HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | enero - marzo 2009 | Volumen 60 - nº 251

Teatros del Canal | Madrid

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

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.:928.46.38.08 - 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.:914.01.41.13 - 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 04/12/2025

Foto de portada: Teatros del Canal.

HORMIGÓN y ACERO

enero - marzo 2009 | Volumen 60 - nº 251

REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

Hormigón y Acero fue constituida en 1950 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 1950 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.

CONSEJO EDITORIAL:

Director:
Luis Mª Ortega Basagoiti (Geocisa)

Editor Jefe:
José Manuel Ráez Cano (Scidoc)

Secretario:
Gonzalo Arias Hofman (Ines Ingenieros)

VOCALES:

Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados, Madrid)
Jaime Fernández Gómez (Intemac, Madrid)
Jaime C. Gálvez Ruiz (Etsi Caminos- UPM, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (Fcc Construcción, Madrid)
David Izquierdo López (Construcciones Sando, Madrid)
Francisco Morán Cabré (Instituto E. Torroja - Csic, Madrid)
Antonia Pacios Álvarez (Etsi Industriales - UPM, Madrid)
Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)
Julio Vaquero García (Ipac, Madrid)

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:

Antonio Aguado de Cea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
José Mª Arrieta Torrealba (Proes, Madrid)
Juan Carlos Arroyo Portero (Clter, Madrid)
Miguel Ángel Astiz Suárez (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Alex Barbat Barbat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento, Madrid)
David Fernández-Ordóñez Hernández (Prefabricados Castelo, Madrid)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)
Enrique González Valle (Intemac, Madrid)
Javier León González (Fhecor, Madrid)
José Antonio Llombart Jaques (Eipsa, Madrid)
Antonio Marí Bernat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferrovial Agromán, Madrid)
Jesús Rodríguez Santiago (Dragados, Madrid)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno, Madrid)
José Mª de Villar Luengo (Torroja Ingeniería, Madrid)

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

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

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

Depósito Legal: M-853-1958
ISSN: 0439-5689
Diseño: Walter Lance
Imprime: Invoprint, S.L.

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

SUMARIO

C O N T E N T S

5 | Carta del Presidente

6 | Carta del Director

REALIZACIONES Y PROYECTOS

9 | Proyecto y construcción de la estructura de los Teatros del Canal, Centro de las Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid
Structural design and construction for the "Teatros del Canal", Madrid Centre for the Performing Arts
J. Martínez Calzón y Á. Serrano Corral

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

37 | Análisis de acciones de viento en edificios singulares. Aplicación al Hotel Vela de Barcelona
Wind action analysis in outstanding buildings. Case study of Hotel Vela at Barcelona
M. Ortega Cornejo, L.M. Lacoma Aller y D. M. Holman

65 | Vulnerabilidad sísmica de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares
Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings with waffled slabs
R. Moreno González, A.C. Aparicio Bengoechea, Ll. Pujades Beneitt y A.H. Barbat Barbat

77 | Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al EC-2 y EC-8
Determination of seismic damage thresholds of reinforced concrete framed buildings designed according to EC-2 and EC-8
J.C. Vielma, A. Barbat y S. Oller

SUMMARIES

89 | *Structural design and construction for the "Teatros del Canal", Madrid Centre for the Performing Arts*
J. Martínez Calzón y Á. Serrano Corral

90 | *Wind action analysis in outstanding buildings. Case study of Hotel Vela at Barcelona*
M. Ortega Cornejo, L.M. Lacoma Aller y D. M. Holman

91 | *Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings with waffled slabs*
R. Moreno González, A.C. Aparicio Bengoechea, Ll. Pujades Beneitt y A.H. Barbat Barbat

92 | *Determination of seismic damage thresholds of reinforced concrete framed buildings designed according to EC-2 and EC-8*
J.C. Vielma, A. Barbat y S. Oller

RINCÓN DE ACHE

93 | IV Congreso de ACHE. Congreso Internacional de Estructuras

95 | La ingeniería estructural y el dominio de la forma

125 | Entrega de medallas ACHE

129 | Links entre las artes

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

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

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

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

ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

ASOCIACIÓN PARA LA PROMOCIÓN TÉCNICA DEL ACERO (APTA)
Paseo de la Castellana, 135 - 3º B
28046 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 Cort" s, 19 - 1º Dcha
39003 SANTANDER

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES
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. Camino de Santiago, 50
28050 MADRID

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

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

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 BARCELONA

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

HORMIPRESA
HORMIPRESA
Ctra. Igualada, s/n.
43420 STA. COLOMA QUERALT (TARRAGONA)

IECA
C/ Jos" Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

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

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

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

PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.
Ctra. de la Estación. s/n
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)

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 04/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

AEFACER
acesa abertis
ANFOR Anclajes y Formaciones en Roca, S.L.
armatek Sistema Constructivo
ARPO Empresa Constructora, S.A.
BBR PTE
BIS Consultors Arquitectes
VSL
CTT Stronghold
CALTER ingeniería
Grup Ciments Molins
Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas
Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Girona
Col·legi d'Arquitectes de Catalunya
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA Trefilería
Eptisa Grupo EP
ESTEYCO
ferrovial AGROMAN
FH Ingenieros Fernandez y Hernandez Ingenieros, S.L.L.
Formigons Girona, S.A.
FR&A
Florentino Regalado & Asociados ingeniería y proyectos
Freyssinet
Fundación Agustín de Bertancourt
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
G.O.C.
GRACE
idom
ines ingenieros consultores
Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas IPAC
itc Grupo Atisae Instituto Tecnico de la Construccion S.A.
Julián Arumí, S.L. Prefabricados de Hormigón
MAPEI
mecanoGumba
MeKano4 MK4
OHL
PACADAR
PERI Encofrados Andamios
prefabricados Castelo
prevalesa Prefabricados de Hormigón
PROES
Pujol Prefabricados de Hormigón www.pujolweb.org
Reparaciones Tecnicas del Hormigon
SEIS
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 04/12/2025

Carta del presidente

Queridos miembros de ACHE, queridos amigos,

Como ya sabréis, coincidiendo con el IV Congreso de ACHE celebrado el Valencia, tuvieron lugar las elecciones que han conducido a la renovación parcial del Consejo de nuestra asociación. Hay que destacar la participación creciente de los socios en las sucesivas convocatorias electorales. Por ello, quiero en primer lugar, agradecer a los socios su participación en las actividades de nuestra asociación y, sobre todo, el apoyo y la confianza que han depositado en el nuevo Consejo para seguir trabajando por el desarrollo de ACHE durante los tres próximos años.

Desde estas líneas quiero dar las gracias, en nombre de todos los que integramos el Consejo de ACHE, a los compañeros que lo dejan tras seis años de excelente trabajo y dedicación. Se trata de Javier Asencio, José Manuel Gálligo, Juan Carlos López Agüí, Julio Martínez Calzón y Fernando Rodríguez.

Y personalmente quiero agradecer a mis compañeros del consejo el que me hayan elegido presidente. Lo hago consciente de la responsabilidad que esto supone y con la determinación de no defraudar su confianza. Son muchos los motivos, tanto personales como profesionales, que hacen que me sienta profundamente honrado al ocupar la presidencia de ACHE.

La tarea que tenemos por delante, aunque exigente, está bien definida, porque los objetivos de ACHE siguen siendo los mismos de siempre: impulsar el hormigón estructural en todos sus aspectos mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, pre-normalización, ayuda al ejercicio profesional y divulgación.

La base de todo este trabajo reside, como no puede ser de otra manera, en los miembros de ACHE que forman parte de los más de veinticinco grupos de trabajo que están activos de forma continuada, los que trabajan para que esta revista llegue a sus manos, o todos los que colaboran y participan en las Jornadas que programamos, que buscan siempre el máximo interés de los asistentes. Toda esta labor la desarrollan de un modo admirable y con una entrega que merece ser destacada, de ahí que en esta primera carta como presidente quiera darles las gracias, en nombre de ACHE, por el excelente trabajo que generosamente realizan.

En los próximos años seguiremos trabajando en el mantenimiento de los convenios de colaboración que tenemos suscritos, tanto nacionales como internacionales, procurando ampliarlo en la medida de lo posible. De igual forma fomentaremos la apertura de ACHE a nuevos profesionales, favoreciendo en particular la participación de los más jóvenes, y también procuraremos incrementar la vertiente internacional de nuestras actividades.

Un aspecto al que prestaremos una especial atención es el que tiene que ver con nuestra página web. En estos últimos tres años hemos progresado bastante en su desarrollo y durante los próximos debemos consolidarla hasta conseguir que se convierta, de un modo natural, en la principal herramienta de gestión y difusión de ACHE. Lo hacemos con el convencimiento de que facilitará y promoverá una comunicación más fluida entre todos los miembros.

Todo esto supone un empeño que asumimos con ilusión. Esperamos también vuestras sugerencias e iniciativas para que ACHE pueda satisfacer las expectativas que todos depositamos en ella. Sabemos que, como siempre, contamos con el apoyo y el trabajo de los miembros de ACHE, lo cual constituye el estímulo que nos anima a afrontar nuevos retos.

No quiero terminar sin agradecerles profundamente la confianza que depositan en nuestra asociación.

Un saludo,

Luis M. Viartola Laborda
Presidente de ACHE

Volumen 60, nº 251, 5-5 | enero-marzo 2009 | ISSN: 0439-5689

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

Carta del director

Un cambio de imagen y varios pasos hacia el indexado

Querido lector:

Supongo que lo primero que te habrá llamado la atención al recibir este nº 251 de nuestra revista es el cambio total de apariencia de la misma. Una vez decidida por el Consejo de Ache la adopción de la nueva imagen corporativa para la asociación (presentada durante el congreso del pasado mes de noviembre en Valencia) resultaba obligada la modificación de Hormigón y Acero.

Esta circunstancia ha coincidido en el tiempo con otros cambios que ya anunciaba en mi carta del nº 247, al señalar la necesidad de satisfacer determinados requisitos que establecen las bases de datos internacionalmente reconocidas con medición del índice de impacto (algunos de ellos como imprescindibles y otros como altamente recomendables) para admitir una publicación en su selecto club. Anunciaba entonces que en aquel número se incorporaban ya algunos de tales cambios y que más adelante vendrían otros de los que iría dando cumplida cuenta.

En primer lugar se ha modificado el reglamento de funcionamiento de nuestra revista, creando un Consejo Editorial y un Consejo Asesor Científico e incorporando la figura del Editor-jefe, en un intento firme de incrementar la calidad editorial de la publicación, al ser ésta un índice fundamental de la calidad de una revista científica[1].

Además, se ha iniciado el proceso de internacionalización con diferentes vertientes: por un lado se han incorporado ya dos personas no españolas (a las que se unirán otras en los próximos meses) al Comité Asesor Científico; por otro, desde este mismo nº 251 se inicia la publicación de resúmenes amplios en inglés (600-800 palabras) de los artículos incluidos en la revista, agrupándolos en una sección de "Summaries" al final de la misma. Con estos resúmenes amplios en inglés se pretende cubrir un posible vacío de visibilidad de lo publicado en Hormigón y Acero en las bases de datos anglosajonas, para las cuales la mera traducción al inglés del breve resumen publicado en español con el artículo, puede resultar insuficiente.

Está previsto que la FECYT ponga en marcha dentro de poco tiempo la segunda convocatoria de su programa de evaluación voluntaria de la calidad de revistas científicas españolas. Es propósito del Consejo Editorial que nuestra publicación se presente a esa evaluación, por cuanto en ella se pasa revisan las exigencias de calidad de las bases de datos internacionales. Aunque el pasar con buenos resultados este examen no garantizaría que posteriormente Hormigón y Acero fuera indexada por esas bases de datos internacionales, siempre ayudaría en la preparación de la publicación de cara a solicitar su inclusión en ellas.

En cualquier caso, desde el propio Consejo Editorial se está realizando un proceso de autoevaluación con el firme propósito de solicitar formalmente el indexado en el segundo semestre de 2009.

Otra cuestión, en cierta medida conectada con todo lo anterior, es la relacionada con todo lo que se refiere a "visibilidad" de lo publicado en Hormigón y Acero. Para incrementar ésta, se ha comenzado a actuar en una triple vertiente.

---

[1] FECYT (Fundación española para la ciencia y la tecnología): *"La edición de revistas científicas: directrices, criterios y modelos de evaluación"*, Granada, noviembre 2006, 59 a 63.

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

En primer lugar se está revisando en qué bases de datos está recogida la información de lo que se publica en la revista, para posteriormente solicitar que se incluya Hormigón y Acero en aquellas Bases de Datos de universidades españolas o extranjeras en las que no estuviera ya incluida y se considere que deberíamos aparecer.

En segundo término y en colaboración con el Director de la página web de Ache se va a proceder a modificar y actualizar toda la información relativa a Hormigón y Acero incluida en dicha web. Dentro del marco de esa modificación y actualización, está previsto que en el plazo más breve posible se facilite el acceso a los artículos publicados en la revista, en formato digital. Se comenzaría por poner a la libre disposición de la comunidad científico técnica los artículos de los 10 últimos años para, progresivamente, ir completando la cobertura hasta alcanzar los 60 años de nuestra historia. Únicamente se establecería un periodo de embargo o carencia para los artículos de más reciente publicación, del cual quedarían excluidos los artículos centrales de cada número, que se seguirían colgando en la web para acceso público, como hasta ahora, inmediatamente después de su publicación en forma impresa.

Por último, se dará la posibilidad, fundamentalmente destinada a bibliotecas, universidades, organismos de investigación, etc., de suscribirse a la revista sin necesidad de hacerse miembros de Ache, lo que se estima redundará en una mayor difusión de Hormigón y Acero y sus contenidos en esos ámbitos.

Esperamos que todos estos pasos contribuyan a que, como ya comentaba hace cinco años, se cumpla el objetivo esencial y único de *lograr que nuestra revista responda a lo que nuestros asociados esperan de ella.* Han sido bastantes los arquitectos e ingenieros, vinculados al mundo académico o del I+D+i, que nos han ido preguntando en los últimos años si Hormigón y Acero estaba incluida en tal o cual base de datos. Por nuestra parte, como queda expuesto, estamos en la mejor disposición para lograr que el esfuerzo de nuestros autores se pueda ver recompensado por el reconocimiento como mérito a todos los efectos de lo publicado en estas páginas. Pero para ello resultará vital que muchos de nuestros lectores den el paso adelante para convertirse en autores de artículos y colaboraciones de calidad que puedan ser incluidos en nuestra publicación.

Por ello reitero mi invitación a todos los lectores, ya formulada en 2008, a colaborar en este esfuerzo colectivo, tanto enviándonos ideas sobre todo aquello que se considere que puede enriquecer el proceso de mejora emprendido, como, sobre todo, contribuyendo con la aportación de artículos a hacer realidad este reto de calidad que nos hemos planteado para Hormigón y Acero.

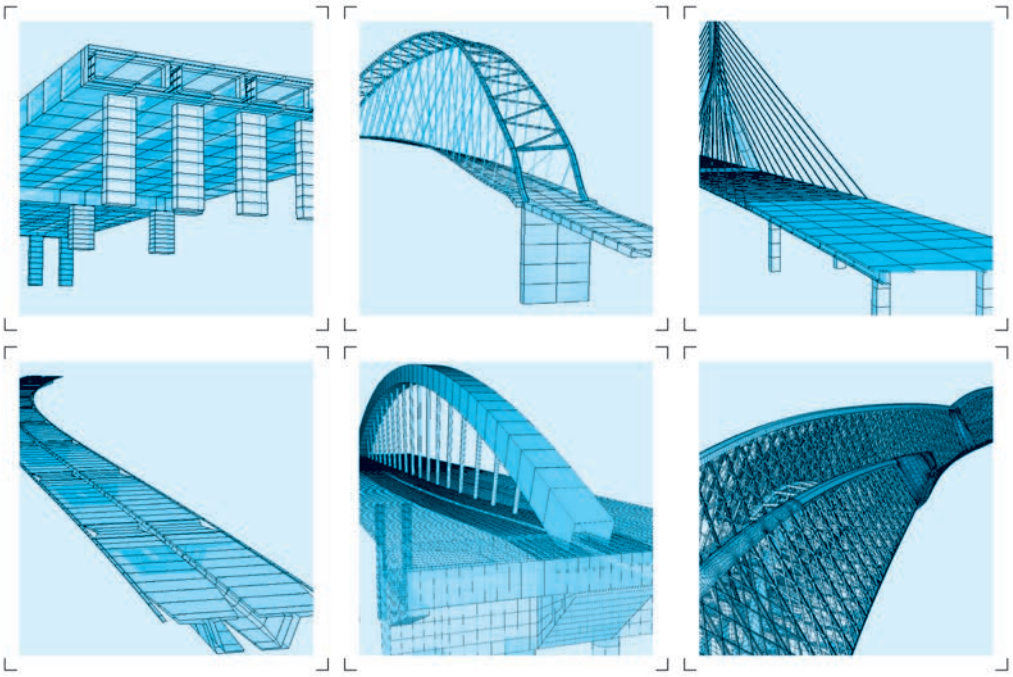
marzo de 2009

Luis Mª Ortega Basagoiti
Director de Hormigón y Acero

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

SOFiSTiK
FINITE ELEMENT SOFTWARE

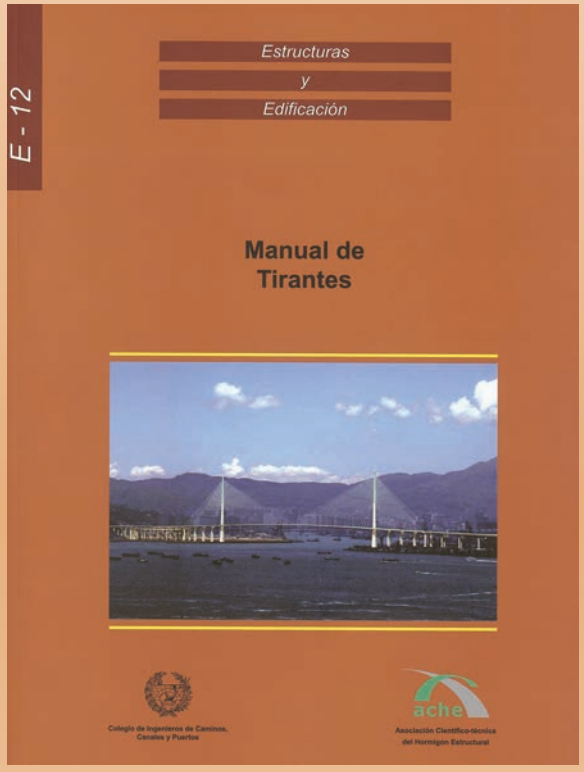
Bridge Design



- Graphical and Parametric Modeling
- Axis-Based Geometry Concept
- 3D Internal and External Tendon Geometry for Beams and Shells
- Construction Methods (ILM, BCM, FCM), Time Dependent Effects, Pre-Camber, Cable Forces
- Library of Load Models with Traffic Loader
- Influence Lines and Surfaces
- High-Performance Solvers (Iterative, Parallel)
- Integrated Design (EC, BS, AASHTO, AS, EHE)
- Moving Load Dynamics, Seismic Analysis, Nonlinear Calculations, Dynamic Wind, CFD

www.sofistik.es · sofistik@calter.es

CALTER ingeniería



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 04/12/2025

Proyecto y construcción de la estructura de los Teatros del Canal, Centro de las Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid

Structural design and construction for the "Teatros del Canal", Madrid Centre for the Performing Arts

Julio Martínez Calzón[1] **y Álvaro Serrano Corral**[2]

Recibido | *Received:* 06-11-2008
Aceptado | *Accepted:* 10-12-2008

Resumen

Se describe el proyecto y construcción de la estructura del Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid, Teatros del Canal, del arquitecto Juan Navarro Baldeweg. Esta estructura se compone de tres edificios: dos teatros y un centro coreográfico con estructuras de hormigón armado y pretensado, metálicas y mixtas. Los edificios se caracterizan por tener su estructura colgada de las zonas superiores mediante pantallas y losas en voladizo, de hormigón pretensado, de hasta 18 m. El proyecto de una estructura evolutiva de esta magnitud lleva aparejado la utilización de sistemas especiales de análisis que, igualmente, se describen a continuación.

Palabras clave: teatro, hormigón pretensado, pantallas, estructura colgada, estructura mixta, fachada, postproceso.

Abstract

In the article, the structural project and construction of the Teatros del Canal, Madrid Centre for the Performing Arts, designed by architect Juan Navarro Baldeweg, are described. The building can be divided in three pieces: two theatres and a choreographic centre with reinforced and prestressed concrete, composite and steel structures. The buildings have a hung structure from the upper zones by means of walls structure. They also have prestressed concrete slabs cantilevering until 18 m. The structural project of this kind of structures needs the use of special analyses systems that are also described.

Key words: *theatre, prestressed concrete, shear walls, suspended structure, composite structure, façade, postprocessing.*

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director. MC2 Estudio de Ingeniería (Madrid, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* alvaro.serrano@mc2.es

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

1. INTRODUCCIÓN Y ASPECTOS GENERALES

Los Teatros del Canal se sitúan en Madrid, en la confluencia de las calles Bravo Murillo y Cea Bermúdez, ocupando un solar de 8750 m^2 antiguamente utilizado por el Canal de Isabel II (compañía suministradora del agua en Madrid) como almacén y taller.

El edificio surge como una necesidad de la ciudad de Madrid, que requería un espacio escénico adecuado, moderno y funcional para poder acoger a las más exigentes producciones teatrales, y es el resultado de un concurso restringido, convocado en junio del año 2000 por la Comunidad de Madrid, con el patrocinio del Canal de Isabel II.

De este concurso salió ganadora, por unanimidad, la propuesta del arquitecto cántabro Juan Navarro Baldeweg, que contó con MC2 Estudio de Ingeniería para llevar a cabo el proyecto estructural necesario para desarrollar su diseño arquitectónico [1].

En el año 2002, la obra civil del edificio fue adjudicada a la UTE formada por las empresas Dragados (entonces ACS) y OHL. Posteriormente, para realizar el equipamiento escénico de los teatros, a estas dos empresas se uniría la firma ThyssenKrupp Elevadores.

El concepto arquitectónico del proyecto se basaba en crear un hito artístico y arquitectónico, "rico formalmente y con una vitalidad intrínseca que hiciera brillar y animara la encrucijada de las calles Bravo Murillo y Cea Bermúdez", al decir de Juan Navarro Baldeweg, y que además se abriera a las extensas zonas verdes que se sitúan a su frente (Fig. 1).

1. INTRODUCTION AND GENERAL ASPECTS

The Teatros del Canal building, is located in Madrid, in the confluence of the streets Bravo Murillo and Cea Bermúdez, occupying a plot of 8750 m^2 formerly used by the Canal de Isabel II (water supplying company in Madrid) like warehouse and factory.

Madrid has for many years lacked a modern and functional centre for the performing arts and in the majority of occasions the city has had to resort to nineteenth century theatres of great architectural merit but offering little in the way of comfort, functionality, visibility and acoustics or even location for the more demanding theatre productions of the present and future.

In order to overcome this shortfall and obtain a comfortable, modern and functional centre, the Comunidad de Madrid (Madrid Regional Council), put out to restricted tender in June 2000 a project for the Teatros del Canal (Canal Theatres) Centre for the Performing Arts.

The successful tender by unanimous vote was the project presented by the architect Juan Navarro Baldeweg who entrusted MC2 Estudio de Ingeniería with the preparation of the audacious structural project necessary to implement the architectural design [1].

In 2002, the civil works of the building was adjudged to the Joint Venture formed by Dragados (then ACS) and OHL. Later, the ThyssenKrupp Elevadores company joined the aforementioned firms to assemble the stage equipment of the theatres.

The architectonic concept of the project was based on creating an artistic and architectonic, "formally rich and with an

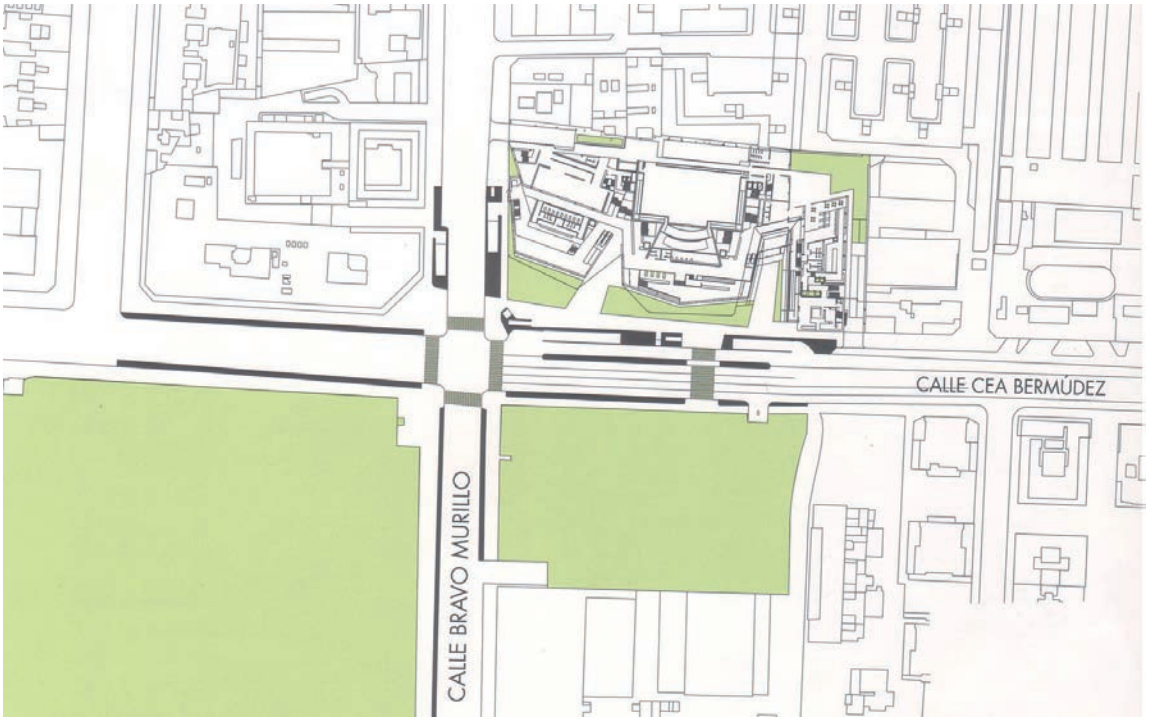


Figura 1. Situación y entorno del edificio.
Figure 1. Situation and surroundings of the building

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

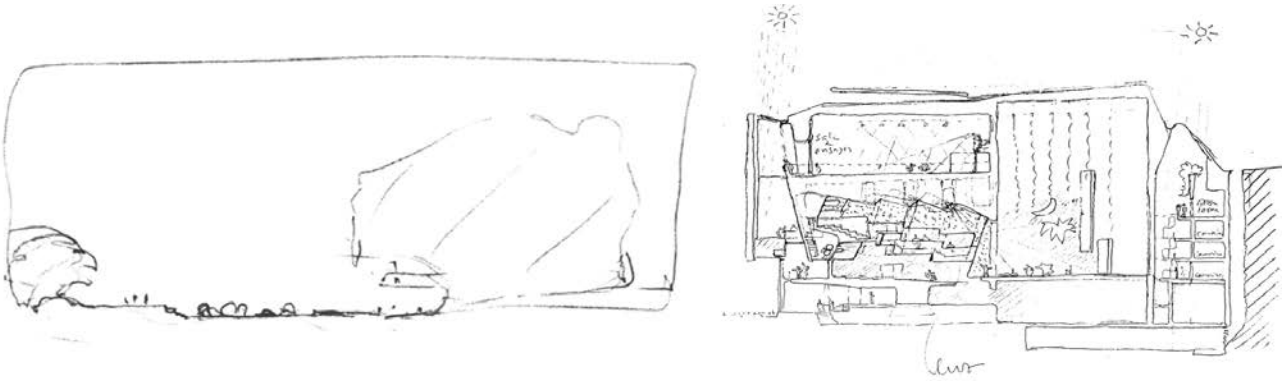


Figura 2. Conceptos iniciales del proyecto arquitectónico.
Figure 2. First architectural concepts.

La funcionalidad del edificio, dedicado a la actividad teatral, exigía integración y segregación. La vida urbana debía sentirse atraída por la actividad teatral, y a la vez, debía plantearse una cierta discontinuidad para proteger el núcleo de la obra, que por naturaleza, resulta ajeno, en gran medida, a la realidad ciudadana circundante [2].

Esta última dicotomía se formalizó mediante la integración y continuidad de la calle en el nivel de las plantas bajas de acceso; y la segregación, por elevación en altura del resto del programa arquitectónico, que llevaba consigo la transparencia y continuidad del espacio público en el interior del edificio, y que invita a la participación al viandante, pero siempre resguardando el centro de la actividad teatral en un nivel superior (Fig. 2).

Estas decisiones conceptuales implicaban una compleja interrelación entre volúmenes edificatorios y vacíos, que se traduciría posteriormente en un proyecto arquitectónico fuertemente imbricado en la estructura resistente que lo soporta [3] (Fig. 3).

intrinsic vitality landmark that made shine and animated the Bravo Murillo and Cea Bermúdez streets confluence", according to Juan Navarro Baldeweg's words, and in addition opened itself to the extensive green zones located at its front (Fig. 1).

The functionality of the building dedicated to the theatre activity, demanded integration and segregation. The urban life had to feel attracted by the theatre activity, and simultaneously, had to consider a certain discontinuity to protect the nucleus of the work, that by its nature is not connected with the surrounding urban reality [2].

