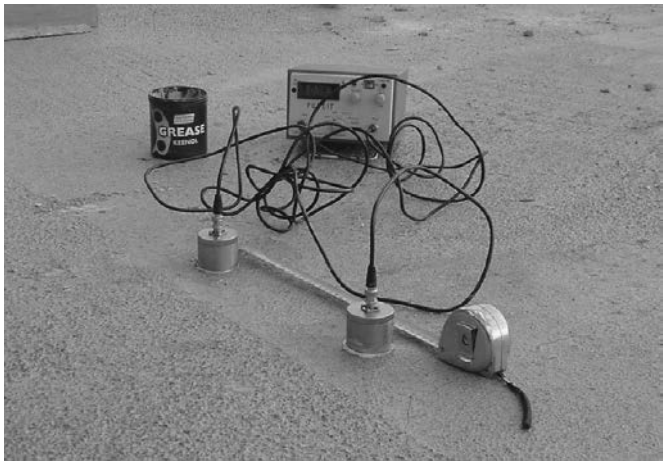


Figura 2.- Ensayo ultrasónico en la losa D-2-1 Mar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

En la obra estudiada, las losas están fuertemente armadas, con un tejido de barras de diámetro 16 mm, separadas cada 150 mm en ambas direcciones (figura 3). Además en las zonas de refuerzo (por la presencia de muros), se colocan barras intermedias de 20 mm de diámetro cada 150 mm; es decir, en estas zonas se dispone de un tejido de barras con un separación de 75 mm en una dirección y de 150 mm en la otra.

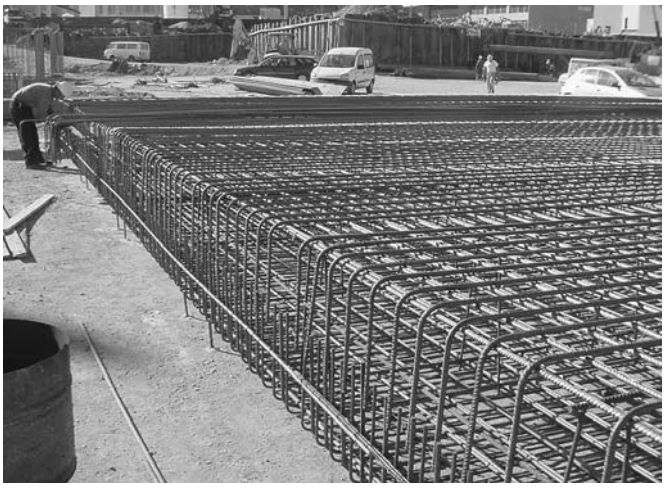


Figura 3. Vista de la armadura de una de las losas.

La velocidad superficial calculada a partir de la medición del tiempo de tránsito del impulso, depende de la posible transmisión por la armadura en una longitud de la misma L_S. Por ello, elaborar un método de control sin tener en cuenta la eventual influencia de la armadura podría conducir a un error en los resultados. En consecuencia, para evaluar la influencia de la armadura, es necesario estudiar la distribución de la velocidad de la onda, y la trayectoria real del impulso ultrasónico.

Para la puesta a punto del sistema y del análisis de las variables principales que influyen en los resultados se planteó una amplia campaña de calibración in situ y en laboratorio (con más de 90 ensayos de resistencia a compresión y más de 300 medidas con ultrasonidos). Uno de los objetivos de la misma fue analizar la influencia de la edad del hormigón, ya que la misma incide en diversas propiedades (especialmente la resistencia a compresión) y tiene su reflejo en la velocidad de propagación.

Por ultimo cabe recordar que debido a las elevadas cantidades de hormigón que se precisaban en la obra (algunos días del orden de 2.000 m^3), el mismo era suministrado por tres empresas, lo que supone que el método de control con medidas ultrasónicas in situ en la superficie de las losas, no pueda considerar el origen del hormigón como parámetro, ya que no se puede identificar con fiabilidad la procedencia del hormigón dentro de las propias losas, esto es, no existen unas buenas condiciones de trazabilidad.

3. ESTUDIO DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA VELOCIDAD DE LA ONDA

Existen diversos tipos de ondas generadas por un impulso ultrasónico aplicado a un sólido como es el caso del hormigón: las ondas de compresión, de cortante, o superficiales. Cada tipo de onda se caracteriza por su dirección, su velocidad y la energía que transporta. Desde el punto de vista cinético, se puede definir una única onda con un frente de onda cuya forma depende de la distribución de velocidad en el medio de propagación.

Esta distribución de velocidades está bien definida en dos direcciones: la perpendicular a la superficie libre (dirección de propagación de las ondas de compresión de velocidad V_c) y en la dirección de la superficie libre (ondas superficiales de Rayleigh de velocidad V_r). Estas dos velocidades se expresan en función de las características físicas del material de propagación, de acuerdo con las ecuaciones (1) y (2), ampliamente conocidas, pudiéndose encontrar en [10], [11].

$$V_c = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}} \qquad [1]$$

$$V_r = \frac{(0,87+1,12\nu)}{(1+\nu)}\sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}\,V_c \qquad [2]$$

donde: E es el módulo de deformación del hormigón,

ρ es la densidad del hormigón,

ν es el coeficiente de Poisson.

Estas dos velocidades se miden con las posiciones de los palpadores descritas en la Figura 4 (transmisión directa y transmisión indirecta). De manera sencilla se puede plantear un frente de onda definido por una función de distribución de velocidad $V(\alpha,\nu)$, cuya expresión depende de V_r o V_c, siendo α el ángulo de la dirección de propagación respecto a la normal a la superficie libre.

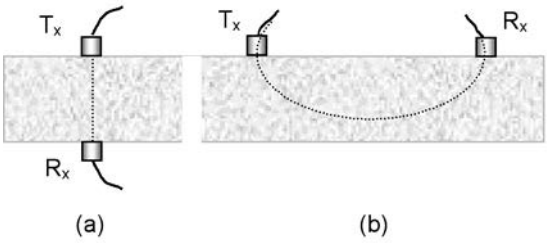


Figura 4. Posición de los palpadores:
a) transmisión directa (V_C); b) transmisión indirecta (V_r).

La velocidad de la onda ultrasónica cambia con la dirección de propagación definida por el ángulo α como consecuencia de la existencia de varios tipos de ondas con velocidades diferentes, suponiendo trayectorias elípticas (figura 5a).

A partir de las dos velocidades V_r y V_c se puede plantear una distribución elíptica de la velocidad, que responde a la siguiente ecuación:

$$\frac{x^2}{V_r^2}+\frac{y^2}{V_c^2}=1 \qquad [3]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

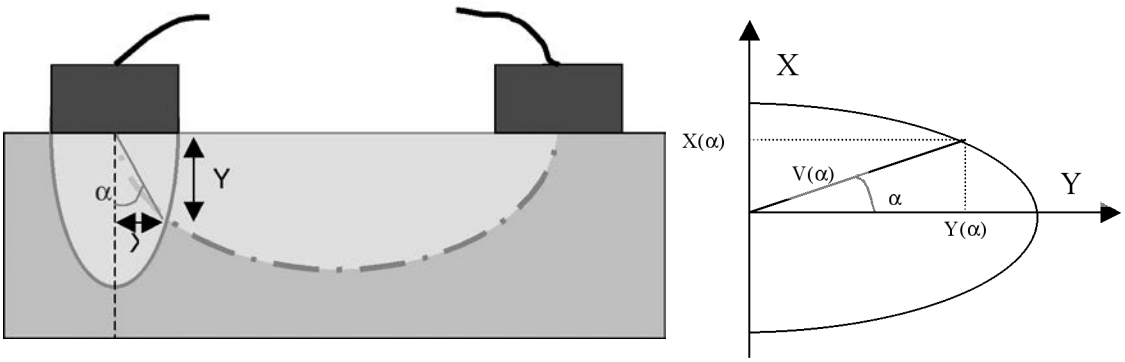


Figura 5. Trayectoria: a) Distribución elíptica de la velocidad; b) Componentes.

Para cualquier inclinación del ángulo α, la velocidad de la onda en esta dirección se define por las siguientes ecuaciones, de acuerdo con la figura 5b.

$$V(\alpha) = \sqrt{x^2 + y^2} \quad \text{y} \quad \tan(\alpha) = \frac{x}{y} \qquad [4] \text{ y } [5]$$

$$V(\alpha)\, sen\alpha = x \quad \text{y} \quad V(\alpha)\cos\alpha = y \qquad [6] \text{ y } [7]$$

Introduciendo estas expresiones en la ecuación (3), y utilizando la ecuación (2) se obtiene la distribución de la velocidad para cualquier inclinación del ángulo (α),

$$V(\alpha, \nu) = \frac{Vr}{\sqrt{g(\nu)^2 * \cos^2\alpha + sen^2\alpha}} \qquad [8]$$

donde:

$$g(\nu) = \frac{V_r}{V_c} = \frac{(0.87 + 1.12\nu)}{(1+\nu)}\sqrt{\frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)}} \qquad [9]$$

Cabe recordar que la distribución de velocidad se expresa en función de la velocidad superficial de Rayleigh (V_r) por lo que, en general y, en particular en el caso de las losas estudiadas, es el único parámetro medible.

4. ESTUDIO DE LA TRAYECTORIA MIXTA HORMIGÓN-ACERO

4.1. Bases de la propuesta

Tal como se ha comentado, las armaduras pueden influir en la trayectoria de las ondas superficiales de Rayleigh, por lo que se requiere una evaluación de dicho factor, lo cual no es posible hacerlo de forma directa. Por ello se propone hacerlo indirectamente, mediante el tiempo de tránsito del impulso colocando los dos transductores justo encima de la armadura como si se quisiera, por un lado, asegurar esa influencia y, por otro lado, beneficiarse de la sencillez de un modelo bidimensional (figura 6). Cabe señalar que el cálculo con un modelo tridimensional [1] llega a expresiones complejas que no parecen adecuadas para una aplicación del modelo en una obra. En cuanto a la localización de la posición de las armaduras en la losa acabada es sencilla de obtener mediante la utilización de un pachómetro.

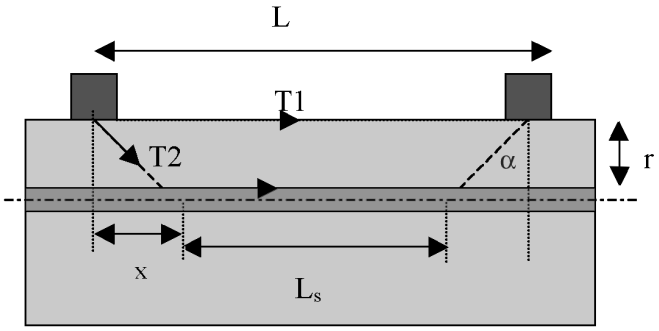


Figura 6. Transmisión ultrasónica indirecta en hormigón armado.

La velocidad del impulso a través de un hormigón armado depende: de la proximidad de las armaduras con respecto a las caras que se ensayan (el recubrimiento r), del diámetro y del número de barras, y de la orientación de estas barras con relación a la dirección de propagación de la onda. La velocidad aumenta si el primer impulso que llega al transductor receptor se propaga en parte a través el acero. El tiempo medido viene dado por la siguiente expresión:

$$t = \frac{L_s}{V_s} + \frac{L_H}{V_H} \qquad [10]$$

donde: t es el tiempo de recorrido medido,

L_S es la longitud de propagación de la onda en el acero,

V_S es la velocidad de la onda en el acero,

L_H es la longitud de propagación en el hormigón,

V_H es la velocidad de la onda en el hormigón.

El método de cálculo que se propone se basa en la comparación del tiempo de tránsito del impulso ultrasónico en superficie t_1 (Trayectoria 1), y del tiempo de transito t_2 con una trayectoria mixta en el hormigón y en el acero (Trayectoria 2). Ahora bien, si se supone en estos materiales trayectorias rectas (modelo bidimensional plano), se obtienen las siguientes expresiones, que definen t_1 y t_2 en función de las velocidades de propagación en los diferentes materiales, y de los parámetros geométricos de la estructura que se ensaya,

$$t_1 = \frac{L}{V} \qquad [11]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

$$t_2 = t_2(x) \quad \text{o} \quad t_2 = t_2(\alpha) \qquad [12]$$

siendo: $x = r \tan \alpha$ [13]

El principio del cálculo radica en minimizar la función t_2 en función de un parámetro geométrico del problema (ángulo α o distancia x según la distribución de velocidad considerada).

$$\frac{\partial t_2}{\partial x}(x = x_0) = 0 \quad \text{o} \quad \frac{\partial t_2}{\partial \alpha}(\alpha = \alpha_0) = 0 \qquad [14]$$

El parámetro x se utiliza si la distribución de velocidad es isótropa, y el parámetro α con una distribución elíptica.

La inecuación que permite saber si influyen las armaduras viene dada por las ecuaciones siguientes:

$$t_2(\alpha_0) \le t_1 \quad \text{y} \quad t_2(x_0) \le t_1 \qquad [15a] \text{ y } [15b]$$

En lo que sigue se consideran dos enfoques: una distribución isótropa de velocidad, y una distribución elíptica.

4.2 Distribución isótropa de velocidad

En la distribución de velocidad isótropa se considera un frente de onda esférico (igual en todas las direcciones) y de valor V. Utilizando las notaciones anteriores, se obtienen las expresiones siguientes para t_1 y t_2,

$$t_1 = \frac{L}{V_r} \qquad [16]$$

$$t_2 = \frac{L_s}{V_s} + \frac{2\sqrt{r^2 + x^2}}{V_r} \quad \text{con} \quad L_s = L - 2x \qquad [17]$$

y minimizando la función $t_2(x)$ en función de la variable x, se obtiene la ecuación (18):

$$\frac{\partial t_2}{\partial x}(x = x_0) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x_0 = r\sqrt{\frac{V^2}{V_s^2 - V^2}} \qquad [18]$$

en la que sustituyendo el valor obtenido por el parámetro x_0 en la ecuación (17) se obtiene el valor mínimo de la función t_2,

$$t_2 = \frac{L}{V_s} + 2r\sqrt{\frac{1}{V_r^2} - \frac{1}{V_s^2}} \qquad [19]$$

y sustituyendo esta expresión de t_2 en la ecuación (15.a), se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{r}{L} \le \frac{1}{2}\sqrt{\frac{V_s - V_r}{V_s + V_r}} \qquad [20]$$

obteniéndose la fórmula reseñada en general en la bibliografía [9] para un ensayo con una transmisión directa. La velocidad V de propagación de la onda en el hormigón que se ensaya, viene dada por la ecuación (21):

$$V_r = \frac{2\,r\,V_s}{\sqrt{4\,r^2 + (T\,V_s - L)^2}} \quad \text{cuando} \quad V_S \ge V \qquad [21]$$

donde: r es la distancia de la armadura al eje de los palpadores (recubrimiento)

T es el tiempo de recorrido medido con el aparato de medida.

El efecto de la armadura en las medidas desaparece (es despreciable desde el punto de vista ingenieril) cuando se cumple la ecuación siguiente:

$$\frac{r}{L} \ge \frac{1}{2}\sqrt{\frac{V_s - V_r}{V_s + V_r}} \qquad [22]$$

4.3. Distribución elíptica de velocidad

En este modelo se considera una distribución de velocidad elíptica (recordar figura 5) que sigue la función (8), cuyas variables a cada edad del hormigón son la velocidad superficial V_r que se determina con un ensayo mediante ultrasonidos, y la inclinación α de la dirección de propagación con respecto a la superficie libre.

Los tiempos de cada una de las trayectorias t_1 y t_2 (ecuaciones 11 y 12) vendrán dados en este caso por:

$$t_1 = \frac{L}{V_r} \qquad \text{y} \qquad [23]$$

$$t_2 = \frac{L_s}{V_s} + \frac{2\,r}{V(\alpha)\cos(\alpha)} \quad \text{con} \quad L_s = L - 2\,r * tan(\alpha) \qquad [24]$$

y minimizando la función $t_2(\alpha)$ en función de la variable α, se obtiene la ecuación (25):

$$\frac{\partial t_2}{\partial \alpha}(\alpha = \alpha_0) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad \tan(\alpha_0) = g(v)\sqrt{\frac{V_s^2}{V_s^2 - V_r^2}} \qquad [25]$$

La expresión de t_2 viene dada por,

$$t_2 = \frac{L}{V_s} + 2\,r\;\; g(v)\sqrt{\frac{1}{V_r^2} - \frac{1}{V_s^2}} \qquad [26]$$

Sustituyendo esta expresión de t_2 en la ecuación (15.b), se obtiene la ecuación siguiente:

$$\frac{r\;\; g(v)}{L} \le \frac{1}{2}\sqrt{\frac{V_s - V_r}{V_s + V_r}} \qquad [27]$$

Esta expresión es muy parecida a la correspondiente a una distribución de velocidad isótropa, sólo hace falta multiplicar

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

el cociente r/L de la expresión (20) por un coeficiente corrector $g(\nu)$ que sólo depende del coeficiente de Poisson.

En consecuencia, se obtiene una expresión de la velocidad V_r sólo: a partir del tiempo medido T in situ, de la velocidad en el acero V_s, y de los parámetros geométricos r y L,

$$V_r = \frac{2\ r\ g(\nu)\ V_s}{\sqrt{4\ r^2 g(\nu)^2 + (T\ V_s - L)^2}} \qquad [28]$$

deduciéndose que el efecto de la armadura en las medidas desaparece cuando se cumple la siguiente ecuación:

$$\frac{r\ g(\nu)}{L} \geq \frac{1}{2}\sqrt{\frac{V_s - V_r}{V_s + V_r}} \qquad [29]$$

4.4. Análisis conjunto

Los dos modelos están de hecho relacionados: considerando una distribución elíptica, sólo hace falta considerar un recubrimiento equivalente (r^*), dado por la ecuación (30), para volver a trabajar con una distribución isótropa y utilizar las expresiones del apartado 4.1,

$$r^* = g(\nu) r \qquad [30]$$

donde $g(\nu)$ está dado por la ecuación 9.

Como la función $g(\nu)$ es siempre inferior a 1 ya que ν es inferior a 0.5, el recubrimiento equivalente (r^*) es inferior al recubrimiento real r. Ello refleja que el modelo propuesto, con una distribución de velocidad elíptica, parece menos conservador que el modelo isótropo e implica un recubrimiento real (r) mayor, para un valor fijado de la distancia entre palpadores (L), si no se quiere que la armadura influya en el resultado.

La distribución de la velocidad de la onda ultrasónica depende de las características del hormigón en cada momento. Para saber en concreto si la distribución de velocidad es elíptica o isótropa, parece suficiente medir la velocidad longitudinal V_c (transmisión directa) y la velocidad superficial V_r (transmisión indirecta) en estructuras realizadas con el mismo hormigón y cuyas condiciones de conservación (humedad y temperatura, especialmente), sean prácticamente idénticas.

Considerando el cociente V_r/V_c se puede evaluar el valor de la función $g(\nu)$ (ecuación 9) para cada edad del hormigón, y sustituyendo el valor obtenido de $g(\nu)$ en las ecuaciones (27), (28) y (29) se obtiene expresiones genéricas validas cualquiera que sea la distribución de velocidad. Si $g(\nu)$ es igual a 1, la distribución es isótropa; sino se trata de una distribución elíptica de excentricidad dada por $e = \sqrt{1 - g(\nu)^2}$.

Además, este método permite, con ensayos sencillos, estimar el valor de la función de $g(\nu)$ sin conocer el valor real del coeficiente de Poisson del hormigón.

Por último cabe señalar que las propiedades mecánicas (módulo de elasticidad, E, coeficiente de Poisson, ν) del hormigón varían con su edad; así la función $g(\nu)$ evoluciona y se debe replantear el problema a lo largo de la campaña experimental cuando la edad del hormigón sea considerada como un parámetro principal.

5. APLICACIÓN A LA OBRA DE REFERENCIA

5.1. Plan de trabajo

Dado que para las mediciones de las losas de hormigón *in situ* sólo se podían hacer medidas de tipo "transmisión indirecta", se planteó un modelo que permitiese estimar la resistencia del hormigón a partir de la velocidad superficial $V_{\text{indirecta}}$ medida *in situ*. Este modelo se compone de los siguientes pasos, presentados de forma gráfica en la figura 7:

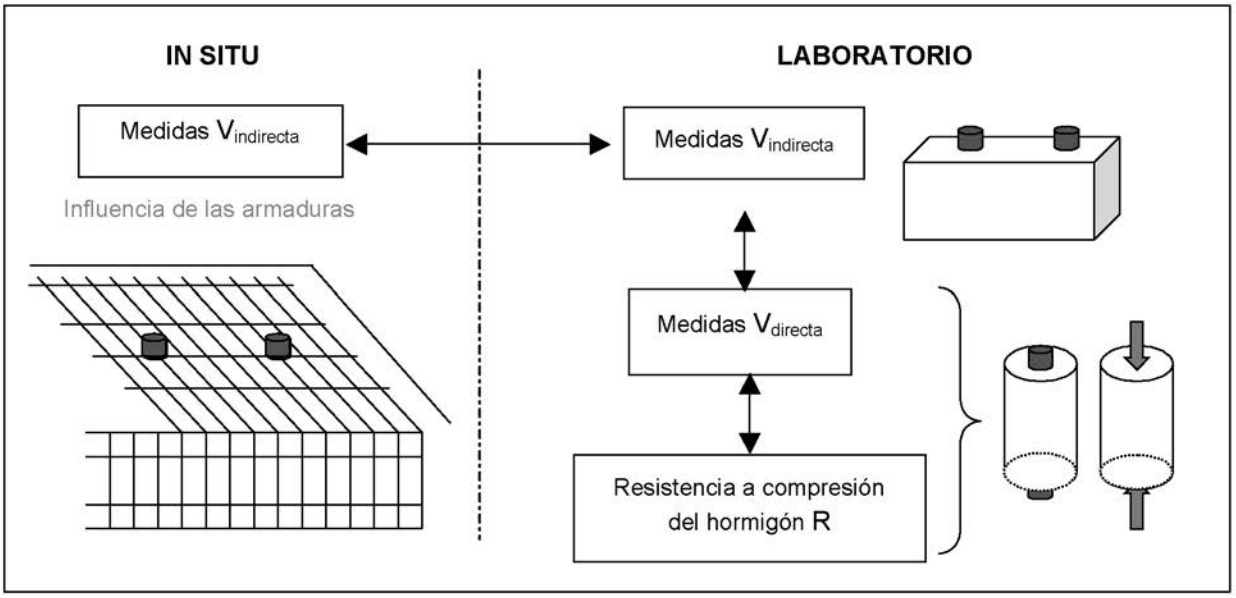


Figura 7. Esquema de las correlaciones establecidas entre las diferentes medidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

– Analizar la influencia de las armaduras a través de los estudios en probetas prismáticas de hormigón (150 × 150 × 600 mm) (sin armadura) y las medidas de la velocidad superficial $V_{indirecta}$ *in situ* en la losa de hormigón armado.