This circumstance was formalized by means of the integration and continuity of the street in the access ground level; and the segregation, by the elevation on height of the rest of the architectonic program. Then, this forced the transparency and continuity of the public space inside the building that invites the citizen to its participation, but always protecting the centre of the theatre activity in an upper level (Fig. 2).

These conceptual decisions implied a complex interrelation between the building volumes and empty spaces, that later

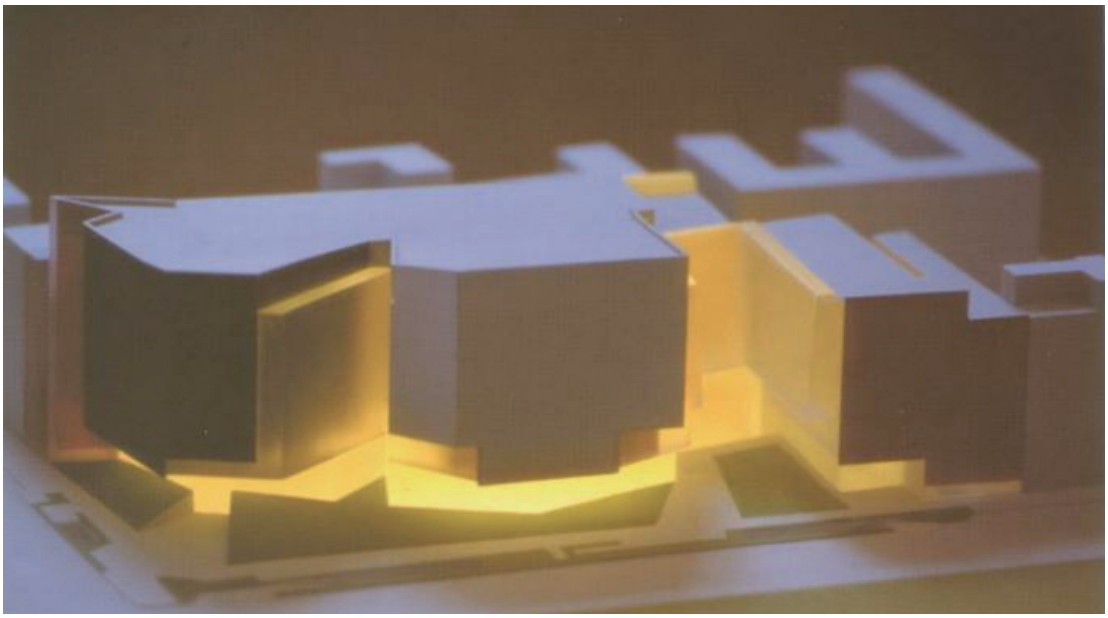


Figura 3. Primera maqueta del proyecto.
Figure 3. Architectural model.

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

Figura 4. Imagen virtual de los edificios: Teatro Configurable, Teatro Principal y Centro Coreográfico (de izquierda a derecha)

Figure 4. Infography of the buildings: Configurable Theatre, Main Theatre and Choreographic Centre (from left to the right).

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO

El edificio se compone de tres piezas bien diferenciadas funcionalmente por el objeto de su uso, y arquitectónicamente por los volúmenes que dichas piezas generan y los espacios intermedios que las mismas determinan [5]; asimismo, estos volúmenes son independientes estructuralmente. La superficie construida es de 35.520 m^2 de los que son útiles aproximadamente 29.400 m^2 (Fig. 4).

El Teatro Principal constituye el volumen central del edificio. Consiste en un gran escenario de 40 m de ancho y 20 m de fondo de escena, y una sala para 850 espectadores situados en dos niveles. El foso de orquesta, usualmente cerrado, dispone de una plataforma móvil que permite, en caso necesario, acoger a una orquesta de hasta 80 músicos. Sobre esta sala principal, el teatro cuenta con una amplia zona de ensayos de 28 x 25 m^2 completamente diáfana.

Una segunda sala de carácter polivalente, denominada Teatro Configurable, se sitúa adyacente al Teatro Principal. Este espacio se ha diseñado para poder configurarse espacial y artísticamente con total libertad en función del espectáculo que se represente en cada momento. Dispone de techo y suelo técnicos, que permiten situar el escenario en el centro de la sala o en posición frontal y distribuir a los espectadores en la forma que más convenga al espectáculo mediante el uso de gradas telescópicas. Su aforo puede variar entre 450 y 725 personas (Figs. 5 y 6).

El acceso, tanto al Teatro Principal, como al Teatro Configurable, se realiza por el nivel de calle, que en la idea

would lead to an architectonic project strongly overlapped with its resistant structure [3] (Fig. 3).

2. GENERAL DESCRIPTION

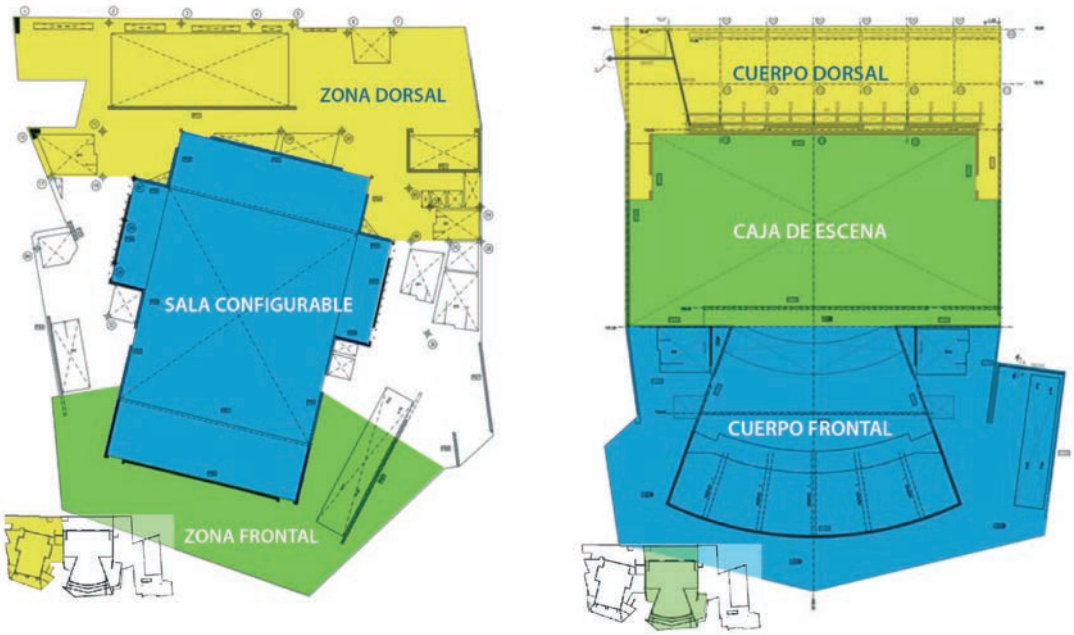
The building is composed of three areas which are clearly differentiated both in terms of use and architecture, by the forms of the buildings and the intermediate areas defined by the same. These volumes are structurally independent. The total built area is 35.520 m^2 with 29.400 m^2 being usable space.

The Main Theatre forms the central part of the building and has seating for 850 spectators set on two levels and a 40 m wide and 20 m deep stage. The orchestra pit, usually closed, is equipped with a moving platform to house up to 80 musicians. A broad and complete open plan rehearsal area of 28 x 25 m^2 is set over the main theatre.

A second multi-purpose hall, called Configurable Theatre, has also been built which may be freely configured to suit the performance. This theatre area has technical floor and ceiling which allow the movement of the stage into the centre of the theatre or in a frontal position and to distribute the audience in different seating arrangements by means of telescopic or sliding stalls which, in accordance with arrangement, may seat between 450 and 725 spectators (Figs. 5 y 6).

The access, in both theatres, is made at the street level, that in the previously mentioned architectonic concept, is an open and permeable space, without supports nor other ele-

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



Figuras 5. Plantas esquemáticas de los Teatros Configurable (izq.) y Principal (dcha.). *(Tomado de [4]).*
Figure 5. Schematic plants of the Configurable Theatre (left) and Main Theatre (right) (From [4]).

arquitectónica anteriormente expuesta, es un espacio abierto y permeable, sin soportes ni otros elementos que supongan una discontinuidad en la percepción del espacio. De este modo los techos de estos ámbitos son unos grandes voladizos, que aparentan estar únicamente apoyados en el fondo opuesto a la entrada.

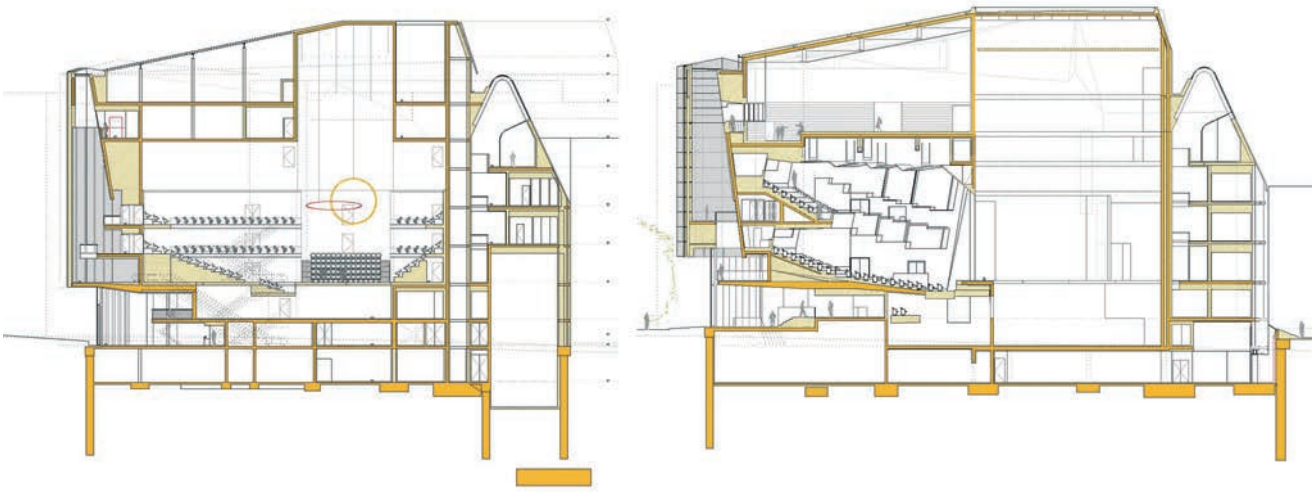
La tercera componente del edificio consiste en un Centro Coreográfico, dedicado al desarrollo y promoción de la danza como expresión artística, con 12 salas de baile, aulas, estudios, camerinos, salas de entrenamiento, una unidad de documentación y una oficina para la promoción y difusión de la danza.

Estas tres zonas están unidas en su parte dorsal por una zona común de servicios, que permite la utilización de

ments that migth suppose a discontinuity in the perception of the space. In this way the ceilings of these zones are great cantilever slabs, which pretend to be solely supported at the opposite zone to the entrance.

The third section of the building is formed by the Choreographic Centre which is dedicated to the development and promotion of dance as a performing art, with its dance rooms, classrooms, studios, dressing rooms, rehearsal areas, document department and dance promotion office.

These three areas are connected at the rear by a common service area which allows the individual or combined use of the halls; and in its lower part by an underground level shared by the three pieces with parking uses, warehouse, factories and other dependencies.



Figuras 6. Secciones esquemáticas de los Teatros Configurable (izq.) y Principal (dcha.).
Figure 6. Schematic sections of the Configurable Theatre (left) and Main Theatre (right).

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

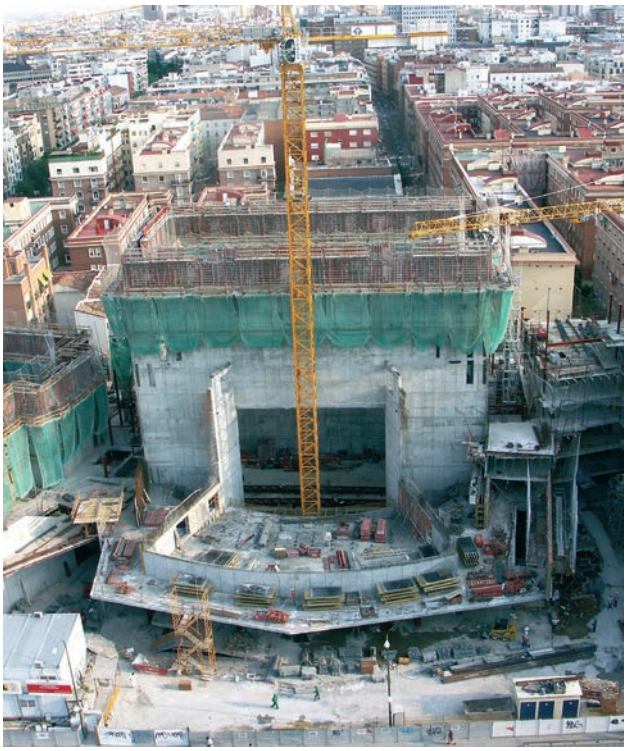


Figura 7. Imagen de la estructura colgada del Teatro Principal en construcción.
Figure 7. Main theatre hung structures under construction.

las salas de forma individual o conjunta; y en su parte inferior por un nivel de sótanos que comparten las tres piezas con usos de aparcamiento, almacén, talleres y otras dependencias.

Exteriormente el edificio está rodeado por una piel de vidrio laminar especial con una textura formada por pequeñas pirámides, de manera que el reflejo de la luz solar, se perciba como el brillo del terciopelo del telón de los teatros. Esta fachada de vidrio está colgada de las zonas superiores de la construcción.

Igualmente, la zona dorsal de servicios cuenta con un lucernario que proporciona luz natural a dicha zona y da una mayor dignidad a estos espacios interiores alejados del público.

3. TIPOLOGÍA Y DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

El proyecto arquitectónico planteado para el edificio, presenta una gran complejidad de formas que exige soluciones estructurales de tipo singular en un número muy importante de casos.

Por su tipología estructural se puede separar la parte correspondiente a los teatros de la correspondiente al Centro Coreográfico.

Ambos teatros se han diseñado con una solución estructural similar y homogénea consistente en grandes pantallas y losas macizas de hormigón armado en general,

The building is externally enclosed by curtain walling suspended from the upper parts of the construction.

The rear service area is fitted with a skylight which provides natural light to the area and offers a dignified presence to these internal areas far from the public.

3. STRUCTURAL TYPE AND DESCRIPTION

The *architectonic project for the building has a great complexity of forms that demands singular structural solutions in a very important number of cases.*

The structural type of the arts centre may be separated into that of the theatres and that of the Choreographic Centre.

Both theatres have been designed with a common structural solution consisting of large shear walls and slabs of reinforced concrete, together with prestressed concrete in the large cantilevers at the front of the building. The structure is completed with reinforced concrete columns (on the lower floors), steel columns (in the upper floors), and composite self-bearing trusses, girders and beams which cover the large open areas of the stage houses and stalls which were built without the need for temporary supports and at great height above floor level. All the stage machinery is suspended from this cover framework.

3.1. Main Theatre

The Main Theatre, at street level, is envisaged as a prolongation of the outer public space and the transparency of the glass curtain walling subsequently required a complete absence of supports in the facing area at this ground level. This arrangement implies that the organization of the vertical concrete walls extending from those forming the stage house, are shorter at the bottom than at the top (Fig. 7).

This then leads to a projecting type arrangement and in the stalls, amphitheatre and foyer these move outwards in the form of large cantilevers and are connected to the rear of the screen walls which are, in turn, connected and stabilized by the walls enclosing the stage house.

The upper grandstand in the amphitheatre are structurally configured as a large box section beam, where the upper flange, corresponding to the area of seating, slopes until meeting the lower horizontal flange which, in turn, serves as the roof to the rear section of the stalls. This frees the entire lower area with a span of 34 m and rests on the lateral screen walls from which the previously mentioned slab is suspended.

These walls that support, mainly, the frontal projection of the building, are in addition to structural elements, architectural elements of lateral closing of the volume that surrounds the stalls, taking advantage of the architectonic form of the building in order to integrate the resistant structure on it. Nevertheless this circumstance has the servitude of which this structure must respect the functionality of the

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

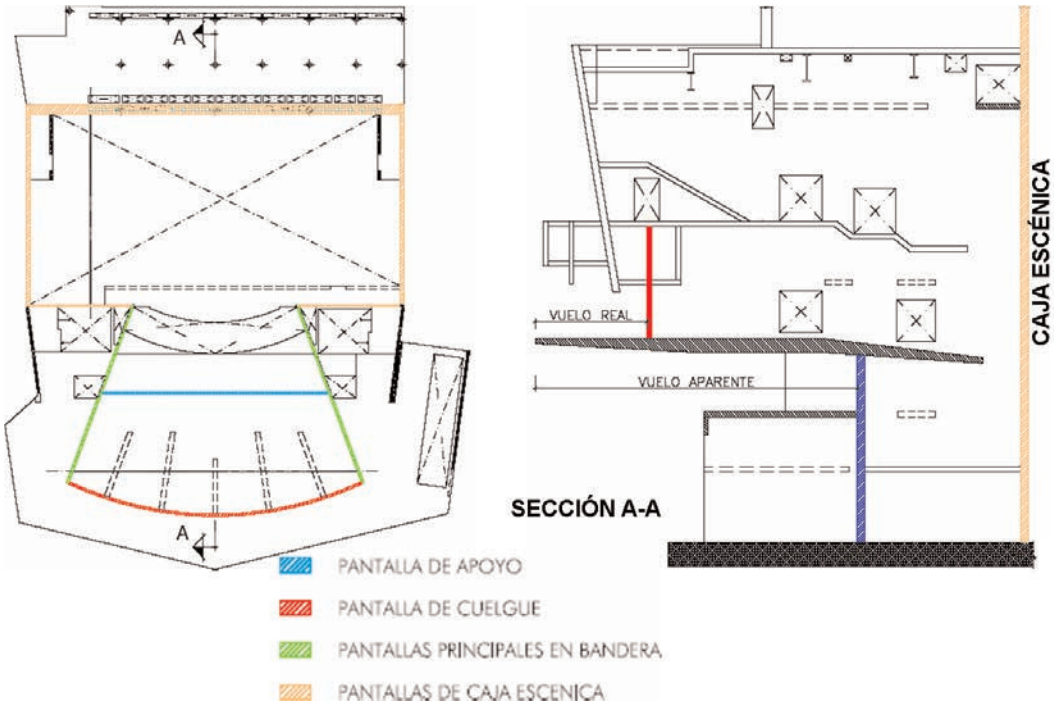


Figura 8. Esquema de la estructura colgada del Teatro Principal.
Figure 8. Main theatre hung structures scheme.

y pretensado en los grandes voladizos del frente del edificio, y en los vanos de gran luz. Esta estructura fuertemente entrelazada de losas y pantallas de hormigón armado y pretensado resulta muy adecuada para resistir tanto las acciones verticales, como las horizontales correspondientes no sólo a viento, sino también a los efectos de cuelgue de la maquinaria escénica de los teatros.

La estructura se completa en las zonas intermedias con pilares de hormigón armado (en las plantas inferiores) y metálicos (en las superiores); y por importantes vigas, celosías y entramados mixtos autoportantes, que permiten cubrir los grandes espacios de las cajas escénicas y las salas sin necesidad de apeos durante su construcción, que se realiza a gran altura; asimismo, de estos elementos cuelga toda la maquinaria escénica necesaria para el funcionamiento de los teatros.

3.1. Teatro Principal

En el Teatro Principal, la entrada a las salas se efectúa a unos 6 m por encima de la cota de la calle, y la exigencia, ya mencionada, de una completa ausencia de soportes en el nivel de acceso, implica que el conjunto de pantallas verticales de hormigón que nacen de las perimetrales que rodean la caja escénica tienen menor longitud en el nivel inferior que en los superiores, dando una configuración general a estas pantallas en forma de "pescante" o "en bandera" (Fig. 7).

Esta disposición provoca que, estructuralmente, tanto el patio de butacas, como el anfiteatro y las zonas exteriores de entrada a la sala surjan hacia el frente del edi-

space that contains, and therefore it must adapt itself in its form to the architectonic geometry, including the existing hollows for spectators' access or facilities (Fig. 8).

In this particular case, the mentioned servitude deeply conditions the structural behaviour of the walls, generating resistant mechanisms that compel the main flows of forces, to be distributed surrounding the aforementioned hollows. When these flows of forces are in tension and overpass certain critical values of cracking control, it is necessary to incorporate a prestressed reinforcement in the direction of the tension forces, to avoid important losses of stiffness, and excessive cracking. In the opposite case, when the flows of forces are in compression, the concrete and its reinforcement resist it directly, although in some cases, due to existing stranglings in these flows caused by hollows in the walls, it was necessary to locally increase the quality of the concrete (from HA-30 to HA-40), to be able to reach a sufficient resistant capacity, without increasing the thicknesses of the walls (Figs. 9 and 10).

The theatre foyer consists of a large prestressed concrete slab with an apparent cantilever of 18.20 m which may be observed from the lower floor and this together with its designed finish with areas of exposed concrete, gives the area a spectacular appearance. However, as this slab is suspended from the upper structure of the theatre the cantilever of the slab is really 'only' 6.00 m (Fig. 11).

The upper grandstand in the amphitheatre are structurally configured as a large box section beam, where the upper flange, corresponding to the area of seating, slopes until meeting the lower horizontal flange which, in turn, serves as the roof to the rear section of the stalls. This frees the entire lower area with a span of 34 m and rests on the lateral screen

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

ficio como grandes voladizos, y estén sustentadas desde la parte trasera de las pantallas, que a su vez, están unidas y estabilizadas por las pantallas frontales que sirven de cierre a la caja escénica.

Las pantallas "en bandera" que soportan, con carácter fundamental, el voladizo frontal, son además de elementos estructurales, elementos de cierre laterales del volumen que encierra al patio de butacas, aprovechando de esta manera la forma arquitectónica del edificio para integrar la estructura resistente. Sin embargo esta circunstancia lleva aparejada la servidumbre de que dicha estructura debe respetar la funcionalidad del espacio que contiene, y por lo tanto debe adaptarse en su forma a la geometría arquitectónica, incluyendo los huecos existentes para acceso de espectadores o instalaciones (Fig. 8).

En este caso particular, la servidumbre indicada condiciona profundamente el comportamiento estructural de las pantallas, generándose un mecanismo resistente que obliga a que los flujos principales de fuerzas se distribuyan rodeando los antedichos huecos. Cuando estos flujos de fuerzas son de tracción y superan ciertos valores críticos de control de la fisuración, es necesario incorporar un pretensado en la dirección de dichas tracciones, para evitar importantes pérdidas de rigidez, y fisuraciones excesivas. En el caso opuesto, cuando los flujos de fuerzas son de compresión, se resisten directamente con el hormigón y su armadura, aunque en algún caso, debido a los estrangulamientos existentes en dichos flujos, provocados por huecos en la pantallas, fue necesario aumentar localmente la calidad del hormigón (de HA-30 a HA-40), para conseguir alcanzar una capacidad resistente suficiente, sin aumentar los espesores de las pantallas (Figs. 9 y 10).

La entrada a la sala consiste en una gran losa pretensada con 18.20 m de voladizo aparente desde su extremo frontal hasta su punto de apoyo en el fondo de la entrada al edificio, observable desde la planta inferior. Esta circunstancia, unida al efecto del acabado empleado, con zonas en hormigón visto, da a esta zona exterior de estancia una singular espectacularidad. Sin embargo,

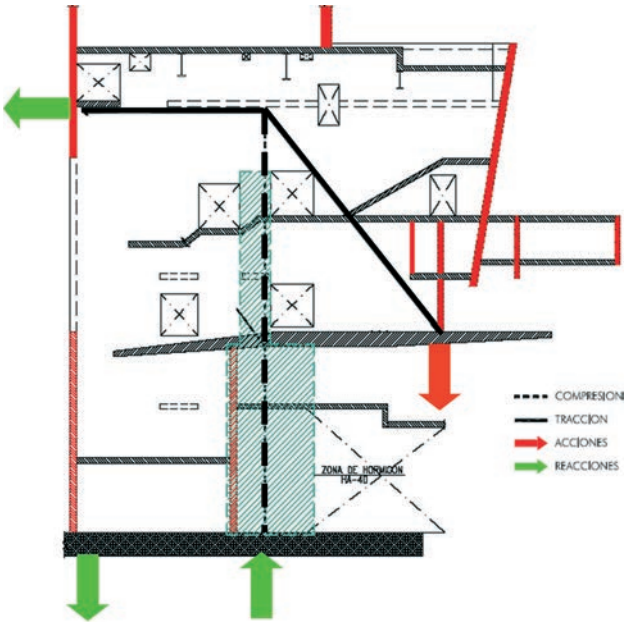


Figura 9. Esquema estructural de las pantallas laterales de cuelgue del Teatro Principal.
Figure 9. Main Theatre lateral walls structural scheme.

Figura 10. Pretensado de pantallas laterales del Teatro Principal
Figure 10. Main Theatre lateral walls prestressing.

walls from which the previously mentioned slab is suspended (Figs. 12 and 13).

Figura 11. Vista inferior de la gran losa volada del Teatro Principal.
Figure 11. Main Theatre cantilever access slab lower view.

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

Figura 12. Vista inferior del sistema estructural que conforma el anfiteatro
Figure 12. Amphitheatre structure lower view.

Figura 13. Vista superior del sistema estructural que conforma el anfiteatro.
Figure 13. Amphitheatre structure upper view.

realmente esta losa está suspendida de la estructura superior del teatro, por lo que el voladizo estructural real de esta losa es de 'únicamente' 6.00 m (Fig. 11).

La grada superior del anfiteatro de la sala se resuelve estructuralmente como una gran viga curva balcón de sección trapecial en cajón, en la cual el ala superior y el ala inclinada, que corresponde a la zona donde se sitúa el público, se unen convergiendo cerca del borde exterior del ala inferior horizontal, que forma el techo de la zona del fondo del patio de butacas, permitiendo dejar libre toda esta zona inferior, salvando una luz de 34 m. La viga cajón se une en sus extremos a las grandes pantallas laterales, de las que cuelga la losa exterior mencionada anteriormente (Figs. 12 y 13).

Encima del espacio correspondiente al público del Teatro Principal, se sitúa una sala de ensayos que está soportada por vigas armadas mixtas, de las que además, cuelga la concha acústica del teatro y las pasarelas de acceso a las instalaciones situadas en el techo de la

A rehearsal area is set over the public zone of the main theatre. This area is supported in composite reinforced beams of variable span up to a maximum of 31 m. These beams hold the acoustic shell of the theatre and catwalks to the installation set in the theatre ceiling. These beams are, in general, 1.60 m steel beam deep, and are 6.00 m separated to each other, with the exception of the outer beam, that is the one with the longest span, 31 m, and that has been designed with a steel beam depth of solely 1.00 m, due to the necessity to maintain a minimum height between these beams and the acoustic shell (Figs. 14 and 15).

The assembly of these beams has been made in height, joining both parts in which they were transported to the work site, with the aid of a temporary intermediate support. Once both parts were welded, the temporary support was retired and purlins were placed between the beams, in order to support steel sheeting lost formwork that would allow the concreting the 25 cm upper slab in two phases, with the intention of making the whole rest of the construction process without temporary supports.

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

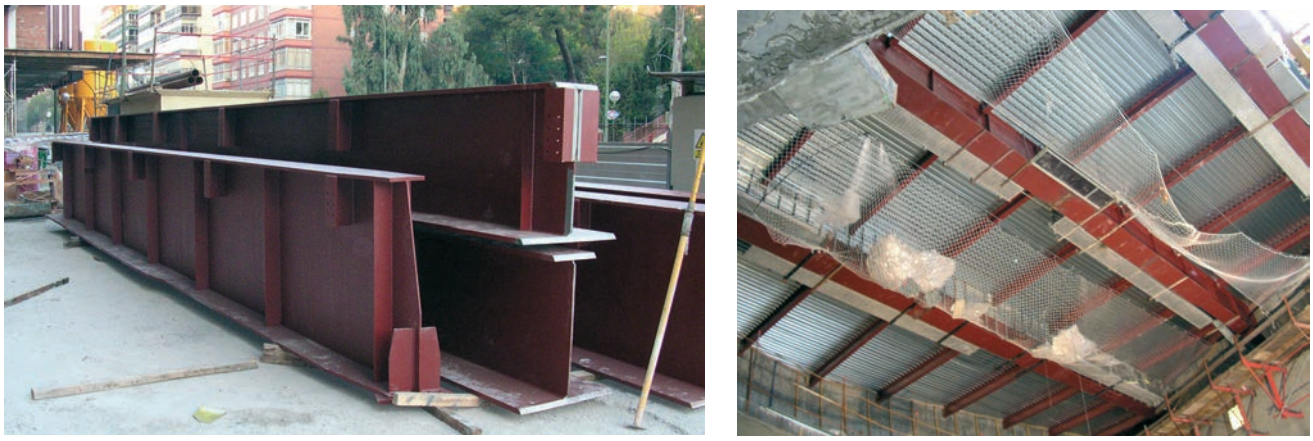


Figura 14. Vista de las vigas previamente al montaje y colocadas en su posición definitiva.
Figure 14. View of the steel beams previously to assembling and in their definitive position.

sala. Estas vigas tienen en general un canto metálico de 1.60 m, y están separadas entre sí 6.00 m, a excepción de la viga delantera, que resulta ser la que mayor luz tiene, 31 m, y que se ha diseñado con un canto metálico de únicamente 1.00 m, debido a la necesidad de mantener unos gálibos determinados entre estas vigas y la concha acústica (Figs. 14 y15).

El montaje de estas vigas se ha realizado en altura, uniendo las dos partes en que fueron transportadas a la obra, con la ayuda de un soporte intermedio provisional. Una vez soldadas ambas partes, se retiró el soporte provisional y se colocaron entre las vigas, correas que soportaban un encofrado perdido de chapa plegada, que permitiría hormigonar la losa superior de 25 cm de canto, en dos fases, todo ello con el objeto de realizar prácticamente todo el resto del proceso sin la necesidad de cimbras ni apeos.

En la parte superior del edificio, recorriendo todo su perímetro, se dispone una viga balcón de hormigón o metálica, según las zonas, que sirve de cierre formal del frente del edificio, y de la que cuelga la fachada de cristal apoyada en grandes perfiles metálicos. Esta fachada de cristal en algunos casos se separa del cuerpo del edificio, y cuelga desde una serie de costillas metálicas en voladizo de hasta 6 m, que surgen de la viga perimetral mencionada anteriormente.

A concrete or steel balcony beam, runs around the entire perimeter of the upper part of the building. Large steel profiles are attached to these beams to support the glass curtain walling enclosing the front of the building. In some areas this glass frontage is set clear of the body of the building and is suspended on a series of cantilevered steel ribs of up to 6 m which extend from the perimeter beam.

The building is covered by a series of composite beams with an upper slab over the rehearsal area and a composite truss over the stage box, which also supports the stage grid and all its machinery. Both are self-bearing and are built without the need for supports (Fig. 16).

3.2. Configurable Theatre

The Configurable Theatre shares the same structural type and concept as the Main Theatre but with the difference that the public are set within the area of the stage which is arranged in the form of a Latin cross. However, part of this stage box is suspended at the rear to leave a clear lower space as in the case of the Main Theatre (Fig. 17).

A further characteristic of the Configurable Theatre are the large cantilevers of complicated form which protrude from the stage box and which in some cases extend as far as 15 m

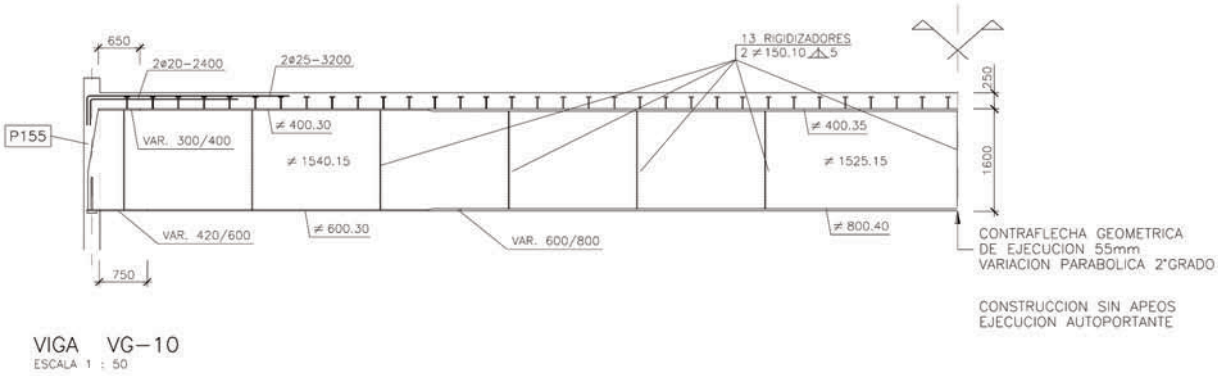


Figura 15. Vigas mixtas de soporte del forjado de la sala de ensayos.
Figure 15. Rehearsal area floor composite beams.

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

Finalmente, el edificio se cubre mediante otro sistema de vigas mixtas armadas con losa maciza superior en la zona de la sala de ensayos, y un sistema de celosías mixtas sobre la zona de la caja escénica, encargada esta última además, de soportar el peine escénico y toda su maquinaria. Ambos sistemas son autoportantes y se construyen, al igual que las anteriores, sin necesidad de apeos (Fig. 16).

3.2. Teatro Configurable

El Teatro Configurable comparte tipología y concepto estructural con el Teatro Principal, pero se diferencia del anterior en que el público se sitúa dentro del recinto correspondiente a la caja escénica, que tiene forma de cruz latina. Esto no evita que una parte de esta caja cuelgue "en bandera" de la parte dorsal de la misma, dejando libre el espacio inferior, como en el caso del Teatro Principal (Fig. 17).

Otra peculiaridad del Teatro Configurable es la presencia de importantes áreas en voladizo de complicada geometría, que surgen del sistema estructural de la caja escénica, alcanzando en algún caso hasta 15 m de luz (Fig. 18). Estos voladizos se han resuelto mediante losas macizas pretensadas de canto variable. La configuración geométrica de estos voladizos, con un trabajo de flexión marcadamente bidireccional, pero en el que no predomina ninguna dirección principal de forma constante en toda la losa, impide que se puedan realizar aligeramientos eficaces para todas las hipótesis de carga, que hubieran resultado muy beneficiosos por la reducción de peso que implican.

Los cierres superiores de la caja escénica se realizan, al igual que en el Teatro Principal, mediante estructuras de tipo mixto. En este caso, no sólo soportan la cubierta del edificio mediante vigas, sino que también se han diseñado entramados y celosías de gran canto para resistir las fuertes cargas correspondientes a las zonas de maquinaria y equipamiento escénico que requiere el Teatro Configurable (Figs. 19 y 20).

Figura 16. Celosías mixtas de la cubierta de la caja escénica.
Figure 16. Composite trusses for the stage house roof.

Figura 17. Teatros en construcción. En primer plano el Teatro Configurable.
Figure 17. Theatres under construction.

Figura 18. Losa de entrada del Teatro Configurable.
Figure 18. Access slab in the Configurable Theatre.

(Fig. 18). These cantilevers are formed by prestressed concrete slabs of variable depth. The geometrical arrangement of these cantilevers work under noticeably bi-directional bending, though with no predominant main direction throughout the slab. This prevents the use of efficient weight lightening under all possible loading cases which would have been very beneficial to reduce the weight involved.

The upper enclosures of the stage house are formed in the same manner as in the Main Theatre with composite structures. In this case, they not only support the roof of the building by means of beams, but also frames and trusses have been designed to resist the very important loads corresponding to the machinery and stage equipment zones, that the Configurable Theatre requires (Figs. 19 and 20).

The assembly of all these structures has been made, as in the Main Theatre, taking maximum advantage of its capacity in partial structural resistant phases, until completing its construction, in a strongly evolutionary construction process, so that the construction is, at any moment, carried out avoiding centrings, falseworks, props, and the execution of complicated operations in height altitude (Fig. 21).

Similarly, the spandrel beams supporting the glass façade in the main theatre are continued throughout this part of the building.

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

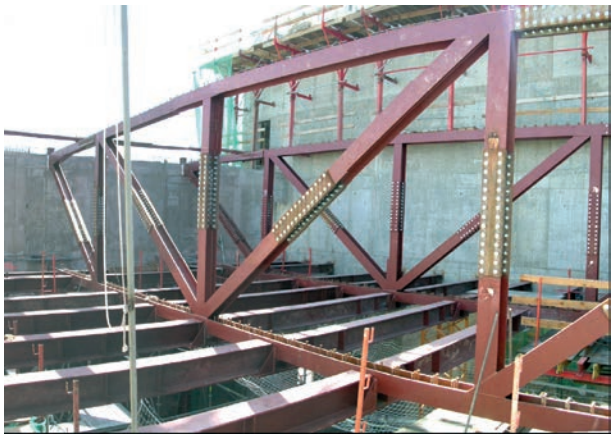


Figura 19. Interior de la caja escénica del Teatro Configurable. Estructuras mixtas.
Figure 19. Composite structures inside the Configurable Theatre stage house.

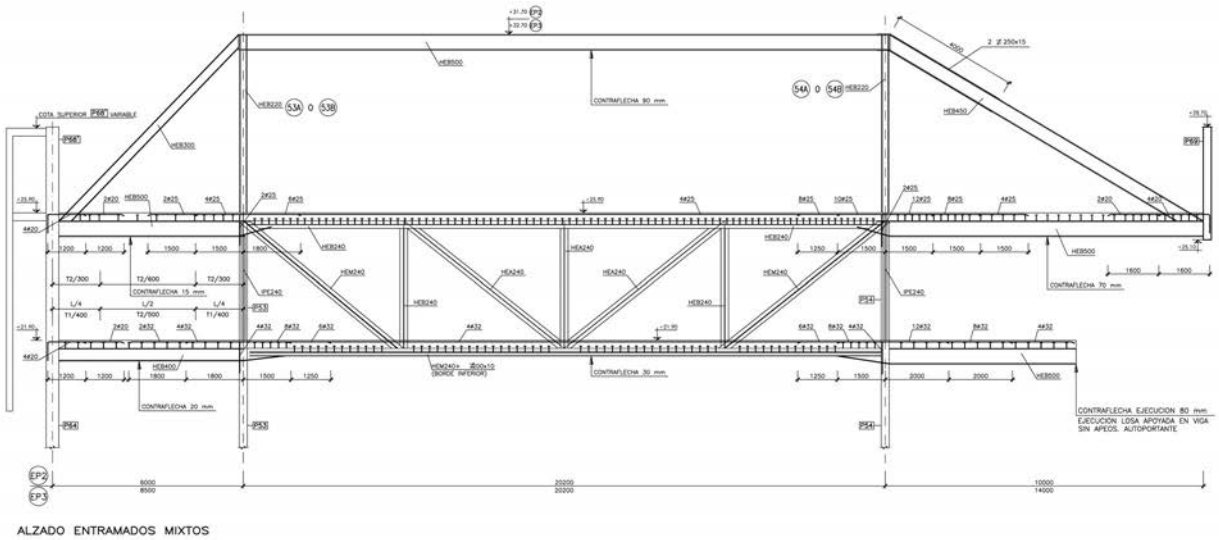


Figura 20. Entramados mixtos de la zona alta del Teatro Configurable.
Figure 20. Composite frames in the upper zone of the Configurable Theatre.

El montaje de todas estas estructuras se ha realizado, al igual que en el Teatro Principal, aprovechando al máximo su capacidad en los estados resistentes parciales, hasta su construcción completa, en un proceso constructivo de tipo fuertemente evolutivo, de forma que la construcción se lleve a cabo evitando en todo momento cimbras, puntales, apeos y la ejecución de operaciones complicadas a gran altura (Fig. 21).

De la misma manera, las vigas balcón que soportaban la fachada de cristal en el Teatro Principal se continúan en esta parte del edificio, formando un encintado perimetral de la zona alta del borde frontal del edificio, que sirve de soporte a los elementos de la fachada acristalada.

3.3. Centro Coreográfico

La zona de edificio correspondiente al Centro Coreográfico tiene unas características sustancialmente diferentes de las correspondientes a las zonas de los teatros, así como unas necesidades funcionales también

3.3. Choreographic Centre

The Choreographic Centre has very different functional requirements from the theatres and this is reflected by its structural type which, in this case, is in the form of columns, frames and slabs formed in reinforced concrete in the lower floors below ground level and in steel or composite material in the upper floors (Fig. 22).

The structure is apparently more conventional but is made complicated by the geometric arrangements of this part of the building, with numerous changes in level, double and triple heights levels, different flooring thicknesses and the large amount of installations within the same.

The horizontal forces are taken by the screen walls and lift cores, and the floor slabs are considered as rigid diaphragms.

The classrooms and dance rooms are of particular note in this building and require wide open spaces of double and triple height (6.40 m y 10.40 m respectively), and great amplitude (15 m x 30 m without intermediate supports).

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

Figura 21. Estructuras mixtas no apeadas.
Figure 21. Unpropping composite structures.

muy diferentes. Estas circunstancias se reflejan claramente en su tipología estructural, que en este caso es de soportes, pórticos y losas, de hormigón armado en las plantas inferiores, bajo rasante; pasando a ser los soportes metálicos, y las losas a estar soportadas mediante vigas mixtas en las plantas superiores (Fig. 22).

Aparentemente esta tipología es de carácter más convencional, sin embargo, resulta igualmente compleja por las especiales características geométricas de esta parte del edificio, en la que se dan numerosos cambios de nivel, dobles alturas, plantas intermedias, diferentes espesores de pavimentos y también por la gran cantidad de instalaciones que soporta.

These rooms are structurally solved with the previously indicated structural type (Fig. 23).

A further point of note is the large, sculptural ramp which extends in double cantilever towards the plaza created by the Choreographic Centre and the Main Theatre. This ramp is in double cantilever as it is held in the air by 4.50 m cantilever beams which extend from the main columns of the Choreographic Centre and the edge sections of the ramp similarly cantilever out from the central part leaving the ramp totally unconnected (Figs. 24 and 25). The ramp appears to be suspended in the air from the outside of the building through the steel rib supported transparent glass façades arranged in the courtyards created between the three sections of the building [7].

3.4. Rear zone

The rear zone of the theatres, which serves as a communication area between the three sections of the building, is formed by concrete columns at the lower floors and steel columns at the upper floors together with reinforced concrete slabs, of analogous form to the designed structure for the Choreographic Centre

The rear area is covered with a large glass skylight set on a steel frame (Fig. 26).

The stairs and ramps in the building are formed in concrete or steel according to purpose.

3.5. Façades

The glass façades that envelope the building are a main part of itself, not only from the architectonic point of view, but also from the structural point of view, since they require singular structural solutions in most of zones.

Figura 22. Vista general del Centro Coreográfico en fase de construcción
Figure 22. General of the Choreographic Centre during construction.

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

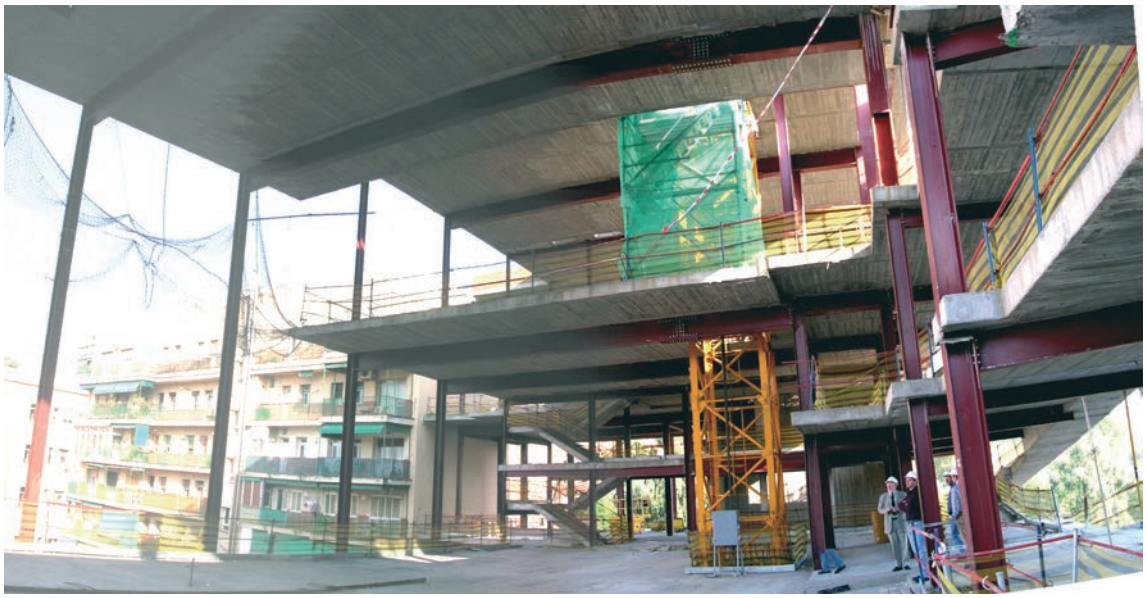


Figura 23. Salas de danza de doble y triple altura del Centro Coreográfico
Figure 23. Double and triple height dance room in the Choreographic Centre.

Las acciones horizontales existentes, en este caso únicamente de viento, se recogen mediante pantallas y núcleos de ascensores, considerando los forjados como diafragmas rígidos.

Destacan en este edificio las aulas y salas dedicadas a la danza que se caracterizan por ser espacios de doble y triple altura (6.40 m y 10.40 m respectivamente), y gran amplitud (15 m x 30 m sin soportes intermedios). Estas salas se han resuelto estructuralmente con la tipología indicada anteriormente (Fig. 23).

Otro elemento singular, no sólo en cuanto a su diseño estructural, sino también por su intención formal, es la gran rampa de carácter escultórico que comunica las diferentes plantas del Centro Coreográfico, por el lateral exterior del edificio. Esta rampa se compone de una losa de hormigón armado de 25 cm de canto, que se sostiene desde cada piso, mediante vigas en ménsula de 4.50 m de vuelo, y desde las cuales la rampa, a su vez, vuela longitudinalmente hasta alcanzar una longitud total máxima de 16.50 m, de manera que la percepción visual exterior es que la rampa esta suspendida flotando en el aire. Los tramos adyacentes de la rampa están unidos mediante tabiques verticales y triangulares de hormigón armado que permiten alcanzar en la losa la importante esbeltez mencionada (Figs. 24 y 25).

Esta rampa puede verse perfectamente desde el exterior del edificio, a través de la fachada acristalada semitransparente que se ha dispuesto en la plaza que se crea entre el Teatro Principal y el Centro Coreográfico [7].

Figura 24. Vista exterior e interior de la rampa del Centro Coreográfico.
Figure 24. Outer and inner view of the ramp in the Choreographic Centre.

3.4. Zona Dorsal

La zona dorsal de los teatros, que sirve de comunicación entre las tres piezas del edificio se resuelve con una estructura de soportes de hormigón en las plantas infe-

The glass façade can be divided in two zones. The first zone corresponds to the upper parts of the building, over the level of access to the houses (fig. 27). In this zone, the façade is cavity-wall façade with opaque red, black or silver colour glasses, according to the building that envelopes, and visible

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

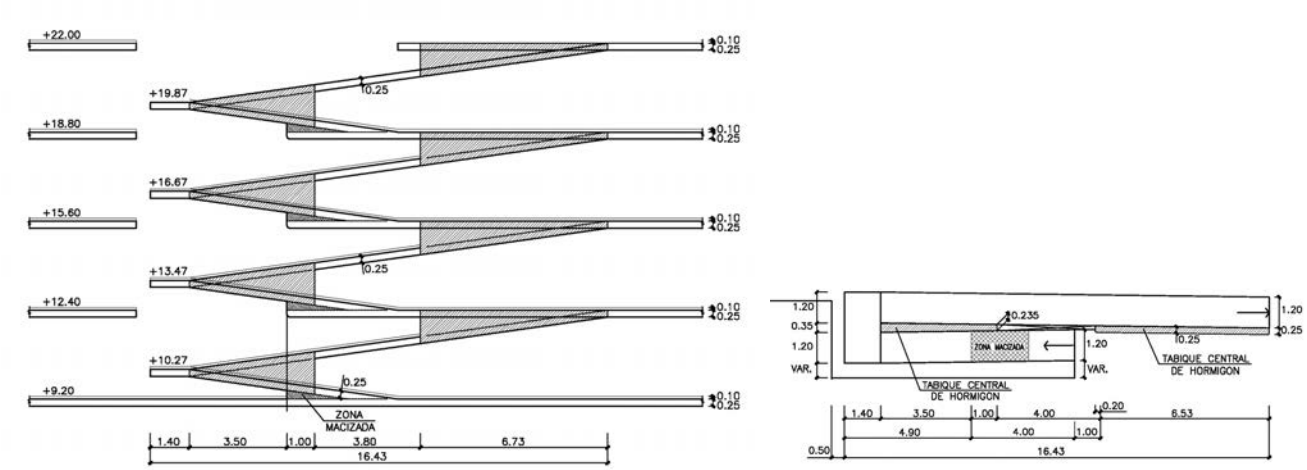


Figura 25. Esquema en alzado y planta de la rampa del Centro Coreográfico
Figure 25. Elevation and plant schemes of the ramp in the Choreographic Centre.

riores y metálicos en plantas superiores, y losas macizas de hormigón armado, de forma análoga a la estructura diseñada para el Centro Coreográfico.

La cubierta de esta zona es un gran lucernario acristalado con un esqueleto metálico (Fig. 26).

Las escaleras y rampas del conjunto de los edificios son de hormigón o bien metálicas ligeras en función del uso que se les vaya a dar.

3.5. Fachadas

Las fachadas acristaladas que recubren el edificio son una parte fundamental del mismo, no sólo desde el punto de vista arquitectónico, sino también desde el punto de vista estructural, ya que requieren soluciones de tipo singular en la mayor parte de de zonas.

La fachada puede dividirse en dos zonas. La primera zona correspondería a las partes altas del edificio, por

by its two sides; or a wall curtain façade with transparent and translucent glasses, in the zones between buildings. The designed types of structure for support of these upper zones glass façade are:

- *Conventional steel beam and supports, constructed floor to floor.*
- *Hung vertical steel laminated profiles from truss structures located in the upper border of the buildings.*
- *Hung vertical or inclined steel profiles from rising cantilevers of up to 6 m in the upper zone between buildings.*

These hung steel profiles are simply horizontally supported in the access to the stage house floor (level +6.00), having the movement along the profile released, by means of a longitudinal drill in this direction, with the object to freely allow the deformations due to temperature variations, and thus avoiding any type of parasitic or not controlled stress state in the profiles and in the glass façade (Fig. 28).

Figura 26. Lucernario de la Galería Dorsal y vista aérea del Centro Coreográfico y Galería Dorsal.
Figure 26. Glass skylight in the Rear Zone and aerial view of the Rear Zone and Choreographic Centre.

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

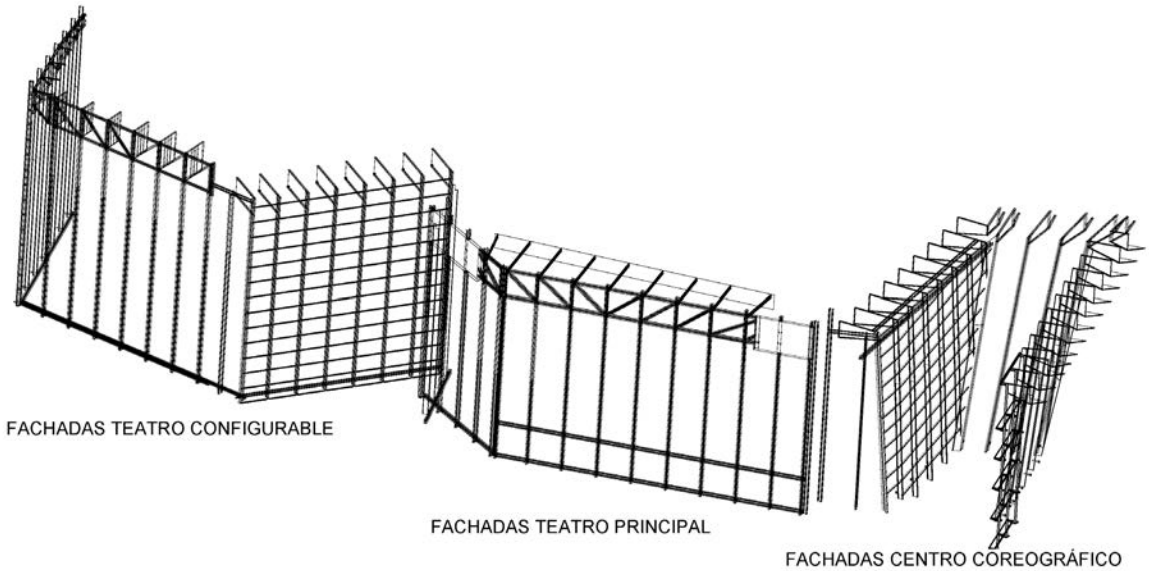


Figura 27. Estructura metálica de las fachadas superiores colgadas.
Figure 27. Upper façades steel structure.

encima de la cota de entrada de las salas (Fig. 27). En esta zona, la fachada es de tipo ventilada con vidrios opacos de color negro, rojo o plata, según los edificios que cierra, y visible por sus dos lados; o bien de tipo muro cortina con vidrios transparentes o translúcidos, en las zonas entre cuerpos. Los tipos de estructura diseñados para soporte de esta fachada acristalada de la parte superior son de tres tipos:

– Soportes y vigas metálicos de tipo convencional, construidos planta a planta.

– Perfiles verticales metálicos colgados desde estructuras en celosía situadas en el borde superior de los edificios, que salvan luces importantes en voladizo y en cuelgue.

These hung steel profiles must respect the very strict deformative conditions that require the façades of glass elements, being in the case of the inclined profiles especially important, since the selfweight of the façade determines an appreciable bending in these profiles.

In the case of the cantilever structural elements, it has also been necessary to make a system of rigidly fixing in the spandrel beam of the building, centring the reaction, and avoiding that the spandrel beam was put under torsion or warping (Fig. 29).

The second zone of the building façades corresponds to its lower part, in which the façade must maintain the repeatedly previously expressed conceptual idea of permeability.

Figura 28. Estructura metálica de fachada colgada desde ménsulas en el espacio entre el Centro Coreográfico y el Teatro Principal.
Figure 28. Upper façades steel structure hung from cantilevers between the Choreographic Centre and the Main Theatre.

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

– Perfiles metálicos verticales o inclinados colgados de ménsulas salientes en voladizo de hasta 6 m en la zona superior entre edificios.

Los perfiles de cuelgue se apoyan horizontalmente en el forjado de entrada a las salas (cota +6.00), habiéndose liberado el movimiento longitudinal al perfil, mediante un taladro rasgado en dicha dirección, con el objeto de permitir libremente las deformaciones debidas a cambios de temperatura, evitando así cualquier tipo de estado tensional parásito o no controlado en los perfiles de cuelgue, y en la fachada de vidrio (Fig. 28).

Estos perfiles de cuelgue deben respetar los estrictos condicionantes deformativos que requieren las fachadas de elementos de vidrio, siendo especialmente importantes en el caso de los perfiles inclinados, ya que el propio peso de la fachada determina una apreciable flexión en dichos perfiles.

En el caso de los elementos en ménsula también ha sido necesario realizar un sistema de empotramiento de dichas ménsulas en la viga peto perimetral del edificio, centrando la reacción, y evitando que la viga peto se viera sometida a torsiones o alabeos (Fig. 29).

La segunda zona característica de las fachadas del edificio corresponde a la parte inferior del mismo, en la cual la fachada se pretende que mantenga la idea de permeabilidad expresada repetidamente con anterioridad. Para ello, el vidrio en esta zona es completamente transparente, y las juntas entre vidrios se han reducido al mínimo imprescindible.

La estructura de soporte de esta fachada consiste en palastros gruesos de acero articulados mediante bulones en su apoyo superior e inferior. Estos elementos se apoyan en el forjado inferior, por lo que están sometidos a esfuerzos de compresión. Las dimensiones de la sección de estos palastros son de 300 mm x 50 mm. La dimensión transversal de estas chapas es muy reducida en relación a su luz de pandeo, que en algunos casos llega a ser de 7.40 m, por lo que ha sido necesario realizar un estudio muy preciso de sus condiciones de estabilidad. La articulación de la zona superior esta asociada a un agujero rasgado, con el objeto de evitar cualquier tipo de posibilidad de apoyo de los forjados superiores en los palastros de soporte (Fig. 30).

3.6. Cimentación y subestructura

La presencia en los límites del solar de edificios de viviendas, algunos en un estado de conservación problemático, unido a la necesidad de construir sótanos, obligaba a realizar una excavación por debajo de las cimentaciones de dichos edificios colindantes, lo que llevó a construir una pantalla de contención realizada con pilotes de diámetro 800 mm, con separaciones y longitudes variables, dependiendo de la zona que se tratara. La imposibilidad de realizar anclajes al terreno,

Figura 29. Estructura metálica de fachada colgada desde ménsulas en el Teatro Configurable y celosías frontales de cuelgue de perfiles de fachada.
Figure 29. Façades steel structure hung from cantilevers in the Choreographic Centre and frontal façade trusses.

Figura 30. Fachadas inferiores terminadas.
Figure 30. Lower façades.

With this objective, the glass façade is completely transparent in this zone, and the joints between glasses have been reduced to the essential minimum.

The supporting structure for this façade consists of a simply supported steel plate. These elements are supported in the lower floor, reason why they are under compressive stress. The dimensions of the cross-section of these steel plates are 300 mm x 50 mm. The cross-sectional dimension of these plates is much reduced in relation to its buckling length (up to 7.4 m), thus a very precise study of its stability conditions has been carried out (Fig. 30).

3.6. Foundations and substructure

The presence of residential buildings around the boundary of the building site and the need for basements made it neces-

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

Figura 31. Contención perimetral del solar.
Figure 31. Retaining wall.

llevó a la necesidad de ejecutar la excavación con la pantalla de pilotes apoyada en una berma provisional, que se retiró al construir el primer forjado del edificio (Fig. 31).

La cimentación es de tipo superficial, consistente en grandes losas de hormigón, de formas complejas, en las que se apoyan las pantallas verticales; y en zapatas para los pilares y pantallas exentas menores. El canto de dichas losas es de 1.30 m para el Teatro Principal y de 1.30 ó 1.60, según zonas, en el Teatro Configurable (Figura 32). La cota de cimentación varía según zonas, la más profunda a la cota –6.50, en las zonas dorsales, donde se aceptaban tensiones medias de hasta 0.45 N/mm^2 y la más superficial, en la cota –3.00, donde la tensión admisible considerada es de 0.30 N/mm^2.