– Correlacionar la velocidad superficial $V_{indirecta}$ y la velocidad longitudinal $V_{directa}$, ambas en condiciones de laboratorio. Se pueden conocer todos los datos asociados a las condiciones de curado.

– Correlación entre la velocidad longitudinal $V_{directa}$ en laboratorio y la resistencia del hormigón (R) obtenida en un ensayo a rotura por compresión de probeta cilíndrica (300 × 150 mm).

Asimismo se planteó la necesidad de determinar una banda de tolerancias para tener en cuenta las diferentes condiciones higrométricas que se pueden encontrar en la obra (días de lluvia o días secos). Para ello, en laboratorio se plantearon dos series en paralelo con diferentes condiciones de curado: cámara climática (T = 20 ℃ y HR = 50%) y cámara húmeda (T = 20 ℃ y HR = 100%).

5.2. Correlación de la velocidad superficial $V_{indirecta}$ y la velocidad longitudinal $V_{directa}$

Durante toda la campaña experimental se ha utilizado un transductor de 54 kHz (PUNDIT). En laboratorio, el cociente entre las velocidades de medidas indirectas y directas (V_r/V_c) se situó, para los diferentes hormigones suministrados a la edad de 28 días, en el intervalo de valor máximo 1,25 y valor mínimo 1,07 (considerando todos los resultados). Los valores de *velocidad superficial* están entre 5.100 y 5.400 m/s en las probetas de la cámara húmeda y 4.830 y 5.450 m/s en las probetas de la cámara climática; los valores de *velocidad longitudinal* están entre 4.440 y 4.580 m/s en las probetas de la cámara húmeda y 4.350 y 4.500 m/s en las probetas de la cámara climática [1], mientras que el valor teórico de esta relación es: $V_r = 0{,}558\ V_c$, para $\nu = 0{,}2$ (según ecuación 2).

Esta diferencia entre los valores medidos y los teóricos puede responder a las diferentes condiciones higrotérmicas existentes en la probeta y en la losa. Así, en la superficie, el hormigón de la probeta se seca más rápido que en el interior de la estructura (como consecuencia de la diferente relación perímetro/superficie) creando un gradiente de humedad y, consecuentemente, una variación de resistencias. Ello favorece que la distribución de velocidades tienda a ser mucha más homogénea que lo previsto ya que la diferencia de resistencia compensa la diferencia teórica de velocidad entre el interior y la superficie del hormigón. Por lo que se puede optar por un modelo de influencia de armaduras con una distribución de velocidad isótropa - $g(\nu) = 1$, al menos en la superficie.

Los métodos de influencia de la armadura expuestos en el apartado 4 tienen una limitación clara, como es el que se debe conocer el valor de la velocidad de propagación V_S del impulso ultrasónico en una barra de acero embebida en hormigón, de igual diámetro que el utilizado en la losa. Para determinar esta velocidad se preparó una probeta colocando una barra de acero de 16 mm diámetro y de 400 mm longitud embebida en el hormigón fresco (figura 8), cortándose con posterioridad la armadura que sobresale de la probeta (100 mm). Los resultados obtenidos de la velocidad V_S, colocando los transductores sobre el eje de la barra, se presentan en la tabla 1.

Tabla 1. Velocidad del impulso ultrasónico en la armadura embebida

Edad del hormigón (en días)	Velocidad V_S (en m/s)
5	4.967
7	5.042
28	5.102



Figura 8.- Probeta mixta acero-hormigón

La pequeña diferencia de resultados (menor al 2 %) a las distintas edades parece señalar que la velocidad por la armadura se mantiene constante y, que la diferencia responde a la variabilidad del método de medida. Así pues, se hace la hipótesis de que esta velocidad V_S se mantiene en las armaduras in situ.

5.3. Influencia de la armadura: Ensayos in situ

En esta campaña de ensayos, los transductores se colocaban en cinco posiciones diferentes formando una línea que fuera paralela o perpendicular a la dirección de la armadura considerada (ver figura 9). El desplazamiento de los transductores en cada línea fue de 5 cm. Los transductores se intercambiaban (emisor por receptor y viceversa) para analizar la posible influencia del equipo o de los acoplamientos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

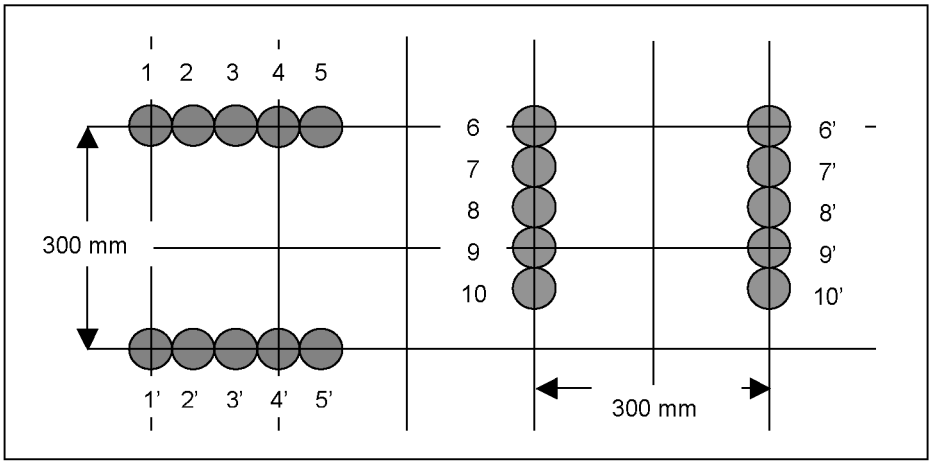


Figura 9. Esquema de ensayos en la campaña para evaluar la influencia de las armaduras.

Por otro lado, esta campaña se realizó en tres zonas diferentes de una misma losa. En la tabla 2 se presentan los resultados obtenidos tanto de los valores medios del tiempo (en µs) como de la dispersión (en %) para una losa que contaba con un hormigón de 3 días de edad, correspondientes a una zona. La superficie del hormigón estaba seca.

Tabla 2. Resultados de los ensayos previos in situ

Posición	$T_{recorrido}$ (µs)	Dispersión (%)
1 - 1'	76,0	0,0
2 - 2'	74,0	2,6
3 - 3'	71,0	6,6
4 - 4'	74,5	2,0
5 - 5'	78,5	3,3
6 - 6'	78,0	2,6
7 - 7'	75,1	1,2
8 - 8'	78,4	3,2
9 - 9'	78,5	3,3
	T_{medio} = 76	D_{media} = 2,75

Estos resultados muestran que la influencia de las armaduras en los tiempos de tránsito es escasa ya que hay poca variación en las posiciones sobre armadura o en las que no se sitúan sobre armadura. La dispersión obtenida puede ser fruto de la heterogeneidad del hormigón y sistema de medida y, en cualquier caso, este resultado de la dispersión (2,75 %) es muy inferior a la dispersión observada a lo largo de los ensayos in situ durante 6 meses, la cual alcanzó el 12 % en una losa de 1000 m² [1], en la que el hormigón podía provenir de tres plantas diferentes.

Cabe señalar que se optó por realizar esta serie de ensayos en una losa de corta edad (3 días) dado que la posible influencia de la armadura disminuye con el tiempo. Ello se refleja en el valor límite del cociente *r/L* (Ver ecuación (20) anteriormente presentada), el cual al aumentar la velocidad superficial con la edad del hormigón hace que dicha relación disminuya.

En la figura 10 se muestra la sección transversal de la losa, con un recubrimiento teórico de la armadura en proyecto igual a 45 mm, y admitiendo una tolerancia de ejecución de ± 10 %, lleva a que los valores del recubrimiento real in situ estén comprendidos en el intervalo [40,5 mm a 49,5 mm].

En base a esas tolerancias el valor del cociente *r/L* de proyecto (0,15) puede variar entre 0,135 y 0,165, tal como se muestra en la tabla 3. En dicha tabla también se presentan los valores de V_s (se corresponden con los valores dados en la tabla 1 en condiciones de laboratorio) y V_r medidos in situ en la losa, pudiéndose observar que las relaciones *r/L* obtenidas in situ difieren en el entorno del 15 % respecto a las teóricas admitiendo una tolerancia del ± 10 %, o bien en un 25% respecto a la de proyecto (0,15).

Estos resultados muestran que, para el caso estudiado (recubrimiento de 4,5 cm), la influencia de la armadura no es significativa, lo que permite ahondar en esta dirección para ele-



Figura 10. Vista del canto de la losa D-2-1 Mar con algunas esperas de armadura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Tabla 3. Relación r/L de los ensayos in situ y los teóricos

Edad del hormigón (día)	V_S (en m/s)	$V_{r\ mín}$ (en m/s)	$V_{r\ máx}$ (en m/s)	$\frac{1}{2}\sqrt{\frac{V_s - V_{r_{min}}}{V_s + V_{r_{min}}}}$		$\frac{1}{2}\sqrt{\frac{V_s - V_{r_{max}}}{V_s + V_{r_{maxn}}}}$	
5	4.967	3.680	4.346	0,193	0,165	0,129	0,135
7	5.042	3.723	4.399	0,194		0,130	
28	5.102	3.879	4.594	0,185		0,114	

mentos tan repetitivos como el presente y puede adoptarse como sistema de control. Ahora bien, tal como se señala en trabajos previos [2], este sistema no es aconsejable como método de control del hormigón si no se verifica previamente la no influencia de las armaduras.

5.4. Correlación entre la velocidad longitudinal $V_{directa}$ y la resistencia del hormigón

En la figura 11 se presenta, a manera de ejemplo, los resultados obtenidos en laboratorio en probetas curadas en cámara húmeda (20 ºC de temperatura y una humedad relativa superior a 95%), para muestras provenientes de las tres centrales suministradoras del hormigón, para un mismo hormigón especificado.

En dicha figura puede verse que es factible plantear correlaciones entre la resistencia del hormigón y la velocidad longitudinal, para cualquier edad y hormigón empleado, por lo que siguiendo el esquema de la figura 7, se puede determinar la resistencia del hormigón a partir de las medidas mediante ultrasonidos de la velocidad superficial de propagación y, consecuentemente, una vez calibrado poder utilizarse como sistema de control, tal como se muestra en el siguiente apartado (ecuación 31).

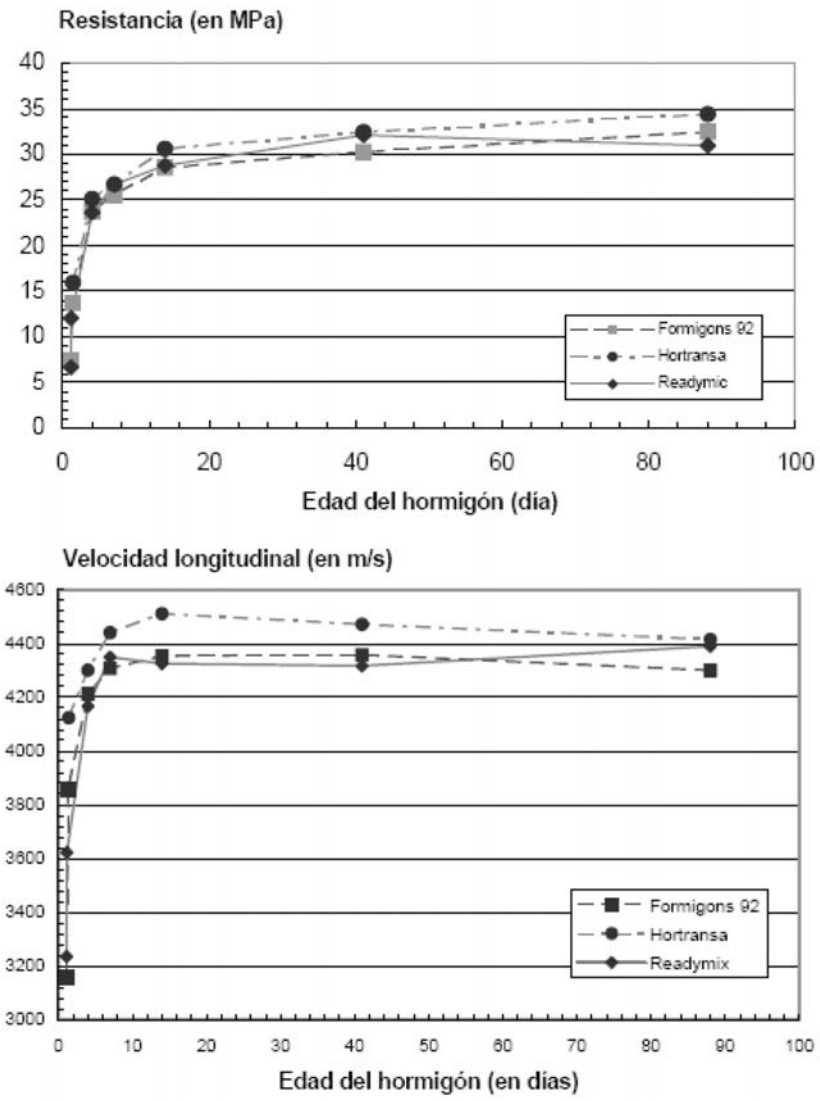


Figura 11. Influencia de la edad en: a) Resistencia a compresión b) Velocidad longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

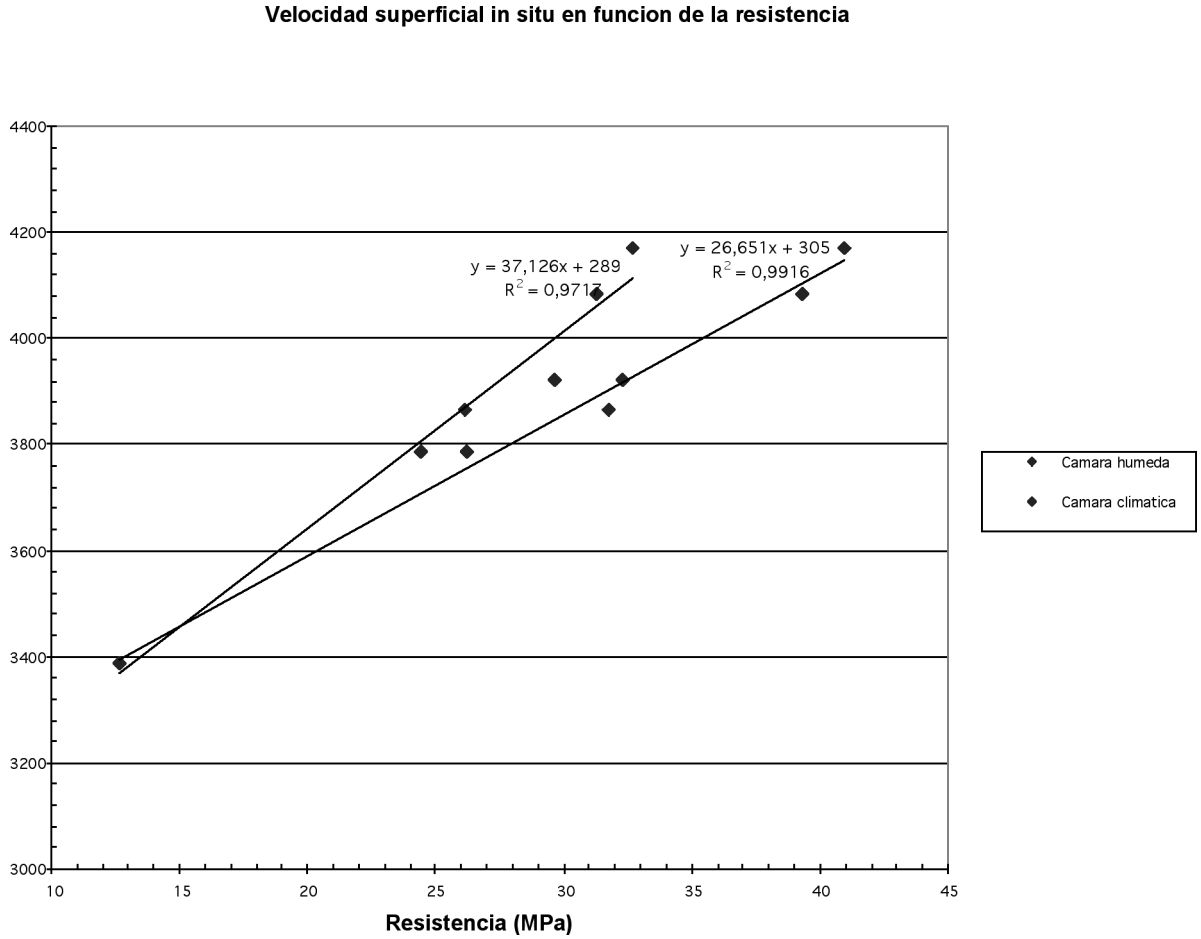


Figura 12. Correlación entre la velocidad superficial in situ y la resistencia a compresión

En la figura 12 se presenta la correlación entre la velocidad superficial in situ y la resistencia a compresión de los resultados presentados en la figura anterior (figura 11). En ella puede verse la buena correlación existente en ambos casos (Cámara húmeda y cámara climática). La velocidad superficial, tal como puede verse, es mayor en cámara climática que en cámara húmeda. Por otro lado, en las las resistencias a 2 días realizadas en las mismas condiciones de conservación hasta ese momento, el resultado es muy similar, con una velocidad algo por debajo de los 3.400 m/s.

6. MÉTODO DE CONTROL PROPUESTO

Una vez se ha verificado la viabilidad de la propuesta, en este apartado se expone el método propuesto a la dirección de la obra, teniendo en cuenta que la verificación mediante este sistema tiene una limitación en cuanto a la masa del hormigón. Ello responde a que las medidas al ser superficiales reflejan las características de la capa superficial del hormigón (en el entorno a los 5 cm), por lo que si las características del hormigón en zonas inferiores de la losa son distintas a las correspondientes a esa zona superior superficial, los resultados no lo reflejarían. Los pasos de la propuesta son:

1. En principio hay que definir el lote. En este caso se han propuesto 4 zonas de ensayos, las cuales se eligen en función de la rugosidad del acabado de la superficie. Conviene elegir zonas que mantengan la máxima planeidad y tengan una textura lisa, para reducir riesgos de aumento de dispersiones.

2. En cada zona, se deben hacer como mínimo 2 ensayos ultrasónicos con posiciones diferentes.

3. Ensayar cada posición a las edades de 2, 7 y 28 días. El tiempo de ensayo con un operador normal se evalúa en, como máximo, una hora y 30 minutos para ensayar el conjunto de posiciones a cada edad.

4. Comprobar que la evolución de la velocidad superficial de cada posición sigue la curva tipo elaborada. Una dispersión de ± 5 % con respecto al valor de la curva tipo puede tolerarse. Previamente se debe trasladar esta curva tipo para coincidir con el valor inicial V_2 obtenido durante los ensayos el día 2 de la zona que se ensaya.

5. Si la evolución temporal de una posición no cumple la ley de progresión, se aconseja hacer una política de aumento de zonas (mínimo 4 zonas) y repetir los ensayos. Si en este caso cumple, se acepta ese lote y en el caso contrario se propone una no conformidad, que aboque en la extracción de testigos y ensayos de los mismos a compresión.

6. Si la evolución cumple la ley de progresión se puede evaluar la resistencia a compresión del hormigón utilizando la expresión

$$R(t) = a\ V(t) - b - c[V_2 - 3.388] \qquad [31]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

siendo: $a = 0{,}0262$ / $b = 75{,}138$ / $c = 0{,}026175$

donde: $R(t)$ es la resistencia a compresión a la edad t (en MPa),

$V(t)$ es la velocidad superficial *in situ* (en m/s),

V_2 es el valor de la velocidad superficial obtenida in situ al día 2 (t=2) para la posición ensayada.

En base al sistema propuesto se ha obtenido una estimación de la resistencia a compresión con una precisión de ± 18% en media, con una dispersión máxima de ± 25%, y mínima de ± 12 %, con respecto a los valores experimentales medidos. Hay que tener presente que los errores no sólo se pueden producir en las determinaciones de los ensayos con ultrasonidos, sino también en las determinaciones de las resistencias a compresión (para este caso, con hormigones procedentes de distintas centrales se puede estimar una dispersión próxima al 10%)

7. CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha impulsado el planteamiento de un sistema de control de la resistencia a compresión del hormigón de una gran obra a través de mediciones indirectas *in situ* con ultrasonidos. Con ello se puede obtener una reducción significativa de probetas de control, lo que representa ventajas tanto de tipo económico como medioambientales, al reducir los residuos y la gestión de los mismos.

Este planteamiento, que precisa de una puesta a punto previa, tanto en condiciones de laboratorio como en obra, es sencillo y fácil de implementar, prácticamente, por cualquier laboratorio. Ahora bien, dicho planteamiento sólo parece conveniente en obras grandes como la estudiada, en las que el número de probetas a realizar sea muy elevado.

La presencia de armaduras en la obra, en este caso, tenía una influencia escasa en los resultados, si bien se plantea un sistema para evaluar la misma. En esta obra, con armaduras dispuestas en retículas perpendiculares muy repetitivas, parece adecuado el tratamiento realizado. Para obras con otras condiciones debería analizarse previamente la influencia de la armadura.

Tras una primera puesta a punto de contrastación del sistema, los resultados obtenidos en el desarrollo del mismo mantienen la fiabilidad requerida, con un aceptable grado de precisión. En cualquier caso este planteamiento no debe verse como una sustitución del sistema de control mediante probetas, sino como un elemento complementario que permite reducir, de forma significativa, el número de aquéllas.

Agradecimientos

Al finalizar este artículo se quiere agradecer a la empresa Depurbaix por la firma de un convenio con la UPC y por la oportunidad de desarrollar una propuesta que permitió hacer un uso más racional del control. Asimismo se quiere agradecer a Jordi Vila y a Andreu Puyol, por su colaboración y apoyo en la realización de las campañas in situ y a las empresas Formigons 92, Hortransa y Readymix, por las facilidades dadas.

Por último se agradece al personal del Laboratorio de Tecnología de Estructuras del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC por el apoyo de las campañas de ensayo en el citado laboratorio.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Henry, J.L. *Optimización del control de la resistencia del hormigón de la obra de la depuradora del Besós mediante ultrasonidos*, Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, Junio 2003.

[2] H.W. Chung and K.S. Law. *Diagnosing in Situ Concrete by ultrasonic Pulse* ACI Concrete International, Volume 5, Issue 10, pages 42-49, October 1983.

[3] S.F.Selleck, E.N. Landis, M.L. Peterson, S.P. Shah, and J.D. Achenbach. *Ultrasonic Investigation of Concrete whit Distributed Damage.* ACI Materials Journal, Volume 95, Issue 1, pages 27-36, January, 1998.

[4] A. van Hauwaert, F. Delannay, and J.F. Thimus. *Craking Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Revealed by Means of Acoustic Emission and Ultrasonic Wave Propagation.* ACI Materials Journal, Volume 96, Issue 3, pages 291-293, May, 1999.

[5] S. Popovics and J.S. Popovics. *Effect of stresses on the ultasonic pulse velocity in concrete*, Materials and Structures -Research and Testing, RILEM, Vol. 24, No. 139, January 1991, pp. 15-23.

[6] H.W. Reinhardt, C.U. Grobe and A.T. Hard. *Ultrasonic monitoring on setting and hardening of cement mortar a new devices*. Materials and Structures Vol. 33, No. 233, November 1991, pp. 581-583.

[7] I. O. Yaman, G. Inci, N. Yesiller, and H. M. Aktan . *Ultrasonic Pulse Velocity in Concrete Using Direct and Indirect Transmission.* ACI Materials Journal, Volume 98, Issue 6, pages 450-457, November, 2001.

[8] A. Samarin and P. Meynink. *Use of Combined Ultrasonic and Rebound Hammer Method for Determining strength of concrete*. ACI Concrete International, Volume 3, Issue 3, pages 25-29, March, 1981.

[9] J.H. Bungey and S.G. Millard. *Testing of concrete structures*. Blackie Academic and Professional, 1996.

[10] B. Hull and J. Vernon. *Non-destructive Testing*. MacMillan Education, 1988.

[11] J.M. Tobio. *Ensayos no destructivos-métodos aplicables a la construcción*, Publicación del Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento, Madrid 1967.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

HORMIGÓN y acero

últimos números publicados



ache

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

http://www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 248, págs. 77-86
abril-junio, 2008
ISSN: 0439-5689

Efecto de la forma y el tamaño de la probeta en la resistencia a compresión en hormigón de alta resistencia

Shape and size effects of the specimens on the compressive strength of high-strength concrete

Javier Rodríguez del Viso[1], Jacinto Ruiz Carmona[2] y Gonzalo Ruiz López[3]

Recibido / *Received:* 10/10/2007
Aceptado / *Accepted*: 21/01/2008

RESUMEN

Este artículo presenta los resultados de una reciente campaña experimental con el objeto de estudiar el efecto de la forma y del tamaño de probeta en la resistencia a compresión, de hormigones de alta resistencia. Hemos ensayado probetas cúbicas y cilíndricas de diferentes tamaños. El valor de la velocidad de deformación media se ha mantenido constante en todos los ensayos siendo su valor igual a 10^{-6} s^{-1}. Las curvas tensión-deformación en el caso de las probetas cúbicas presentan un descenso en la rama de ablandamiento más suave que el de las probetas cilíndricas. Este efecto es coherente con los mapas de fisuración obtenidos: la extensión de las zonas fisuradas es mayor en las probetas cúbicas que en cilíndricas. Basándonos en los resultados obtenidos y las observaciones realizadas en el estudio experimental, proponemos una nueva relación entre la resistencia a compresión estándar, obtenida mediante probetas cilíndricas, y la resistencia obtenida con probetas cúbicas de cualquier tamaño.

Palabras clave: hormigón de alta resistencia, resistencia a compresión, forma, tamaño.

ABSTRACT

In this paper we investigate the mechanical behavior of high strength concrete in compression. We are particularly interested in the influence of the shape and the size of the specimens on the compressive strength of the material. We use cylinders and cubes of different sizes. The tests are performed in strain control at one strain rate, 10^{-6} s^{-1}. This value has been constant troughout the experimental program. Our results show that the post-peak behavior of the cubes is milder than that of the cylinders, which leads to a strong energy consumption after the peak for the cubes. This is consistent with the observation of the crack pattern: the extent of micro-cracking throughout the specimen is denser in the cubes than in the cylinders. Finally, we investigate a relation between compressive strength obtained from both types of specimens and for several sizes.

Key word: *high strength concrete, compressive strength, shape, size.*

[1] Ingeniero Agrónomo. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha.
[2] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha.
[3] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha.

Persona de contacto / *Corresponding autor :* jacinto.ruiz@uclm.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

El ensayo a compresión es, con mucho, el ensayo más común para caracterizar el hormigón. La principal razón para comprender este hecho es su facilidad de realización, así como su bajo coste económico [1]. Las diferentes normativas determinan el modo operativo y la geometría a ensayar para determinar la resistencia del hormigón en condiciones estándar, f_c. Las geometrías de probetas más utilizadas son la cilíndrica de esbeltez 2 (relación entre la altura y el diámetro) y el cubo. La relación entre el valor de la resistencia del hormigón obtenida a través de cubos y cilindros ha sido ampliamente estudiada, y en la bibliografía y normativas podemos encontrar numerosas formulaciones que relacionan ambas resistencias. La mayoría de estas formulaciones están obtenidas desde un punto de vista tecnológico, sin una base teórica sólida. En estos estudios se obvia la relación entre los procesos de nucleación y propagación de fisuras y el fallo de la probeta. Las evidencias experimentales confirman la existencia de una zona de daño localizado (micro-fisuras) en el momento de alcanzar la carga máxima [2] e incluso con anterioridad a este máximo [3]. Por esta razón, el fallo por compresión es susceptible de ser analizado mediante técnicas experimentales y modelos basados en la Mecánica de la Fractura.

El fallo por compresión uniaxial se produce debido a la localización del daño en una cierta zona de la probeta, como mostró Jan van Mier en su tesis doctoral [2]. Para estudiar la evolución del proceso de localización y fallo, usó una técnica en la cual sustraía la deformación elástica observada antes de alcanzar la carga máxima (o carga de fallo) a la deformación total sufrida por la probeta. Markeset [4] basó su modelo para estudiar la localización del fallo en compresión en las observaciones realizadas por van Mier, agregando un factor más en el proceso de fallo que tenía en cuenta la disipación volumétrica de energía fuera de la zona de daño localizado. Este factor fue también considerado por Willam [5]. La contribución de esta disipación de energía en la carga máxima es pequeña, estando concentrada la mayor parte de la disipación de la energía en la fisura localizada. El fallo por compresión a través de la localización del daño también fue estudiado por parte de una comisión creada dentro de la organización RILEM, "*Strain Softening of Concrete*" (RILEM TC 148). En los artículos escritos por esta comisión [6, 7] se indican dos factores que interaccionan entre si durante la localización: la esbeltez de las probetas y las condiciones de fricción entre los platos de la prensa donde se hace el ensayo y la probeta. El primero de los efectos fue extensamente estudiado por van Mier [2] y el segundo por Kotsovos [8]. En paralelo con el programa experimental propuesto por la RILEM TC 148, van Vliet y van Mier [9] extendieron la campaña experimental a esbelteces muy pequeñas (prismas de esbeltez entre 0.25 y 2.0) y Jansen y Shah variaron la esbeltez de los prismas a valores entre 2.0 y 5.5. Los resultados presentados en la referencia [9] muestran que la localización del daño es independiente de la esbeltez incluso cuando se cambian las condiciones de fricción entre el plato y la probeta. Shah y Sakar [12] obtuvieron resultados similares en sus estudios, lo cual avala la influencia de los procesos de fractura en la localización del daño y en la carga de fallo de las probetas de hormigón. Otros trabajos que completan el estudio del problema de la localización en el fallo por compresión son los realizados por Bažant [13] y por Hillergborg [14]. También son destacables los trabajos realizados por Choi et al. [15] sobre el ablandamiento en la deformación en compresión bajo diferentes condiciones de fricción entre plato y probeta, y el trabajo de Gerstle [16] sobre el efecto de escala para estados multiaxiales de carga. Finalmente, Borges et al. [17] estudiaron la ductilidad del hormigón sometido a flexión-compresión uniaxial. Los resultados de todos estos estudios sugieren que el ensayo a compresión debe ser considerado como un ensayo estructural, ya que los resultados no dependen únicamente de las características del material, sino que también dependen de la geometría y de las condiciones de contorno (apoyos y control del ensayo) [2, 9,10,18].

En las últimas décadas la tecnología del hormigón ha permitido que se alcancen resistencias muy superiores a las normales, y ha aparecido el hormigón de alta resistencia como material de uso habitual en numerosas construcciones. La evolución en la fabricación de estos hormigones esta siendo bastante más rápida que la adaptación de códigos y normativas para diseño y ensayo de los mismos. Este proceso está provocando que muchos laboratorios no tengan capacidad para ensayar correctamente las probetas de hormigón de alta resistencia al no haberse actualizado los tamaños y forma de probeta a utilizar. La probeta estándar actual para ensayar hormigón de alta resistencia, según la normativa española EHE, tiene forma cilíndrica y sus dimensiones son 300 mm de altura por 150 mm de diámetro. En muchos casos la carga de rotura de estas probetas, cuando se fabrica de hormigón de alta resistencia, sobrepasa la capacidad de las máquinas de ensayo. Para evitar este problema, la normativa americana ASTM C39 permite la rotura de probetas de un tamaño inferior, 200 mm de altura por 100 mm de diámetro. La resistencia obtenida con esta probeta es algo superior a la que se obtendría con la probeta de mayor tamaño. Este efecto de tamaño pone de manifiesto que el comportamiento de la probeta a compresión no es tan simple como pudiera parecer. El efecto de tamaño o escala se define como la dependencia de la resistencia de la probeta del tamaño de la misma [19]. Para materiales cuasifrágiles como el hormigón la existencia de una zona de daño localizada durante el proceso de fractura y el fallo, la cual es comparable con el tamaño de la probeta, provoca un efecto de escala determinista. Desde este punto de vista los hormigones convencionales y los hormigones de alta resistencia pueden ser estudiados desde una misma perspectiva a través de sus propiedades en fractura. Al plantear en este estudio ensayos a compresión en hormigones de alta resistencia con diferentes formas de probetas, podemos llegar a conclusiones que ayuden a optimizar la utilización de los dispositivos de ensayo y que faciliten la realización de ensayos a compresión en hormigón de alta resistencia. En el presente artículo mostramos los resultados de un reciente estudio tanto experimental como teórico para analizar la influencia de la forma y del tamaño de probeta en la resistencia a compresión de un hormigón de alta resistencia (aproximadamente 100 MPa). Basándonos en los resultados experimentales, proponemos una nueva relación entre la resistencia a compresión obtenida mediante probetas cilíndricas y cúbicas, para cubos de cualquier tamaño.

El artículo tiene el siguiente esquema: En la sección 2 presentamos el planteamiento de la campaña experimental realizada y la geometría de las probetas ensayadas. En la sección

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

3 exponemos la metodología y resultados de la caracterización del material. En la sección 4 describimos el programa experimental. En la sección 5 realizamos una discusión de los resultados más relevantes obtenidos. En la sección 6 presentamos una formulación para relacionar la resistencia obtenida mediante probetas cilíndricas y cúbicas. Por último, en la sección 7, extraemos conclusiones del estudio realizado.

2. PLANTEAMIENTO DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL

La campaña de ensayos fue planteada para estudiar la influencia de la forma y del tamaño de la probeta en la resistencia a compresión de hormigones de alta resistencia. Particularmente vamos a estudiar las curvas tensión-deformación, σ-ε, incluyendo la rama de ablandamiento y los mapas de fisuración que se producen para cada tipo de probeta.

Las geometrías seleccionadas para realizar los ensayos son las mostradas en la Figura 1. Hemos ensayado cilindros y cubos de diferentes tamaños: las dimensiones de los cilindros fueron 75 x 150 mm y 100 x 200 mm (diámetro×altura); las aristas de los cubos se fijaron en 33, 50, 67 y 100 mm. Las dimensiones de los cilindros fueron escaladas respecto a su altura, D, mientras que los cubos se escalaron respecto a su arista, L. Cada una de las probetas ensayadas se identifica por una letra, D en el caso probetas cilíndricas y C para las cúbicas. Esta letra va seguida de un número que depende del tamaño de la probeta, véase la Figura 1. Por ejemplo, la denominación D2 hace referencia a una probeta cilíndrica de tamaño 100 × 200 mm (diámetro×altura). Al menos se han ensayado cuatro probetas de cada tipo.

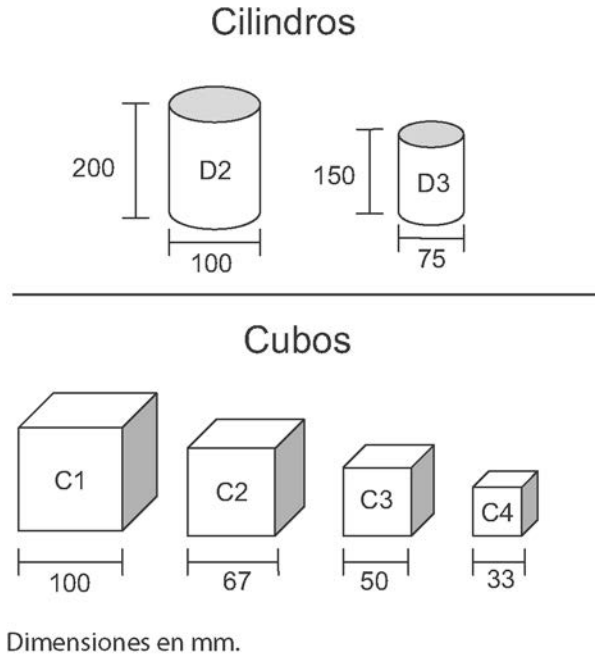


Figura 1. Geometría de las probetas ensayadas.

Complementariamente a la campaña experimental hemos realizado una completa caracterización del hormigón a partir de ensayos independientes realizados de acuerdo con normativas vigentes. Hemos medido la resistencia a compresión, f_c, la resistencia a tracción, f_t, el módulo de elasticidad, E_c, y la energía de fractura del hormigón, G_F, del hormigón de alta resistencia utilizado en la investigación.

3. CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL

El material ensayado es un hormigón de alta resistencia fabricado con un árido andesítico con un tamaño máximo de 12 mm. El cemento empleado fue del tipo portland CEM I 52.5 R; con una adición de humo de sílice y fluidificante (B-255 BASF). La relación agua/cemento se fijó en 0.28. La fabricación del hormigón fue controlada estrictamente para evitar desviaciones en los resultados. Todas las probetas, tras ser desmoldadas, fueron conservadas hasta el momento de ensayo en una cámara húmeda a 20ºC y 96% de humedad. Los cubos fueron obtenidos mediante serrado a partir de probetas prismáticas de $100 \times 100 \times 420$ mm. Este procedimiento asegura que la estructura interna del cubo sea exactamente igual en todos los tamaños de cubos ensayados, y permite la obtención de tamaños inferiores a los que se podrían obtener mediante hormigonado en moldes. Todas las probetas fueron rectificadas con un disco de diamante por vía húmeda para asegurar que las caras fueran planas y paralelas entre sí dos a dos. Antes de ensayar se midió el peso y las dimensiones de cada probeta.

Para caracterizar el material hemos realizado ensayos de compresión y de obtención del módulo de elasticidad por cada amasada, de acuerdo con las especificaciones de las normas ASTM C 39-01 y C 469-94 respectivamente. Para determinar la resistencia a tracción del hormigón, hemos realizado ensayos de tracción indirecta (brasileños), siguiendo las recomendaciones establecidas por la norma ASTM C 496-96. Para obtener las propiedades en fractura del hormigón se realizaron ensayos de flexión en tres puntos sobre probetas de hormigón en masa entalladas. El método utilizado es el recomendado por Elices, Planas y Guinea [20-22].

En la Tabla 1 mostramos los valores de las propiedades estándar del hormigón medidas a partir de los ensayos de caracterización. También indicamos la "longitud característica" del material, calculada como $l_{ch} = E_c G_F / f_t^2$ [23], donde E_c es el módulo de elasticidad, f_t es la resistencia a tracción y G_F es la energía de fractura. El valor de la longitud característica del material obtenido es aproximadamente 150 mm, prácticamente la mitad del valor normal de dicha longitud para un hormigón convencional. Esto significa que, desde el punto de vista de la Mecánica de la Fractura, es esperable que el comportamiento de un hormigón de alta resistencia sea más frágil que el de un hormigón convencional. El valor de la longitud característica está relacionado con el tamaño de la zona de daño localizada antes del fallo [19, 23].

Tabla 1. Propiedades mecánicas del hormigón

	f_c MPa	f_t MPa	E_c GPa	G_F N/m	l_{ch} mm
media	89.6	5.4	36.1	119.0	147.3
desv. est.	7.1	0.6	1.1	13.5	—

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

La totalidad de los ensayos, tanto para determinar las propiedades de los materiales como para estudiar la influencia de la forma y del tamaño, han sido realizados en el Laboratorio de Materiales y Estructuras de la ETSI Caminos, C. y P. de la Universidad de Castilla-La Mancha.

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

La variable de control en los ensayos ha sido el desplazamiento entre los platos de compresión, δ. Este tipo de control ha permitido la obtención de ensayos estables más allá de la carga máxima que puede resistir la probeta. Dicho desplazamiento vertical, δ, se midió promediando las lecturas de dos extensómetros inductivos Solartron de ±2.5 mm colocados sobre el plato compresión superior de la máquina de ensayos y diametralmente opuestos entre sí. La rótula se bloqueaba al inicio de cada ensayo, de manera que la rotación de cualquier sección sólo podría deberse a la excentricidad de la carga por una incorrecta colocación de la probeta, la cual se ha intentado reducir al mínimo. Los ensayos se realizaron con una máquina servo-hidráulica INSTRON 8800 de 1 MN de capacidad.

La velocidad de deformación media es igual a la velocidad del desplazamiento entre platos dividida por la altura de la probeta. Su valor se fijó en 10^{-6} s^{-1} y se ha mantenido constante a lo largo de toda la campaña experimental con independencia de la forma y del tamaño de la probeta. Las velocidades de desplazamiento entre platos de compresión seleccionadas están indicadas en la Tabla 2.

Tabla 2. Velocidades de deformación

Tipo de probeta	Velocidad de desplazamiento (mm/min × 10^{-2})
D2	1.2
D3	0.9
C1	0.6
C2	0.4
C3	0.3
C4	0.2

Complementariamente, hemos realizado la medida del acortamiento en el tercio central de las probetas D2 y D3 con dos extensómetros resistivos INSTRON 2630, que están especialmente diseñados para soportar la rotura de la probeta. La Figura 2 muestra una fotografía del dispositivo con los dos extensómetros montados sobre una probeta D3. Las probetas se zuncharon con cinta aislante para (1) impedir la disgregación de la probeta tras su rotura y poder así estudiar mejor el patrón de fisuración, y (2) para evitar en lo posible el intercambio de humedad con el ambiente del Laboratorio. La fuerza transversal que produce el zunchado con cinta aislante sobre una probeta de hormigón de alta resistencia es despreciable. Para completar la información fueron tomadas diversas fotografías de las probetas una vez ensayadas para analizar los mapas de fisuración resultantes.

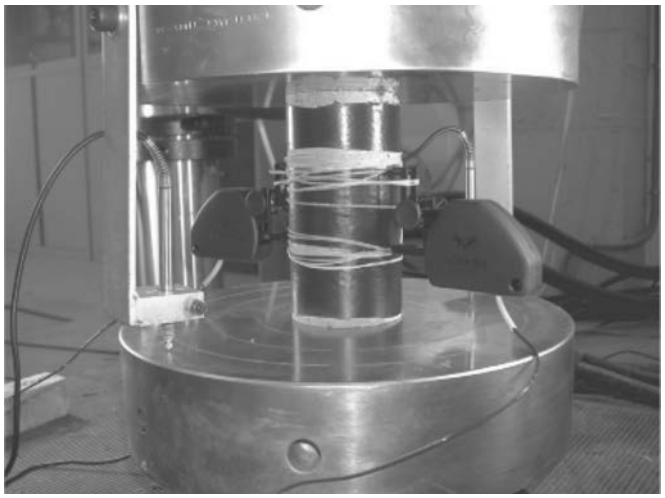


Figura. 2. Probeta D3 con los dos extensómetros resistivos montados para medir la deformación hasta rotura y los dos captadores inductivos utilizados para controlar el ensayo y medir la deformación media.

5. RESULTADOS

En este apartado analizamos los resultados experimentales que hemos obtenido, observando especialmente la influencia de la forma y del tamaño de probeta. En primer lugar presentamos las curvas σ-ε obtenidas y posteriormente analizamos el efecto de escala. Finalmente comparamos los mapas de fisuración obtenidos.

5.1. Curvas σ–ε

En la Tabla 3 mostramos los valores medios y las desviaciones típicas obtenidos para cada tipo de probeta de la resistencia máxima, σ_c, la deformación en carga máxima, ε_c, la tensión última, σ_u, y la deformación última, ε_u (en caso de finalización del ensayo sin colapso de la probeta, el punto indicado es el último registrado por la máquina). Cada valor es obtenido de al menos cuatro ensayos por cada tipo de probeta. La resistencia a compresión, σ_c, incrementa su valor al reducir el tamaño en la probeta de forma muy sensible en el caso de los cubos, mientras que en los cilindros el valor se mantiene apro-

Tabla 3. Resultados experimentales

Probeta		σ_c (MPa)	ε_c (%)	σ_u (MPa)	ε_u (%)
D2	media desv. est.	89.6 7.11	0.37 0.02	31.4	0.71
D3	media desv. est.	89.9 4.65	0.34 0.02	41.6	0.22
C1	media desv. est.	96.1 1.63	0.01 0.57	12.7	1.53
C2	media desv. est.	102.4 9.93	0.61 0.03	20.9	1.59
C3	desv. est.media	104.2 2.19	0.06 0.66	38.5	1.46
C4	desv. est.media	110.0 7.34	0.85 0.09	33.8	1.94

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

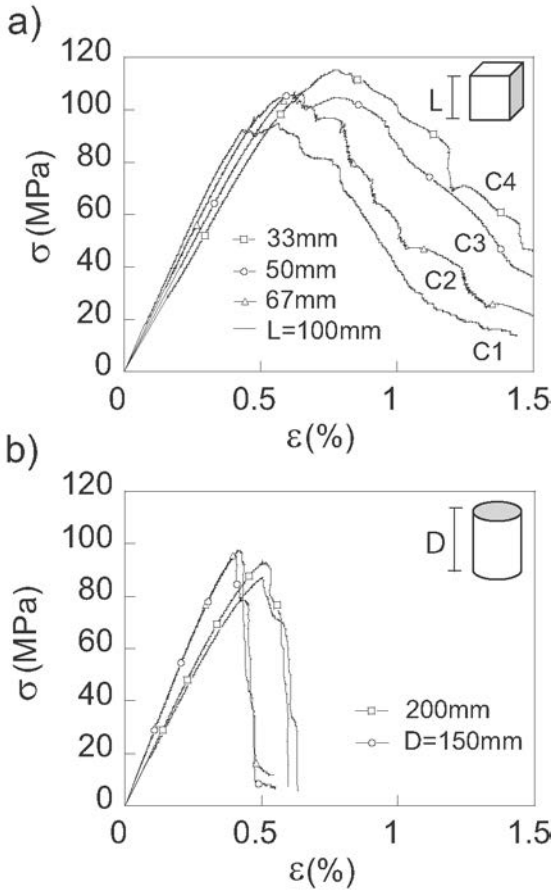


Figura 3. Curvas σ–ε correspondientes a los diferentes tipos de probetas ensayadas: (a) Probetas cúbicas; (b) Probetas cilíndricas.