4. ASPECTOS DE PROYECTO Y DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL

El planteamiento del proyecto de una estructura tan singular como la de los teatros, exigió igualmente, una

sary to excavate below the foundations of the adjacent buildings. This subsequently required the construction of retaining walls formed by 800 mm diameter piles with variable spacing and length according to area. The impossibility to make anchorages to the terrain, took to the necessity to execute the excavation with the retaining wall of piles supported with a provisional berm that was retired when the first floor of building was constructed (Fig. 31).

The foundations to the vertical walls are formed in large concrete slabs of complex shape, while the smaller walls and columns are set on footings. The thicknesses of the foundations vary from 1.30 m for the Main Theatre and 1.30 or 1.60 m, according to the area, in the Configurable Theatre. The depth of the foundations also vary according to area with the deepest being set at –6.50, in the rear areas, and which withstand average stresses of up 0.45 N/mm^2 and the more superficial being set at a level of –3.00, where the admissible stress considered is 0.30 N/mm^2.

4. DESING ASPECTS AND STRUCTURAL CALCULATION

The design arrangement of such a unique structure required an equally special methodology. The complex geometrical and architectural arrangement, together with the evolutionary nature of the structure, the functional requirements and the complex structural interactions between the elements, made it impossible to use the majority of work and calculation methods employed in more conventional buildings [5].

The total dimension of the building, along with the adopted structural type, strongly interlaced and monolithic, recommended the positioning of expansion joints that were set between each part of the building to minimize the effects of temperature and shrinkage, very conditioning in the case of having made an integral structural design.

The previous circumstance permitted separately represent the structure of each one of the theatres, by means of individual global models of finite elements which accurately repre-

Figura 32. Hormigonado de la losa de cimentación del Teatro Configurable.
Figure 32. Configurable Theatre foundation concreting.

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

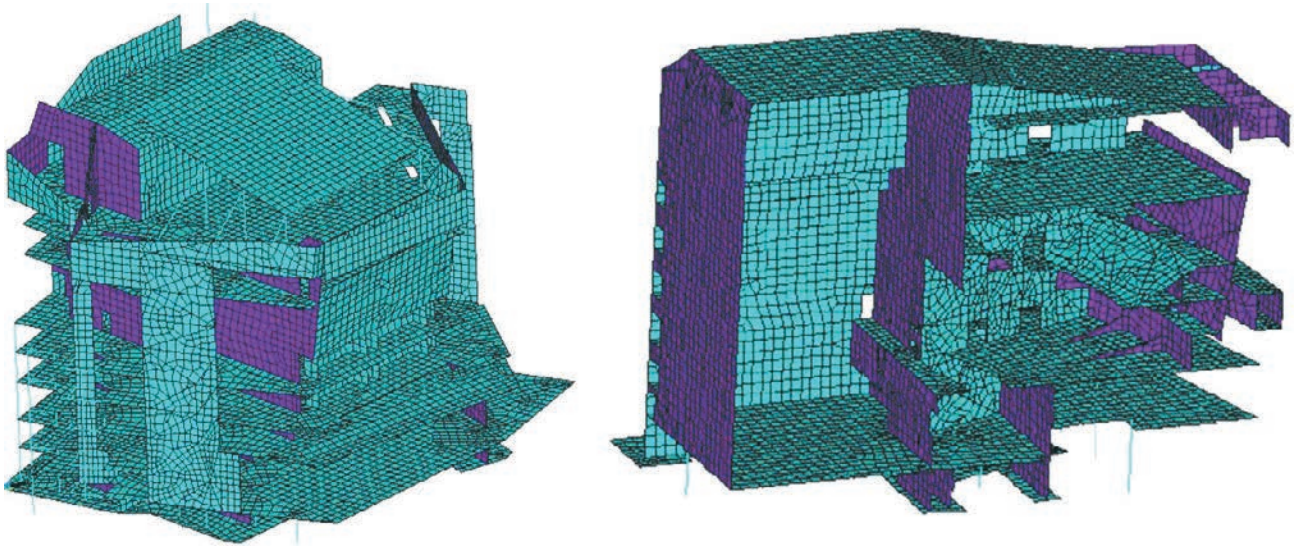


Figura 33. Modelos de elementos finitos del Teatro configurable (izq.) y Principal (dcha.).
Figure 33. Configurable Theatre (left) and Main Theatre (right) finite elements models.

metodología también singular. La especial configuración geométrica y arquitectónica de los edificios, unida al carácter evolutivo de la estructura, las servidumbres funcionales que se le imponían, las complejas interacciones estructurales entre elementos tridimensionales y la necesidad de monolitismo entre losas y pantallas, invalidaban una buena parte de los métodos de trabajo y de cálculo aplicados en edificios más convencionales [5].

La dimensión total del edificio, junto con la tipología adoptada, fuertemente entrelazada y monolítica, recomendó la colocación de juntas entre los teatros, y entre el Teatro Principal y el Centro Coreográfico, con objeto de reducir los efectos de las acciones térmicas e higrométricas, muy condicionantes en el caso de haber realizado un diseño estructural integral.

La circunstancia anterior se aprovechó para representar la estructura de cada uno de los teatros por separado, mediante sendos modelos globales de elementos finitos que representaban con precisión las pantallas, losas, pilares, vigas y entramados metálicos que componían cada edificio. Esto permitía aplicar directamente las distintas hipótesis de carga adoptadas, y además, tenía la ventaja de que cada modelo podía segregarse fácilmente en partes para el estudio secuencial del proceso constructivo. En dicho modelo se incluyó la cimentación para tener en cuenta la interacción de la estructura con el terreno (Fig. 33).

La amplia superficie de forjados y pantallas a dimensionar, 19.000 m^2 en el Teatro Principal y 15.000 m^2 en el Teatro Configurable, dio lugar a grandes modelos de elementos finitos: 26.200 elementos en el Teatro Principal y 22.100 en el Teatro Configurable. Esta circunstancia, unida a la intensa interacción de esfuerzos en cada punto de la estructura, y a la necesidad de optimización de espesores y armaduras, en un plazo de tiempo razonable, determinó la necesidad de utilizar un postproceso de

sented the walls, slabs, columns, beams and steel trusswork of each building. This then allowed the direct application of different loading hypotheses and had the additional advantage that the model could easily be separated into sections to enable a study of the construction process. The said model included the foundations in order to consider the interaction of the structure with the soil (Fig. 33).

The great surface of floors and walls to dimension, 19.000 m^2 in the Main Theatre and 15.000 m^2 in the Configurable Theatre, gave finite elements models of great size: 26.200 elements for the Main Theatre model and 22.100 for the Configurable Theatre. This circumstance, together with to the intense interaction of internal forces in each point of the structure, and the necessity of optimization of thicknesses and reinforcement, in a reasonable time, determined the necessity of using an automatic data postprocess, and a results control system by means of simplified models, that will allow to verify the goodness of the obtained computer results.

From the results of the stresses on the elements the ULS and SLS envelope of the structures was made. On the basis of this envelope, automatic numerical and graphic postprocessing in the finite elements code ANSYS was made in order to directly obtain the amount of reinforcement required in the slabs and walls, considering the interaction between bending and torque stresses and axial and shear stresses, according the Eurocode rules. These internal forces were automatically compared with axial–bending interaction diagrams, tabulated for different quantities of reinforcement in predefined patterns. The results of reinforcement patterns were also automatically represented in graphs of slabs and walls (Fig. 34).

The more conventional columns and beams were dimensioned in the same way. In certain special areas of the structure, such as the main cantilever slabs in the theatre, more detailed local models were made to verify the reliability of the results of the general model and proved highly satisfactory.

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

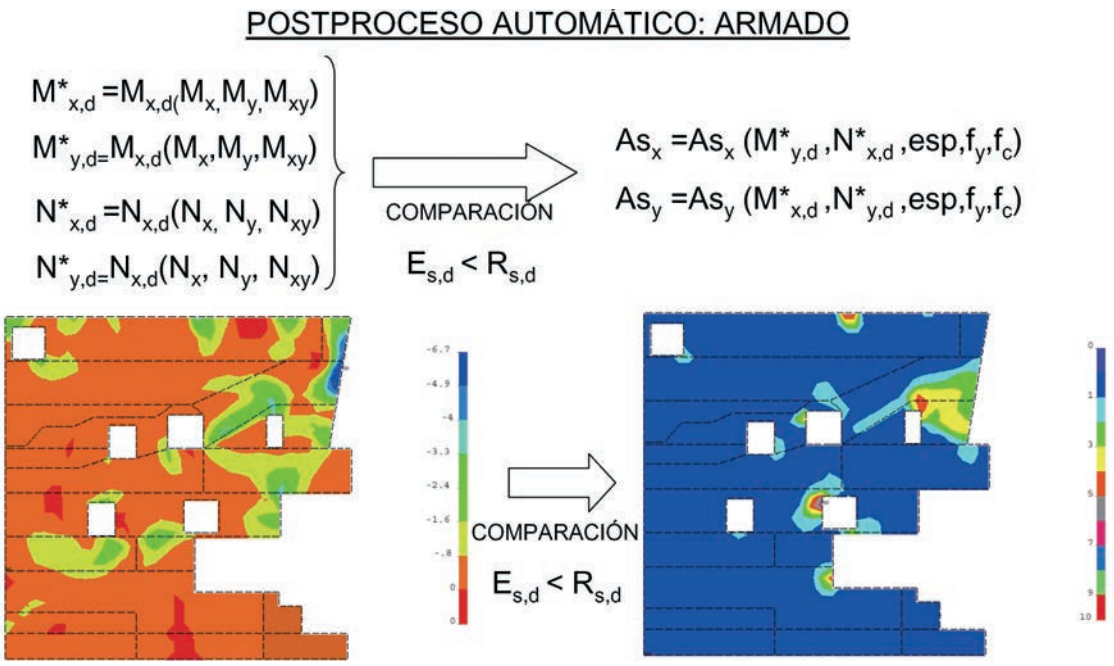


Figura 34. Fundamentos del postproceso automático.
Figure 34. Automatic postprocess basis.

datos de tipo automático, y un sistema de control de resultados mediante modelos simplificados, que permitirá comprobar la bondad de los resultados informáticos obtenidos.

Con el objetivo anterior, a partir de los resultados de esfuerzos en los elementos del modelo se realizó la envolvente de cálculo (valores mayorados) y de servicio (valores característicos) de las estructuras. Con estas envolventes se programó en el código de elementos finitos ANSYS un postproceso automático, tanto numérico como gráfico, que permitía obtener directamente las armaduras necesarias en las losas y pantallas, teniendo en cuenta las interacciones entre esfuerzos de flexión y torsión, y de axil y rasante, de acuerdo con las reglas de interacción de Wood y Armer, recogidas en el Eurocódigo, para obtener parejas de esfuerzos de axil y momento flector equivalente en las dos direcciones de armado de la lámina. Estas parejas de esfuerzos se comparaban automáticamente con los diagramas de interacción axil – flexión, tabulados para distintas cuantías de armadura representadas en patrones predefinidos de armado. Los resultados de los patrones de armado se representaban, también automáticamente, en gráficos de las losas y las pantallas (Fig. 34).

De la misma forma se dimensionaron los pilares y vigas convencionales. De ciertas zonas singulares de la estructura, como pueden ser las principales losas en voladizo de los teatros, se realizaron también modelos locales más detallados, para comprobar el buen ajuste de los resultados del modelo general, que resultó ser extraordinaria.

Las vigas, celosías y entramados mixtos de las zonas altas de los teatros, de carácter evolutivo, se calcularon mediante modelos locales, cuyos resultados se contrastaron con los obtenidos en los modelos generales.

The composite beams, trusses and frameworks to the upper areas of the theatres, of evolutionary nature, were calculated by individual local models and the results were compared with those obtained from the general models.

6. CONSTRUCTION PROCESS

In the case of the theatres and given the evolutionary nature of the structure and the presence of large cantilevers and suspended areas supported on a structure such as this, a complete study of the main stages of the final construction process was carried out in order to estimate the reactions of supports, real precambers during construction and the expected movements during the removal of supports in order to gauge the range of the hydraulic jacks required for this operation

The Choreographic Centre construction process is quite conventional, floor to floor, with some hung zones, to construct later. On the contrary, the construction process of the two theatres is similar and is essentially based on the following stages [6]:

- *Construction of the foundations and the first structural walls and slabs by conventional methods.*
- *Elevation of the walling forming the stage house by climbing formwork up to roof level (Fig. 35).*
- *Construction with temporary steel supports of the suspended structure consisting of the cantilevered slabs and walls, up to the point where they reached sufficient strength capacity to be self-bearing.*
- *Controlled unpropping of the structure built to this point, by means of hydraulic jacks at the top of the temporary steel supports.*

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

Figura 35. Estructura de los teatros en fase de construcción
Figure 35. Theatres structure under construction.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

En el caso de los teatros, y dado el carácter evolutivo de la estructura, y la presencia de grandes voladizos y de zonas colgadas, que son soportadas en parte por la estructura que está sobre ellas, se realizó un estudio completo de las principales fases del proceso constructivo final, con objeto de estimar las reacciones en los apeos provisionales, las contraflechas reales de construcción, y finalmente los movimientos esperados en las fases de desapeo, para el dimensionamiento de la carrera de los gatos hidráulicos necesarios para esta operación.

El proceso constructivo del Centro Coreográfico es de tipo bastante convencional, planta a planta, con algunas zonas colgadas, a construir a posteriori. Por el contrario, la ejecución de los dos teatros es muy semejante y se basó fundamentalmente en las siguientes fases [6]:

– Construcción de la cimentación, y de las primeras pantallas estructurales y losas por procedimientos convencionales.

– Elevación mediante encofrados trepantes, hasta la cota de cubierta de las pantallas que conforman la caja escénica (Fig. 35).

– Construcción mediante importantes apeos provisionales metálicos, de la estructura colgada consistente en losas voladas y pantallas, hasta la cota en la que estas últimas, en conjunto presentan una capacidad resistente suficiente para ser autoportantes.

– *Forming of the remainder of the walls and slabs over the existing structure.*

– *Closing of the roof covers by steel and composite structures.*

– *Construction of the glass façade structure (Fig. 36).*

One of the most crucial parts of the construction process was the removal of the temporary supports in the theatres. This process was carried out with seven 6500 kN capacity hydraulic jacks in the case of the Main Theatre and four similar jacks in the Configurable Theatre.

This operation was highly complex due to the high degree of not statically determination of the structure on unpropping, the operation of any of the jacks seriously affected the loads acting on the others. A staged unpropping procedure was established for these operations with simultaneous control over loads and movements, based on the results obtained in the evolutionary analyses (Figs. 37 y 38).

One of the fundamental problems consisted of determining, with a sufficient precision, the real load supported by every temporary support, to recover it by means of hydraulic jacks. Although this load had been considered in the previous analyses, if its real value were not determined with certain exactitude, it was in danger to overload the hydraulic jacks and to carry the structure to load states for which it was not designed. For this determination a procedure was designed. The operation was controlled by means of a micrometer that

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

– Desapeo controlado de la estructura construida hasta ese momento, mediante gatos dispuestos en la coronación de los apeos metálicos provisionales.

– Ejecución del resto de pantallas y losas elevándose apoyadas sobre la estructura existente.

– Cierre de las cubiertas mediante estructuras metálicas y mixtas autoportantes.

– Construcción de la estructura de las fachadas acristaladas (Fig. 36).

El principal punto singular del proceso constructivo de los teatros, fue el desapeo de su estructura parcial inferior, realizada mediante el empleo de 7 gatos hidráulicos de 6500 kN de capacidad máxima en el caso del Teatro Principal, y de 4 unidades similares para el Teatro Configurable.

Esta operación resulta de gran importancia ya que, debido a la gran hiperestaticidad de la estructura a desapear, la actuación en uno cualquiera de los gatos, modifica de forma importante las cargas actuantes sobre el resto. Para estas maniobras se diseñó un procedimiento especial de desapeo por fases, con control simultáneo de cargas y movimientos, a partir de los valores obtenidos en los análisis evolutivos (Figs. 37 y 38).

Uno de los problemas fundamentales consistía en determinar, con una precisión suficiente la carga real que soportaba cada apeo, para recuperarla mediante gatos. Pese a que dicha carga se había estimado en los análisis previos, si no se determinaba su valor real con cierta exactitud, se corría el peligro de sobrecargar los gatos y someter a la estructura a estados de carga para los que no estaba diseñada. Para esta determinación se diseñó un procedimiento que controlaba mediante un micrómetro los movimientos que se producían entre el apeo y la losa al ir cargando los gatos, registrando los valores en un gráfico de forma que, en el momento que se producía la total transmisión de carga, la variación de rigidez del sistema apeo–gato–estructura provocaba un cambio de

Figura 36. Construcción de la estructura de fachadas.
Figure 36. Façade structure construction.

registered the movements that took place between the temporary support and the slab when the hydraulic jacks were put in load, registering the values in a graph so that, at the moment that the total transmission of load happened, the system support-jack-structure stiffness variation caused a slope change in the registered line, obtaining thus by intersection of the two straight lines a very approximated value of the existing load in temporary support (Fig. 39).

The operation was highly successful and in spite of the fact that this is a highly complex and not statically determinated concrete structure, the operations showed excellent correspondence with the expected loads and movements in the case of the Main Theatre and a somewhat less precise but always favourable correspondence in the case of the Configurable Theatre (Fig. 40).

The study of the construction process, considering the time of construction of each part of the structure and its creep, similarly provided the real movements in the cantilevers and allowed the definition of the necessary precambers.

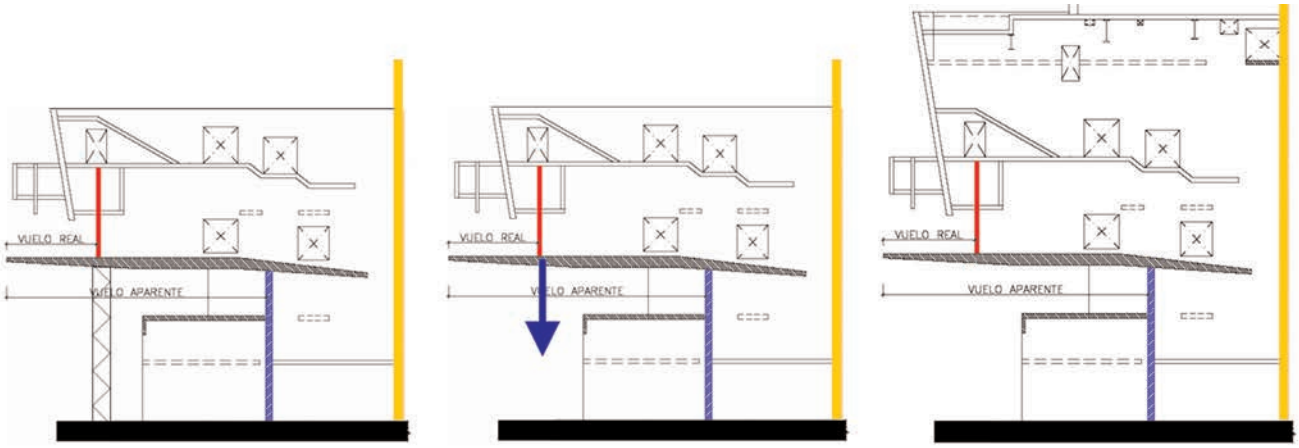


Figura 37. Esquema de fases de la construcción del Teatro Principal: Estructura parcial apeada (izq.), desapeo (cent.) y finalización de la ejecución (dcha.)
Figure 37. Main Theatre construction phases scheme.

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

Figura 38. Apeos del Teatro principal con los gatos de desapeo colocados.
Figure 38. Hydraulic jacks on the temporary supports of the Main Theatre.

pendiente en la línea registrada, obteniéndose así por intersección de las dos rectas un valor muy aproximado de la carga existente en el apeo (Fig. 39).

Las maniobras se realizaron con éxito y, pese a ser una estructura de hormigón sumamente compleja e hiperestática, con un excelente ajuste con las cargas y movimientos esperados en el caso del Teatro Principal, y algo menos precisa, pero del lado favorable en el caso del Teatro Configurable (Fig. 40).

Igualmente, del estudio del proceso constructivo, considerando el instante de construcción de cada parte de la estructura y su fluencia, se obtuvieron los movimientos reales en los voladizos, para definir las contraflechas necesarias.

Resulta interesante indicar en este punto, que el proceso constructivo previsto inicialmente en el proyecto se realizaba sin los apeos provisionales antedichos, avanzando en voladizo, sin embargo, la constructora prefirió colocar estos apeos metálicos para facilitar la construcción y reducir localmente los plazos de construcción, decisión que resulto, sin duda, del todo positiva.

It is interesting to indicate at this point, that the construction process initially prepared in the project was made without the aforementioned temporary supports, constructing in cantilever, nevertheless, the general contractor preferred to place these steel temporary supports to facilitate the construction and to locally reduce the terms of construction, decision that was, without doubt, absolutely positive.

Finally, some images of the building in its last phases of construction and finished (Figs. 41 to 47) are shown. The theatres were inaugurated with their total stage equipment the 23rd of September, 2008.

7. CONCLUSION

The Teatros del Canal opens a new line of structural design in which there is no difference between the functional, the architectural and the structural form, using the whole building as structure, and taking the advantage of all the spatial structural resources in order to optimize the structure of the buildings. This also requires a mutual understanding between the architect and the structural engineer in order to obtain the best final result.

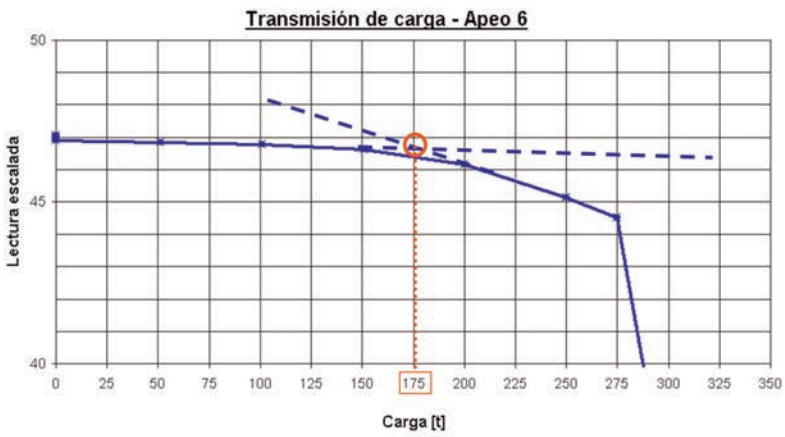


Figura 39. Mecanismo de determinación de la carga en apeos. Micrómetro para determinación de movimientos.
Figure 39. Procedure to determine the load on the temporary supports. Micrometre.

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

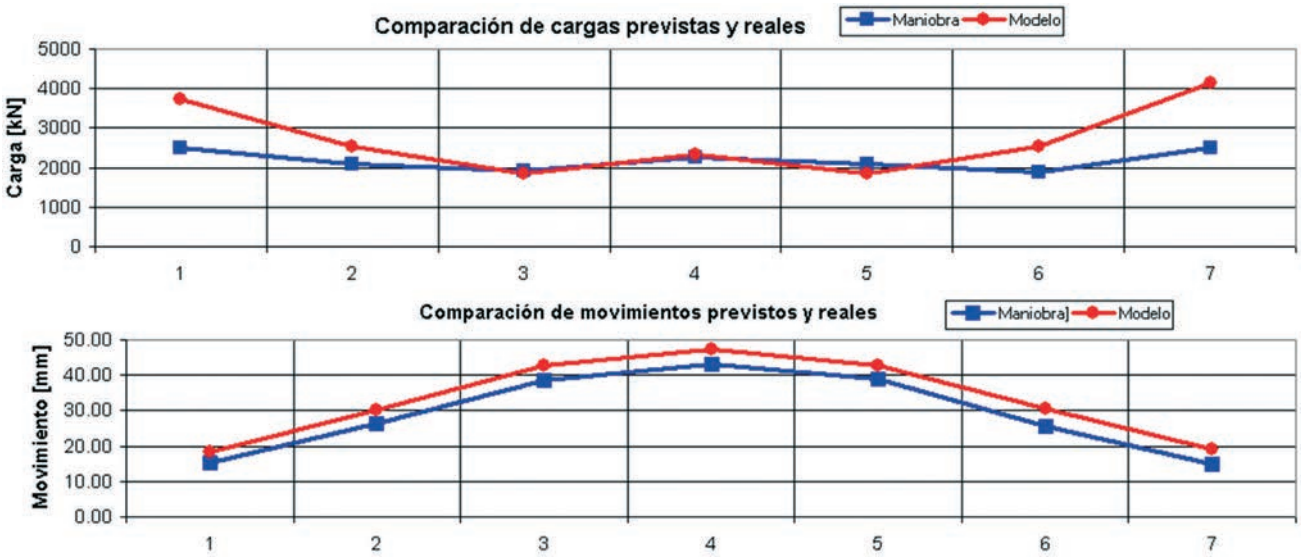


Figura 40. Gráficos comparativos de cargas en apeos (arriba) y movimientos de la estructura (abajo) entre el modelo de cálculo (rojo) y la realidad (azul)

Figure 40. Graphics of comparing between the analysis model (red) to reality (blue) for load on temporary supports (up) and structure movements (down).

Figura 41. Colocación de vidrios de fachada.

Figure 41. Façade glasses placing.

Figura 42. Vista frontal del edificio en sus últimas fases de construcción

Figure 42. Frontal view of the building in its final phase of construction.

Finalmente, se muestran a continuación algunas imágenes del edificio en sus últimas fases de construcción y terminado (Figs. 41 a 47). Los teatros se inauguraron con su total maquinaria el 23 de septiembre de 2008.

7. CONCLUSIÓN

Los Teatros del Canal representan una nueva línea de diseño estructural en la cual no existen diferencias sustanciales entre la forma estructural, arquitectónica y funcional, usando el edificio completo como estructura, y aprovechando al máximo los recursos que este proporciona, con el objeto de optimizar su esquema resistente. Esto requiere un entendimiento mutuo entre el arquitecto y el ingeniero estructural para conseguir un resultado final excelente.

El proyecto de la estructura para un edificio de estas características especiales, requiere igualmente una metodología de trabajo especial. La complejidad geométrica y

Figura 43. Vista lateral del edificio.

Figure 43. Lateral view.

The design arrangement of such an unique structure requires an equally special methodology. The complex geometrical and architectural arrangement, the evolutionary

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

Figura 44. Vista del edificio terminado.
Figure 44. Finished building view.

Figura 45. Vista del edificio terminado.
Figure 45. Finished building view.

Figura 46. Atrio interior cubierto por la fachada acristalada.
Figure 46. Inner atrium covered by the glass façade.

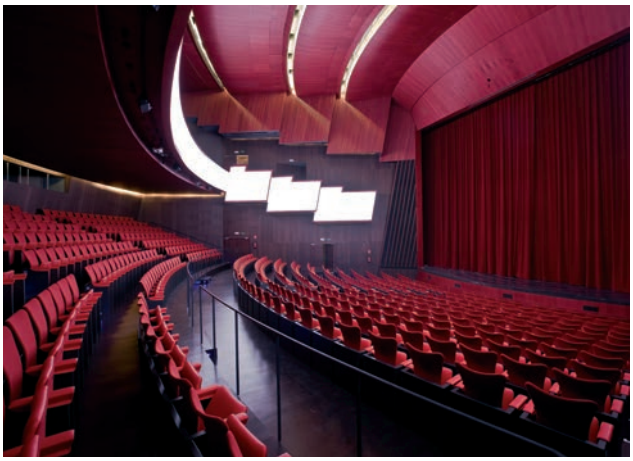


Figura 47. Interior de las salas configurable (izq.) y principal (dcha.)
Figure 47. Inner view of the Configurable Theatre house (left) and Main theatre house (right).

arquitectónica, la naturaleza evolutiva de la estructura, los requerimientos funcionales y las complejas interacciones entre elementos estructurales, hace imposible el uso de la mayoría de los métodos de cálculo empleados en edificios convencionales, y requiere el empleo de métodos de elementos finitos asociados a potentes sistemas de postproceso automático.

nature of the structure, the functional requirements and the complex structural interactions between the elements, made it impossible to use the majority of calculation methods employed in conventional buildings; and requires the use of FE methods along with a powerful automatic post-processing.

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

8. REFERENCIAS

[1] Hernández Ayuso, A., Serrano Corral, A., Tabera Atienza, A.: *Teatro del Canal. Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid.* Revista de Obras Públicas. Año 153. Nº 3.469. Septiembre 2006. pp. 61-71

[2] Navarro Baldeweg, J.: *Centro para las Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid.* El Croquis. Nº 133. 2006. pp. 134-153

[3] Martínez Calzón, J., Serrano Corral, A.: *Nuevas líneas de diseño estructural: Los Teatros del Canal en Madrid.* Informes de la Construcción. Vol. 58. Nº 504. Octubre – Diciembre 2006. pp. 65-66

[4] Madrid Ramos, M., Tabera Atienza, A., Álvarez Andrés, J.J.: *Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid.* Zuncho. Nº 16. Junio 2008. pp. 2-12

[5] Martínez Calzón, J., Serrano Corral, A.: *Teatro del Canal. Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid.* III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Zaragoza. Noviembre 2005.

[6] Tabera García, A., Madrid Ramos, M., Tabera Atienza, A.: *Proceso Constructivo del Teatro del Canal. Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid.* III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Zaragoza. Noviembre 2005.