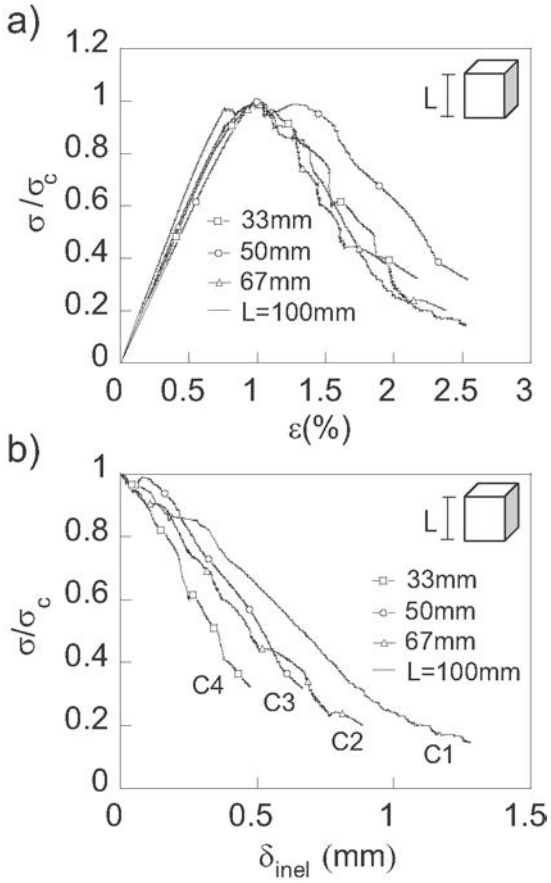


Figura 4. (a) Tensión relativa frente a la deformación media para los diferentes tamaños de cubos; (b) Tensión relativa frente al desplazamiento inelástico para los diferentes tamaños de cubos.

ximadamente constante. La deformación para la carga máxima, ε_c, también se ve incrementada al reducirse el tamaño de las probetas. Las tensiones y deformaciones últimas registradas nos dan una idea de la extensión de la rama de ablandamiento en la curva σ-ε.

En las Figuras 3a y b mostramos los resultados más representativos de las curvas σ-ε obtenidas para los diferentes tipos de probetas ensayadas. Concretamente, la Figura 3a muestra las curvas obtenidas para las probetas cúbicas y la Figura 3b para las cilíndricas. En abscisas representamos la deformación media, es decir, el desplazamiento entre los platos de la máquina dividido de la altura de probeta y en ordenadas la tensión en el hormigón (σ=*P/Área*). Una curva σ-ε típica comienza con una rama lineal que se corresponde con el comportamiento elástico del material. En el caso de las probetas cúbicas, no se observa variación en la pendiente inicial en función del tamaño de probeta. Sin embargo, en el caso de las probetas cilíndricas observamos que las probetas más pequeñas presentan una pendiente mayor. En ambos casos esta primera rama comienza a perder linealidad al acercarnos a la carga máxima lo que indica que los procesos de fisuración comienzan antes de alcanzarse el pico de carga.

El comportamiento post-pico depende de la forma de la probeta. En el caso de las probetas cúbicas, como se observa en la Figura 3a, la localización del daño y la zona de ablandamiento se desarrollan de forma más suave que en el caso de las probetas cilíndricas, dónde tras el máximo se produce un fuerte descenso de la carga.

La Figura 4a muestra la tensión relativa, definida como la división entre la tensión durante el ensayo y la resistencia máxima para cada ensayo (σ / σ_c), frente a la deformación media en porcentaje, para las probetas con forma cúbica. Tanto en la rampa inicial como en la zona post-pico no se aprecian variaciones importantes debidas al tamaño. La Figura 4b representa la tensión relativa en ordenadas y la componente inelástica en el desplazamiento tras la carga máxima, δ_{inel}. La componente inelástica ha sido calculada eliminando la componente elástica del desplazamiento entre platos, tal y como se indica en la referencia [2]. Hemos asumido una rama lineal para la descarga desde el punto de carga máxima. La pendiente de esta recta se ha tomado igual a la pendiente del tramo inicial [2]. Todas las ramas de ablandamiento calculadas y dibujadas en la Figura 4b quedan dentro de una banda entre las curvas obtenidas para la mayor y menor de las probetas. Al aumentar el tamaño de la probeta, la curva de ablandamiento representada es más suave. La energía liberada crece al aumentar el tamaño de la probeta cúbica. Las curvas en su parte final tienden a un valor residual distinto de cero, lo que podemos interpretar como resultado de una componente de rozamiento entre áridos movilizada una vez rota la probeta completamente.

5.2. Efecto de escala

En las Figuras 5a y b mostramos la tensión en carga máxima obtenida en las curvas σ-ε frente a una dimensión que

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

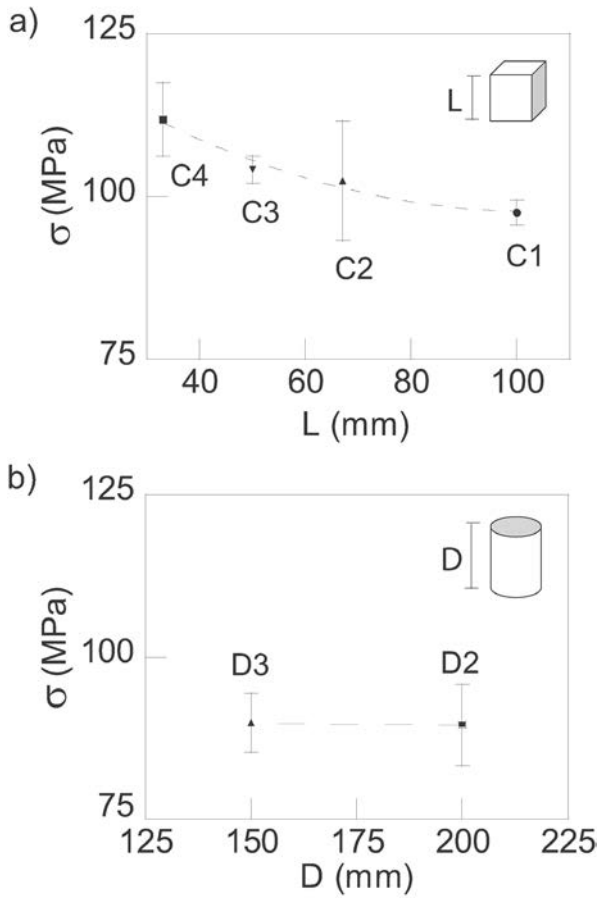


Figura 5. Efecto de escala: (a) Probetas cúbicas; (b) Probetas cilíndricas.

caracteriza el tamaño de la probeta. En el caso de los cilindros esta dimensión es la altura, *D*, y en el caso de los cubos la longitud de la arista, *L*. El efecto de escala en el rango de tamaños ensayados es muy claro en el caso de las probetas cúbicas. Las probetas mayores resisten menos tensión que las probetas pequeñas. Hemos dibujado una línea discontinua interpolando los resultados para facilitar la observación de los gráficos. En el caso de las probetas cilíndricas el efecto de escala prácticamente no se aprecia.

En las probetas cúbicas el efecto de escala se va suavizando al aumentar el tamaño y se aprecia claramente que la curva se aproxima a una asíntota horizontal, como podemos observar en la Figura 5a. En el caso de las probetas cilíndricas, el valor medio de la tensión en carga máxima se ha mantenido prácticamente constante.

5.3. Mapas de fisuración

Los mapas de fisuración observados en los ensayos son sensibles a la forma de la probeta tal y como se muestra en la Figura 6. Una simple inspección visual evidencia que la extensión de las zonas fisuradas es más densa en los cubos que en los cilindros, véanse también las Figuras 7, 8 y 9. En los cilindros encontramos que el fallo se produce tras la nucleación de una fisura que acaba formando un plano inclinado (Figura 7) mientras que en los cubos la parte exterior de las probetas se desconcha, observándose el denominado fallo en forma de "reloj de arena" (Figuras 6 y 8). El núcleo del cubo tras el desconchamiento de las caras laterales presenta, en algunos casos, una fisuración vertical entrecruzada que forma columnas de material, como puede verse en las Figuras 8 y 9. Estas observaciones son coherentes con los resultados expuestos en la sección 5.1 acerca de las diferencias en las curvas σ–ε entre cubos y cilindros. En el caso de las probetas cilíndricas, se produce una ruptura por un plano oblicuo que se desencadena por la localización del daño en la zona central de las probetas. Para las probetas cúbicas la localización de la zona de daño comienza en las zonas próximas a las esquinas de la probeta al concentrarse allí las tensiones. Se observa la aparición y coalescencia de microfisuras inclinadas cerca de las esquinas provocando los mapas de fisuración descritos. El estado tensional en el núcleo de la probeta provoca el aplastamiento del hormigón y la formación de fisuras verticales.

Es también interesante observar que el mapa de fisuración permanece prácticamente independiente de la escala de la pro-

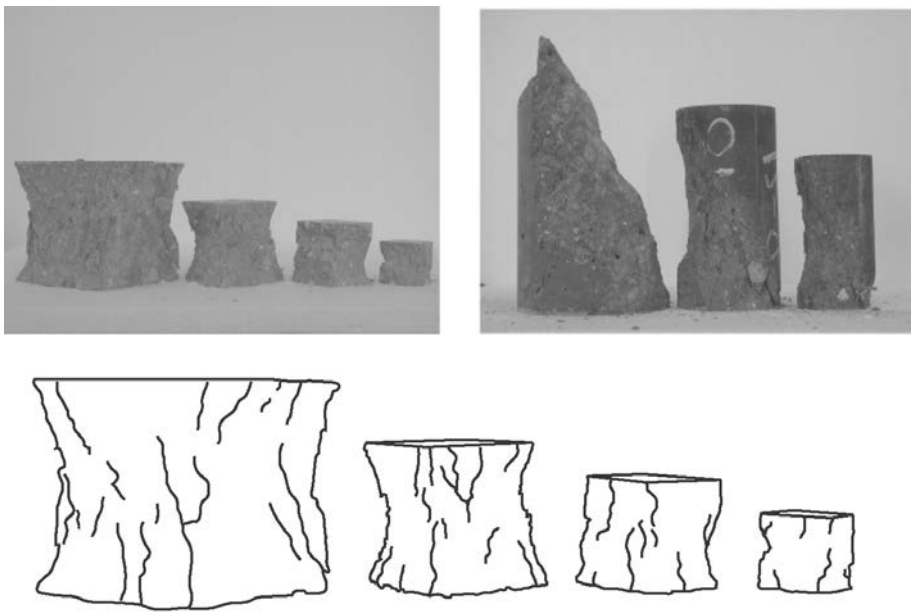


Figura 6. Mapas de fisuración de las probetas ensayadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

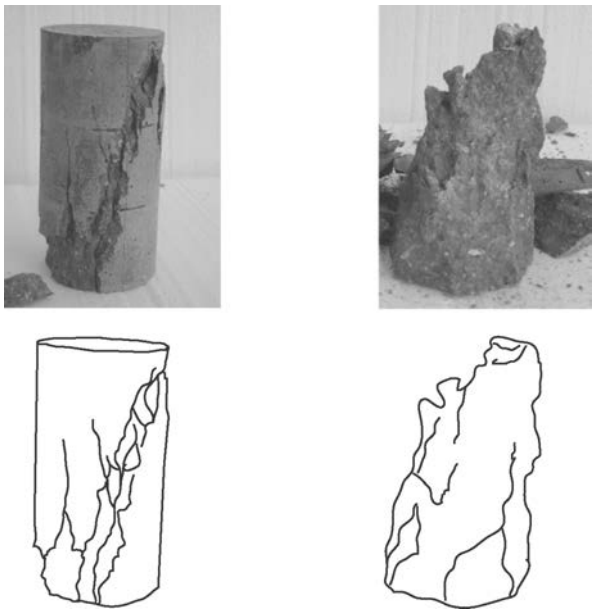


Figura 7. Fisura inclinada en probetas cilíndricas de 150 mm de altura.

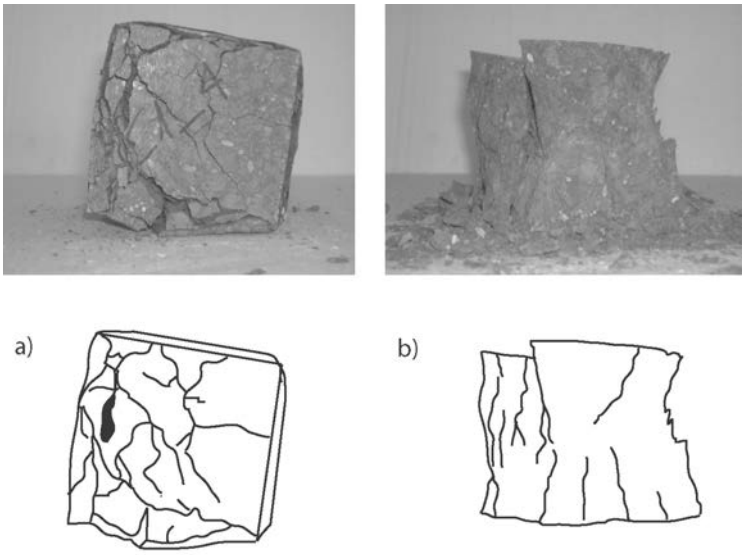


Figura 8. Mapas de fisuración en cubos: (a) Vista de la cara contra la que se colocó el plato de la prensa; (b) Vista lateral.

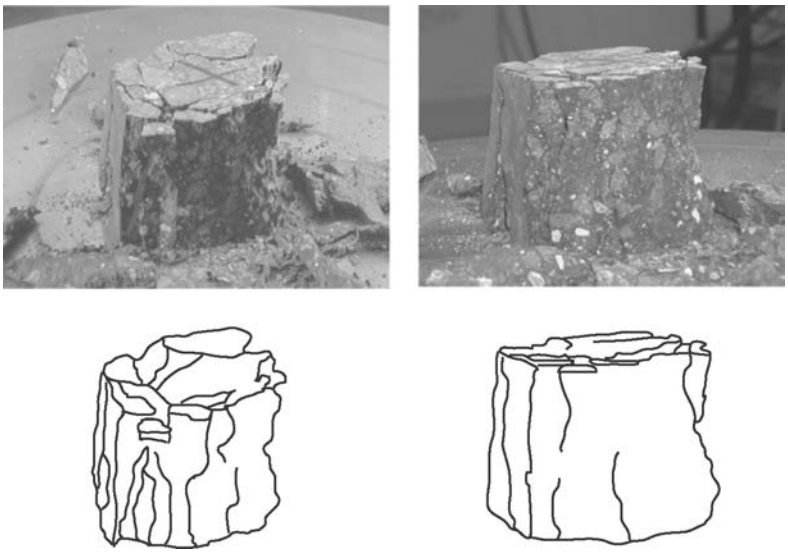


Figura 9. Fisuración en forma de columnas observada en un cubo de 50 mm de arista.

beta dentro del rango de tamaños ensayados, como se puede apreciar en la Figura 6. Los cilindros rompen en todos los casos por una fisura plana diagonal y los cubos por el desconchamiento de las caras laterales acompañada, en algunos casos, de una densa fisuración vertical que lleva a la formación de fragmentos semejantes a columnas. Hemos incluido en la Figura 6 el mapa obtenido para una probeta de tamaño 150 × 300 mm, denominada D1.

6. RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN OBTENIDA CON CILINDROS Y LA OBTENIDA CON CUBOS DE VARIOS TAMAÑOS

En este apartado vamos a analizar los resultados de los ensayos obtenidos en la sección 5 para obtener una expresión que relacione la tensión máxima en compresión de las probetas cúbicas con la de las probetas cilíndricas y que tenga en cuenta el tamaño de la probeta. De acuerdo con Bažant y Planas [19] la carga máxima, $P_{c,}$ que soporta un elemento estructural de hormigón es función de la forma, del tamaño, de las condiciones de contorno y de las propiedades del material. En esta campaña experimental, hemos estudiado la influencia de la forma y el tamaño de las probetas, dejando constantes las condiciones de contorno y las propiedades del material. La tensión nominal máxima, σ_N, (carga máxima dividida por el área de la probeta) que soporta una probeta de hormigón sin entallar puede representarse a través de la formulación que representa el efecto de escala propuesta por Bažant [24]. La aplicabilidad de esta ley esta basada en que el fallo de las probetas comprimidas está asociado al inicio de los procesos de fisuración, y no a un fallo tras un crecimiento estable de las fisuras, tal y como hemos observado en el apartado anterior. Así pues podemos escribir:

$$\sigma_N = \sigma_\infty \left(1 + \frac{B}{\beta_H}\right)^{1/r} \; ; \; \sigma_\infty = \kappa \sigma_0 \qquad (1)$$

donde σ_∞ es la tensión de rotura teórica de una probeta de tamaño infinito y σ_0 es la tensión de referencia, que en nuestro caso vamos a considerar igual a la tensión obtenida para el ensayo de compresión estándar (ASTM C-39 sobre probetas cilíndricas de tamaño 100 × 200 mm). B y κ son constantes que dependen de las propiedades en fractura del material y de la forma de las probetas, pero no del tamaño. El valor de estas constantes se determina a partir de los resultados experimentales. β_H es el denominado número de fragilidad de Hillerborg [19]. Este número de fragilidad se calcula como la división entre una dimensión representativa del elemento estructural y la longitud característica del material, l_{ch}. Los valores del coeficiente r para el caso del hormigón varían entre 1 y 2 [24]. Cuando el coeficiente r es igual a 2, la Eq. (1) es similar a la fórmula propuesta por Carpinteri y colaboradores [25], la cual

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

está basada en consideraciones geométricas sobre el carácter fractal de la superficie de las fisuras. La ley de efecto de escala en este caso es igual a:

$$\sigma_N = \sigma_\infty \sqrt{1 + \frac{B}{\beta_H}} \qquad (2)$$

Las ecuaciones (1) y (2) no sólo requieren que la relación entre tamaños se conserve, sino también que los mapas de fisuración sean similares. En nuestra investigación, como observamos en la sección 5.3, los mapas de fisuración de los cubos son muy similares e independientes del tamaño.

La Figura 10a muestra la regresión lineal realizada para obtener los valores de los coeficientes B y κ. El coeficiente de correlación de Pearson obtenido, R, en la Figura 10a, es próximo a 1. La Figura 10b representa la ley de efecto de escala determinada a partir de los ensayos frente a los resultados experimentales incluyendo el cilindro de referencia D2. Podemos observar que el efecto de escala desaparece cuando $L \to \infty$. El cociente entre la tensión máxima, σ_N, y la tensión teórica para un elemento de tamaño infinito dividida σ_∞ tiende a un valor igual a 1. Obsérvese que la probeta cilíndrica de referencia, D2, también se encuentra en una ordenada cercana a 1, lo cual significa que la resistencia medida para tamaños grandes de probeta cúbica tiende a converger con la obtenida con una probeta cilíndrica.

Basándonos en el análisis anterior podemos obtener una expresión que relacione la resistencia a compresión entre los cubos, σ_{cub}, y la resistencia a compresión estándar, f_c, obtenida para las probetas cilíndricas. Reordenando la ley de escala hallada anteriormente resulta que:

$$f_c = \sigma_{cub} \sqrt{\frac{L}{L + L_0}} \qquad (3)$$

donde L es el lado del cubo y L_0 es una constante empírica, que en nuestro caso, tiene un valor de 20 mm.

La Figura 11a muestra una representación gráfica del factor de conversión propuesto frente al tamaño de la arista del cubo. Al incrementarse la longitud de la arista el valor tiende a uno. La expresión propuesta en la Eq. (3) puede ser utilizada para determinar la resistencia estándar a partir del ensayo de cubos para hormigones de alta resistencia.

El rango de validez de la Eq. (3) depende del error asociado a la determinación de la longitud característica, l_{ch}, el cual se indica mediante un área sombreada en la Figura 11b. Para evaluar la longitud característica hemos utilizado las expresiones recogidas en el Código Modelo [26] y que permiten estimar E_c, G_F y f_t a partir de la resistencia a compresión, f_c. La expresión para determinar la energía de fractura depende del tamaño del árido y, en consecuencia, la longitud característica también, por lo que se han dibujado los valores resultantes para unos tamaños de árido iguales a 5, 10, 15 y 20 mm. El hormigón utilizado en nuestra campaña esta marcado en la figura por la intersección de 2 líneas discontinuas. El valor obtenido para el tamaño de árido de nuestro hormigón en la

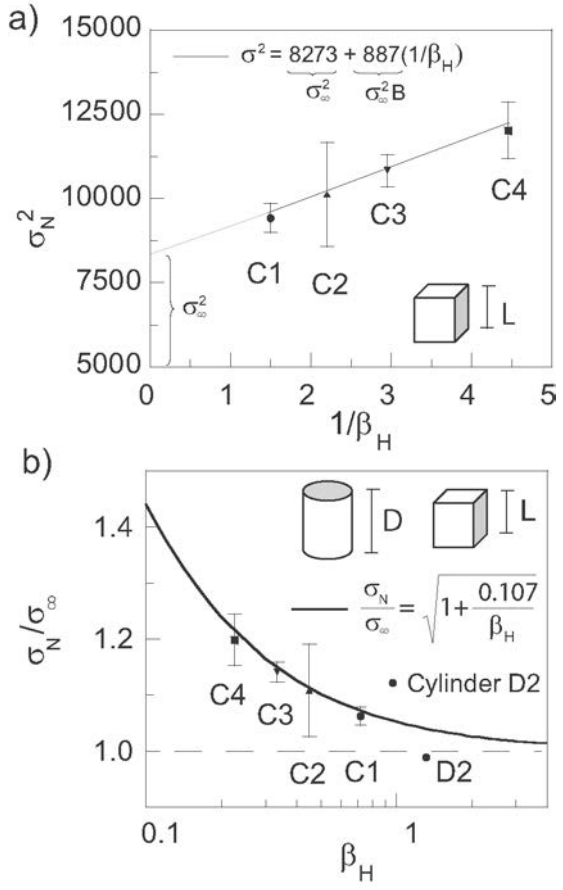


Figura. 10. Efecto del tamaño en carga máxima: (a) Regresión lineal para obtener los parámetros σ_∞ y B para las probetas cúbicas; (b) Ley de efecto de escala.

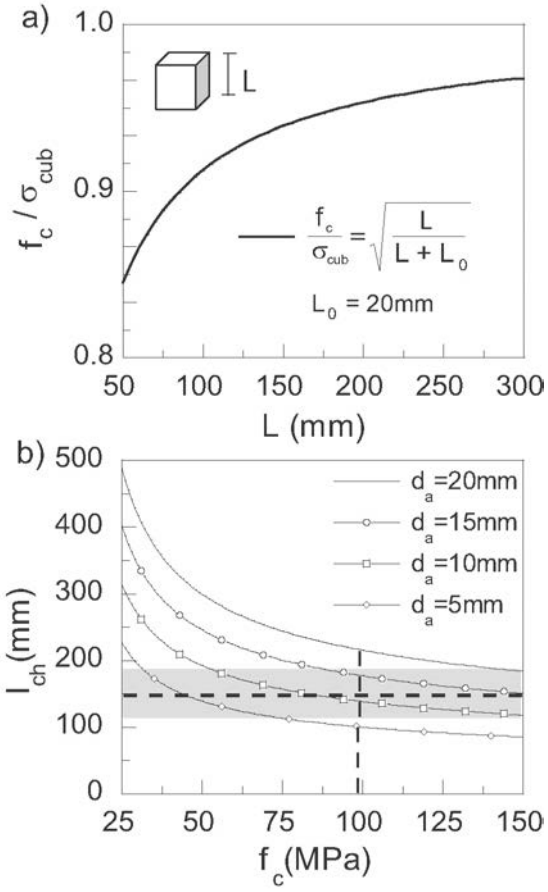


Figura. 11. (a) Relación entre la resistencia a compresión estándar y el tamaño de los cubos; (b) Rango de aplicación de la fórmula propuesta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Figura 11b resulta prácticamente igual que el que realmente contiene el hormigón, lo que nos indica que las formulaciones pueden considerarse suficientemente aproximadas. Los errores que presentan las medidas de propiedades necesarias para calcular la longitud característica los hemos estimado a partir de resultados de campañas experimentales en las que se midieron todas las propiedades de un mismo hormigón con ensayos independientes [27-29]. El valor estimado del error relativo para E_c y f_t es del 5% y para G_F del 10%. A partir de estos resultados obtenemos que el error correspondiente a la medición de la longitud característica alcanza un valor del 25%. El área sombreada en la Figura 11b representa la zona donde existe un error menor del 25% en la estimación de la longitud característica. La Ecuación (3) puede ser utilizada en este intervalo con un error aceptable, dada la propia dispersión que presentan los resultados experimentales en el hormigón. Por ello, la fórmula puede aplicarse a hormigones con resistencia superior a los 60 MPa que contengan áridos cuyo tamaño máximo de árido este comprendido entre 5 y 15 mm.

El hecho de que los cubos sean más sencillos de ensayar, ya que presentan directamente dos caras paralelas y no requieren ningún tipo de refrentado, junto con la necesidad de utilizar probetas cuya carga máxima no sobrepase la capacidad de carga de las prensas, sugiere que la probeta cúbica podría ser una buena opción para la realización de los ensayos de compresión en hormigón de alta resistencia. La tendencia a preferir cilindros en vez de cubos no tiene una base sólida debido al carácter estructural del ensayo a compresión. En nuestra opinión no existe ninguna razón para pensar que la resistencia a compresión se puede medir mejor con probetas cilíndricas que con probetas cúbicas, dado que el resultado del ensayo a compresión depende de numerosos factores además de las propias características del material. Con este ejemplo queremos mostrar que usando teorías relacionadas con la Mecánica de la Fractura pueden proponerse soluciones a problemas tecnológicos en el campo del hormigón estructural. Estas soluciones, al estar apoyadas en una teoría sólida pueden ayudar a comprender mejor el comportamiento del hormigón y sus fallos estructurales.

8. CONCLUSIONES

Este artículo presenta los resultados de una reciente campaña experimental con el objeto de estudiar el efecto de la forma y del tamaño de la probeta en la resistencia a compresión, f_c, de hormigones de alta resistencia (aproximadamente 100 MPa). Los ensayos fueron realizados controlando la deformación entre platos para obtener las curvas tensión-deformación, σ-ε, completas. El valor de la velocidad de deformación media se ha mantenido constante en todos los ensayos. Tanto la fabricación del material como la realización de los ensayos fueron controladas estrictamente para evitar dispersión en los resultados. A continuación enumeramos las conclusiones más importantes:

1) Las curvas σ-ε obtenidas dependen del tamaño y de la forma de la probeta. La localización del daño es más suave en el caso de los cubos, consumiendo este tipo de probeta una mayor cantidad de energía antes del colapso de la probeta.

2) Los resultados obtenidos nos muestran la existencia de un efecto de escala: las probetas mayores resisten menos tensión que las pequeñas. Este efecto de escala es más pronunciado en el caso de las probetas cúbicas. En las probetas cilíndricas, para el rango de tamaños ensayado, el valor medio de la tensión en carga máxima ha sido prácticamente constante.

3) Los mapas de fisuración que hemos obtenido dependen de la forma de las probetas ensayadas. Las probetas cilíndricas rompen según un plano diagonal muy localizado. Sin embargo, las probetas cúbicas rompen por el desconchamiento de las caras laterales debido al aplastamiento de la probeta, observándose en algunos casos una fisuración vertical que produce fragmentos semejantes a columnas en la parte central de la probeta. Estas observaciones son coherentes con las diferencias observadas en las curvas σ-ε de los dos tipos de probetas. El mapa de fisuración se mantiene prácticamente independiente del tamaño de la probeta para el rango de tamaños ensayado.

4) El efecto de escala en las probetas cúbicas es descrito mediante un modelo sencillo basado en conceptos de Mecánica de la Fractura. Basándonos en los resultados experimentales y en el modelo del efecto de escala, proponemos una formulación práctica para relacionar la carga máxima entre probetas cilíndricas de tamaño estándar y cúbicas de cualquier tamaño en hormigones de alta resistencia.

Agradecimientos

Los autores agradecen la ayuda económica recibida de la Empresa OHL S.A. a través del contrato de investigación UCLM-41758.

BIBLIOGRAFÍA

[1] S. Mindess, J. F. Young, D. Darwin: *Concrete*. Prentice Hall, Pearson 23, Education, Inc. United States of America, 2003.

[2] J. G. M. Van Mier: *Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions*, PhD thesis, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands, 1984.

[3] J. M. Torreti, E. H. Benaija, C. Boulay: Influence of boundary conditions on strain softening in concrete compression tests, *Journal of Engineering for Mechanics-ASCE* 119 (12) (1993) 2369-2384.

[4] G. Markeset, A. Hillerborg: Softening of concrete in compression - localization and size effects, *Cement and Concrete Research* 25 (4) (1995) 702-708.

[5] Y. H. Lee, K. Willam, H.D. Kang: Experimental observations of concrete behavior under uniaxial compression, in: *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, FRAMCOS-2 Conf., F.H. Wittmann, Ed., Aedificatio Publishers, 10 Freiburg, Germany, 1995, pp. 397-414.

[6] RILEM-TC-148: Strain softening of concrete, *Materials and Structures*, 30 (12) (1997) 195-209.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

[7] RILEM-TC-148: Strain softening of concrete, *Materials and Structures*, 33 (14) (2000) 347-351.

[8] M. D. Kotsovos, Effect of testing techniques on the post-ultimate behaviour of concrete in compression, *Materials and Structures*, 16 (1983) 3-1

[9] M. R. A. van Vliet, J. G. M. van Mier: Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression, *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1 (1996) 115-127.

[10] D. C. Jansen, S. P. Shah, E. C. Rossow: Stress-strain results of concrete from circumferential strain feedback control testing, *ACI Materials Journal*, 92 (4) (1995) 419-428.

[11] D. C. Jansen, S. P. Shah, Effect on length on compressive strain softening of concrete, *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*, 123 (1) (1997) 25–35.

[12] S. P. Shah, R. Sankar: Internal cracking and strain-softening response of concrete under uniaxial compression, *ACI Materials Journal*, 84 (3) (1987) 200- 212.

[13] Z. P. Bažant: Identification of strain-softening constitutive relation from uniaxial tests by series coupling model for localization, *Cement and Concrete Research*, 19 (1989) 973-977.

[14] A. Hillerborg: Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams, *Engineering Fracture Mechanics*, 35 (1-3) (1990) 233-240.

[15] S. Choi, K. C. Thienel, S. P. Shah: Strain softening of concrete in compression under different end constraints, *Magazine of Concrete Reseach*, 48 (175) (1996) 103-115

[17] J. U. A. Borges, K. V. Subramaniam, W. J. Weiss, S. P. Shah, T. Bittencourt: Length effect on ductility of concrete in uniaxial and flexural compression, *ACI Structural Journal*, 101 (6) (2004) 765- 772.

[18] S. P. Shah, S. E. Swartz, C. Ouyang: Fracture Mechanics of Concrete, Wiley, New York, 1995.

[19] Z. P. Bažant, J. Planas: *Fracture Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*, CRC Press, Boca Raton, 1998.

[20] G. V. Guinea, J. Planas, M. Elices: Measurement of the fracture energy using three-point bend tests. 1. Influence of experimental procedures, *Materials and Structures*, 25 (1992) 121-128.

[21] M. Elices, G. V. Guinea, J. Planas: Measurement of the fracture energy using three-point bend tests. 3. Influence of the cutting the P-δ tail, *Materials and Structures*, 25 (1992) 327–334.

[22] J. Planas, M. Elices, G. V. Guinea: Measurement of the fracture energy using three-point bend tests. 2. Influence of bulk energy dissipation, *Materials and Structures*, 25 (1992) 305-312.

[23] P. E. Petersson: *Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials*, Report No. TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1981.

[24] Z. P. Bažant: Size effect in tensile and compression fracture of concrete structures: Computational modeling and desing, in: Fracture Mechanics of Concrete Structures, F.H. Wittmann, Ed., Aedificatio Publishers, Freiburg, Germany, pp. 1905–1922 (1998).

[25] A. Carpinteri, B. Chiaia, G. Ferro: Size effect on nominal tensile strength of concrete structures: Multifractality of material ligaments and dimensional transition from order to disorder, *Materials and Structures*, 28, 311–317 (1998).

[26] CEB-FIP: Model Code 1990, Final Draft, Technical Report 203-205, EFP Lausanne, 1991.

[27] G. Ruiz, M. Elices, J. Planas: Experimental study of fracture of lightly reinforced concrete beams, *Materials and Structures*, 31 (1998) 683-691.

[28] G. Ruiz, J. R. Carmona: Experimental study on the influence of the shape of the cross-section and of the rebar arrangement on the fracture of lightly reinforced beams, *Materials and Structures*, 39 (2006) 343-352.

[29] J. R. Carmona, G. Ruiz, J. R. del Viso: Mixed-mode crack propagation through reinforced concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, 74 (2007) 2788-2809.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 248, págs. 87-101
abril-junio, 2008
ISSN: 0439-5689

Comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado de ductilidad limitada

Seismic behaviour of restricted-ductility reinforced concrete buildings

Juan Carlos Vielma[(1)], Alex H. Barbat[(2)] y Sergio Oller[(3)]

Recibido / *Received:* 30/03/02007
Aceptado / *Accepted*: 08/04/2008

RESUMEN

En el proyecto sismorresistente de edificios es necesario conocer previamente el valor de la ductilidad que éstos podrán llegar a alcanzar al ser sometidos a movimientos sísmicos fuertes. Los valores de ductilidad de referencia están incluidos en las normas de proyecto sismorresistente. Su estimación también puede hacerse bajo criterio de expertos o de la observación de la respuesta que los edificios han tenido ante determinados terremotos. Sin embargo, en el pasado, el problema se ha enfocado generalmente en la respuesta de edificios dúctiles, como son los edificios porticados con vigas de canto, sin que existan muchas referencias que permitan conocer la respuesta de los edificios de ductilidad limitada, entre los que se encuentran los edificios con forjados reticulares, que es la tipología más usual en España. En este trabajo se estudia la respuesta no lineal de edificios de ductilidad limitada, proyectados conforme a los requisitos de la instrucción española (EHE) y la norma sismorresistente NCSE-02, y se obtienen los valores de ductilidad a partir de dicha respuesta, lo que permiten verificar los valores de los factores de reducción aplicados en la determinación de las fuerzas sísmicas y los valores de reserva de resistencia. La evaluación de los edificios se complementa mediante la determinación de las curvas de fragilidad y de las matrices de probabilidad de daño, que permiten conocer la probabilidad de excedencia de Estados Límite previamente establecidos..

Palabras clave: normativa, ductilidad, sismo, reserva de resistencia, edificios porticados, respuesta no lineal.

ABSTRACT

In the earthquake resistant design of buildings, it is necessary to know a priori the value of the ductility that these will be able to reach when subjected strong ground motions. These values are available in the seismic design codes but their estimation can be also made using expert's opinion or the actual response of the buildings during certain seismic events. Nevertheless, in previous research the problem has been generally centred on the response of structures with ductile behaviour, like special moment-resisting frames, and there are not enough data available on the seismic behaviour of buildings with restricted ductility, such as the buildings with waffle slabs. In this study, the nonlinear behaviour of buildings with restricted ductility is examined. These buildings are designed according to the requirements of the EHE instruction and of the NCSE-02 code. The values of ductility are calculated starting from the results of the nonlinear static analysis of the building, that allow verifying the values of the reduction factors applied in the determination of the seismic forces and the values of the structural overstrength. The evaluation of the restricted ductility buildings is complemented by the determination of fragility curves and damage probability matrices which allow establishing the exceedance probability of previously established Limit States.

Keywords: *seismic code, ductility, earthquake, overstrength, framed buildings, non linear.*

(1) Univesidad Centrooccidental Lisandro Alvarado. Decanato de Ingeniería Civil, Barquisimeto, Venezuela.
(2) Universidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
(3) DUniversidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Persona de contacto / *Corresponding autbr :* jcvielma@cimne.upc.edu

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

La aparición de procedimientos claros con base en prestaciones (ATC-40 [1], FEMA-273 [2]) aplicables a la adecuación y proyecto sismorresistente de edificios, ha incrementado el interés de los investigadores sobre la respuesta estática no lineal de las estructuras [3]. Entre las tipologías más estudiadas se encuentra la de los edificios porticados con vigas de canto [4; 5]; sin embargo, los edificios que se proyectan para que tengan una respuesta poco dúctil, denominados edificios de ductilidad limitada, entre los que se incluyen los edificios con forjados reticulares y los edificios porticados con vigas planas, han sido menos estudiados [6].

Existen dos características de la respuesta no lineal que permiten establecer si la respuesta estructural es adecuada para una determinada amenaza sísmica: la ductilidad estructural y la reserva de resistencia. Las normas de proyecto sismorresistente en general y la norma española NCSE-02 [7], en particular, contemplan factores de reducción muy bajos para los edificios de ductilidad limitada. Estos valores han sido establecidos considerando que dichas estructuras disponen de una baja capacidad de disipación de energía.

La otra característica importante es la reserva de resistencia, la cual tiene especial significación debido a que a excepción del UBC-97 [8] y del IBC-2003 [9], no existen en las normas de proyecto sismorresistente de edificios, referencia directa a los valores de la reserva de resistencia, que son importantes en el cálculo de los factores de reducción de respuesta [10] y [11].

El principal objetivo de este trabajo es el de calcular los valores de la ductilidad y de la reserva de resistencia de los edificios de ductilidad limitada y compararlos con los valores de un edificio proyectado para un valor intermedio de ductilidad. Para calcular estos valores se aplica el análisis estático no lineal con control de fuerzas, utilizando el concepto de índice de daño estructural con el fin de obtener los valores de los desplomes últimos de los edificios. Los desplomes correspondientes al punto de plastificación se obtienen aplicando la forma bilineal idealizada [12]. Conocida la respuesta no lineal, se estudia el efecto beneficioso que sobre ésta tendría la mejora de las características de ductilidad del acero de refuerzo, del confinamiento longitudinal y transversal y la aplicación de tipologías estructurales que logran combinar las características de los edificios de ductilidad limitada con las de los edificios porticados con vigas de canto. Las tipologías estructurales de ductilidad limitada también se estudian aplicando un procedimiento de corte determinista-probabilista, que consiste en el cálculo de los valores de los desplomes correspondientes a los Estados Límite con base en los desplomes relativos obtenidos del análisis estático no lineal, los cuales permiten obtener las curvas de fragilidad aplicando un procedimiento de distribución lognormal, para finalmente calcular las matrices de probabilidad de daño correspondientes a la demanda establecida en la norma sismorresistente NCSE-02.

2. CASOS ESTUDIADOS

Para explicar mejor las implicaciones que tienen la tipología y el proyecto de las estructuras en la respuesta global de las mismas, se estudian tres edificios con características diferentes. Los dos primeros edificios, uno con vigas planas y el otro con forjados reticulares, se pueden clasificar como edificios de ductilidad limitada, puesto que se proyectan con factores de reducción bajos y se espera que su respuesta no lineal muestre un valor de ductilidad estructural también bajo. El tercero es porticado con vigas de canto, cuya ductilidad se ubica entre intermedia y alta. A continuación se describen las brevemente las estructuras de los tres edificios, para una descripción más detallada de estos edificios ha sido publicada en las referencias [13] y [14].

2.1. Edificio con forjados reticulares

El edificio de hormigón armado con forjados reticulares tiene nervios orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Esta configuración corresponde al caso usual de los edificios que se proyectan para albergar locales comerciales en la planta baja. Tiene cuatro vanos en la dirección paralela al eje x y tres en la dirección paralela al eje y. Algunos pilares están desviados 1,0 m en dirección x e y, tal como puede verse en la Figura 1. Este hecho se ha previsto para estudiar el efecto de los pilares que no forman líneas resistentes. Como consecuencia se tiene el inconveniente de no poder definir como unidad estructural básica los pórticos. En la Figura 2 se muestra un pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares. El sistema de forjados es de tipo bidireccional, con nervios ortogonales entre sí. El canto total de los forjados es de 30 cm.

El predimensionamiento de los pilares y forjados se ha efectuado aplicando inicialmente sólo las cargas de gravedad distribuidas sobre los forjados, considerando la simplificación de áreas contribuyentes. De esta forma, las cargas puntuales se distribuyen a los pilares, evitando que las mismas superen el criterio preestablecido del 30% de la resistencia del área bruta del hormigón.

2.2. Edificio con vigas planas

La tipología seleccionada para este segundo ejemplo es la de un edificio porticado formado por pilares y vigas planas, con un sistemas de forjados unidireccionales que se apoyan sobre estas últimas (véase la Figura 3). Las vigas planas se utilizan tanto en la dirección que recibe las viguetas del forjado unidireccional como en la dirección de arriostramiento.

Las dimensiones en planta de este edificio son similares a las del edificio con forjados reticulares, pero los pilares se han alineado con lo que se definen líneas resistentes de pórticos ortogonales entre sí, tal como puede verse en la Figura 3. Se mantienen las consideraciones de planta baja débil por su mayor altura, con el resto de los niveles conservando la misma altura y los mismos números de vanos en ambas direcciones. En la Figura 4 se muestra el alzado típico de uno de los pórticos que forman este edificio, con las secciones transversales de pilares y vigas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

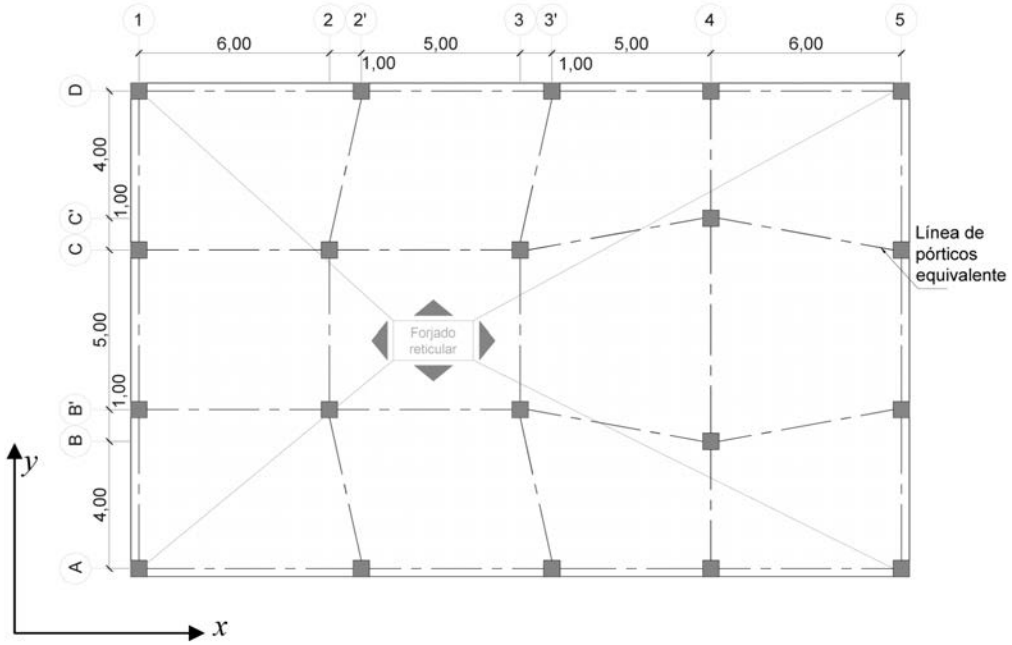


Figura 1. Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

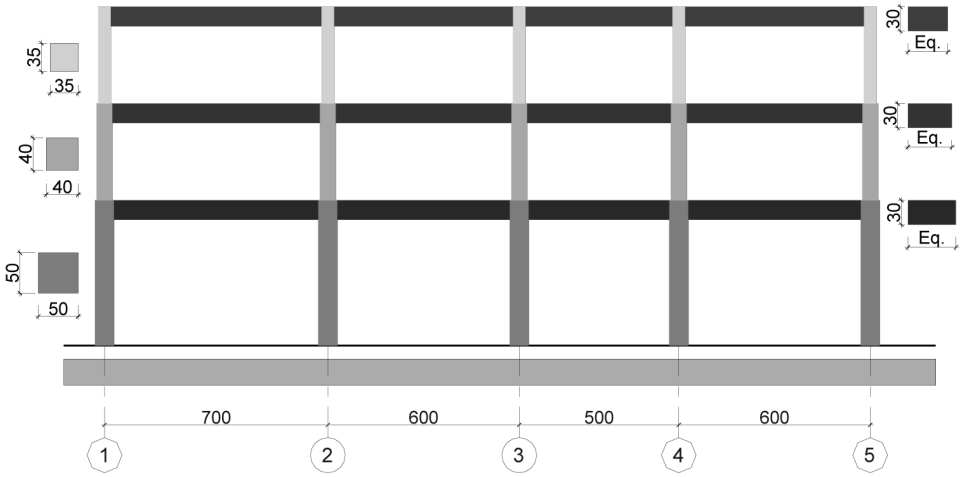


Figura 2. Pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares.

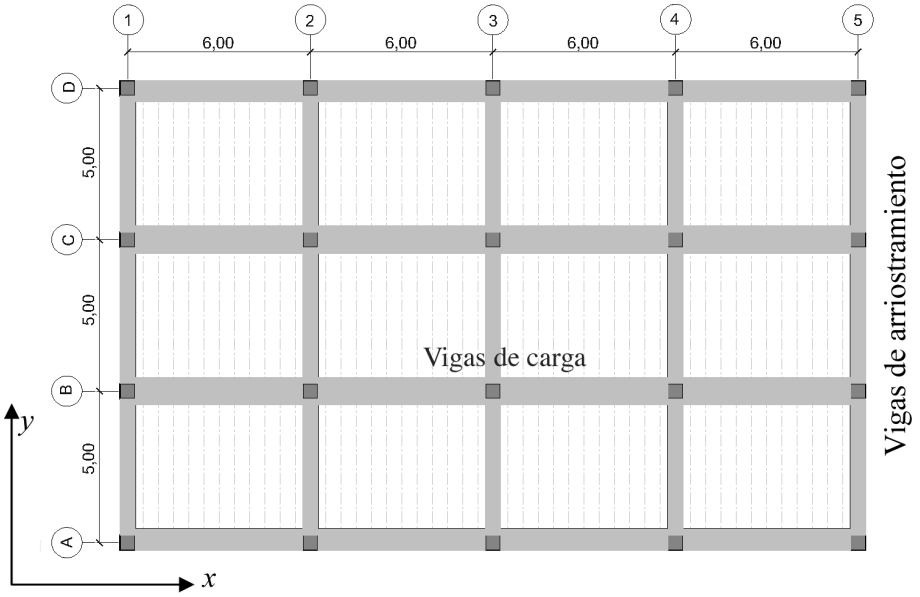


Figura 3. Planta típica del edificio con vigas planas (igual en todos los niveles).