[7] Gómez Navarro, M.: *Proyecto del Teatro del Canal.* II Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Madrid. Noviembre 2002.

8. REFERENCES

[1] Hernández Ayuso, A., Serrano Corral, A., Tabera Atienza, A.: Teatro del Canal. Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid. *Revista de Obras Públicas. Año 153. Nº 3.469. September 2006. pp. 61-71.*

[2] Navarro Baldeweg, J.: Centro para las Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid. *El Croquis. Nº 133. 2006. pp. 134-153.*

[3] *Martínez Calzón, J., Serrano Corral, A.:* Nuevas líneas de diseño estructural: Los Teatros del Canal en Madrid. *Informes de la Construcción. Vol. 58. Nº 504. October – December 2006. pp. 65-66.*

[4] Madrid Ramos, M., Tabera Atienza, A., Álvarez Andrés, J.J.: Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid. *Zuncho. Nº 16. June 2008. pp. 2-12.*

[5] Martínez Calzón, J., Serrano Corral, A.: Teatro del Canal. Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid. *III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Zaragoza. November 2005.*

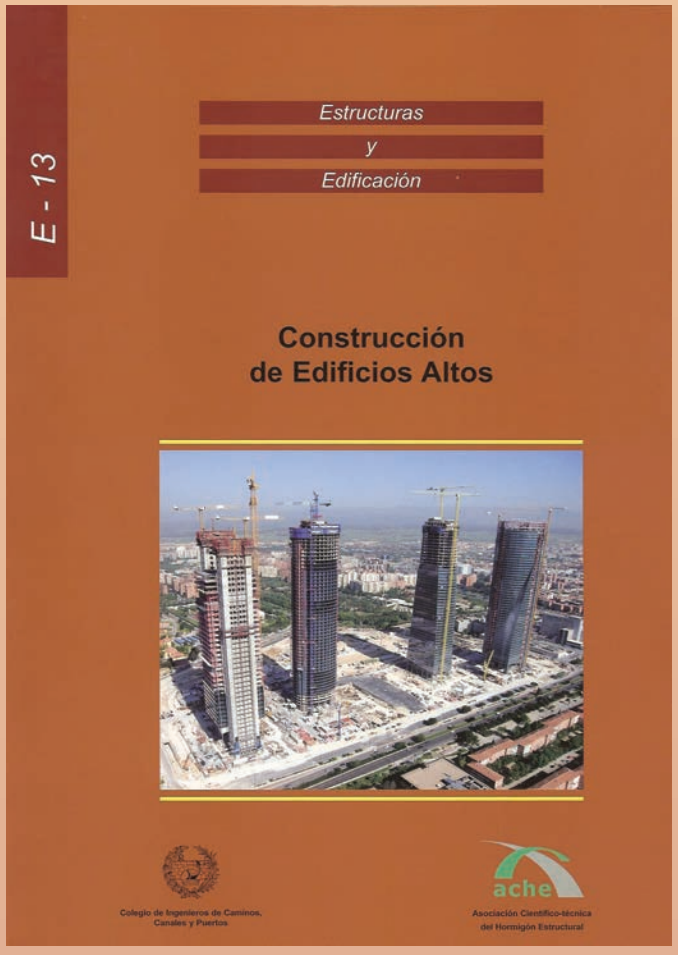
[6] Tabera García, A., Madrid Ramos, M., Tabera Atienza, A.: Proceso Constructivo del Teatro del Canal. Centro de Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid. III *Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Zaragoza. November 2005.*

[7] Gómez Navarro, M.: Proyecto del Teatro del Canal. II *Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Madrid. November 2002.*

FICHA TÉCNICA / *DATA SHEET*

✻ Propiedad / Owner and site management:	Canal de Isabel II. Comunidad de Madrid.
✻ Proyecto de Arquitectura / Architect:	Juan Navarro Baldeweg
✻ Proyecto de Estructura / *Structure*:	MC2 Estudio de Ingeniería
✻ Proyecto de Instalaciones / Facilities:	Argu Ingeniería y Servicios
✻ Ingeniería Acústica / *Acoustics*:	García-BBM
✻ Constructora obra civil / *Civil Works contractor*:	UTE Dragados – OHL
✻ Constructora equipamiento / *Stage equipment contractor*:	UTE Dragados – OHL – TyssenKrupp Elevadores
✻ Asistencia Técnica / *Technical assistance*:	UTE Seti – Euroconsult.
✻ Estructura Metálica / *Steel structure*:	Martifer.
✻ Pretensado / *Prestressing*:	Tecpresa.

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



CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS ALTOS

1. Introducción
2. Cimentación
3. Muros de contención
4. Soportes
5. Forjados
6. Hormigones
7. Bombeo de hormigón
8. Paramentos de hormigón
9. Elementos prefabricados de hormigón
10. Grúas Torre
11. Interrelación de la estructura con otros elementos no estructurales
12. Topografía
13. Organización de la obra
14. Control

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

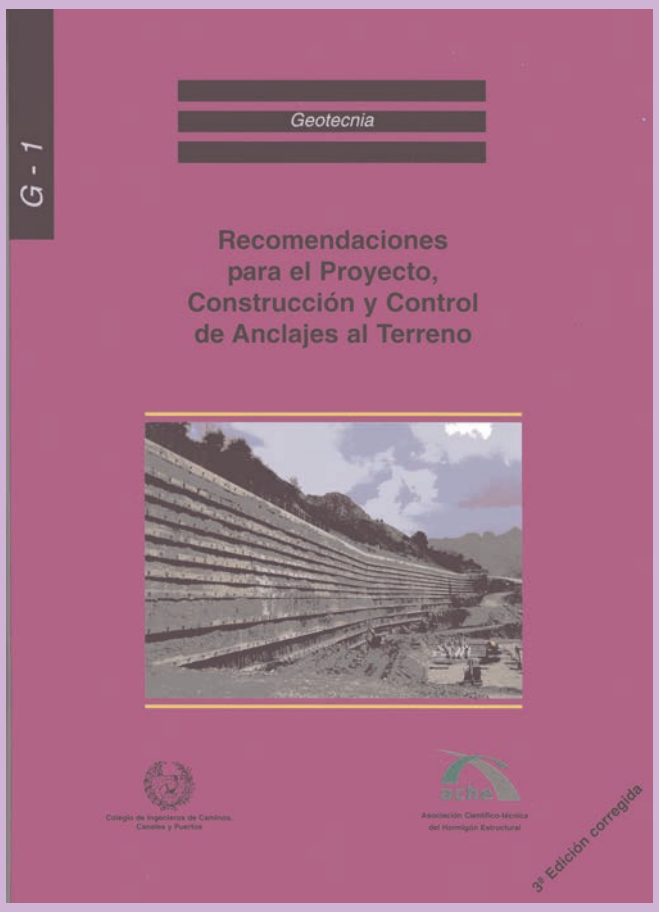
Precios:

– Para miembros o Colegiados 48,00 €
– Precio venta al público 60,00 €

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 04/12/2025



RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE ANCLAJES AL TERRENO

CAPÍTULO 1. Introducción
CAPÍTULO 2. Definición de los anclajes al terreno
CAPÍTULO 3. Bases de cálculo y criterios de predimensionamiento
CAPÍTULO 4. Materiales de los componentes de los anclajes
CAPÍTULO 5. Construcción de los anclajes
CAPÍTULO 6. Ensayos y Pruebas de los anclajes
CAPÍTULO 7. Plan de Mantenimiento, Inspección y control
CAPÍTULO 8. Medición y Abono
CAPÍTULO 9. Bibliografía

ANEJOS
ANEJO 1. Fichas técnicas

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 130 Págs.

Precios:

– Para miembros o Colegiados	13,00 €
– Precio venta al público	16,25 €

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

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

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

Análisis de acciones de viento en edificios singulares. Aplicación al Hotel Vela de Barcelona

Wind action analysis in outstanding buildings. Case study of Hotel Vela at Barcelona

Miguel Ortega Cornejo[1], **Luis M. Lacoma Aller**[2] **y David M. Holman**[3]

Recibido | *Received:* 26-05-2008
Aceptado | *Accepted:* 21-07-2008

Resumen

El desarrollo de la arquitectura en el diseño de edificios singulares, junto con el dominio del conocimiento del funcionamiento de las estructuras y el avance en las técnicas constructivas, están permitiendo que se proyecten edificios cada vez más complejos con secciones y formas especiales, que requieren un análisis detallado en cuanto a su respuesta frente a las acciones del viento.

Hasta la reciente aparición del nuevo Código Técnico de la Edificación (CTE-2006), la normativa vigente en España referente a las acciones del viento en edificios (NBE-AE-88), definía fuerzas equivalentes de viento muy por debajo de otras normativas más modernas como el propio Código Técnico, la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-98, o los Eurocódigos.

En el presente artículo se analizan las diferentes normativas de acciones de viento, particularizándolas al Hotel Vela de Barcelona, edificio proyectado por el Taller de Arquitectura de Ricardo Bofill, del cual IDEAM ha realizado el proyecto de la estructura, incidiendo en la importancia en el cálculo del coeficiente de arrastre.

Para edificios singulares como el Hotel Vela, la aplicación de las normativas para el cálculo del coeficiente de arrastre o de forma puede dar lugar a un sobredimensionamiento o infradimensionamiento de las acciones del viento, por lo que a menudo es frecuente apoyar su cálculo de manera experimental mediante ensayos en túnel aerodinámico.

Una muy reciente alternativa al ensayo en túnel de viento es la modelización por ordenador de las acciones del viento mediante modelos de partículas, que permiten obtener con gran precisión los coeficientes de arrastre, así como las presiones y succiones máximas en la estructura.

Palabras clave: Acciones de Viento, Eurocódigos, Código Técnico de la Edificación, coeficientes de arrastre, túnel de viento, modelos de partículas.

Abstract

The architecture's development in the design of singular buildings, with the domain of the knowledge of the structures' response and the advance of the constructive process, are permitting the design of more complex buildings with special sections and shapes that require a detailed analysis concerned to the response against the wind forces.

Until the recent publication of the new Spanish Technical Code for Buildings (CTE-2006), the Spanish current regulation of wind action on Buildings (NBE-AE-88), defined equivalent wind forces below the values of other more modern codes like the own Spanish Technical Code for Buildings, the Spanish Instruction of Actions for Road Bridges IAP-98 or the Eurocodes.

[1] Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Jefe de Proyectos. IDEAM S.A. (Madrid, España)
[2] Dr. Investigador y desarrollador XFlow TM. Next Limit Technologies (Madrid, España)
[3] Manager XFlow TM. Next Limit Technologies (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* miguel.ortega@ideam.es

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

This article analyzes the different wind action codes, particularizing to Barcelona's "Hotel Vela", building designed by Ricardo's Bofill "Taller de Arquitectura", for which IDEAM has realized the structural project, incising in the importance of the calculus of the force coefficients.

For singular buildings like "Hotel Vela", the direct application of the codes for the calculation of the pressure coefficient could give way to an over dimensioning or infra dimensioning of the wind forces, that's why it is frequently to support it's analysis experimentally by means of a wind tunnel test.

A very recent alternative to the wind tunnel test is the computer modelling of the wind forces by means of particles models, which permit to obtain with great precision the force coefficients, as well as the maximum pressures and suctions in the structure.

Key words: *Wind actions, Eurocodes, Spanish Technical Code for Buildings, pressure coefficients, wind tunnel, computer particle models.*

1. MARCO NORMATIVO DE LAS ACCIONES DE VIENTO

Las diferentes normativas de acciones en estructuras definen la acción del viento como una carga estática equivalente, que depende de la velocidad de referencia del viento al cuadrado, de una serie de coeficientes de exposición, de la superficie expuesta y del coeficiente de arrastre del elemento objeto de estudio.

En este trabajo se va a realizar un análisis normativo de las acciones del viento, partiendo de la normativa española vigente, para compararla con los Eurocódigos.

En primer lugar se van a analizar las acciones del viento definidas en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" [1], redactada en el año 1998, que basa su formulación en el "Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-4: Acciones de Viento", UNE-ENV 1991-2-4 de mayo de 1995 [2].

Posteriormente se analizarán las normativas españolas sobre acciones de viento en la edificación (Ref. [3] y [4]), y las compararemos con la última versión, en versión ya EN, del nuevo Eurocódigo 1 de acciones, EN 1991-1-4 "Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General Actions- Wind actions" April 2005 [5].

Finamente se analizarán las acciones del viento definidas en las "Recomendaciones para Obras Marítimas. Acciones Climáticas II: Viento" ROM 0.4-95 [6], ya que el Hotel Vela, edificio sobre el que se particularizará el análisis, se encuentra en la bocana del puerto de Barcelona frente al mar.

1.1 Acciones de viento según la IAP-98

La "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" IAP-98 [1] aborda las acciones de viento en el capítulo 3.2.3.2.1 como una carga estática equivalente definida como:

$$F = C_D \cdot A \cdot \left(1/2 \cdot \rho \cdot V_C^2\right) \qquad (1)$$

Donde F es la fuerza de empuje horizontal del viento en (N), C_D es el coeficiente de arrastre del elemento considerado (adimensional), A es el área total del elemento expuesta al viento, proyectada sobre un plano perpendicular a este (m^2), y la expresión $1/2 \cdot \rho \cdot V_C^2$ es la presión básica de cálculo en N/m^2, en la cual ρ es la masa específica del aire (1,25 kg/m^3), y V_C es la velocidad de cálculo en m/s.

Para conocer por tanto la fuerza del viento sobre un objeto es necesario conocer la velocidad de cálculo de viento, la superficie expuesta y el coeficiente de arrastre del elemento a analizar.

La IAP define la velocidad de cálculo V_C como el producto de la velocidad de referencia V_{ref} por los coeficientes de topografía C_t, de riesgo C_r, de altura C_z y de ráfaga C_g:

$$V_C = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot V_{ref} \qquad (2)$$

Donde:

– C_t es el factor de topografía, de valor 1,0 salvo en valles donde se pueda producir encauzamiento del aire, cuyo valor vale 1,1.

– C_r es el factor de riesgo.

$$C_r = \sqrt{0,562 \cdot \left\{1 - 0,2 \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]\right\}} \qquad (3)$$

Para un periodo de retorno de 100 años $C_r = 1,038$.

– C_z es el factor de altura.

$$C_z = k_z \cdot \ln (z / z_0) \text{ si } z \geq z_0 \qquad (4)$$

O bien

$$C_z = k_z \cdot \ln (z_{min} / z_0) \text{ si } z < z_{min} \qquad (5)$$

– C_g es el factor de ráfaga, de valor:

$$C_g = \sqrt{\left\{1 + \frac{7 \cdot k_z}{C_z \cdot C_t}\right\}} \qquad (6)$$

El coeficiente k_z, la rugosidad z_0, y la altura mínima a considerar z_{min}, se definen en la Tabla 1 de la IAP-98, y son iguales a los indicados en el "Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-4:

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

Acciones de Viento" UNE-ENV 1991-2-4 [2]. Estos parámetros dependen del entrono donde se localice el elemento de estudio, y se diferencian 4 tipos:

– Tipo I: orilla del mar o de un lago con al menos 5 km de superficie libre en el lado de barlovento, o una zona rural plana sin obstáculos de ningún tipo.

– Tipo II: zonal rural con algunos obstáculos aislados, como árboles o pequeñas construcciones.

– Tipo III: zona suburbana, forestal, o industrial.

– Tipo IV: zona urbana con al menos el 15 % de la superficie edificada, con altura media de edificios por encima de 15 m.

Tabla 1. Tabla 1 de la IAP-98 con parámetros k_z, z_0, y z_{min}

Tipo de entorno	k_z	z_o (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,22	0,30	8
IV	0,24	1,00	16

1.2. Acciones de viento según la UNE-ENV 1991-2-4

El "Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-4: Acciones de Viento" UNE-ENV 1991-2-4 de 1995 [2] define la fuerza global del viento actuando sobre una estructura en su capítulo 6, como:

$$F_w = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{ref} \tag{7}$$

Donde:

– F_w es la fuerza global de empuje horizontal del viento.

– q_{ref} es la presión media de la velocidad de referencia del viento.

– $c_e(z)$ es el coeficiente de exposición que tiene en cuenta el terreno y la altura sobre el nivel del suelo z.

– c_d es el coeficiente dinámico que tiene en cuenta la amplificación dinámica. Normalmente se suele tomar igual a 1.

– c_f es el coeficiente de fuerza o de arrastre (equivale al coeficiente de arrastre C_D de la IAP-98 [1])

– A_{ref} es la proyección de la estructura sobre un plano normal al viento (equivale al área expuesta al viento A de la IAP-98 [1])

Aunque la expresión (7) es formalmente diferente a la (1) empleada por la IAP-98 [1] para obtener la fuerza del viento, conlleva a resultados idénticos, como veremos más adelante.

La presión media de la velocidad de referencia del viento q_{ref} se define como:

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{ref}^2 \tag{8}$$

Con

$$v_{ref} = c_{DIR} \cdot c_{TEM} \cdot c_{ALT} \cdot v_{ref,0} \tag{9}$$

Donde

– v_{ref} es la velocidad del viento de referencia.

– c_{DIR} es el factor de dirección. Normalmente se toma igual a 1,0.

– c_{TEM} es el factor temporal (estacional) que también se toma igual a 1,0.

– c_{ALT} es el factor de altitud que también se toma igual a 1,0.

– $v_{ref,0}$ es el valor básico de la velocidad de referencia, definida en el Anexo A de la UNE-ENV 1991-2-4 [2].

El valor de la velocidad de referencia del viento v_{ref} (p) con una probabilidad de ser excedida p distinta de 0,02, se define como:

$$v_{ref}(p) = v_{ref} \cdot \left(\frac{1 - K_1 \cdot \ln\left[-\ln(1-p)\right]}{1 - K_1 \cdot \ln\left[-\ln(0,98)\right]} \right)^n \tag{10}$$

Donde K_1 es un parámetro de forma, que se toma igual a 0,20, y n se toma igual a 0,50 según indica la UNE-ENV 1991-2-4 [2].

El factor $\left(\frac{1 - K_1 \cdot \ln\left[-\ln(1-p)\right]}{1 - K_1 \cdot \ln\left[-\ln(0,98)\right]} \right)^n$ de la ecuación (10) lo llamaremos c_{prob}, el cual es exactamente igual al factor de riesgo C_r (3) de la IAP-98 [1], así para un periodo de retorno T de 100 años, p=1/T=0,01, y v_{ref} (0,01) =1,038·v_{ref}.

El coeficiente de exposición $c_e(z)$ tiene en cuenta los efectos que la rugosidad del terreno, la topografía y la altura sobre el nivel del suelo z, provocan sobre la velocidad media del viento y la turbulencia.

Así:

$$c_e(z_e) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot k_T}{c_r(z) \cdot c_t(z)} \right] \tag{11}$$

Donde:

– $c_r(z)$ es el coeficiente de rugosidad, que equivale al factor de altura C_z de la IAP-98 [1], al ser la ecuación (12) igual a la (4), y la (13) igual a la (5)

$$c_r = k_T \cdot \ln (z / z_0) \text{ si } z \geq z_0 \tag{12}$$

O bien $c_r = k_T \cdot \ln (z_{min} / z_0)$ si $z < z_{min}$ (13)

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

– k_T es el factor del terreno, que equivale al coeficiente k_z de la IAP-98 [1]. Las categorías del terreno (Tipos I al IV), así como sus parámetros dependientes, definidos en el apartado 8.3 de la UNE-ENV 1991-2-4 [2], son iguales a los definidos en la tabla 1 de la IAP-98 [1].

– $c_t(z)$ es el coeficiente topográfico, que equivale al factor de topografía C_t de la IAP-98 [1]. Este valor se suele tomar igual a 1, siempre que no se produzca el encauzamiento del viento. El apartado 8.4 de la UNE-ENV 1991-2-4 [2] propone el cálculo de dicho coeficiente en casos especiales.

El factor $\left[1+\frac{7\cdot k_T}{c_r(z)\cdot c_t(z)}\right]$ de la ecuación (11) equivale al factor de ráfaga al cuadrado C_g^2 definido en la IAP-98 [1], por lo que el coeficiente de exposición $c_e(z)$ definido por la UNE-ENV 1991-2-4 [2], equivale al producto de los cuadrados de los factores de altura C_z, de topografía C_t, y de ráfaga C_g de la IAP-98 [1].

Con todo esto, la ecuación (11) que define el coeficiente de exposición desarrollada queda de la forma siguiente:

$$c_e(z_e)=k_T^2\cdot\left[\ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right)+7\cdot\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \qquad (14)$$

Sustituyendo la ecuación (14) en la ecuación (7) se obtiene desarrollada la ecuación de la fuerza equivalente de viento:

$$F_w=\left(\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot v_{ref,0}^2\right)\cdot\left(c_{prob}^2\right)\cdot\left(k_T^2\cdot\left[\ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right)+7\cdot\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]\right)\cdot c_f\cdot A_{ref} \qquad (15)$$

Si hacemos lo mismo con la ecuación (1) de la IAP-98 [1], y la desarrollamos, obtendremos la ecuación (16), que es idéntica a la (15).

$$F=(1/2\cdot\rho\cdot V_{ref}^2)\cdot(C_r^2)\cdot\left(k_z^2\cdot\left[\ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right)+7\cdot\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]\right)C_D\cdot A \qquad (16)$$

Como ya anticipamos, puede constatarse que la formulación de las acciones de viento en la IAP-98 [1] y en la UNE-ENV 1991-2-4 [2] son idénticas.

1.3. Acciones de viento según la NBE-AE-88

La "Normativa Básica de Edificación: Acciones en Edificación" NBE-AE-88 [3] del año 1988, es una copia de la normativa del Ministerio de Vivienda MV-101 del año 1962, y ha sido la normativa vigente sobre acciones en edificación en España hasta la reciente aparición del nuevo Código Técnico de la Edificación CTE-2006 [4].

En lo referente a las acciones de viento, se trata de una normativa muy antigua, con valores de las presiones dinámicas del viento muy por debajo de las de cualquier normativa más moderna, como se demuestra más adelante.

Así la NBE-AE-88 [3], define la presión de viento sobre un elemento como:

$$p=c\cdot w \qquad (17)$$

Donde c es el coeficiente eólico, equivalente al coeficiente de arrastre C_D de IAP-98[1], o al coeficiente de fuerza c_f de la UNE-ENV 1991-2-4 [2], y w es la presión dinámica del viento, definida en la tabla 5.1 del apartado 5.2.

Tabla 2. Tabla 5.1 de la NBE-AE-88

PRESIÓN DINÁMICA DEL VIENTO w				
Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m, cuando la situación topográfica es:		Velocidad del viento v		Presión dinámica w
Normal	Expuesta	m/s	km/h	kg/m²
De 0 a 10	-	28	102	50
De 11 a 30	-	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
-	Mayor de 100	49	176	150

1.4. Acciones de viento según el nuevo CTE-2006

El nuevo Código Técnico de la Edificación (CTE): "Seguridad Estructural: Bases de Cálculo y Acciones en la Edificación", Libro 2 de 2006 [4], sustituye y deroga a la antigua NBE-AE-88 [3], y basa su formulación en el nuevo Eurocódigo 1 de acciones EN 1991-1-4 de Abril de 2005 [5], como se verá más adelante.

El CTE-2006 [4] define las acciones de viento en el apartado 3.3, y en el anexo D, como una fuerza equivalente:

$$F=A\cdot q_e=A\cdot q_b\cdot c_e\cdot c_p \qquad (18)$$

Donde:

– F es la fuerza de empuje horizontal del viento.

– A es el área total del elemento expuesta al viento proyectada sobre un plano perpendicular a este.

– q_e es la presión estática del viento, que equivale a $q_e=q_b\cdot c_e\cdot c_p$

– q_b es la presión dinámica del viento igual a $1/2\cdot\rho\cdot v_b^2$ (equivalente a $1/2\cdot\rho\cdot v_{ref,0}^2$ de [2] ó a $1/2\cdot\rho\cdot V_{ref}^2$ de [1]), con v_b la velocidad básica del viento.

– c_p es el coeficiente eólico o de presión del elemento considerado (equivalente al coeficiente de arrastre C_D de IAP-98[1], o al coeficiente de fuerza c_f de la UNE-ENV 1991-2-4 [2]).

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

– c_e es el coeficiente de exposición (equivalente al coeficiente $c_e(z)$ de la UNE-ENV 1991-2-4 [2]), de valor:

$$c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k) \tag{19}$$

$$\text{Con} \quad F = k \cdot \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right) \tag{20}$$

Si desarrollamos la ecuación (19) tendremos que:

$$c_e = k^2 \cdot \left(\ln^2\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right) + 7 \cdot \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right)\right) \tag{21}$$

Se puede comprobar cómo el coeficiente de exposición c_e (ecuación 21) del CTE-2006 [4], es idéntico al definido en la UNE-ENV 1991-2-4 [2] (ecuación 14), ya que hay una equivalencia entre los parámetros siguientes de [4] y de [2] respectivamente: k con k_T, Z con z_{min}, y L con z.

Estos parámetros quedan definidos en la tabla D.2 del CTE-2006 [4] en función del grado de aspereza del entorno (tipo de entorno).

Tabla 3. Tabla D.2 del CTE-2006 [4]

Grado de aspereza del entorno	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,15	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada con algunos obstáculos aislados como pequeños árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,30	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios de altura	0,24	1,00	10,0

Más adelante se analizará de manera crítica el origen de estos parámetros, especialmente el parámetro k.

El anexo D.1 del CTE-2006 [4], indica que para comprobaciones de los estados límites de servicio, la velocidad básica del viento v_b debe multiplicarse por el coeficiente (que llamaremos c_{prob}) definido en la tabla D.1 en función del periodo de retorno del elemento de estudio.

Así, sucede como en la ecuación (10) de la UNE-EN-1991-2-4 [2], y la velocidad básica en función del periodo de retorno queda como:

$$v_b(T) = v_b \cdot c_{prob} \tag{22}$$

Tabla 4. Tabla D.1 del CTE-2006

Periodo de retorno T (años)	1	2	5	10	20	50	200
Coeficiente (c_{prob})	0,41	0,78	0,85	0,90	0,95	1,00	1,08

Como puede comprobarse, los datos tabulados por el CTE-2006 [4], coinciden con los obtenidos mediante la ecuación (3) del factor de riesgo C_r de la IAP-98, y los de la ecuación (10) de la UNE-EN-1991-2-4 [2].

Si se desarrolla la ecuación (18) del CTE-2006 [4] de una manera análoga a como se ha hecho con la IAP-98[1] (ecuación 16) y la UNE-EN-1991-2-4 [2] (ecuación 15), llegamos a una expresión (ecuación 23) formalmente idéntica a las anteriormente citadas.

$$F = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2\right) \cdot \left(c_{prob}^2\right) \cdot \left(k^2 \cdot \left[\ln^2\left(\frac{z}{L}\right) + 7 \cdot \ln\left(\frac{z}{L}\right)\right]\right) \cdot c_p \cdot A \tag{23}$$

1.5. Acciones de viento según la EN 1991-1-4

La nueva versión del Eurocódigo 1 "Eurocode 1: Actions on Structures. Part 1-4: General Actions- Wind Actions" EN 1991-1-4 April 2005 [5], modifica ligeramente la formulación de la versión previa (UNE-ENV 1991-2-4 [2]), y define la fuerza global del viento actuando sobre una estructura, como:

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \tag{24}$$

Donde:

– F_w es la fuerza global de empuje horizontal del viento.

– El factor estructural $c_s \cdot c_d$ tiene en cuenta el efecto sobre las acciones del viento de la no simultaneidad entre las presiones punta del viento en una superficie (c_s) junto al efecto de las vibraciones en la estructura debida a fenómenos de turbulencia (c_d).

El apartado 6.1 de la EN 1991-1-4 [5], define los criterios para el cálculo de estos parámetros, que en casos normales pueden tomarse iguales a 1.

– $q_p(z_e)$ es la presión de la velocidad punta del viento a la altura z_e.

– c_f es el coeficiente de fuerza o de arrastre.

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

– A_{ref} es la proyección de la estructura sobre un plano normal al viento.

La presión punta de la velocidad del viento $q_p(z)$ se define como:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)\right) = c_e(z) \cdot q_b \qquad (25)$$

Donde:

– q_b es la presión de la velocidad básica del viento.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \qquad (26)$$

– v_m es la velocidad media del viento, obtenida mediante la ecuación:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \qquad (27)$$

Donde:

– $c_0(z)$ es el factor de topografía, que se toma igual a 1 siempre que no se produzca el encauzamiento del viento. El apartado 4.3.3 de la EN 1991-1-4 [5] propone el cálculo de dicho coeficiente en casos especiales.

– $c_r(z)$ es el factor de rugosidad (igual al definido en la UNE-ENV 1991-2-4 [2])

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0) \quad \text{si } z \geq z_0 \qquad (28)$$

O bien $c_r(z) = k_r \cdot \ln(z_{min} / z_0)$ si $z < z_{min}$ (29)

– k_r es el factor del terreno, y depende de la longitud de la rugosidad z_0.

$$k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{0{,}05}\right)^{0{,}07} \qquad (30)$$

– v_b es la velocidad básica del viento.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \qquad (31)$$

Donde

– c_{dir} es el factor de dirección. Normalmente se toma igual a 1,0.

– c_{season} es el factor temporal (estacional) que también se toma igual a 1,0.

– $v_{b,0}$ es el valor fundamental de la velocidad básica del viento, definida en el Anexo Nacional.

El valor de la velocidad básica del viento $v_b(p)$ con una probabilidad de ser excedida p distinta de 0,02, como ya sucedía con la ecuación (10) de la UNE-ENV 1991-2-4 [2], se define como:

$$v_b(p) = v_b \cdot c_{prob} = v_b \cdot \left(\frac{1 - K \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K \cdot \ln[-\ln(0{,}98)]}\right)^n \qquad (32)$$

Donde K es un parámetro de forma, que se toma igual a 0,20, y n se toma igual a 0,50 según indica la EN 1991-1-4 [5].

– $I_v(z)$ es la intensidad de la turbulencia a la altura z, y se define como:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ o bien } I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ si } z < z_{min} \qquad (33)$$

Con k_I el factor de turbulencia que se suele tomar igual a 1.

– $c_e(z)$ es el coeficiente de exposición, que desarrollado como se indica en la ecuación (34), considerando como ya se ha expuesto que $c_0(z)$, c_{dir}, c_{season}, y k_I son iguales a 1, queda como:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)\right)}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2} = \left(k_r^2 \cdot \left[\ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]\right) \qquad (34)$$

Si desarrollamos la ecuación (24) de una manera análoga a como ya se ha hecho con el resto de normativas obtenemos la ecuación (35) de la fuerza equivalente de viento según la EN 1991-1-4 [5].

$$F_w = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b,0}^2\right) \cdot (c_{prob}^2) \cdot \left(k_r^2 \cdot \left[\ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]\right) \cdot c_f \cdot A_{ref} \qquad (35)$$

Las categorías del terreno (Tipos 0 al IV), así como los parámetros dependientes, k_r, z_0, y z_{min}, definidos por la EN 1991-1-4 [5] en la tabla 4.1 de su apartado 4.3.2, se reproducen en la Tabla 5.

Tabla 5. Tabla 4.1 de la EN 1991-1-4 [5]

Categorías del terreno	* k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Borde del mar o zonas costeras expuestas a mar abierto	0,1560	0,003	1,0
I Lagos o áreas llanas sin vegetación ni obstáculos	0,1697	0,01	1,0
II Áreas con vegetación baja como hierba y obstáculos aislados (árboles, edificios) con separaciones de al menos 20 veces la altura del obstáculo	0,19	0,05	2,0
III Áreas cubiertas con vegetación regular o con edificios o con obstáculos aislados con separaciones de un máximo de 20 veces la altura del obstáculo (pueblos, terreno suburbano, o bosques)	0,2153	0,30	5,0
IV Áreas en las cuales al menos el 15% de la superficie está cubierta por edificios y su altura media excede de los 15 m.	0,2343	1,00	10,0

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

1.6. Acciones de viento según la ROM 0.4-95

Dado que el Hotel Vela se sitúa en la bocana del puerto de Barcelona, en terreno ganado directamente al mar en ampliaciones previas del puerto de Barcelona, se ha tenido en cuenta la normativa de acciones para obras marítimas. Así las "Recomendaciones Para Obras Marítimas. Acciones Climáticas II: Viento". ROM 0.4-95 [6], define la fuerza global del viento actuando sobre una estructura, como:

$$Rv = C_f \cdot q_{v,t}(z) \cdot A_e = C_f \cdot \left(\frac{\rho}{2} \cdot V_{v,t}^2(z) \right) \cdot A_e \qquad (36)$$

Donde:

– Rv es la fuerza resultante de presión del viento.

– C_f es el factor de forma o el coeficiente eólico o de fuerza del elemento considerado (equivalente al coeficiente de arrastre C_D de IAP-98[1]).

– $q_{v,t}(z)$ es la presión dinámica del viento para la velocidad de proyecto igual a $1/2 \cdot \rho \cdot V^2_{v,t}(z)$, con $V_{v,t}(z)$ la velocidad del viento de proyecto.

– A_e es el área del elemento expuesta al viento proyectada sobre un plano perpendicular a este.

El valor de la velocidad del viento de proyecto $V_{v,t}(z)]_{T,\alpha}$ se define como:

$$V_{v,t}(z)]_{T,\alpha} = V_b]_{T,\alpha} \cdot F_A \cdot F_T \cdot F_R \qquad (37)$$

Donde:

– F_A es el factor de altura y rugosidad superficial.

– F_T es el factor topográfico.

– F_R es el factor de ráfaga máxima.

– $V_b]_{T,\alpha}$ es la velocidad básica del viento en la dirección α asociada a un periodo de retorno T, de valor:

$$V_b]_{T,\alpha} = V_b]_{50\,años} \cdot K_T \cdot K_\alpha \qquad (38)$$

Donde:

– $V_b]_{50\ años}$ es la velocidad básica del viento en el litoral español asociada a un periodo de retorno de 50 años, definida en la Tabla 3.2.1.4.1 de la ROM 0.4-95 [6], y reproducida más adelante en la figura 5 del presente artículo.

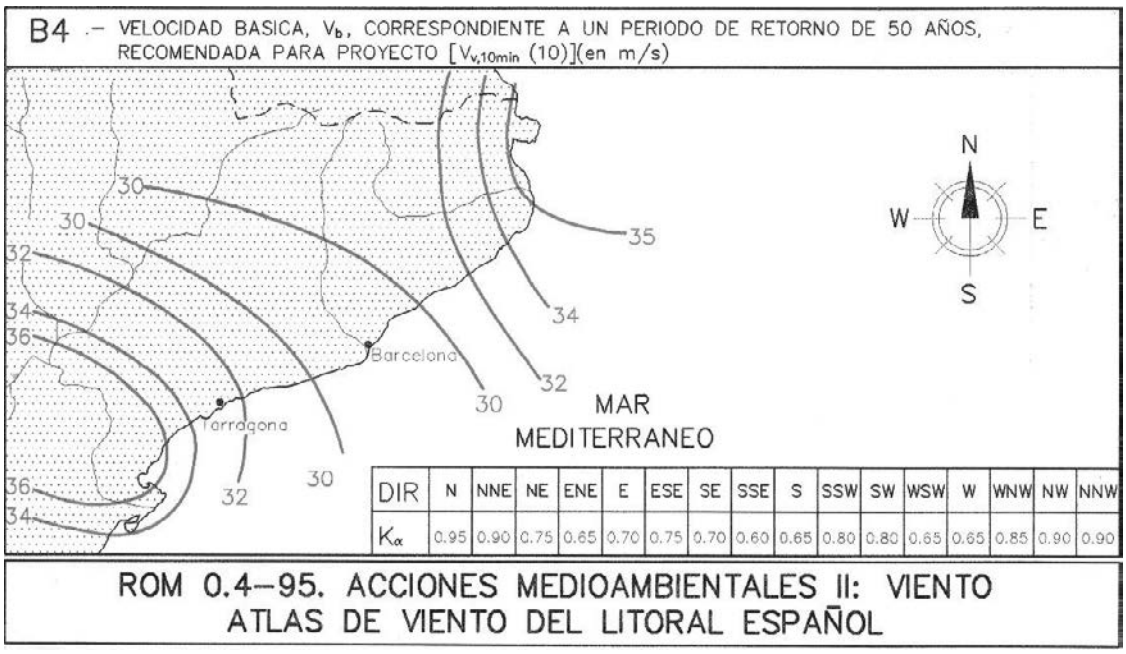
– K_T es el coeficiente para el cálculo de la velocidad básica del viento para otro periodo de retorno diferente de 50 años. La ROM 0.4-95 [6], lo define como:

$$K_T = \frac{V_b]_T}{V_b]_{50\,años}} = \left(\frac{1 - 0,2 \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - 0,2 \cdot \ln\left[-\ln(0,98) \right]} \right)^{0,5} \qquad (39)$$

Podemos comprobar cómo este coeficiente equivale a todos los coeficientes de probabilidad o de riesgo empleados en el resto de normativas analizadas con anterioridad.

– K_α es el coeficiente direccional para el cálculo de la velocidad básica del viento. La ROM 0.4-95 [6], lo define en su anexo I mediante una serie de gráficos y tablas que dependen de la zona donde se localice la estructura.

En la figura 1 se reproduce el grafico correspondiente a la zona de Barcelona. Como puede apreciarse el valor de K_α varía entre 0,95 y 0,60, en función de la dirección del viento. Para posteriores cálculos tomaremos del lado de la seguridad el máximo valor del coeficiente K_α igual a 0,95 que corresponde con el viento de dirección norte.



DIR	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
K_α	0.95	0.90	0.75	0.65	0.70	0.75	0.70	0.60	0.65	0.80	0.80	0.65	0.65	0.85	0.90	0.90

Figura 1. Gráfico con el coeficiente K_α para la zona de Barcelona.

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

Tabla 6. Tabla 2.1.4.1.1 de la ROM 0.4-95 [6] con los tipos de superficies

Tipo de superficie	z_0 (m)	Altura del nivel cero efectivo sobre la superficie (m)
I Mar abierto y campo abierto llano sin obstáculos (p.e. zonas costeras llanas, desiertos,…)	0,005	0,0
II Campo abierto, llano u ondulado, con obstáculos dispersos (p.e. praderas páramos,…) (nivel general de obstáculos de 5 m)	0,05	4,00
III Superficies boscosas, campo con obstáculos abundantes y pequeñas zonas urbanas (nivel general de obstáculos alrededor de 10 m)	0,30	9,00
IV Superficies con grandes y frecuentes obstáculos y grandes ciudades (nivel general de obstáculos alrededor de 15 m o más)	1,00	15,00

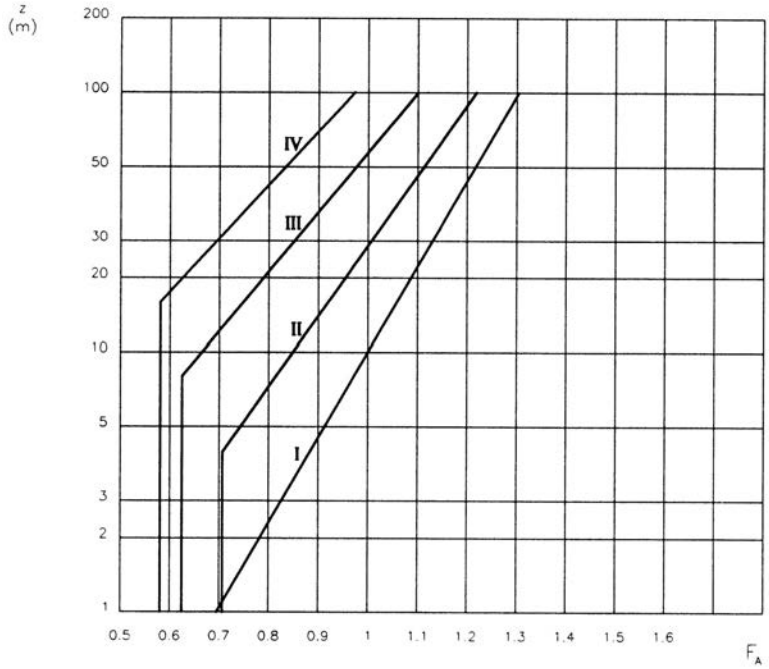


Figura 2. Gráfico 2.1.4.1.2 de la ROM 0.4-95 [6], con la definición del factor de altura F_A en función del tipo de superficie.

Tabla 7. Parámetros deducidos del gráfico 2.1.4.1.2 con la definición del factor de altura F_A.

Tipo de superficie	K	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0,132	0,005	0,0
II	0,16	0,05	4,00
III	0,19	0,30	9,00
IV	0,21	1,00	15,00

– La ROM 0.4-95 [6] define el factor de altura y rugosidad superficial F_A en el gráfico 2.1.4.1.2 (Fig. 2) del apartado 2.1.4.1 en función de la categoría del terreno donde esté situada la estructura objeto del estudio (Tabla 6).

Como puede comprobarse el gráfico de la figura 2 define de manera logarítmica el factor de altura F_A, que se ajusta a las ecuaciones siguientes:

$$F_A = k \cdot \ln (z \,/\, z_0) \text{ si } z \geq z_0 \qquad (40)$$

O bien $F_A = k \cdot \ln (z_{min} \,/\, z_0)$ si $z < z_{min}$ (41)

El coeficiente k (definido así por los autores del artículo), se obtiene del ajuste de las ecuaciones anteriores al gráfico de la Figura 2, con los resultados indicados en la Tabla 7. Esta definición del coeficiente de altura F_A, (ecs. 40 y 41) coincide en su formulación con la del coeficiente de altura C_Z de la IAP-98 [1] (ecs. 4 y 5), aunque sus parámetros cambien en función del tipo de terreno.

– El factor de topografía F_T se puede tomar en los casos normales igual a 1 como sucede con el resto de normativas analizadas. Para los casos en los que los efectos de la topografía local sea significativa, la ROM 0.4-95 [6] define en el apartado 2.1.4.2 en los gráficos de la tabla 2.1.4.2.1 el valor del coeficiente de topografía F_T.

– El factor de ráfaga máxima F_R permite la obtención de la velocidad máxima del viento asociada a una duración o intervalo del viento de 3, 5, 15 segundos, ó 10 minutos. La ROM 0.4-95 [6] define dicho factor en su tabla 2.1.4.3.1, (ver tabla 8) en función del tipo de superficie (tabla 6).

En posteriores cálculos tomaremos del lado de la seguridad los valores del factor de

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

	CATEGORIA DE RUGOSIDAD SUPERFICIAL															
	I				II				III				IV			
DURACION / z (m)	3s	5s	15s	1min	3s	5s	15s	1min	3s	5s	15s	1min	3s	5s	15s	1min
3	1.52	1.50	1.45	1.37	1.76	1.73	1.65	1.54	1.98	1.94	1.84	1.69	2.24	2.18	2.06	1.87
5	1.48	1.46	1.41	1.34	1.73	1.70	1.62	1.51	1.98	1.94	1.84	1.69	2.24	2.18	2.06	1.87
10	1.44	1.42	1.38	1.31	1.63	1.60	1.54	1.44	1.96	1.91	1.82	1.67	2.24	2.18	2.06	1.87
15	1.42	1.40	1.36	1.29	1.59	1.56	1.50	1.41	1.86	1.82	1.73	1.60	2.24	2.18	2.06	1.87
20	1.40	1.38	1.34	1.28	1.56	1.53	1.48	1.39	1.80	1.76	1.68	1.56	2.12	2.07	1.96	1.79
30	1.38	1.37	1.33	1.27	1.52	1.50	1.45	1.37	1.73	1.70	1.62	1.51	1.99	1.94	1.84	1.69
40	1.37	1.36	1.32	1.26	1.50	1.48	1.43	1.35	1.68	1.65	1.58	1.48	1.91	1.87	1.78	1.64
50	1.36	1.35	1.31	1.25	1.48	1.46	1.41	1.34	1.65	1.63	1.56	1.46	1.86	1.82	1.73	1.60
60	1.36	1.34	1.30	1.25	1.47	1.45	1.40	1.33	1.63	1.60	1.54	1.44	1.82	1.78	1.70	1.57
80	1.35	1.33	1.29	1.24	1.45	1.43	1.39	1.32	1.60	1.57	1.51	1.42	1.76	1.73	1.65	1.54
100	1.34	1.32	1.29	1.24	1.44	1.42	1.38	1.31	1.58	1.55	1.49	1.40	1.73	1.70	1.62	1.51

Figura3. Tabla 2.1.4.3.1 de la ROM 0.4-95 [6], con la definición del factor de ráfaga F_R.

ráfaga para 3 segundos, aunque la ROM 0.4-95 [6] indica para estructuras cuya dimensión mayor sea menor de 50 m el empleo de un factor de ráfaga para 5 segundos, mientras que si la dimensión mayor supera los 50 m, como sería el caso real analizado, aconseja el empleo de un factor de ráfaga para 15 segundos.

Si desarrollamos la ecuación (36) de una manera similar a como se ha hecho con las normativas descritas con anterioridad, se obtiene la ecuación (42) de la define la fuerza global del viento actuando sobre una estructura según la ROM 0.4-95 [6].

$$Rv = \left(\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot\left(V_b\right]_{50\,años}\cdot K_\alpha\right)^2\right)\cdot(K_T)^2\cdot(F_A\cdot F_T\cdot F_R)^2\cdot C_f\cdot A_e \quad (42)$$

Esta ecuación es formalmente muy similar a las de las normativas anteriormente analizadas, con la única diferencia que el coeficiente de exposición queda definido como el producto de los cuadrados del factor de altura, el factor de topografía, y el factor de ráfaga:

$$(F_A \cdot F_T \cdot F_R)^2 \quad (43)$$

2. COMPARACIÓN DE LAS ACCIONES DEL VIENTO EN LAS DIFERENTES NORMAS

2.1. Similitudes entre normativas

Como ya se ha descrito, la fuerza equivalente del viento actuando sobre una estructura se obtiene mediante el producto de la presión de referencia del viento, el coeficiente de riesgo al cuadrado, el coeficiente de exposición, el coeficiente de arrastre, y el área expuesta al viento. En la Tabla 8, se detallan estos factores en las diferentes normativas analizadas.

Tabla 8. Equivalencia de factores entre normativas

	Presión de referencia del viento	Coef. de riesgo al cuadrado	Coeficiente de exposición	Coef. de arrastre	Área expuesta al viento
IAP-98 [1] (ec. 16)	$(1/2\cdot\rho\cdot V_{ref}^2)$	(C_r^2)	$C_t^2\cdot C_z^2\cdot C_g^2 = \left(k_z^2\cdot\left[\ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right)+7\cdot\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]\right)$	C_D	A
UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2] (ec. 15)	$(\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot v_{ref,0}^2)$	$(c_{prob}^2)^*$	$c_e(z) = \left(k_T^2\cdot\left[\ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right)+7\cdot\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]\right)$	c_f	A_{ref}
CTE-2006 [4] (ec. 23)	$(\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot v_b^2)$	$(c_{prob}^2)^*$	$c_e = \left(k^2\cdot\left[\ln^2\left(\frac{z}{L}\right)+7\cdot\ln\left(\frac{z}{L}\right)\right]\right)$	c_p	A
EN 1991-1-4. 2005 [5] (ec. 35)	$(\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot v_{b,0}^2)$	$c_{prob}^2)$	$c_e(z) = \left(k_r^2\cdot\left[\ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right)+7\cdot\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]\right)$	c_f	A_{ref}
ROM 0.4-95 [6] (ec. 42)	$\left(\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot\left(V_b\right]_{50\,años}\cdot K_\alpha\right)^2\right)$	(K_T^2)	$F^2{}_A\cdot F^2{}_T\cdot F^2{}_R$	C_f	A_e

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

Tabla 9. Equivalencia de variables entre normativas

IAP-98 [1]	V_{ref}	C_r	-	k_z	z	z_0	z_{min}	C_t	C_z	C_D
UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2]	$v_{ref,0}$	c_{prob} *	$c_e(z)$	k_T	z	z_0	z_{min}	$c_t(z)$	$c_r(z)$	c_f
CTE-2006 [4]	v_b	c_{prob} *	c_e	k	z	L	Z	-	F	c_p
EN 1991-1-4. 2005 [5]	$v_{b,0}$	c_{prob}	$c_e(z)$	k_r	z	z_0	z_{min}	$c_o(z)$	$c_r(z)$	c_f
ROM 0.4-95 [6]	$v_{b]50años}$	K_T	-	k*	z	z_0	z_{min}	F_T	F_A	C_f

* definido así por los autores (ecuaciones 10, 22, 40 y 41)

Como puede comprobarse todas las normativas, salvo pequeñas diferencias en el cálculo del coeficiente de exposición de la ROM 0.4-95 [6], llegan al mismo resultado de la formulación de la fuerza equivalente del viento utilizando formulaciones intermedias más o menos directas. La equivalencia entre los parámetros de unas y otras normas se detallan en la Tabla 9.

El cálculo del coeficiente de riesgo es idéntico, como ya se ha expuesto, en todas las normativas, y su valor depende del periodo de retorno T (ecuaciones 3, 10, 32, tabla 4, y ecuación 39 respectivamente).

2.2. Diferencias entre normativas

Aunque la formulación de la fuerza equivalente del viento es idéntica en las normas analizadas, hay una serie de diferencias entre las normativas a la hora del cálculo de algunos de los factores expuestos en la tabla 8, y en algunos de los parámetros de la tabla 9.

2.2.1. Velocidad de referencia (o velocidad básica).

La presión de referencia (o básica) del viento depende de la velocidad de referencia (o velocidad básica) al cuadrado. Cada normativa define la velocidad de referencia en un gráfico en función de la localización geográfica en España.

Así la IAP-98 [1] define en la figura 3 de su apartado 3.2.3.2.1 el mapa con la velocidad de referencia del viento (v_{ref}). Para Barcelona el valor de v_{ref} es de 28 m/s (Fig. 4).

La UNE-ENV 1991-2-4.1995 [2] define en la figura 7.2 del apartado 7.4 el mapa eólico europeo, con valores sólo indicativos, dejando en manos de las autoridades

Figura 4. Figura 3 de IAP-98 [1] con velocidades de referencia del viento v_{ref}.

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

Figura 5. Fig. 7.2 de la UNE-ENV1991-2-4.1995 [2] con valores indicativos de la velocidad básica del viento $v_{ref,0}$.

nacionales la definición final de la velocidad de referencia. Para Barcelona el valor indicado es de $v_{ref,0}$ =27 m/s.(Fig. 5)

El CTE-2006 [4] define en la figura D.1 del anexo D el mapa con el valor básico de la velocidad del viento (v_b). Para Barcelona el valor de v_b es de 29 m/s. (Fig. 6)

En cambio, la última versión del Eurocódigo de acciones de viento, EN 1991-1-4.2005 [5], deja en manos de las autoridades nacionales la definición de la velocidad de referencia, y no indica ningún mapa con datos referentes a la velocidad básica de referencia del viento. Para futuros cálculos con esta normativa emplearemos el mismo valor que en del CTE-2006 [4], $v_{b,0}$=29 m/s.

Análogamente la ROM 0.4-95 [6] define en su figura 3.2.1.4.1 (Fig. 7) el valor de la velocidad básica del viento en el litoral español asociada a un periodo de retorno de 50 años $v_{b]50años}$, que para Barcelona es de 30 m/s.

2.2.2. *Coeficiente de exposición*

El coeficiente de exposición, tercer factor en el cálculo de la fuerza equivalente del viento, depende de 4 parámetros: el factor del terreno (definido como kz, kT, k, kr, o k), la rugosidad (definida como z0, ó L), la altura mínima (definida como zmin, ó Z), y la altura z (tabla 9).

Como ya se ha descrito, tanto la IAP-98 [1], como la UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2] definen 4 categorías de terreno, con idénticos parámetros. En la Tabla 10 se resumen estos parámetros.

De una forma similar, el CTE-2006 [4] y la EN-1991-1-4.2005 [5], definen 5 categorías de terreno para el cálculo de los parámetros del coeficiente de exposición. En la Tabla 11 se detallan dichos parámetros.

Como puede comprobarse del análisis de las tablas 10 y 11, las tres últimas categorías de terreno, definidas

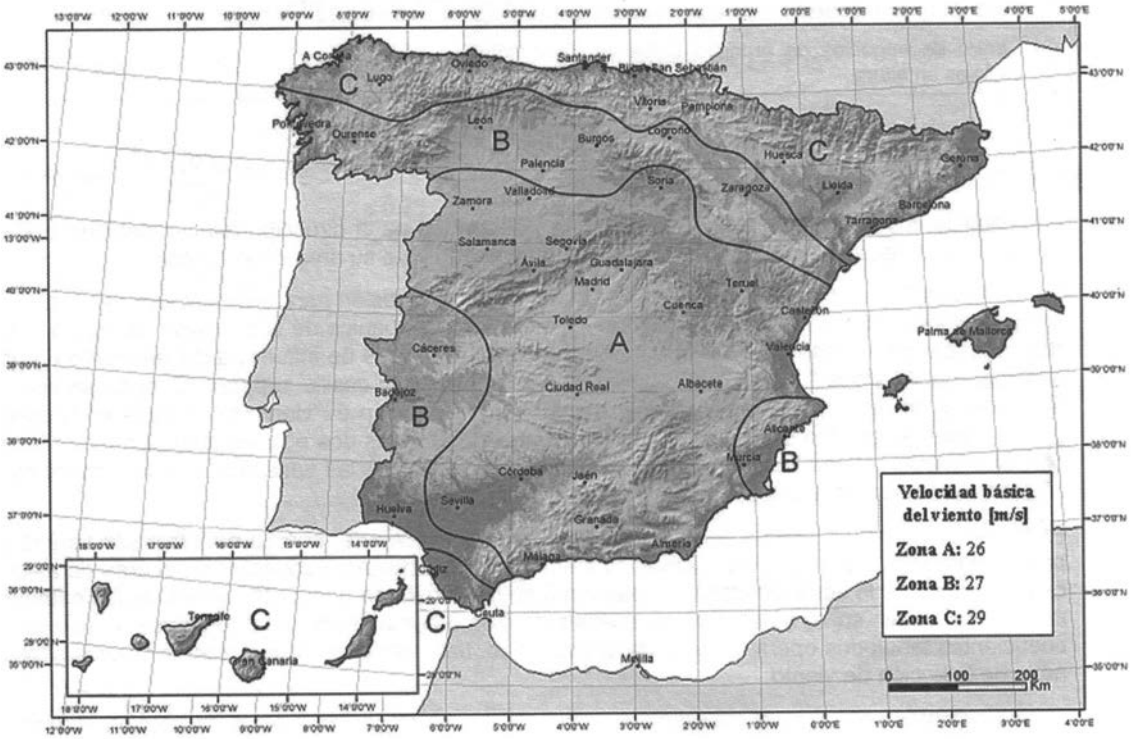


Figura 6. Figura D.1. del CTE-2006 [4] con el valor básico de la velocidad del viento v_b.

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

Tabla 10. Parámetros para el cálculo del coeficiente de exposición según IAP-98 [1] y UNE-ENV-1991-2-4.1995 [2]

Tipo de entorno	IAP-98 [1]	UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2]	k_z ó k_T	z_0 (m)	z_{min} (m)
Borde del mar	I	I	0,17	0,01	2
Zona rural con obstáculos aislados	II	II	0,19	0,05	4
Zona urbana, industrial o forestal	III	III	0,22	0,30	8
Centro de grandes ciudades	IV	IV	0,24	1,00	16

Tabla 11. Parámetros para el cálculo del coeficiente de exposición según CTE-2006 [4] y EN-1991-1-4.2005 [5]

Tipo de entorno	CTE-2006 [4]	EN 1991-1-4 2005 [5]	k [4]	k_r [5]	L [4] ó z_0 [5] (m)	Z [4] ó z_{min} [5] (m)
Borde del mar	I	0	0,15	0,1560	0,003	1,0
Terreno rural llano	II	I	0,17	0,1697	0,01	1,0
Zona rural con obstáculos aislados	III	II	0,19	0,19	0,05	2,0
Zona urbana, industrial o forestal	IV	III	0,22	0,2153	0,30	5,0
Centro de grandes ciudades	V	IV	0,24	0,2343	1,00	10,0

como "zona rural con obstáculos aislados", "zona urbana, industrial o forestal", y "centros de grandes ciudades", coinciden prácticamente en sus parámetros para el cálculo del coeficiente de exposición, aunque cada normativa defina cada categoría con un número romano diferente.

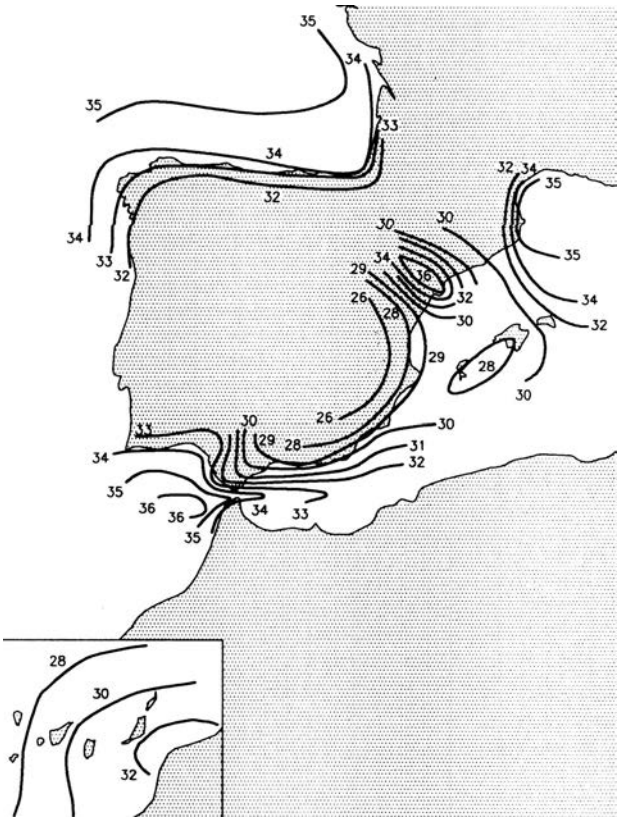


Figura 7. Figura 3.2.1.4.1 de la ROM 0.4-95 [6] con el valor de la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años $v_{b]50años}$.

La principal diferencia entre la IAP-98 [1] y la versión previa del Eurocódigo de acciones de viento UNE-ENV-1991-2-4.1995 [2], con el nuevo Código Técnico de la Edificación CTE-2006 [4], y la nueva versión del Eurocódigo de acciones de viento EN-1991-1-4.2005 [5], es la aparición de una nueva categoría de terreno en estas dos últimas frente a las dos primeras.