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

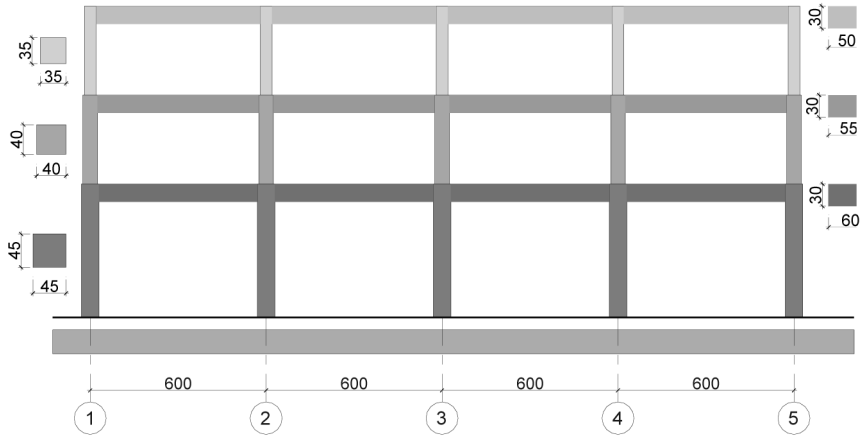


Figura 4. Pórtico del edificio con vigas planas.

2.3. Edificio porticado con vigas de canto

Este edificio tiene características geométricas generales similares a las del edifico de vigas planas, pero con diferentes dimensiones de los pilares y las vigas, véase la Figura 5. La diferencia se encuentra en que las vigas están posicionadas de canto, con la dimensión mayor orientada verticalmente. El sistema de forjado es del tipo unidireccional. Los criterios de

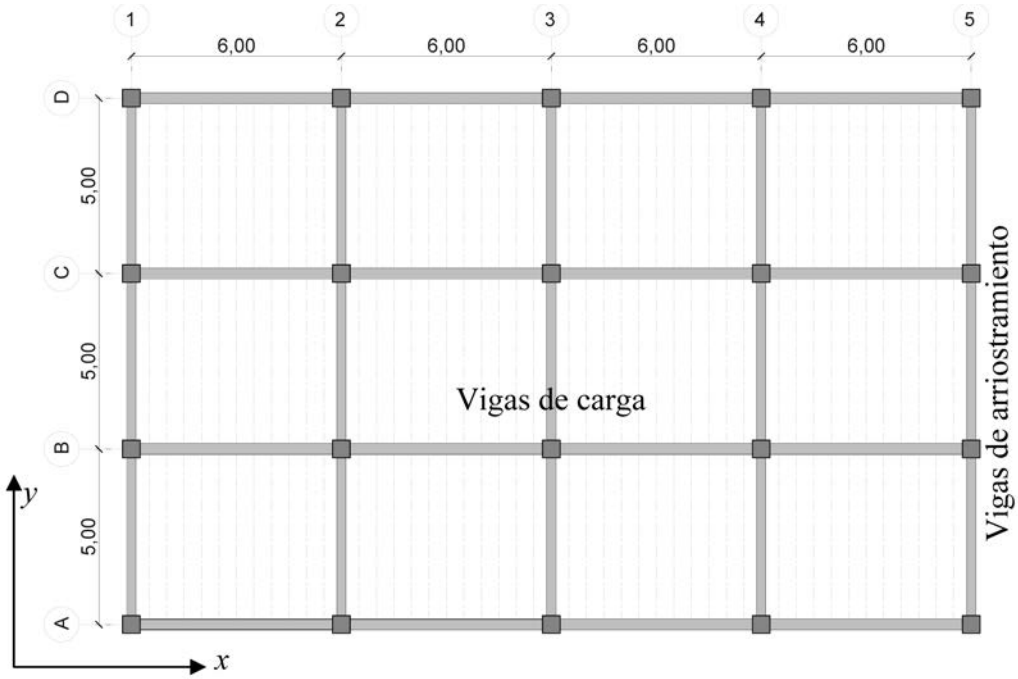


Figura 5. Planta típica del edificio porticado con vigas de canto (igual en todos los niveles).

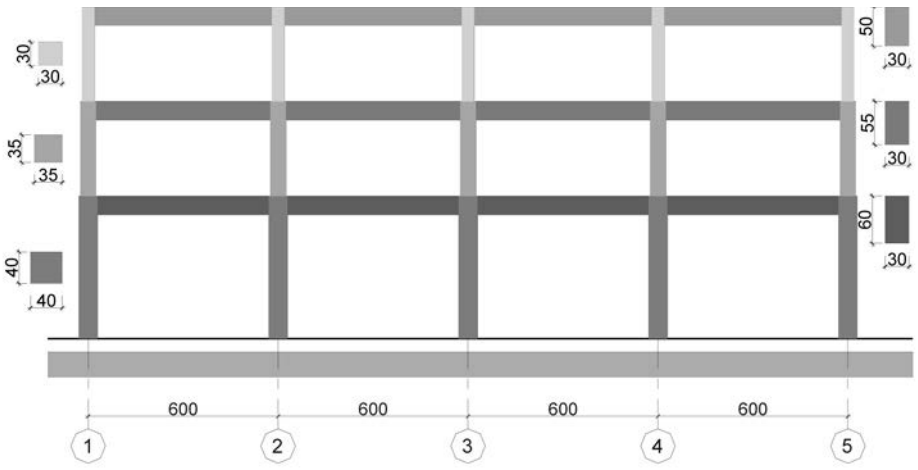


Figura 6. Pórtico típico del edificio porticado con vigas de canto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

predimensionamiento se mantienen. Se añade el criterio de obtener las dimensiones a partir del predimensionamiento sísmico, incrementando únicamente las dimensiones de los pilares para proyectar la estructura de acuerdo con el criterio de pilar fuerte y viga débil.

La planta del edificio es regular, cuenta con ejes bien definidos y alineados, formando pórticos resistentes en las direcciones *x* e *y*, tal como se muestra en la Figura 5. En la Figura 6 se muestra un alzado de un pórtico típico del edificio.

3. ANÁLISIS NO LINEAL

Efectuando el análisis modal previsto en la norma NCSE-02, se han determinado las fuerzas sísmicas de cálculo a aplicar en los nudos de los pórticos del edificio. Para ello se utiliza el espectro inelástico de proyecto que se muestra en la Figura 7, que es el mismo que se aplica en la determinación de las fuerzas sísmicas de proyecto del edificio con forjados reticulares y el porticado con vigas planas [15].

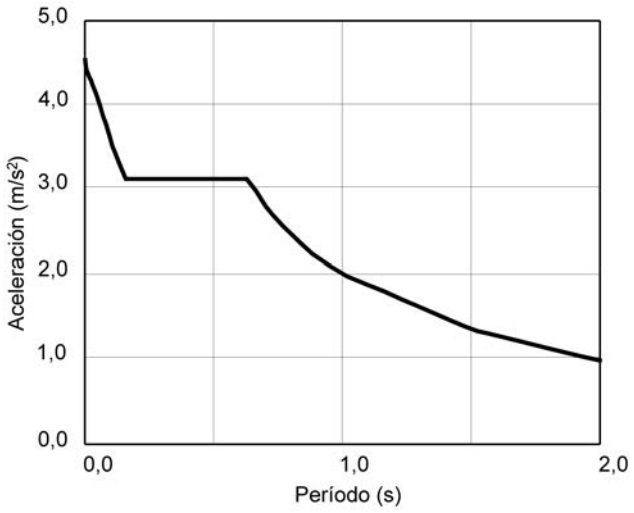


Figura 7. Espectro inelástico derterminado de acuerdo con la norma NCSE-02.

El análisis no lineal tiene como principal objetivo el de hacer una evaluación más ajustada a la realidad de la respuesta de los edificios proyectados de acuerdo con el método de cálculo lineal elástico previsto en la norma NCSE-02. De esta manera se podrá ilustrar, por una parte, la manera en que el proyecto sismorresistente mejora la capacidad dúctil de las estructuras y, por otra, de qué manera la respuesta no lineal cuestiona ciertas simplificaciones que se efectúan en el análisis elástico. Se debe mencionar también que dichas simplificaciones no siempre tienen un significado del todo claro para el proyectista de estructuras [15].

3.1. Modelización de los edificios

Los resultados se han calculado mediante los modelos 2D de los edificios descritos anteriormente, definiéndose pórticos representativos para cada uno de los modelos estructurales analizados. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha decidido modelizar uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural modelizado como plana en sentido estricto, pues aparece el efecto de torsión.

Respecto al análisis no lineal, se ha utilizado el programa de elementos finitos PLCd [16], que permite modelizar el hormigón armado como un material compuesto y en el que se aplica la teoría de mezclas [17]. En la Figura 8 se muestra una discretización típica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas confinadas de pilares y de vigas, en dicha figura los elementos que convergen en los nodos pilar-viga tienen un mayor confinamiento y se muestran con un color más oscuro, mientras que el resto de los elementos, que corresponden a los tramos, tienen un color más claro. Las longitudes de las zonas de confinamiento dependen de las secciones transversales de los elementos estructurales, de los diámetros del acero longitudinal y de las luces de los vanos o de las alturas entre los niveles consecutivos.

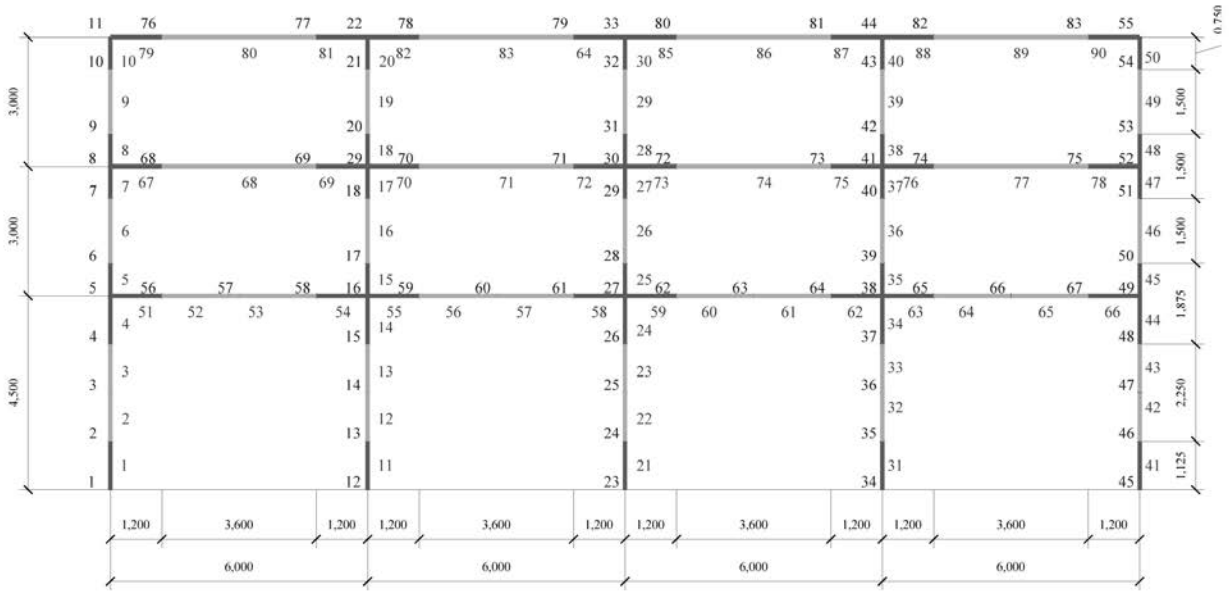


Figura 8. Discretización típica de uno de los pórticos analizados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

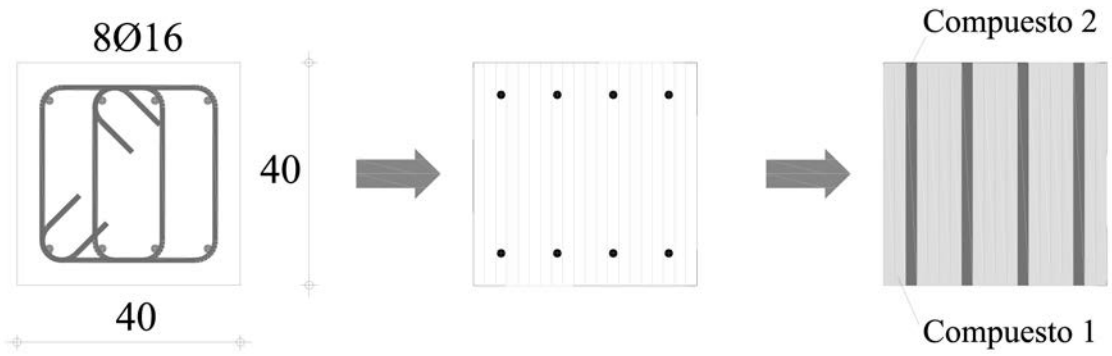


Figura 9.Discretización de las secciones de los elementos.

Con los detalles de las secciones es posible efectuar la discretización de cada elemento subdividiéndolos en franjas en cuyo espesor es posible ubicar el refuerzo longitudinal. Con la distribución resultante es posible determinar la proporción de los materiales que integran cada franja del compuesto.

3.2. Determinación de la resistencia del hormigón confinado

Los pórticos de los edificios objeto de este estudio están formados por elementos que se encuentran definidos por tramos con diferente confinamiento, por tanto es necesario disponer de los valores de la resistencia a compresión del hormigón considerando el efecto beneficioso que sobre esta tiene el confinamiento suministrado por las armaduras.

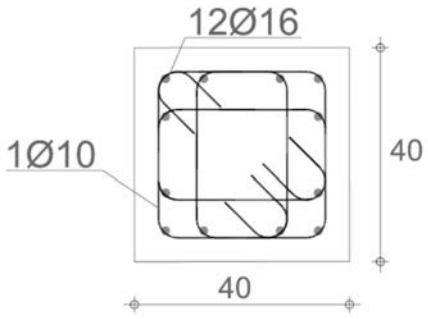
La resistencia a compresión del hormigón confinado supera a la resistencia nominal del hormigón, obtenida del ensayo a compresión de probetas sin armaduras, por tanto sin confinamiento. Existe un procedimiento, propuesto por Mander *et al*. [18] que permite estimar de forma aproximada el valor de la resistencia del hormigón confinado, partiendo de las propiedades geométricas (dimensiones de la sección, dimensiones de la zona confinada, área de refuerzo transversal) y mecánicas (resistencia nominal del hormigón, tensión de plastificación del acero) que caracterizan la sección. La expresión general, aplicable a pilares y vigas, es:

$$f_{cc}^{'} = \left(-1{,}254 + 2{,}254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7{,}94}{f_c^{'}} f_l^{'}} - \frac{2 \cdot f_l^{'}}{f_c^{'}} \right) \cdot f_c^{'} \qquad (1)$$

En la ecuación anterior, $f_{cc}^{'}$ es la resistencia del hormigón confinado, $f_c^{'}$ es la resistencia nominal del hormigón y $f_1^{'}$ es un parámetro que contiene el grado y calidad del confinamiento, el cual debe calcularse para secciones rectangulares y secciones cuadradas con armadura con distribución asimétrica, para cada una de las direcciones de la sección transversal, según:

$$f_{li}^{'} = K_e \cdot \rho_i \cdot f_{yi} \qquad \text{con } i = x, y \qquad (2)$$

siendo K_e el coeficiente de efectividad de confinamiento, cuyo valor recomendado para secciones rectangulares y cua-



Zona confinada

f'c	2500	N/cm^2
s	8	cm
d	35	cm
ast	0.78539816	cm^2
ast (total)	3.14159265	cm^2
ac	280	cm^2
ρ	0.01121997	
fl	353.429174	N/cm^2
fcc	4367.64444	N/cm^2

f'c: Resistencia nominal a compresión del hormigón
s: Separación de los cercos
d: Dimensión del núcleo confinado
ast: Área de cada armadura longitudinal
ast (total): Área total de armadura longitudinal
fl: Máxima compresión lateral
fcc: Resistencia a compresión del hormigón confinado

Zona no confinada

f'c	2500	N/cm^2
s	16	cm
d	35	cm
ast	0.78539816	cm^2
ast (total)	3.14159265	cm^2
ac	560	cm^2
ρ	0.00560999	
fl	176.714587	N/cm^2
fcc	3552.49268	N/cm^2

Figura 10. Determinación de la resistencia del hormigón confinado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

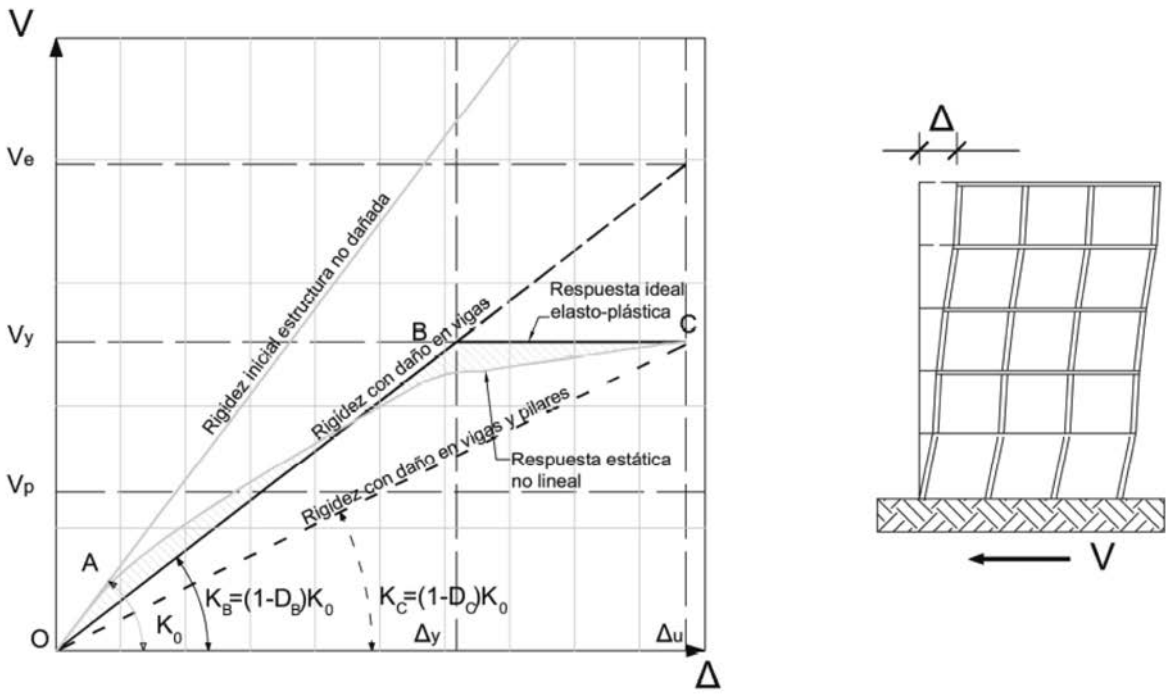


Figura 11. Esquema para la determinación del índice de daño de un elemento estructural.

dradas es de 0,75. Luego, ρ_i es la relación que hay entre la sección de acero dividida por el área del núcleo confinado del pilar o de la viga. Es importante indicar que el área de acero transversal se calcula mediante un plano transversal a la dirección analizada. Finalmente f_{yi}, es la tensión de plastificación del acero transversal, que es generalmente la misma para cada una de las direcciones analizadas.

En la Figura 10 se muestra el resumen de los cálculos para la determinación del valor de la resistencia a compresión correspondiente a la sección transversal del pilar exterior de planta baja del edificio porticado con vigas de canto. Nótese la diferencia de valores correspondientes a la zona confinada y a la zona sin confinar.

3.3. Procedimiento de cálculo: Pushover analysis

Para evaluar la respuesta inelástica de las tres estructuras consideradas se aplica un procedimiento de cálculo no lineal con empuje incremental, habitualmente conocido como *pushover analysis*. Dicho procedimiento consiste en someter la estructura, previamente bajo la acción de las cargas de gravedad, a un patrón de fuerzas laterales, representativas de la acción sísmica, distribuidas en altura de acuerdo con diferentes criterios. El criterio aplicado en el análisis no lineal de los edificios objeto de este estudio consiste en el patrón de fuerzas creciente con la altura, debido a que este patrón de fuerzas representa de forma bastante aproximada la respuesta de las estructuras regulares en planta y elevación. Las fuerzas laterales actuantes en cada uno de los niveles se incrementan progresivamente, desde el valor nulo, pasando por las fuerzas que en conjunto producen el cambio de comportamiento estructural elástico a plástico, hasta alcanzar el valor de desplome último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga y su colapso es inminente.

A partir de la respuesta estática no lineal que ha sido calculada mediante la aplicación de técnicas de elementos finitos, se obtiene la expresión idealizada bilineal de la Figura 11, siguiendo el procedimiento propuesto por Park en la referencia [12]. En esta figura V es el cortante en la base y Δ es el desplome del nivel de cubierta del edificio. El procedimiento consiste en establecer un segmento secante a la curva de capacidad representativo del comportamiento elástico, que va desde el origen (punto O) hasta el valor que corresponde al 75% del cortante máximo en la base (punto D). La segunda recta, que representa la rama de comportamiento plástico, se obtiene mediante la intersección de este segmento con uno horizontal, correspondiente al valor máximo del cortante en la base (segmento B-C). Este procedimiento de compensación garantiza que la energía disipada por el sistema modelizado y el ideal sean iguales (véase la Figura 11).

Del análisis no lineal interesan dos coeficientes que caracterizan la calidad de la respuesta sismorresistente de los edificios. La primera de estas es la ductilidad estructural, definida, como:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad (1)$$

y que se calcula a partir de los valores del desplome de plastificación, Δy, y del desplome último, Δu, obtenidos de la curva de capacidad idealizada mostrados en la Figura 11.