Así aparece la categoría de "terreno rural llano" en [4] y [5], que tiene sin embargo los mismos parámetros que la categoría de terreno "borde del mar" en las normativas precedentes [1] y [2].

Con este cambio los parámetros de la categoría de "borde del mar" en el CTE-2006 [4], y en la EN-1991-1-4.2005 [5] son nuevos (Tabla 11).

Como se ha descrito con anterioridad, el parámetro k_r de la actual versión del Eurocódigo EN-1991-1-4.2005 [5], se define mediante la ecuación [30] $k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{0{,}05}\right)^{0{,}07}$ (en la tabla 11 están los valores numéricos para cada tipo de entorno), mientras que el CTE-2006 [4] ajusta el valor del coeficiente k (factor del terreno), a la formulación del Eurocódigo de k_r, pero redondeando al segundo decimal.

El problema del redondeo del factor del terreno (k) realizado por el CTE-2006 [4] surge en el entorno "Borde del mar", donde se ha redondeado a la baja en lugar de realizarlo al alza, por lo que frente a un coeficiente k_r=0,1567 (EN-1991-1-4.2005 [5]), el CTE-2006 [4] lo ha simplificado erróneamente a k=0,15.

Este hecho da lugar a una paradoja, ya que si se plasma en un gráfico el coeficiente de exposición calculado con

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

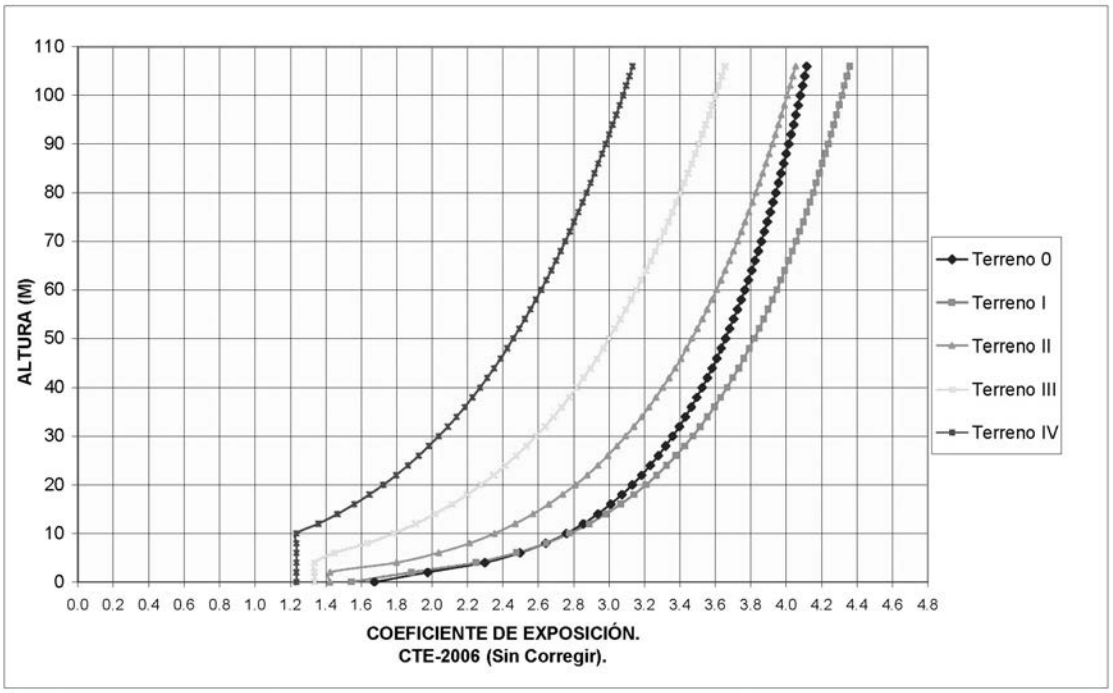


Figura 8. Coeficientes de exposición calculados según el CTE-2006, sin corregir el coeficiente k.

el coeficiente k tal y como lo define el CTE-2006 [4] (tabla 11), se puede observar cómo el tipo de entorno 0 "Borde del mar" que debería ser el más desfavorable, está por debajo del entorno I "Terreno rural llano" (Figura 8).

Ahora bien, si se representa el coeficiente de exposición haciendo que el factor del terreno "k" del CTE-2006 [4] sea idéntico al coeficiente "k_r" del Eurocódigo (EN-1991-1-4-2005 [5]), se puede observar en la Figura 9 cómo el error anterior queda corregido.

Luego, para aplicar correctamente el cálculo del coeficiente de exposición mediante el empleo del Código Técnico de Edificación CTE-2006[4], es necesario corregir el factor del terreno "k" a los valores del coeficiente "k_r" del Eurocódigo EN-1991-1-4-2005 [5]. De esta manera la tabla D.2 del CTE-2006 [4], quedaría como se indica en la Tabla 12.

El cálculo del coeficiente de exposición según la ROM 0.4-95 [6] difiere en su formulación respecto de las normativas anteriormente expuestas, y se define como el

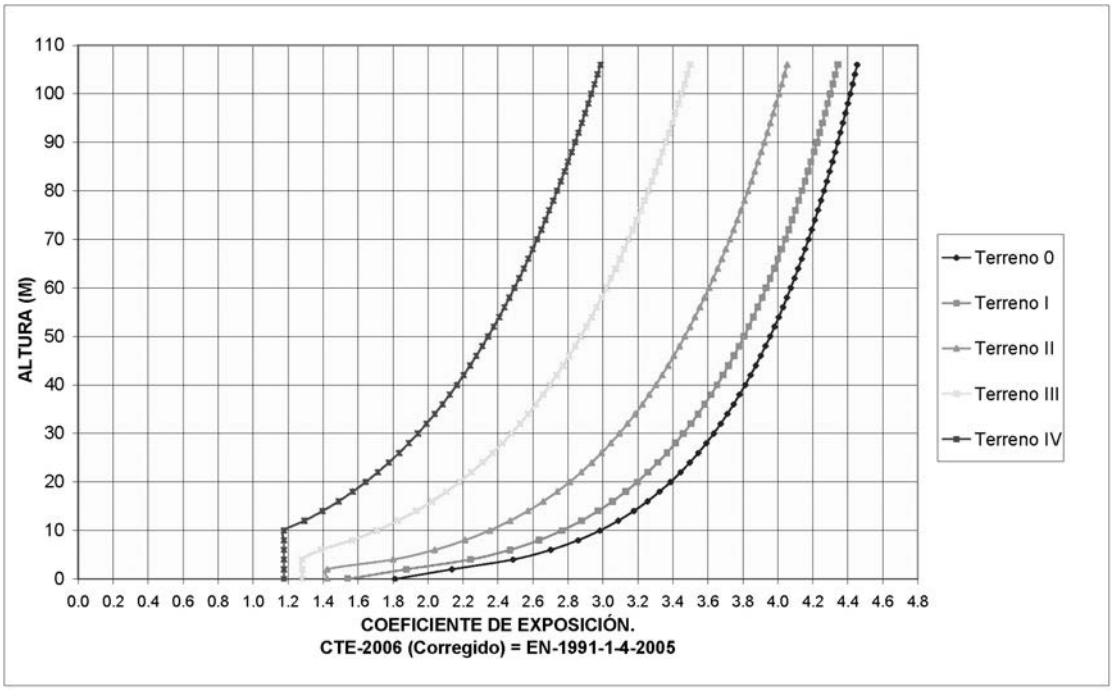


Figura 9. Coeficientes de exposición según el CTE-2006 con el coeficiente k corregido según el coeficiente k_r del Eurocódigo EN-1991-1-4-2005.

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

Tabla 12. Parámetros para el cálculo del coeficiente de exposición según CTE-2006 [4] con el coeficiente k corregido

Grado de aspereza del entorno	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	**0, 160**	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,1697	0,01	1,0
III Zona rural accidentada con algunos obstáculos aislados como pequeños árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,2153	0,30	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios de altura	0,2343	1,00	10,0

producto de los cuadrados del factor de altura, el factor de topografía, y el factor de ráfaga (F_A áF_T áF_R)^2.

Para el cálculo del factor de altura la ROM 0.4-95 [6] define las mismas categorías del terreno que la IAP-98 [1], y la versión anterior del Eurocódigo (UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2]), aunque con parámetros diferentes de los anteriormente resumidos en la tabla 10.

Los parámetros de la ROM 0.4-95[6] para el cálculo del factor de altura F_A son los siguientes (Tabla 13).

Una vez realizadas todas estas aclaraciones referentes a las similitudes y diferencias a la hora del cálculo del coeficiente de exposición con todas las normativas, se representan sus resultados en la Figura 10 en función de la altura, para el tipo de entorno más desfavorable "Borde del mar" con las 5 normativas indicadas en las tablas 8 y 9.

Como puede comprobarse en la figura 10, los resultados del coeficiente de exposición del CTE-2006[4] y de la versión actual del Eurocódigo EN-1991-1-4-2005 [5],

Tabla 13. Parámetros deducidos del gráfico 2.1.4.1.2 con la definición del factor de altura F_A

Tipo de entorno	K	z_o (m)	z_{min} (m)
I Borde del mar	0,132	0,005	0,0
II Zona rural con obstáculos aislados	0,16	0,05	4,00
III Zona urbana, industrial o forestal	0,19	0,30	9,00
IV Centro de grandes ciudades	0,21	1,00	15,00

una vez que se ha corregido el coeficiente k del CTE como ya se ha descrito anteriormente, son idénticos y producen los resultados más desfavorables.

El cálculo mediante la IAP-98 [1], y la versión anterior del Eurocódigo (UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2], produce así mismo los mismos resultados aunque de valor lige-

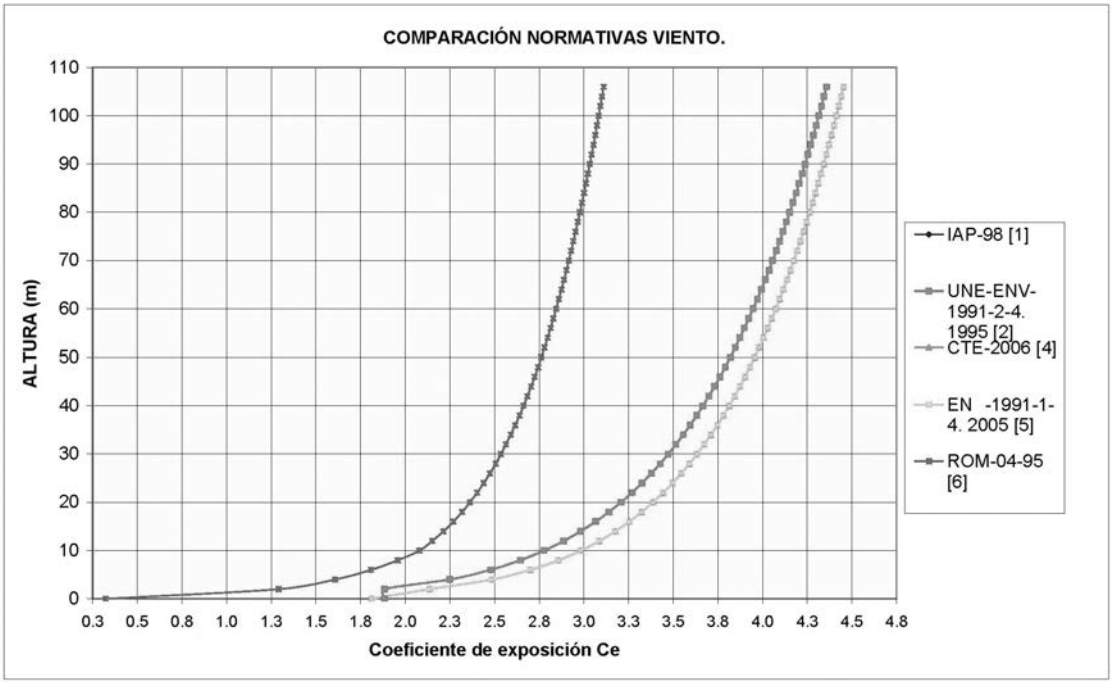


Figura 10. Coeficiente de exposición para el borde del mar según las diferentes normas.

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

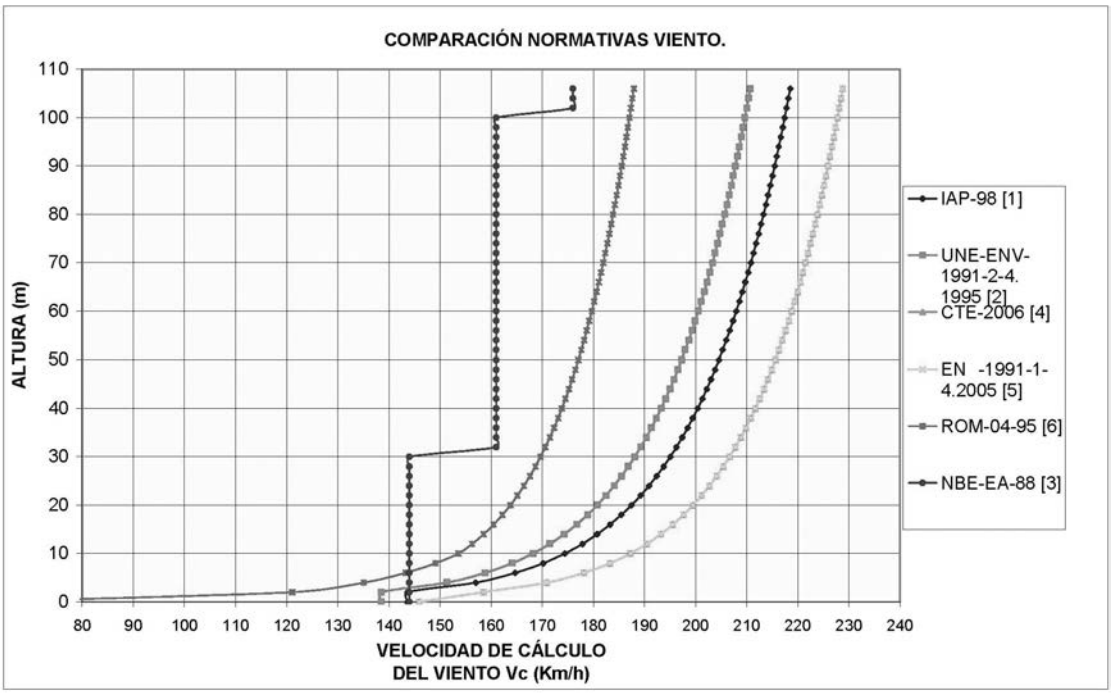


Figura 11. Velocidad de cálculo del viento Vc para el borde del mar (Barcelona) según las diferentes normas.

ramente inferiores a los de las dos normas anteriores. Este hecho sucede solamente para la categoría de terreno "Borde del mar", como ya se ha descrito, mientras que para las categorías del terreno definidas como "zona rural con obstáculos aislados", "zona urbana, industrial o forestal", y "centros de grandes ciudades", las cuatro normas ([1], [2], [4], y [5]) obtienen los mismos resultados en el cálculo del coeficiente de exposición.

El coeficiente de exposición calculado con la ROM 0.4-95 [6] da lugar a valores muy por debajo de estas cuatro normas, como se puede comprobar en la figura 10.

2.2.3. *Velocidad de cálculo*

Si definimos la velocidad de cálculo como el producto de tres factores; la velocidad básica o de referencia en la zona de estudio, el coeficiente de riesgo, y la raíz cuadrada del coeficiente de exposición, podremos comparar cada normativa.

$$V_C = V_{ref} \cdot \alpha_{prob} \cdot \sqrt{c_e} \qquad (44)$$

Así para el Hotel Vela en la bocana del puerto de Barcelona, tendremos la figura 11 donde se representa la velocidad de cálculo del viento en función de la altura. En todos los casos se ha considerado un periodo de retorno de 100 años, al tratarse de un edificio de especial relevancia.

En la figura 11 se ha añadido a los valores calculados con las normativas [1], [2], [4], [5], y [6], el indicado por la antigua normativa de acciones en la edificación NBE-AE-88 [3].

Se puede apreciar cómo los valores de la velocidad de cálculo del CTE-2006[4] y de la versión actual del Eurocódigo EN-1991-1-4-2005 [5], están superpuestos ya que todos sus parámetros son idénticos y producen los resultados más desfavorables. Tras estas normas se sitúan en orden decreciente la IAP-98[1], la versión anterior del Eurocódigo (UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2]), y la ROM 0.4-95 [6].

En la Figura 11 se aprecia cómo la antigua normativa de acciones en la edificación NBE-AE-88 [3] obtiene valores de la velocidad de cálculo muy por debajo de todas, en especial muy por debajo del nuevo CTE-2006 [4]. A modo de ejemplo a una altura de 100 m sobre el nivel del mar, la velocidad de cálculo del viento sería de 161 km/h según la NBE-AE-88 [3], mientras que en el nuevo CTE-2006 [4], este valor llegaría a 227,8 km/h.

2.2.4. *Presión dinámica del viento*

De una manera análoga a lo realizado con la velocidad de cálculo, podemos definir la presión dinámica como el producto entre la presión de referencia, por el coeficiente de riesgo al cuadrado, y por el coeficiente de exposición (producto de los tres primeros factores indicados en la tabla 8), o lo que es lo mismo, la presión producida por la velocidad de cálculo del viento:

$$(1/2 \cdot \rho \cdot V_{ref}^2) \cdot \alpha_{prob}^2 \cdot \alpha_e = (1/2 \cdot \rho \cdot V_c^2) \qquad (45)$$

La Figura 12 detalla los resultados de la presión dinámica del viento en función de la altura en la zona de estudio, Barcelona, frente al mar.

Las diferencias que ocurrían con la velocidad de cálculo en el gráfico 4, aumentan con la presión dinámica de

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

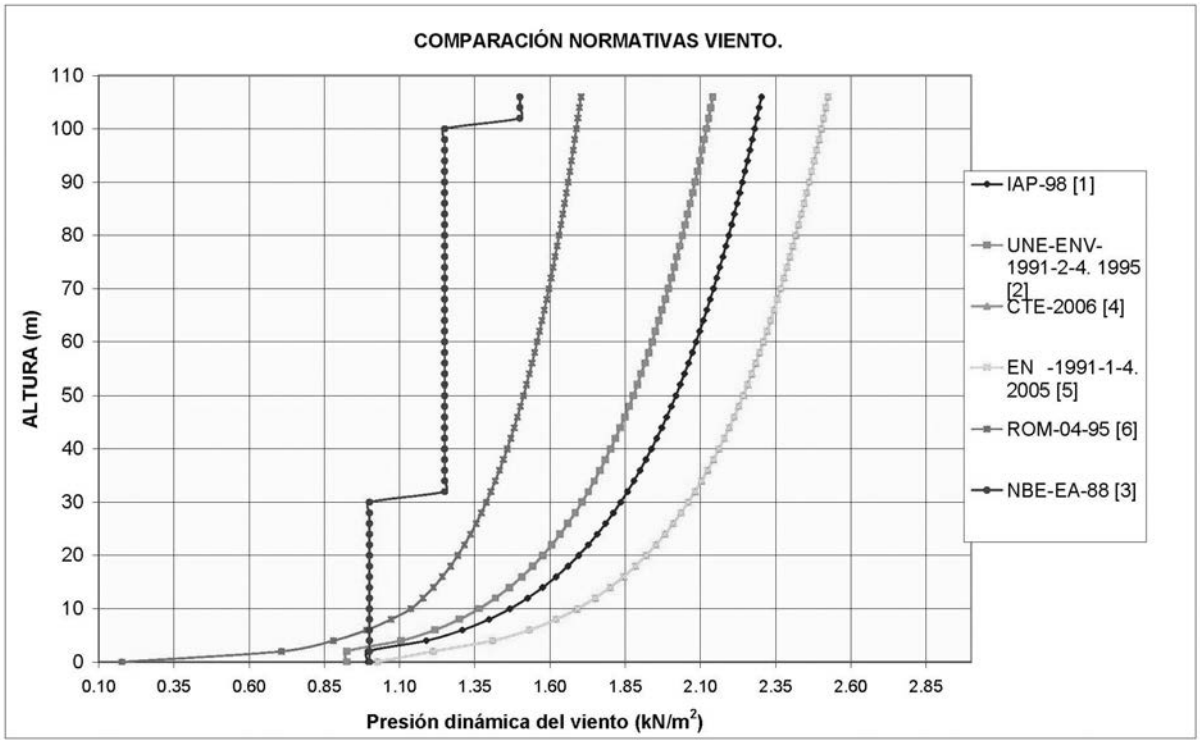


Figura 12. Presión dinámica del viento para el borde del mar (Barcelona) según las normativas.

la figura 12 al depender del cuadrado de la velocidad de cálculo.

En la Tabla 14, se comparan los resultados de la figura 12 integrando la presión dinámica para una altura de 100 m, y una anchura unitaria de un metro expuesto al viento (sin consideración todavía de ningún coeficiente de arrastre). Se representa la fuerza total del viento, y el momento flector en la base, así como la comparación en porcentaje frente al resultado mayor.

Como puede comprobarse de los resultados obtenidos en la figura 12 y la tabla 14, las fuerzas del viento calculadas con la antigua normativa de acciones en la edificación NBE-AE-88 [3], lleva a resultados muy del lado de la inseguridad tal y como ya se anticipó al resumir las acciones del viento, entre el 50 y el 55% de los obtenidos con el nuevo Código Técnico de Edificación [4], que coinciden con la última versión del eurocódigo de acciones de viento EN 1991-1-4. 2005 [5].

Así mismo puede comprobarse cómo los resultados obtenidos mediante la ROM 0.4-95 [6] siguen lejos de los indicados por el nuevo CTE-2006 [4], en el entorno del 67 %.

3. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE FUERZA O DE ARRASTRE DEL HOTEL VELA DE BARCELONA

La fuerza equivalente del viento sobre una estructura se obtiene, como ya se ha descrito, mediante el producto de la presión dinámica del viento, definida en el apartado anterior, por el coeficiente de fuerza o de arrastre del elemento de estudio, y por el área expuesta al viento.

El coeficiente de fuerza o de arrastre de un edificio con una geometría singular como es el Hotel Vela de Barcelona, es el factor más complicado de calcular.

Tabla 14. Resumen de resultados de fuerzas y momentos del viento en la base de un edificio de 100 m de altura y anchura unitaria

Normativa	Fuerza (KN / %)	Momento (KN·m / %)
IAP-98 [1]	192,7 KN / 89,7 %	10468,9 KNám / 90,4 %
UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2]	179,2 KN / 83,4 %	9734,5 KNám / 84,0 %
NBE-AE-88 [3]	117,2 KN / **54,6** %	6130,0 KNám / **52,9** %
CTE-2006 [4]	214,8 KN / **100** %	11584,6 KNám / **100** %
EN 1991-1-4. 2005 [5]	214,8 KN / **100** %	11584,6 KNám / **100** %
ROM 0.4-95 [6]	143,8 KN / 66,9 %	7811,2 KNám / 67,4 %

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

Figuras 13a y 13b. Fotomontaje, y vista del Hotel Vela en construcción.

3.1. Descripción geométrica del Hotel Vela

El Hotel Vela se compone de tres edificios con geometrías claramente definidas. Un edificio bajo, el Podium, con sólo dos niveles, donde se ubican las zonas comunes con los salones, los bares, restaurantes, las cocinas, el gimnasio, el spa, y las salas para congresos, sobre el que se elevan los edificios principales, el Atrio y la Torre del Hotel.

La Torre es un edificio con forma de vela, de ahí el nombre del hotel, tiene 26 plantas y una altura máxima de 100 m. sobre la cota de rasante, y el Atrio es un edificio de 7 plantas con forma de paralelepípedo adosado a la parte trasera de la Torre (Figs. 13a, y 13b).

Los edificios del Atrio y la Torre se destinan desde la P-1 hacia arriba a alojar las habitaciones del Hotel, situado frente al mar en la bocana del puerto de Barcelona.

Las plantas del edificio principal, la Torre, tienen forma de ojo, con sus dos extremos truncados por cortes oblicuos (Fig. 14). En altura, las plantas aumentan ligera-

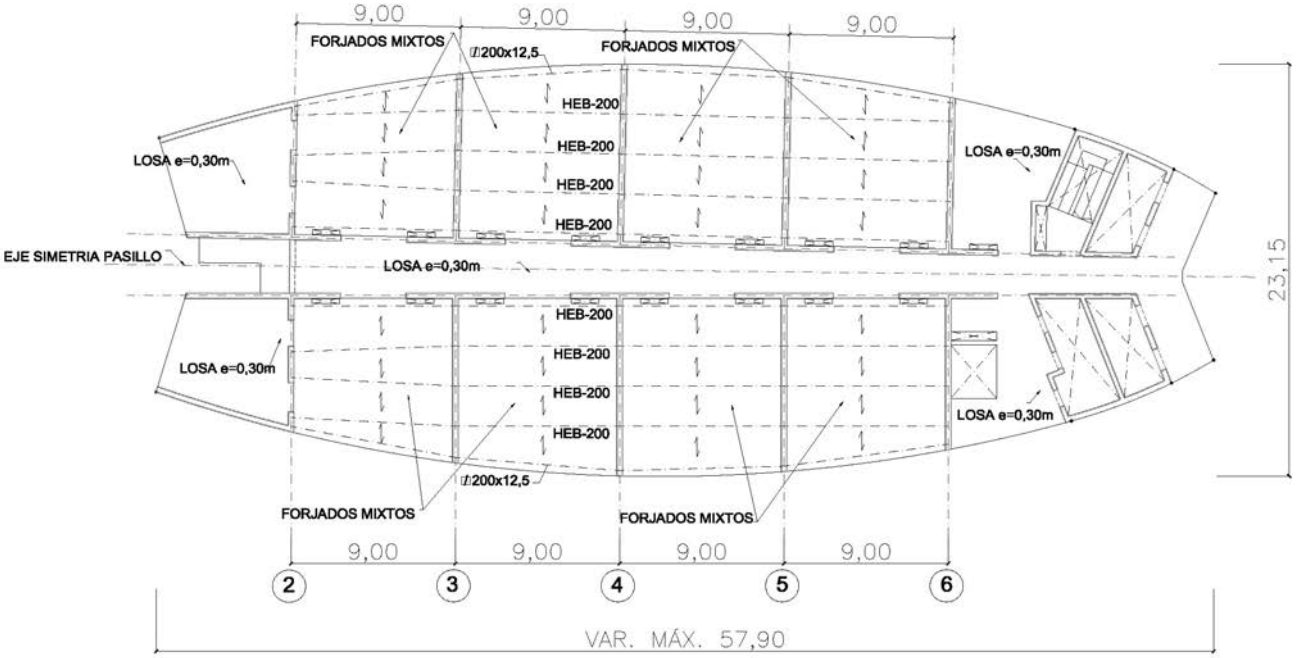


Figura 14. Planta tipo de la Torre del Hotel Vela.

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

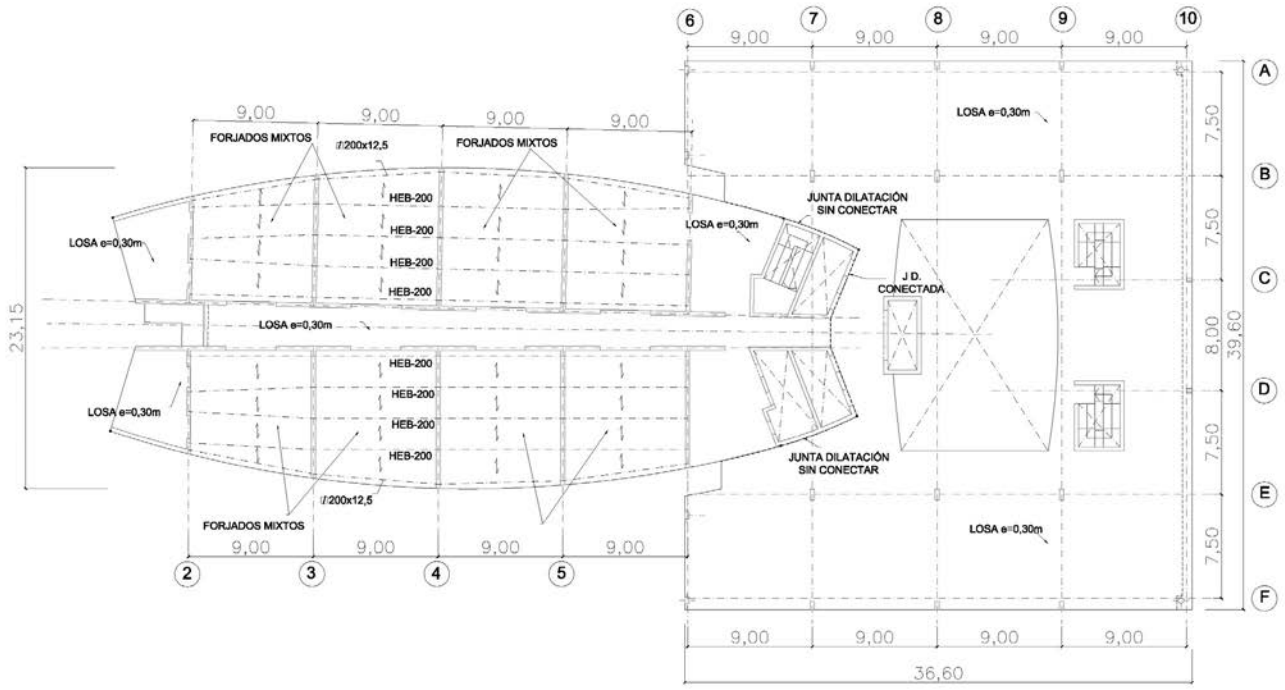


Figura 15. Planta tipo entre P-1 y P-7 con los edificios Torre y Atrio del Hotel Vela.

mente de longitud desde la P-1 hasta la P-10, mientras que desde la P-10 hasta la cubierta se van reduciendo logrando la forma de Vela como puede verse en la vista de las figuras 13 a y 13 b. Al nivel de las plantas 18, 19, y 20 sale un voladizo a modo de mirador frente al mar rompiendo la forma curva de la Vela (Figs. 13 a y 13 b).