El segundo coeficiente que interesa conocer es el denominado reserva de resistencia del edificio, R_R, que se calcula mediante la relación entre el valor del de cortante V_p de proyecto en la base, con el cortante V_y de plastificación en la base, ambos también representados en la Figura 11, según la ecuación siguiente:

$$R_R = \frac{V_y}{V_p} \qquad (2)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

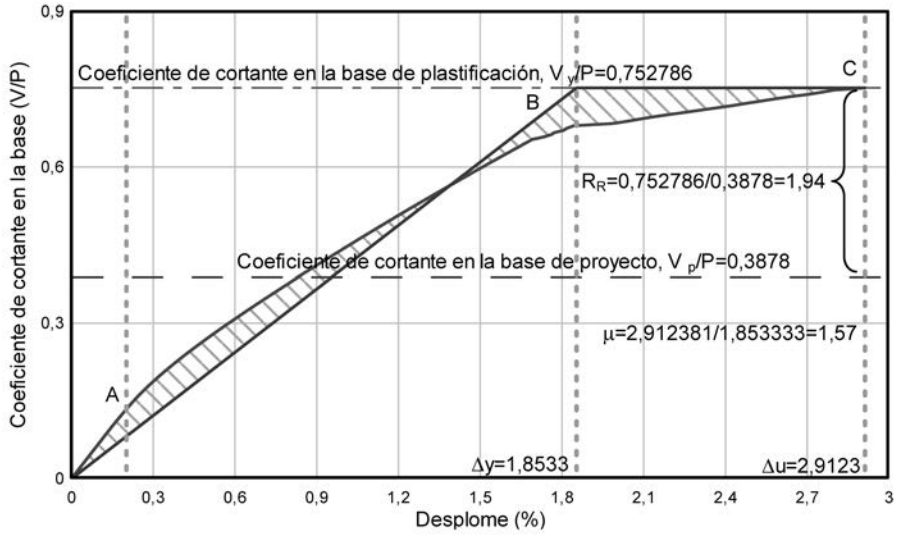


Figura 12. Idealización bilineal de la curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

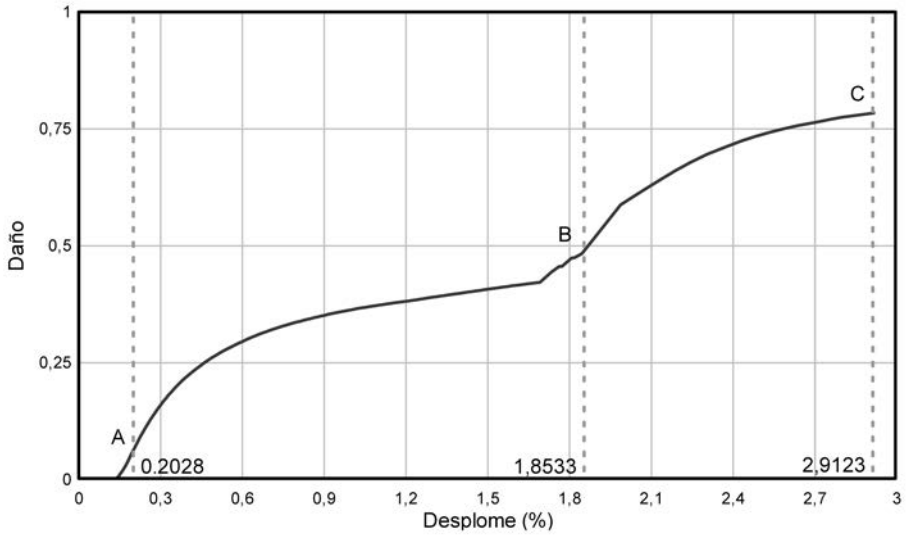


Figura 13. Evolución del índice de daño global en el pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

3.4. Respuesta no lineal del edificio con forjados reticulares

En la literatura especializada no abundan los cálculos de la respuesta no lineal de este tipo de edificios, dada la naturaleza especial del sistema estructural. En este caso se ha adoptado un modelo mecánico similar al de *pórtico equivalente* presentado en la Norma ACI-318, ACI Committee 318 [19].

En la Figura 12 se muestra la curva de capacidad calculada para este edificio, utilizando elementos finitos con modelos constitutivos no lineales de daño y plasticidad y dentro de una teoría de mezclas de materiales para controlar la disipación de energía y su correcto comportamiento se han introducido valores medios aproximados de la resistencia y la energía de fractura/aplastamiento, de cada material constituyente (acero-hormigón) [20; 21]. En esta figura el cortante en la base V ha sido normalizado respecto al peso sísmico del edificio P y el desplome del nivel de cubierta ha sido normalizado respecto a la altura total del edificio H.

Si bien el valor de la ductilidad calculado para este edificio ($\mu = 1,57$) parece ser una sugerencia a revisar los valores normativos del factor de ductilidad, también es cierto que los resultados muestran que este edificio exhibe una alta reserva de resistencia ($R_R = 1,94$).

En la Figura 13 se muestra la evolución del índice de daño del edificio con forjados reticulares, que cuantifica la pérdida de rigidez del conjunto de elementos de la estructura que resisten la carga o conjunto de cargas que conducen al fallo de la misma [22]. El índice está calculado mediante el programa de elementos finitos PLCd [17] con un modelo constitutivo de daño y plasticidad y permite correlacionar el daño con los desplomes.

El punto A indica la aparición de las primeras micro fisuras en la estructura que se incrementan hasta alcanzar la rótula en las vigas (punto B) y, a partir de aquí, comienzan las rótulas en pilares hasta que se alcanza el estado de umbral de colapso (punto C de la Figura 13).

La respuesta poco dúctil del edificio con forjados reticulares puede atribuirse a la aparición de rótulas plásticas en los puntos de transición entre los ábacos y los nervios del forjado del primer nivel. Debe recordarse que, al estar los elementos de los forjados sometidos a flexión inducida por cargas de gravedad, además de la debida a las fuerzas sísmicas de cálcu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

lo, las zonas que requieren un especial armado son las próximas a los nudos y a las del centro del vano, en donde frecuentemente se producen los mayores momentos. Se observa que es complicado poder llevar a cabo un eficiente confinamiento en la zona central de los forjados, lo que en cierto sentido explica su posible mecanismo fallo en el caso sísmico y, por ende, el bajo nivel de ductilidad de la estructura.

3.5. Respuesta no lineal del edificio con vigas planas

Los edificios cuyos pórticos tienen vigas planas reciben en la norma española NCSE-02 una consideración diferente a la del resto de los edificios porticados con vigas de canto, en lo que a ductilidad se refiere. Es notable la dificultad técnica de llevar a cabo las disposiciones normativas de armado para garantizar una respuesta dúctil de los elementos de los pórticos de estos edificios. En la Figura 14 se muestra la respuesta global de la estructura hasta alcanzar el desplome último (desplome previo al colapso total) que, junto con el valor del desplome de plastificación, permite calcular el valor de la ductilidad de desplazamiento.

La curva de la Figura 14 indica que el comportamiento se mantiene elástico hasta un valor relativamente bajo del coeficiente de cortante en la base (inferior a un valor de 0,10). Sin embargo, no es este valor el que se considera en el cálculo de la ductilidad, ya que se utiliza el valor de plastificación obtenido de la forma bilineal idealizada que se muestra en la Figura 14. En esta figura, también puede verse el cálculo de la ductilidad del edificio mediante la forma bilineal idealizada. Tal como puede verse, la ductilidad que se obtiene para el edificio con vigas planas es de 1,55 lo que, sin duda alguna, llama la atención debido a que el valor utilizado como factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las recomendaciones normativas, es de 2. En la Figura 15 se muestra la evolución del índice de daño global del pórtico en función del incremento del desplome que se produce al aplicar las cargas horizontales. La evolución del daño muestra que la rigidez del pórtico se degrada rápidamente, incluso para desplomes relativamente pequeños. Este hecho condiciona notablemente la respuesta de este tipo de edificios.

La respuesta del edificio con vigas planas muestra que la estabilidad de la estructura depende del fallo de dichas vigas.

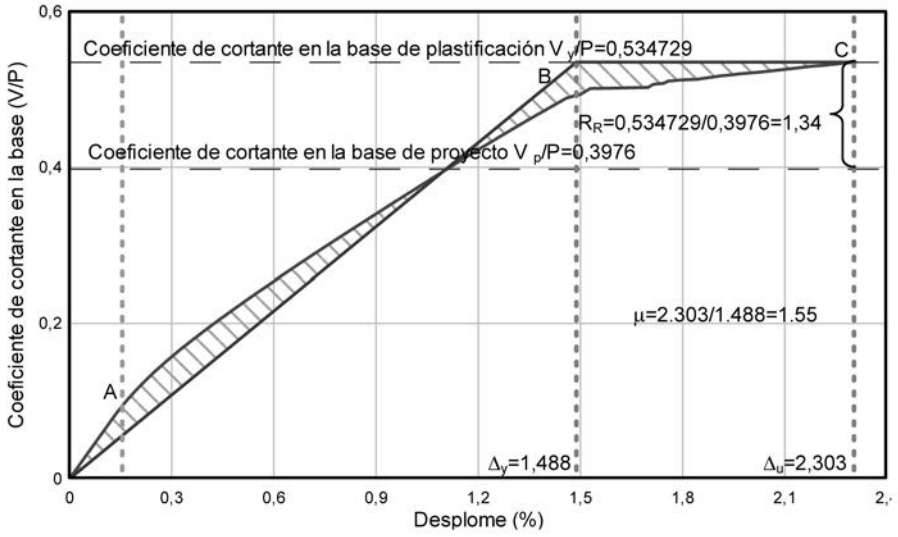


Figura 14. Curva de capacidad idealizada del pórtico exterior del edificio con vigas planas.

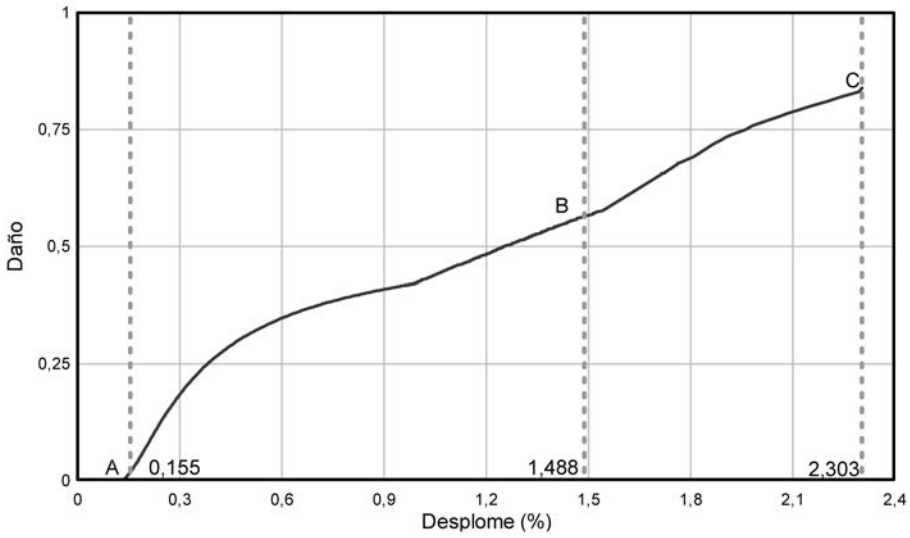


Figura 15. Evolución del índice de daño global en el pórtico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

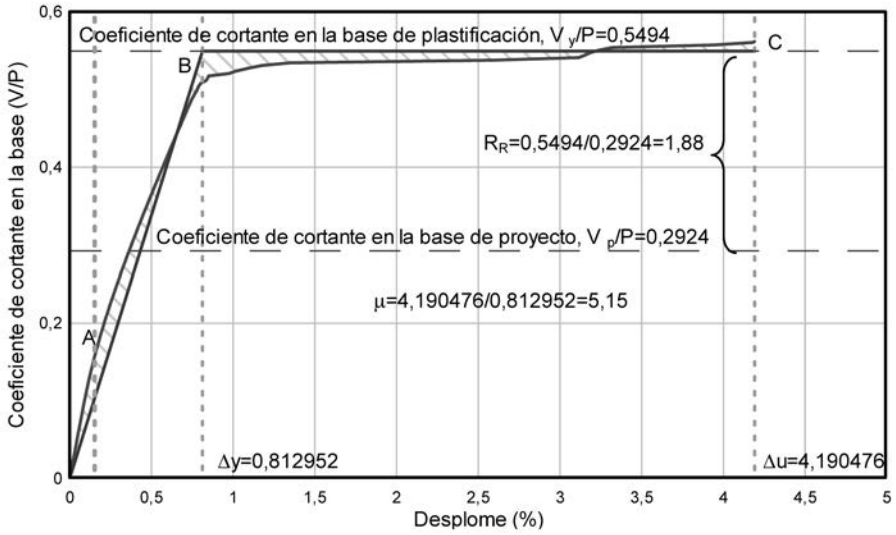


Figura 16. Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio porticado con vigas de canto.

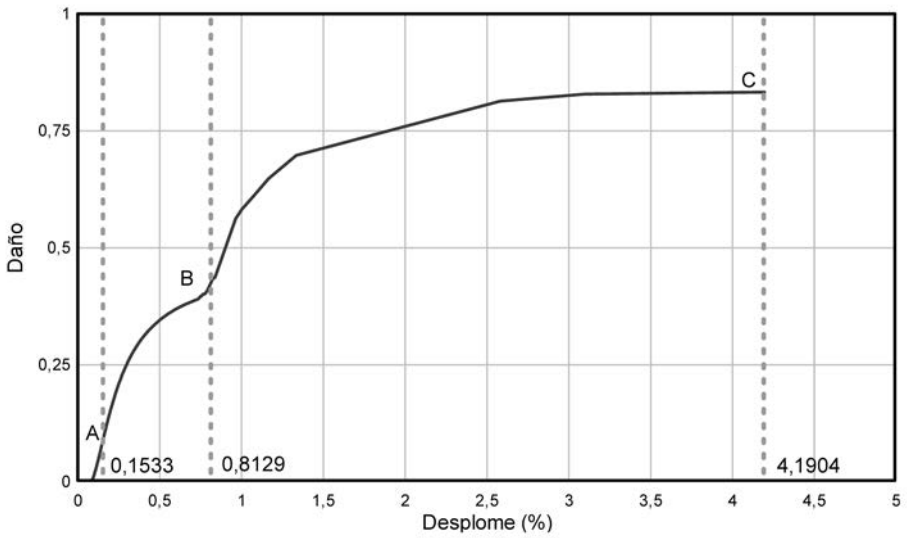


Figura 17. Evolución del índice de daño global en el pórtico externo del edificio porticado con vigas de canto.

Esta observación es importante a la hora de decidir entre la selección de un sistema con vigas de canto o uno con vigas planas, puesto que este último dispone de una ductilidad inferior a la de proyecto y, por ende, de un factor de reducción de respuesta R menor.

3.6. Respuesta no lineal del edificio porticado con vigas de canto

En la Figura 16 se muestra la curva de capacidad en la que se puede apreciar que este tipo de edificio es capaz de sostener una respuesta dúctil estable, evidenciada por alto valor del desplome último.

De la curva bilineal idealizada de la Figura 16 se obtiene una ductilidad de 5,15, que es un valor por encima del considerado en el proceso de proyecto sismorresistente de la estructura, que es de 4. Esto significa que los edificios con vigas de canto disponen de suficiente capacidad de respuesta dúctil ante la acción de fuerzas sísmicas, además de una adecuada reserva de resistencia. Finalmente, en la Figura 17 se muestra la evolución del índice global de daño para este tipo de edificio.

La respuesta no lineal del edificio porticazdo con cigas de canto corresponde a la típica respuesta que exhiben los edificios de baja altura de hormigón armado, en los que el comportamiento general incluye la formación de rótulas plásticas en los extremos de los pilares del primer nivel. Este comportamiento general se debe a la difícil tarea que resulta de proyectar edificios con pilar fuerte-viga débil, fundamentalmente por el predominio de las acciones de gravedad sobre las vigas, que requieren secciones que finalmente resultan mayores que los de los pilares.

4. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE LOS TRES EDIFICIOS

Una vez obtenidos los resultados del análisis no lineal de los tres edificios, es provechoso destacar los aspectos generales que caracterizan la respuesta de cada tipología estructural. Para ello se han calculado y representado gráficamente curvas de capacidad de los mencionados edificios en la Figura 18, en la que puede observarse que los tres alcanzan un cortante en la base superior al del proyecto. Esto indica que los tres edificios satisfacen este objetivo inicial del pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

yecto, aunque es notoria la diferencia entre las reservas de resistencia de cada uno de ellos. También se puede observar que los edificios porticados con vigas de canto son los que disponen de mayor capacidad dúctil y que ésta es varias veces superior a la de los edificios con vigas planas o con forjados reticulares. En resumen, los edificios porticados con vigas de canto son los únicos capaces de garantizar un comportamiento dúctil y tener, al mismo tiempo, una reserva de resistencia satisfactoria.

5. CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO

La evaluación de los edificios también se puede efectuar aplicando procedimientos que involucran un enfoque combinado de corte determinista y probabilista. Con la finalidad de determinar las curvas de fragilidad de los casos estudiados, es necesario determinar los umbrales de daño que corresponden a unos Estados Límite específicos. Estos umbrales de daño son los desplomes para los cuales se alcanza un grado de daño específico que se correlaciona con los desplomes relativos, ver las Figuras 19 a la 21. En estas gráficas se han señalado tres líneas discontinuas horizontales, que representan un valor de desplome relativo para el cual se alcanza un daño específico, en la primera intersección de esas líneas con alguna de las curvas se alcanza un umbral de daño.

Para la determinación de las curvas de fragilidad se utilizan los desplazamientos determinados para los estados de daño, siendo estos estados: sin daño, daño leve, daño moderado, daño severo y colapso. Estos desplazamientos se han transformado en desplazamientos espectrales, aplicando la ecuación siguiente:

$$S_d = \frac{S_a \cdot g \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} \qquad (5)$$

En estas ecuación S_a es la aceleración espectral, g es la aceleración de la gravedad y T es el periodo fundamental del edificio.

El procedimiento contempla la aplicación de una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que

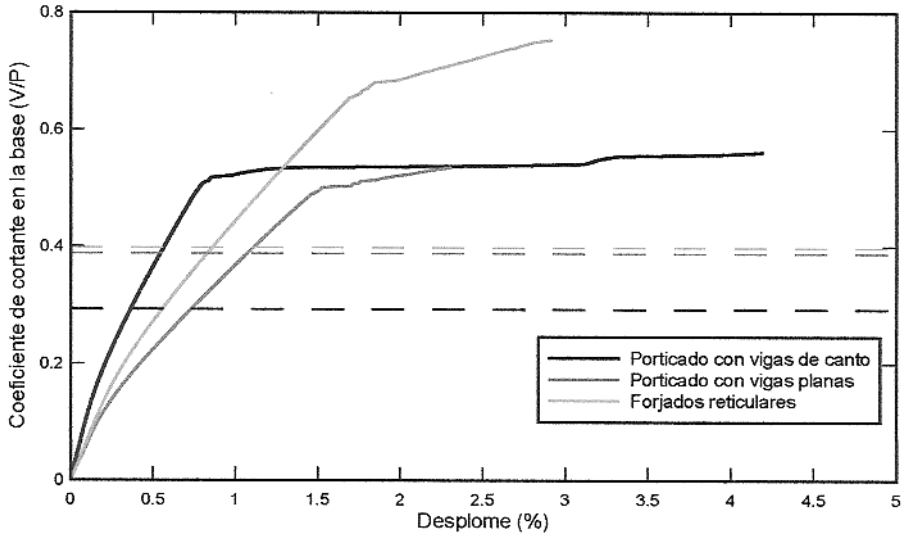


Figura 18. Comparación las curvas de capacidad de los tres edificios analizados.

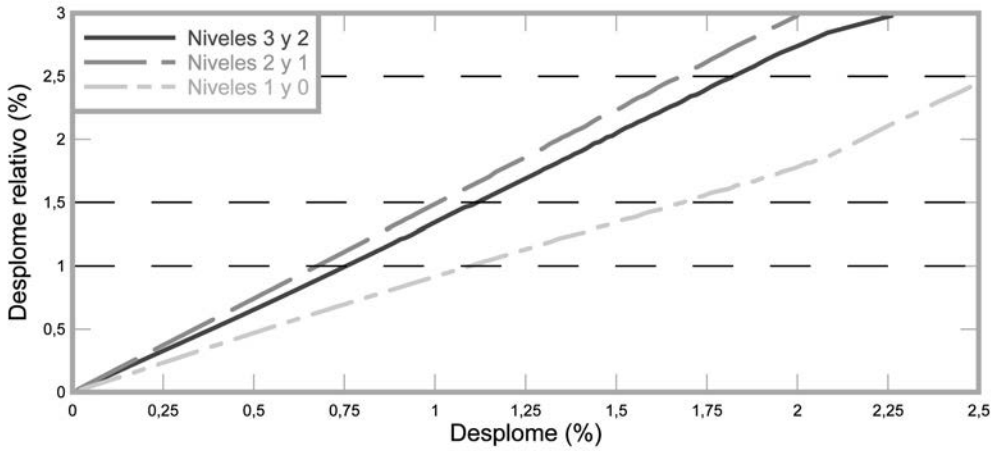


Figura 19. Determinación de los umbrales de daño del edificio con forjados reticulares

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

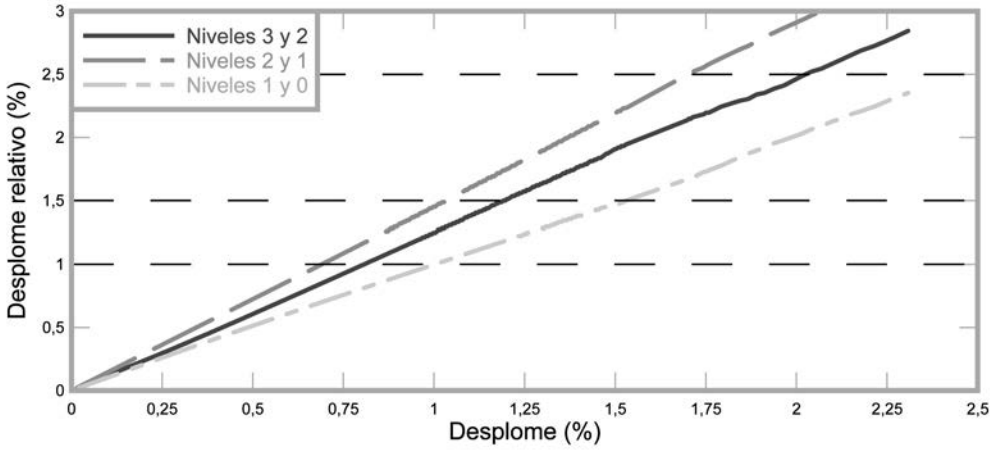


Figura 20. Determinación de los umbrales de daño del edificio porticado con vigas planas.

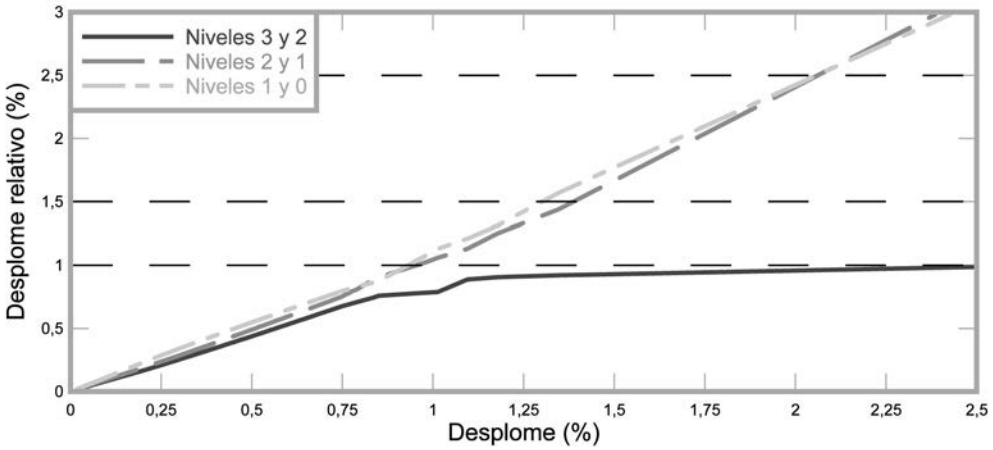


Figura 21. Determinación de los umbrales de daño del edificio porticado con vigas de canto.

definen los estados de daño corresponde a la distribución log-normal [23] que depende del desplazamiento espectral, siendo este último el desplome de un sistema de un grado de libertad equivalente al edificio analizado.

$$F(S_d) = \frac{1}{\beta_{ds} S_d \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_d}{\overline{S}_{d,ds}}\right)^2\right] \qquad (6)$$

Donde $\overline{S}_{d,\,ds}$ es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño d_s, β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplaza miento espectral para el estado de daño d_s.

La probabilidad $P(S_d)$ condicional de alcanzar o exceder un estado de daño en particular, d_s, dado el desplazamiento espectral, S_d, (u otro valor de demanda sísmica) se define como la integral entre 0 y S_d de su función de densidad $F(S_d)$:

$$P(S_d) = \int_0^{S_d} F(S_d)\, d(S_d) \qquad (7)$$

En las Figuras 22, 23 y 24 se muestran las curvas de fragilidad calculadas para los tres edificios objeto de este estudio. Nótese que las curvas de fragilidad se representan como función del desplazamiento espectral S_d.

Las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de la intersección del desplazamiento del punto de demanda por capacidad, obtenido conforme a la demanda sísmica contemplada en la norma sismorresistente española NCSE-02, con las curvas de fragilidad y representan la probabilidad de excedencia de un estado generalizado de daños [24]. En la Tabla 1 se muestra la matriz de probabilidad de daños calculadas para la respuesta de los tres edificios considerados.

Tabla 1. Matrices de probabilidad de daño de los tres edificios estudiados

	Edificio		
	P. Planas	**Forjados**	**P. Canto**
Nulo	0,0008	0,0003	0,0040
Ligero	0,1635	0,0943	0,4030
Moderado	0,3476	0,2465	0,4435
Severo	0,3523	0,3629	0,1393
Colapso	0,1358	0,2960	0,0102

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

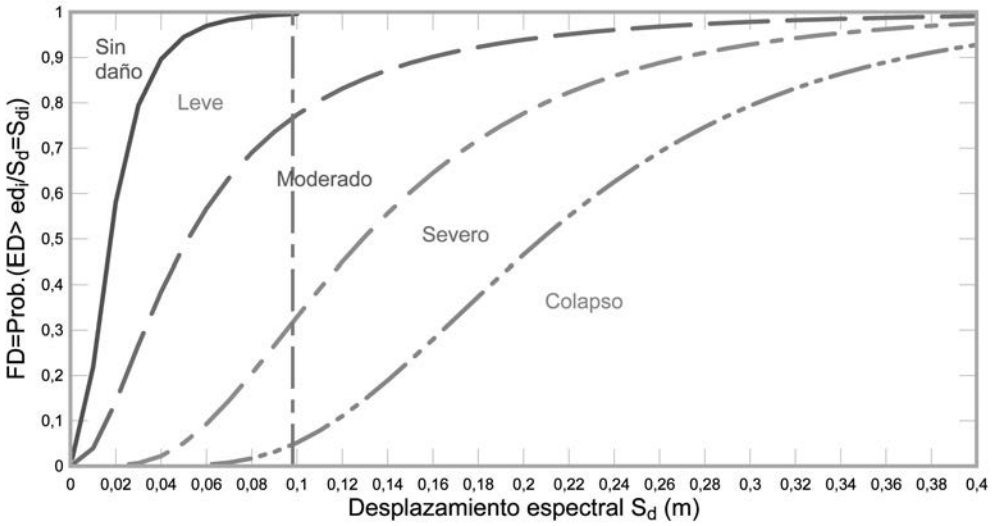


Figura 22. Curvas de fragilidad del edificio con forjados reticulares.

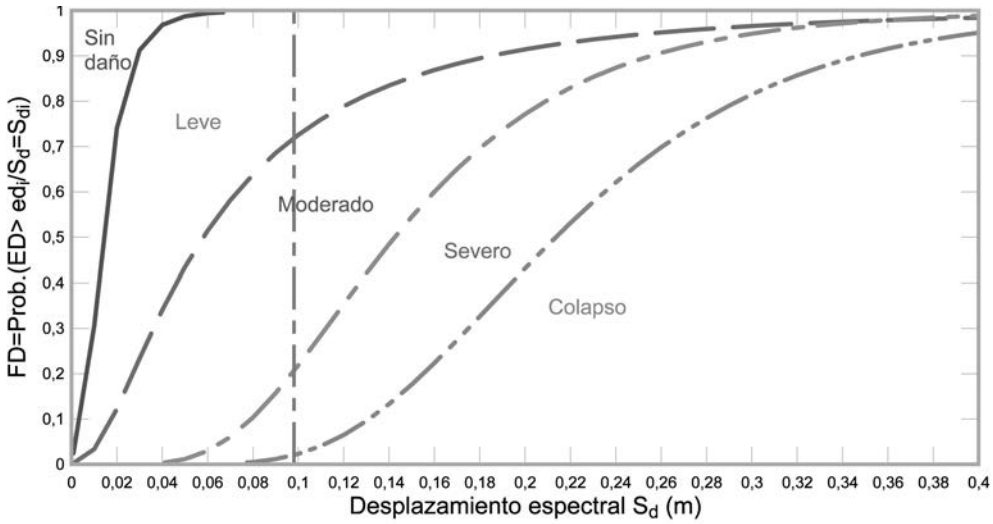


Figura 23. Curvas de fragilidad del edificio porticado con vigas planas.

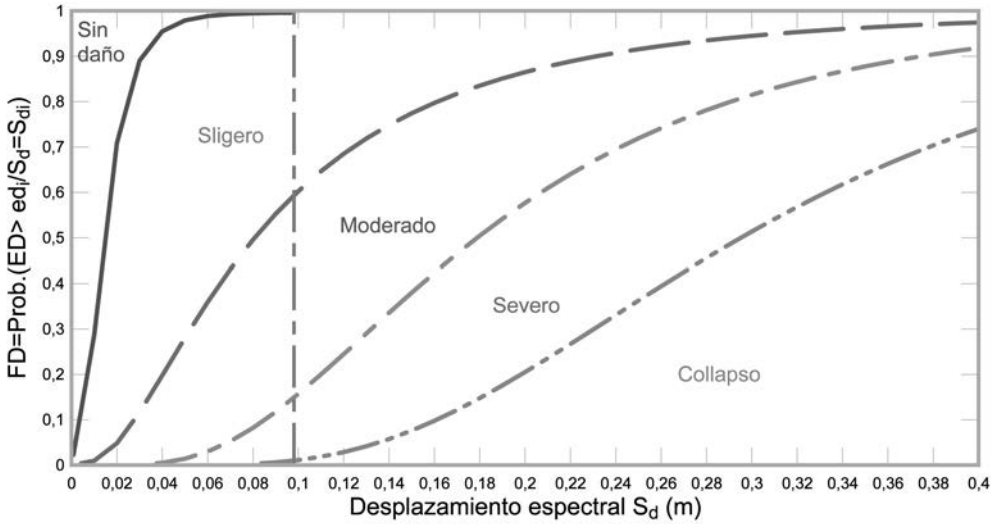


Figura 24. Curvas de fragilidad del edificio porticado con vigas de canto.

Es notable que para la demanda impuesta a los edificios, los dos proyectados para ductilidad limitada alcanzan altas probabilidades de excedencia de los estados de daño severo (0,3629 para el edificio con forjados reticulares y 0,3523 para el edificio porticado con vigas planas) y de colapso (0,2960 para el edificio con forjados reticulares y 0,1358 para el edificio por-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

ticado con vigas planas). Estos resultados contrastan con los obtenidos para el edificio porticado con vigas de canto, para el cual las probabilidades de excedencia de los estados de daño severo y de colapso son menores en comparación con las calculadas para los edificios de ductilidad limitada.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se han podido verificar algunos aspectos del proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado, analizando su respuesta obtenida mediante un análisis estático no lineal y mediante la aplicación de un procedimiento mediante el cual se determinan las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño:

– Los desplomes de plastificación de los pórticos para la determinación de la ductilidad, se calculan mediante forma bilineal idealizada propuesta por Park en 1988. Esta forma bilineal demuestra ser adecuada para igualar la energía de la respuesta no lineal obtenida del análisis estático no lineal y la respuesta no lineal idealizada, sin embargo no permite determinar valores adecuados del índice de daño .

– En cuanto a los resultados de la respuesta no lineal de los casos estudiados, los edificios porticados con vigas de canto disponen de suficiente ductilidad y reserva de resistencia para garantizar que un comportamiento estable. La ductilidad de este edificio es superior a la de proyecto.

– Los edificios de ductilidad limitada tienen altas reservas de resistencia lo que resulta beneficioso siempre y cuando sean capaces de mantener la respuesta en el rango elástico, al ser sometidas a la acción de un terremoto.

– Se verifica que los desplomes relativos son útiles en la determinación de los umbrales de daño, de forma objetiva.

– Las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño permiten concluir que los edificios porticados con vigas de canto, al ser sometidos a la demanda sísmica tipificada en la norma sismorresistente española NCSE-02, tienen menor probabilidad de exceder el estado de daños severos e inclusive de colapso, en comparación con los edificios con los edificios con forjados reticulares y los porticados con vigas planas.

– Se concluye que la respuesta dúctil de los edificios porticados con vigas de canto resulta adecuada para edificios esenciales que requieren mantenerse en servicio luego de la ocurrencia de un terremoto. Sin embargo, es necesario que esta tipología sea proyectada con un adecuado armado que garantice un confinamiento efectivo, prestando especial atención a las zonas de los nudos y otras zonas sensibles a cortante.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Applied Technology Council (ATC). *ATC-40*: *The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC: Redwood City, CA, 1996.

[2] Federal Emergency Management Agency. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. *FEMA 273—Provisions*. *FEMA 274—Commentary*, Washington, DC, 1997.

[3] Bertero, R. y Bertero, V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 31: 627-652.

[4] Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002) Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings. *Structural design of tall buildings*. Vol. 11 : 329-351.

[5] Fragiacomo, M., Amadio, C. y Rajgelj, S. (2006). Evaluation of the structural response under seismic actions using non-linear static methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 35: 1511-1531.

[6] Erberik, A. y Elnashai, A. (2006). Loss Estimation Analysis of Flat-Slab Structures. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 7, Nº 1, 26-37.

[7] NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE Nº 244. 2002. Madrid.

[8] International Building Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*.Whittier, California.

[9] International Building Conference of Building Officials. (2003). *International Building Code (IBC-2003)*.Whittier, California.

[10] Vielma J. C., Barbat A. y Oller S. (2006). Factores de reducción de respuesta: estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*. Vol. 11, 1, 79-106, Quito, Ecuador.

[11] Vielma, J., Barbat, A., Oller, S. (2007). Comparación entre los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8. *Hormigón y acero*. En prensa.

[12] Park, R. (1988). State-of-the-art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing. In proceedings 9th WCEE. IAEE, Tokyo-Kyoto, Japan VIII, 605-616.

[13] Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Serie de monografías ARCER, monografía Nº 5, Madrid.

[14] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007). Respuesta no lineal de edificios de concreto armado proyectados para baja ductilidad. *Boletín Técnico del IMME*. Vol. 45, Nº 2, Caracas, Venezuela.

[15] Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. Monografía IS-56, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Barcelona.

[16] PLCd Manual (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.

[17] Mata, P., Oller, S., y Barbat, A. H. (2007). Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and consti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

tutive behaviour, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol 196, 4458-4478.

[18] Mander, J. B., Priestley, M.J. N. and Park, R. (1988). Observed stress-strain behaviour of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol. 114, Nº 8, pp 1827-1849.

[19] ACI Comitee 318. (2005). *Building code requirements for structural concrete ACI 318-05*. Farmington Hills, Michigan.

[20] Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2000). *An Anisotropic Elasto Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering.Vol. 185, No. 2-4, pp. 245-277. 2000. ISSN: 0045-7825.

[21] Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2001). *A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application*. International Journal of Plasticity. Vol.17, No. 11, pp. 1437-1463. Nov. 2001. ISSN: 0749-6419.

[22] Hanganu, A. Oñate, E. y Barbat, A. (2002). A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engine eering structures. *Computers & Structures*. 80, 1667-1687.

[23] Pinto, P. E., Giannini, R. y Franchin, P. (2006). *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press. Pavia. Italy.

[24] Barbat, A. H., Vielma J. C. y Oller, S. (2007). Seismic safety of the limited ductility buildings existing in Spain, invited lecture, *7º Congresso de sismologia e engenheria sismica*, Oporto, Portugal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



ache

ÚLTIMAS TESIS PUBLICADAS









Véase listado de tesis publicadas y formulario de petición de publicaciones en páginas 104 y 105 de este mismo número

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero	**GT1/1** Recomendaciones para el proyecto de losas alveolares	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón de edificación	Roberto Brufau Niubó
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez Hernández Vicepresidente: Honorino Ortega Valencia	**GT2/1** Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón autocompacto	Luis Pablo González Torijano
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüí
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	**GT3/2** Hormigonado no convencional	Fernando Hué García
	GT3/4 Seguridad y Salud	Manuel Burón Maestro
	GT3/5 Andamios y Apeos	José Antonio del Rosario
	GT3/6 Ejecución de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	Javier Ripoll
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	**GT4/1** Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio Díaz
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: Ángel Aparicio Bengoechea Secretario: Ismael Carpintero	**GT5/1** Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres Peiretti

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo ..... Empresa .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

Datos de Facturación

Nombre completo ..... Empresa ..... CIF/NIF .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

¿ Es miembro de ACHE ? ☐

Forma de pago:

- ○ Cheque nominal a nombre de ACHE
- ○ Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61	.....
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51	.....
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51	.....
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22	.....
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02	.....
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02	.....
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51	.....
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77	.....
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51	.....
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03	.....
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidraúlicas	7,81	5,86	.....
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02	.....
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02	.....
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21	.....
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21	.....
B-18	El fenómeno de *tensión-stiffening* en las estructuras mixtas	6,01	4,51	.....
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25	.....
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02	.....
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02	.....
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02	.....
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76	.....
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02	.....
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08	.....
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93	.....
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03	.....
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04	.....
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00	.....
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00	.....
	Comunicaciones al 1er Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25	.....
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00	.....
E-11	Diseño y utilización de Cimbras	26,25	21,00	.....
E-12	Manual de Tirantes	42,00	34,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03	.....
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05	.....
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75	.....
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03	.....
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54	.....
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23	.....
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00	.....
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00	.....
M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03	.....
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03	.....
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03	.....
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64	.....
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03	.....
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00	.....
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00	.....
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00	.....
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00	.....
M-10	Comprobación de un tablero mixto	25,63	20,50	.....
M-11	Utilización de árido reciclado para fabricación de hormigón estructural	25,63	20,50	.....
M-12	Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española	25,63	20,50	.....

TESIS DOCTORALES

Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02	.....
Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey	24,04	12,02	.....
El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de comprensión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03	.....
Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03	.....
Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03	.....
Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03	.....
Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03	.....
Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03	.....
Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03	.....
Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03	.....
Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03	.....
Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03	.....
Comportamiento estructural y criteros de diseño de los puentes con pretensado extradosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03	.....
Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03	.....
Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03	.....
Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03	.....
Shear Strength of Reinforced High-Strengh Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03	.....
Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03	.....
Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca - José Turmo Coderque	27,33	20,50	.....

REVISTA HORMIGÓN Y ACERO

Revista Nº	24,00	20,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias, conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad, podrán clasificarse como artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse, entre otros, a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras y sus materiales. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras y sus materiales, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos o ambientales de las mismas.

Además de los artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser, entre otras, comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etcétera.

La revista se imprime en blanco y negro, salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa, que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Sólo podrá solicitarse la publicación de artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

   En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

   – Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

– Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

– Declaración de la originalidad de la contribución comentada en el apartado 3 de estas Normas.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas según la estructura indicada en el apartado 5.8.

3. Texto de la contribución (**sin figuras**) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución es la siguiente:

– PARA ENVÍOS POSTALES:

Revista *Hormigón y Acero*
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n - Ciudad Universitaria
28040 - Madrid

– PARA ENVÍOS POR CORREO ELECTRÓNICO:

info@e-ache.net

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. EXTENSIÓN

Los artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de los artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. FORMATO DEL TEXTO

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

El texto no debe duplicar información o resultados incluidos en las tablas de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. GRÁFICOS, FIGURAS Y FOTOS

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deberán tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.

- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 ó 18 cm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

de anchura. Esta circunstancia deberá ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deberán ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deberán contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (*1*); la O y el cero (0): la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la revista hay, a disposición de los autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) Referencias a artículos publicados en revistas:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores, filiación de los autores y el texto.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas por al menos dos miembros del Comité de Redacción, ya sean Vocales o Asesores. En ocasiones, el Comité de Redacción podrá requerir para esta labor de revisión, la intervención de algún experto ajeno a él, que sea especial conocedor del tema tratado en el artículo.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación ésta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de Publicación", que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8. MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión, ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del Articulo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

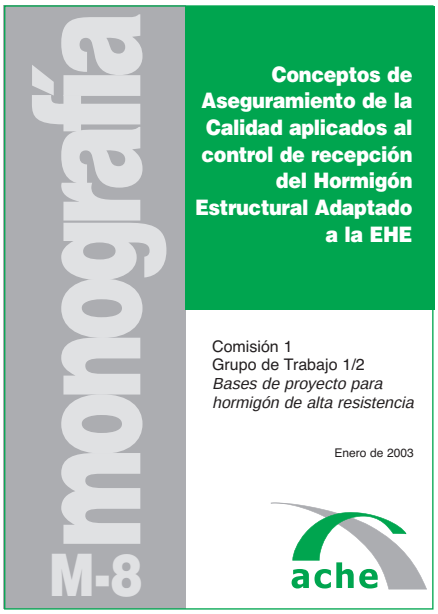
En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

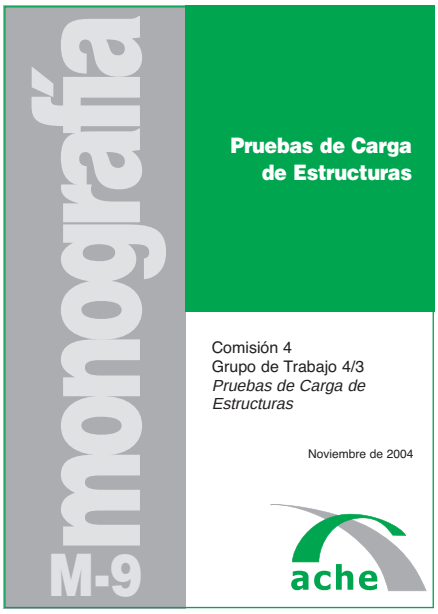
Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

ache

ÚLTIMAS MONOGRAFÍAS PUBLICADAS

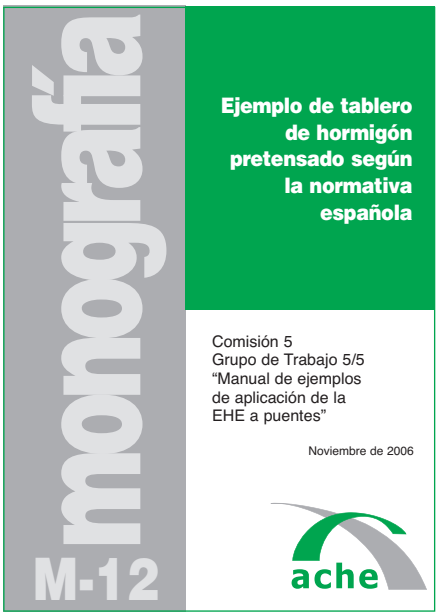
Véase listado de monografías publicadas y formulario de petición de publicaciones en páginas 104 y 105 de este mismo número











http://www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

Boletín de inscripción en ACHE

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

1. **Miembro Patrocinador**. Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

2. **Miembro Protector**. Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro peatonal ecepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso. 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

3. **Miembro colectivo**. Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

4. **Miembro personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.

5. **Miembro Menor de 30 años**- Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.

6. **Miembro Estudiante**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas de edad igual o menor que 30 años, admitiéndose también en esta categoría a los doctorandos en disfrute de una beca que hubiesen rebasado dicho límite de edad. Tiene los mismos derechos que el miembro persona, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre.....

NIF ..... Calle .....

Ciudad ..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax ..... E-mail .....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años) ..... (20 €)

☐ Menor de 30 ..... (40 €)

☐ Personal ..... (80 €)

☐ Colectivo ..... (187 €)

☐ Protector ..... (337 €)

☐ Patrocinador ..... (675 €)

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de .....

Agencia.....

Calle .....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma .....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular .....

NIF .....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control .....

Número cuenta .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2026



SOSTENIBILIDAD
DURABILIDAD
RESISTENCIA

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

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

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

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES

DELEGACIONES IECA

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

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

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/1/2026

Sumario

Carta del Director

REALIZACIONES Y PROYECTOS

Viaducto de Montabliz

Montabliz Viaduct
R. Villegas, M.J. Pantaleón, R. Revilla Angulo y P. Olazábal

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

Influencia del empleo de vigas planas y del tipo de hormigón en el diseño óptimo de pórticos de edificación

Influence of the use of different types of beams and concrete grades in the design of optimized reinforced concrete building frames
I. Payá-Zaforteza, F. González y V. Yepes

Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado

An objective seismic damage index to evaluate the reinforced concrete buildings performance
J.C. Vielma, A.H. Barbat y S. Oller

Sistema de control de resistencias durante la ejecución mediante la medida de la velocidad de ultrasonidos

Ultrasonic pulse as control system of strength during construction
J.L. Henry, A. Aguado y L. Agulló

Efecto de la forma y el tamaño de la probeta en la resistencia a compresión en hormigón de alta resistencia

Shape and size effects of the specimens on the compressive strength of high-strength concrete
J. Rodríguez, J. Ruiz y G. Ruiz

Comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado de ductilidad limitada

Seismic behaviour of restricted-ductility reinforced concrete buildings
J.C. Vielma, A.H. Barbat y S. Oller

Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

Secretaría: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria - 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02 ♦ **N.I.F.:** G-28813442

Documento descargado de www.e-ache.com el 14/11/2020