En la dirección longitudinal la dimensión mayor de la planta 10 de la Torre es aproximadamente de 57,90 m, mientras que en la dimensión menor el ancho de 23,15 m es siempre constante. En la figura 14 se aprecia una planta tipo de la Torre, y en la Figura 15 se detalla una planta tipo con los edificios de la Torre y el Atrio.

El viento incidiendo transversalmente a la Torre, haciendo flectar a la Vela en la dirección del menor brazo (aprox. 23,15 m), se convierte a priori en la hipótesis crítica en el análisis de las acciones de viento.

La estructura vertical resistente frente a cargas gravitatorias de la Torre y las acciones del viento, la componen una serie de pantallas de hormigón de 30 cm de espesor dispuestas cada 9 m en la dirección perpendicular al pasillo central, junto con las pantallas del pasillo central dispuestas en la dirección longitudinal del edificio, y los núcleos de ascensores y escaleras situadas en el extremo trasero del edificio.

Los forjados de la Torre son losas macizas de hormigón armado de 30 cm de espesor en los módulos extremos, así como en el pasillo central que arriostra las pantallas del pasillo. En la zona central de la Torre, a cada lado del pasillo, los forjados de los 4 vanos con luces de 9 m se proyectaron inicialmente mediante unas vigas mixtas HEB200 dispuestas en la dirección longitudinal del edificio y conectadas al forjado superior constituido por una chapa nervada colaborante junto con el hormigón superior (Fig. 14). Finalmente, durante la fase de ejecución del edificio, los promotores plantearon el cambio a forjados con prelosas prefabricadas y losa superior "in situ".

El edificio Atrio, más convencional por su altura, geometría y tipología, se compone de forjados con losas de hormigón armado de 30 cm de espesor, y pilares creando una cuadrícula principal de 9x7,5 m (Fig. 15).

Al estar situado el edificio en la bocana del puerto de Barcelona, en terreno ganado al mar, la cimentación de los edificios principales, Torre y Atrio, es necesario realizarla mediante pilotes. La cimentación se ha proyectado mediante el empleo de pilotes prefabricados hincados de hormigón pretensado de aproximadamente 45 m de longitud y sección de 40x40 cm. La Torre se cimenta mediante 398 pilotes bajo las pantallas principales, más 36 pilotes en los pilares perimetrales que sólo soportan dos plantas de carga, mientras que los pilares y núcleos de pantallas del Atrio se cimentan mediante 120 pilotes. (Fig. 16)

Esta cimentación obliga a optimizar las acciones del viento para no encarecer en exceso el edificio, por lo que el análisis de los coeficientes de arrastre se convierte en una cuestión fundamental.

3.2. Análisis del coeficiente de arrastre del Hotel Vela mediante el empleo de las normativas

La obtención del coeficiente de arrastre aplicando los parámetros tabulados en las diferentes normativas es el procedimiento más rápido y sencillo para poder calcular las acciones del viento, siempre y cuando la geometría del edifico se pueda asimilar a las formas geométricas

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

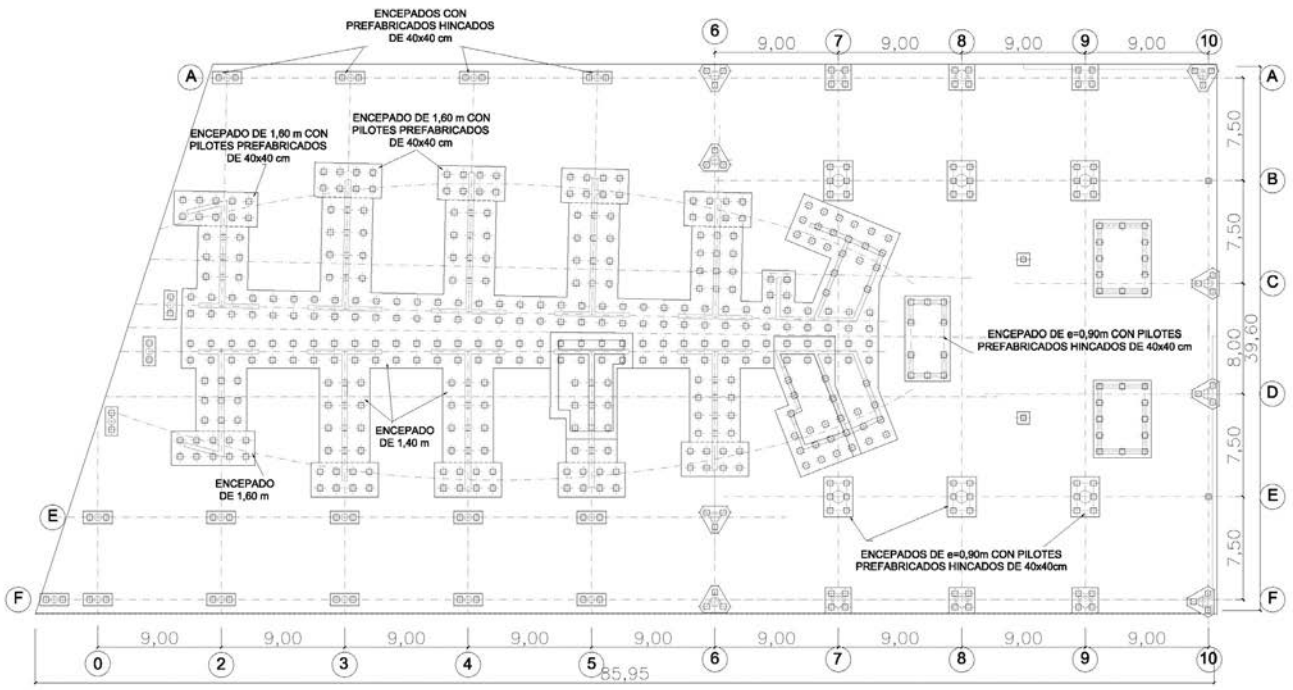


Figura 16. Planta de la cimentación de los edificios Torre y Atrio con pilotes prefabricados hincados.

Tabla 15. sumen de resultados de los coeficientes de arrastre para secciones rectangulares y altura infinita, o la altura real de aproximadamente 100 m

Normativa	Coeficiente de arrastre	B/D = 2,50, y esbeltez infinita ($\lambda = \infty$)	B/D = 2,50, y esbeltez real (λ =1,72)
IAP-98 [1]	Cd	2,20	—-
UNE-ENV 1991-2-4. 1995 [2] = EN 1991-1-4. 2005 [5]	C_f	2,225	1,40
ROM 0.4-95 [6]	C_f	2,25	1,61
CECM Nº 52 [7]	C_f	2,0	1,23

sencillas tipificadas. La dificultad aparece si se trata de un edificio con formas singulares no contempladas directamente por las normativas, como es el caso del Hotel Vela. La simplificación de asimilar una forma compleja a formas tipificadas sencillas puede hacer que se obtengan coeficientes de arrastre mayores que los reales, con lo cual se estaría del lado de la seguridad, pero encareciendo innecesariamente la estructura y la cimentación, mientras que si la simplificación concluye con coeficientes de arrastre menores que los reales se estará del lado de la inseguridad infradimensionando la estructura y la fachada frente a las acciones del viento.

Con una sección en planta con forma de ojo cortada en los extremos por planos oblicuos, podríamos asimilar la planta, bien a un rectángulo, hipótesis a priori conservadora, o bien a una elipse, hipótesis que probablemente esté del lado de la inseguridad. Los resultados, por tanto, parece que deberían estar entre estas dos hipótesis de partida.

Como una primera aproximación se asimiló la Torre del Hotel Vela a un edificio con forma de prisma de base rectangular de 57,90 m de largo (B) y 23,15 m de ancho (D) (Fig. 17), considerando una esbeltez infinita o la esbeltez real del edifico (definida como la altura entre el frente opuesto al viento, λ=H/B), según las diferentes normativas. En la tabla 15 se detallan los resultados para estos casos.

Tabla 16. Coeficientes de arrastre para prismas de sección elíptica en función de la esbeltez

Normativa	Esbeltez $\lambda = \infty$	Esbeltez Finita
ROM 0.4-95 [6]	C_f =1,50	C_f (λ=1,72) =0,87
CECM Nº52 [7]	C_f =1,50	C_f ($\lambda < 10$) =1,00

En una segunda aproximación se asimiló la geometría de la Torre a un prisma de base elíptica, con el eje mayor igual al doble del eje menor (Fig. 17) con el viento soplando en la dirección del eje menor, analizando también el caso de altura infinita o la altura real del edificio. En la Tabla 16 se detallan los resultados de esta

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

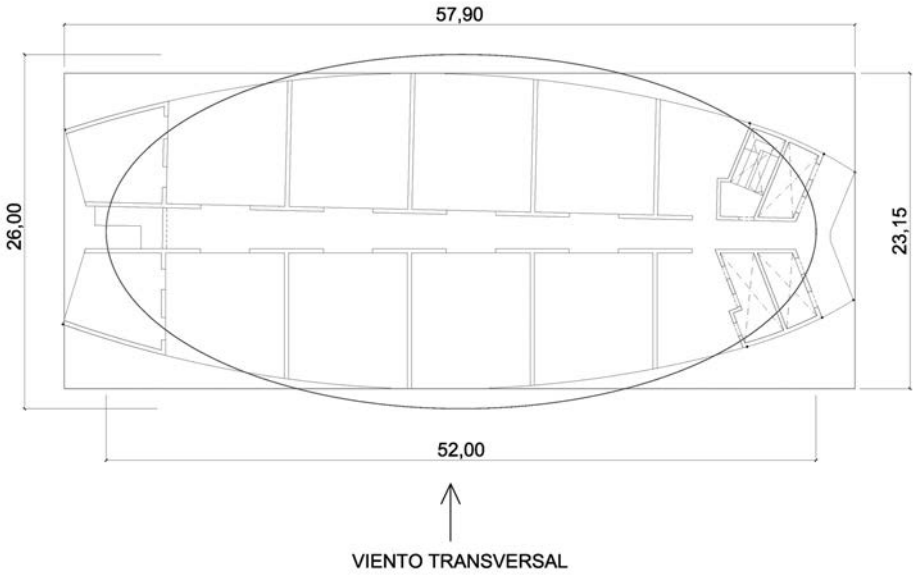


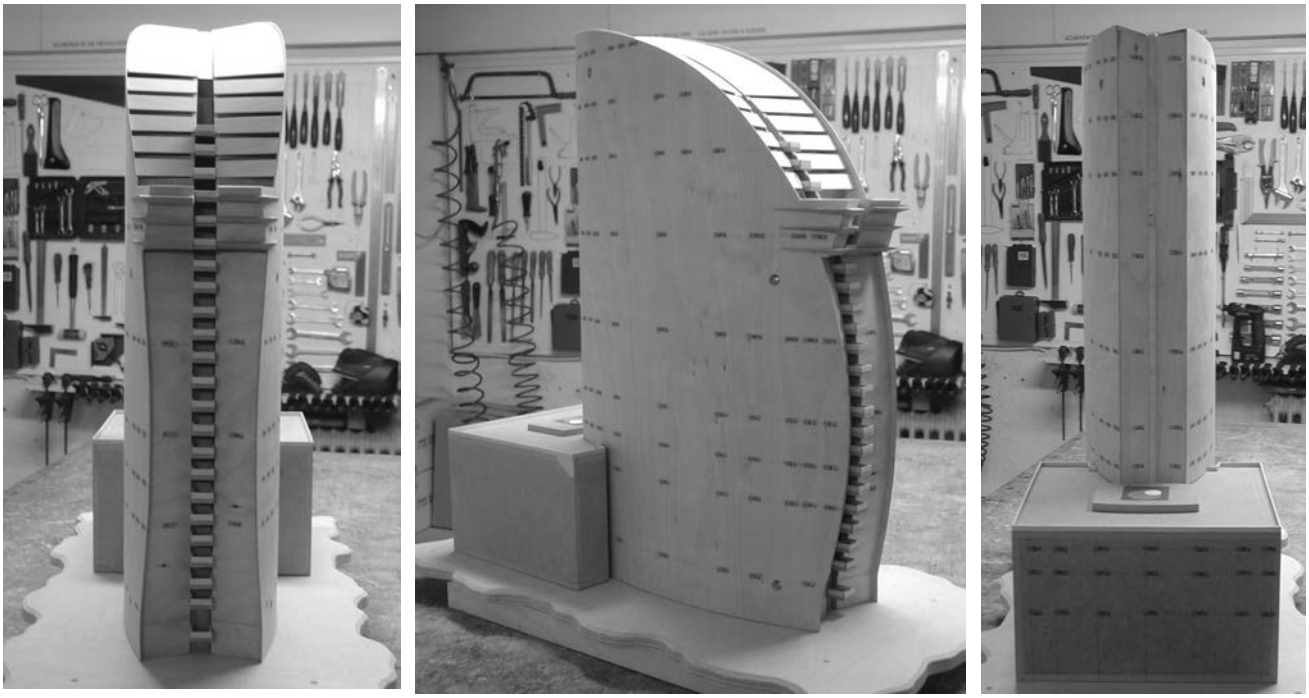
Figura 17. Simplificación de una planta a una sección rectangular y a una elíptica.

aproximación, que como es lógico son menores que los tipificados para el caso de sección rectangular.

Como puede comprobarse, hay una diferencia sensible en el coeficiente de arrastre al considerar altura finita y tener en cuenta la esbeltez real del edificio, tanto en el caso de sección rectangular (reducción del coeficiente de arrastre a un 63,0% del de altura infinita según el Eurocódigo (EN 1991-1-4. 2005 [5]), a un 71,55% según la ROM 0.4-95 [6], o a un 61,50% según el CECM Nº52 [7]), como en el caso de sección de planta elíptica (reducción del coeficiente de arrastre a un 58,0% del de altura infinita según la ROM 0.4-95 [6], o a un 66,66% según el CECM Nº52 [7]).

Si a los resultados tan dispares de las simplificaciones realizadas, se añade que el Hotel es un edificio con sección en planta variable con la altura, debido a la forma de la Vela, se puede concluir que existirá todavía una mayor incertidumbre en los coeficientes de arrastre reales del edificio, y salvo que se considere el caso a priori más desfavorable de un coeficiente de arrastre del orden de 2,25 para el viento transversal a la Vela, se podría estar del lado de la inseguridad en el cálculo de las acciones del viento poniendo en riesgo la estructura y las fachadas.

Dado que las acciones de viento son fundamentales para el dimensionamiento de la estructura, las cimentaciones pilotadas y la fachada de un edificio como el



Figuras 18, 19, y 20. Vista frontal, lateral y trasera de la maqueta realizada del Hotel Vela para el ensayo del túnel de viento (1).

(1) Figuras 18 a 20 cortesía de S. Pindado y J. Meseguer del Laboratorio de aerodinámica IDR/UPM, ETSI Aeronáuticos de Madrid.

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

Figuras 21 y 22. Vista interior del cableado para la toma de datos, y vista de la maqueta en el interior del túnel de viento de la E.T.S.I. Aeronáuticos de Madrid (2).

Hotel Vela, es necesario realizar el cálculo de los coeficientes de arrastre reales mediante otros procedimientos más precisos.

3.3. Obtención del coeficiente de arrastre del Hotel Vela de manera experimental mediante un ensayo en túnel de viento.

En el caso de edificios singulares bien por su altura, bien por su geometría en planta, o por ambos factores, como es nuestro caso, puede ser necesario realizar el cálculo de los coeficientes de arrastre mediante otros procedimientos como su obtención de manera experimental mediante la realización de un ensayo en túnel de viento a escala reducida.

Ante la incertidumbre en la evaluación de los coeficientes de arrastre del edificio, y su posible sobre o infradimensionamiento, la UTE VELA BCN a petición de IDEAM y del Taller de Arquitectura de Ricardo Bofill, encargaron el estudio de los coeficientes de arrastre del edificio mediante un ensayo en túnel de viento a escala reducida al Instituto Universitario "Ignacio da Riva" de la Escuela de Ingenieros Aeronáuticos de la Universidad Politécnica de Madrid.

La finalidad del ensayo realizado [8] es la obtención de la distribución de presiones en las fachadas del edifico,

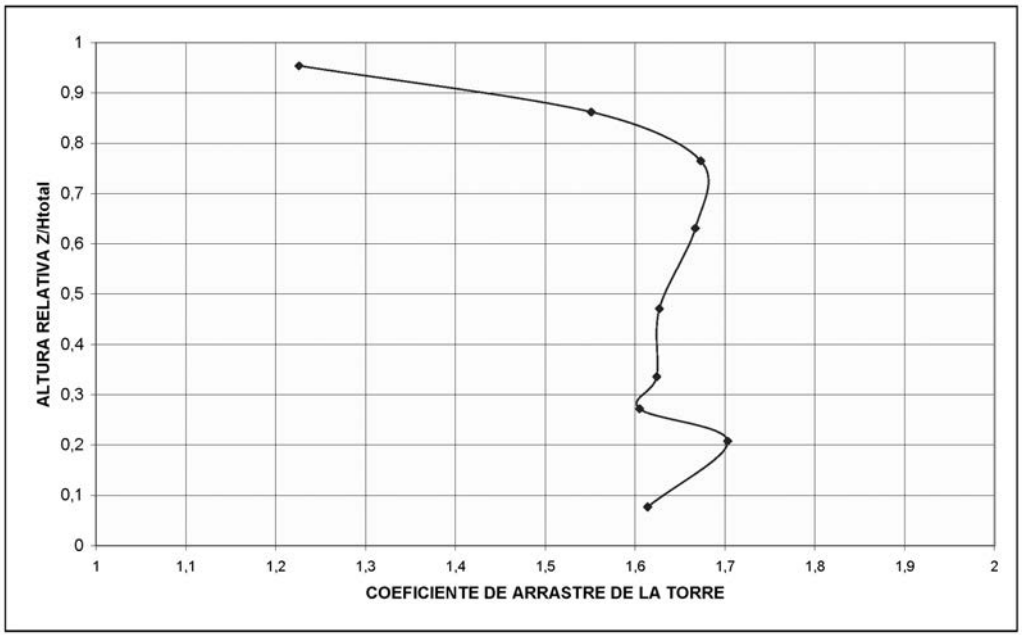


Figura 23. Coeficiente de arrastre de la Torre con viento transversal a la Vela.

(2) Figuras 21 y 22 cortesía de S. Pindado y J. Meseguer del Laboratorio de aerodinámica IDR/UPM, ETSI Aeronáuticos de Madrid.

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

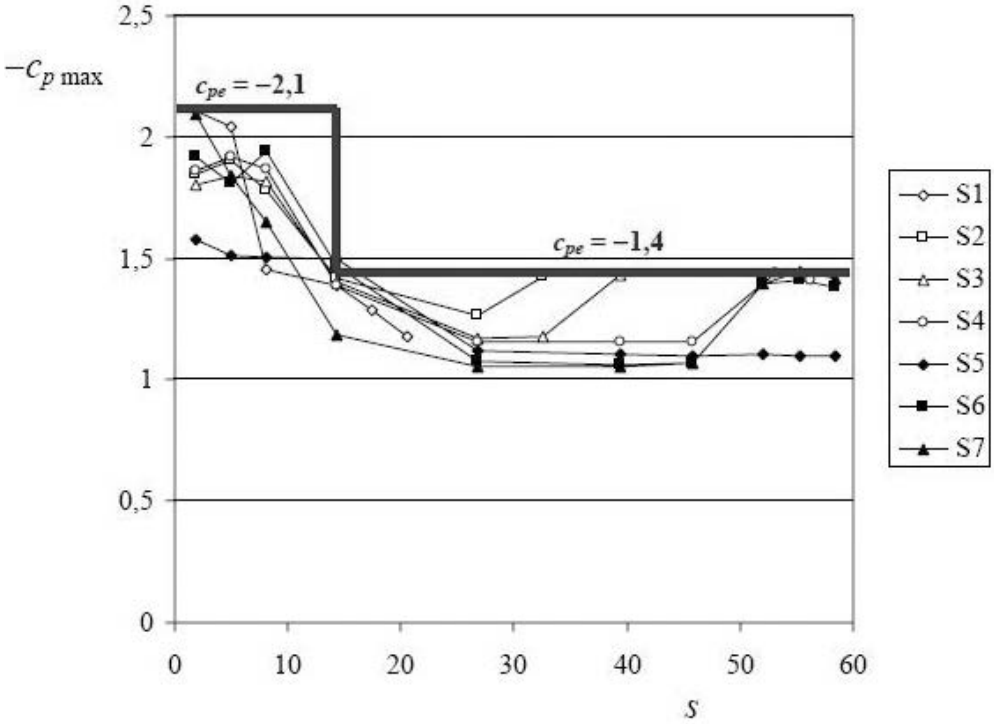


Figura 24. Succiones máximas en fachada en función de la sección instrumentada.

así como la obtención de las cargas globales del viento, deduciendo los coeficientes de arrastre del edificio. Para ello la Escuela de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid realizó un modelo a escala 1/125 de los edificios de la Torre y el Atrio del Hotel Vela (Figs. 18, 19, y 20).

El modelo se instrumentó con ciento setenta y nueve tomas de presión distribuidas entre las fachadas laterales de la Torre y en la cara trasera del Atrio (Fig. 18, 19, 20, y 21).

Para la realización de los ensayos el modelo a escala reducida se fijó sobre la plataforma giratoria del túnel aerodinámico para poder así medir la presión en las tomas instrumentadas variando el ángulo de incidencia del viento, girando cada 15 º la plataforma giratoria (Fig. 22).

En la Figura 23 se resumen los resultados obtenidos en el ensayo para la dirección del viento soplando perpendicular a la Vela, que es la dirección crítica del viento que hace flectar a la Torre con el menor brazo. En el gráfico se detallan los coeficientes de arrastre obtenidos en la Torre (sin considerar el Atrio por falta de sensores) en las nueve alineaciones en las que se colocaron sensores de presión en la maqueta (Fig. 19).

Como puede apreciarse en el gráfico, salvo en las secciones superiores donde la vela reduce mucho la dimensión de las plantas, el valor medio del coeficiente de arrastre está entre 1,60 y 1,70.

Además de la obtención de los coeficientes de arrastre para el cálculo global de las fuerzas actuando sobre el edifico, es necesario conocer los coeficientes de presión máximos para el dimensionamiento de los cerramientos de la fachada.

Los resultados de los coeficientes de presión externos (c_{pe}) en la Torre, obtenidos en el ensayo en túnel aerodinámico variando 360 º la dirección del viento se definen en las figuras 24 y 25. La presión máxima negativa (succión) se representa en la figura 24 para 7 de las secciones instrumentadas definidas en la Figura 25.

La carga aerodinámica (ec. 46) que hay que emplear en el cálculo de las fachadas se define como el producto entre la presión dinámica del viento (ec. 45), el área del elemento expuesta, y por la suma algebraica de las pre-

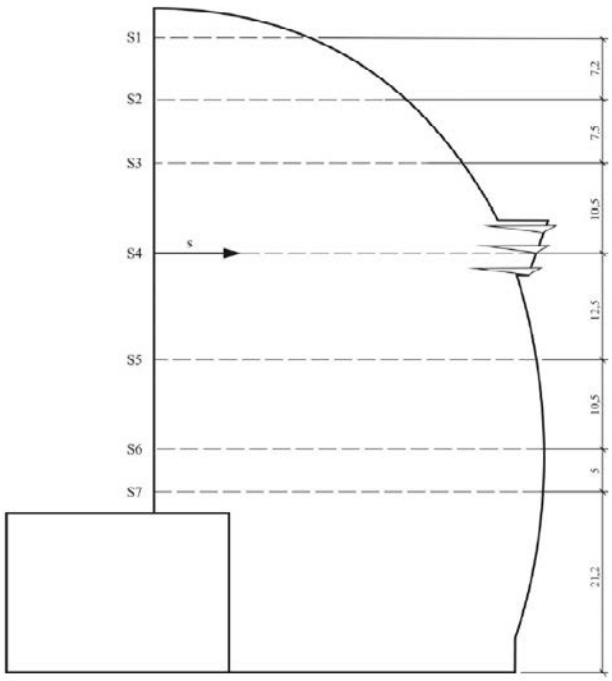


Figura 25. Secciones instrumentadas.

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

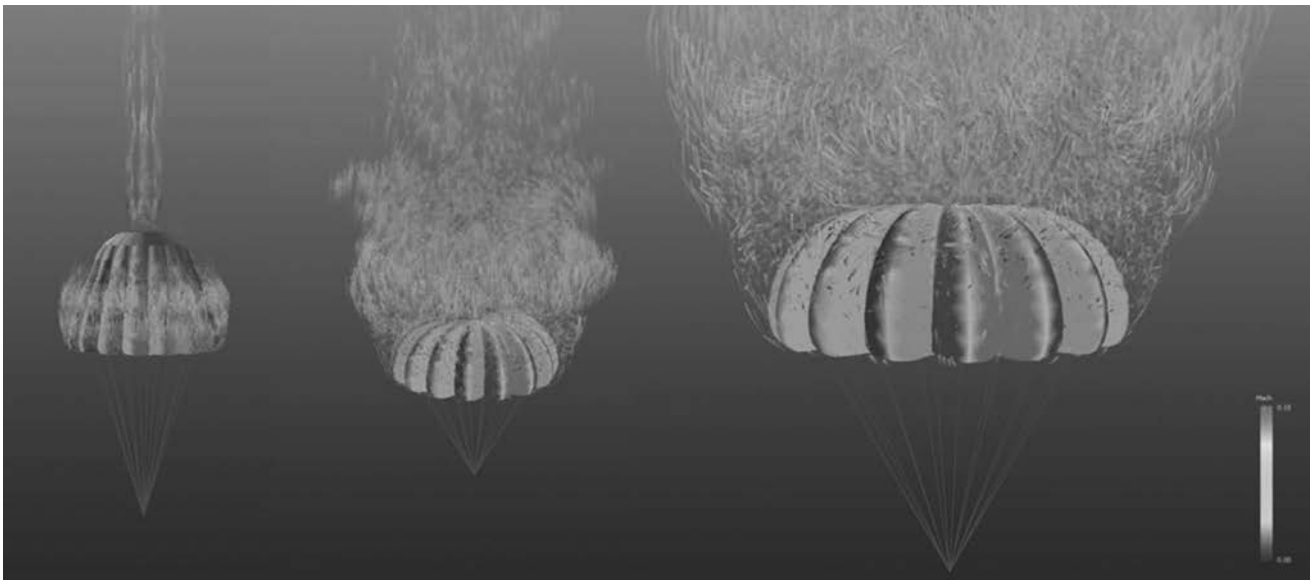


Figura 26. Ejemplo de modelo de ordenador del flujo de aire en torno a un paracaídas. Interacción Fluido-Estructura.

siones exteriores (c_{pe}, obtenida del ensayo en túnel aerodinámico) más las presión atmosférica local en el interior del edifico (c_{pi}). El Eurocódigo 1 [5] acota el valor de c_{pi} entre +0,80, y -0,50, en función del porcentaje de aperturas de la fachada, y de su orientación a la dirección del viento, aunque siempre es aconsejable emplear el valor de +0,80 que es conservador para el caso de máximas succiones.

$$F = (1/2 \cdot \rho \cdot V_c^2) \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \cdot A \qquad (46)$$

Con esto se obtendrán presiones características sobre las fachadas de entre 2,90 y 2,20 veces la presión dinámica del viento, lo que supone en Barcelona frente al mar una presión característica máxima de aproximadamente 2,5 KN/m^2·2,90=7.25 KN/m^2 para el dimensionamiento de la fachada a la altura máxima en la peor situación del edificio.

Como puede comprobarse, estos valores son importantes y para un edifico singular como el Hotel Vela sin un análisis detallado mediante túnel aerodinámico la estimación a priori de las succiones máximas probablemente hubiese producido el infradimensionamiento de las fachadas con los problemas que ello podría ocasionar durante la vida útil del edificio.

4. CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE DEL HOTEL VELA MEDIANTE EL EMPLEO DE UN SOFTWARE BASADO EN PARTÍCULAS PARA LA SIMULACIÓN DE FLUIDOS

4.1. Breve descripción del software Xflow basado en partículas para la modelización de fluidos por ordenador

NextLimit Technologies ha desarrollado el software Xflow para el análisis de sistemas multi-físicos, el cual es una herramienta capaz de simular el comportamiento físico de diversos medios tanto sólidos como fluidos.

El software puede emplearse para analizar la respuesta de sistemas de sólidos rígidos interactuando entre sí en determinado entorno geométrico y bajo un campo de fuerzas impuesto, siendo capaz de resolver el comportamiento de estructuras deformables, pudiendo estas experimentar grandes deformaciones e interactuar bajo solicitaciones externas.

Por otra parte, la herramienta es capaz de analizar el comportamiento de medios fluidos, tanto en presencia de fronteras rígidas como en presencia de estructuras deformables. Cuando en un determinado problema, tanto el medio sólido como el medio fluido interactúan entre sí, el sistema es capaz de modelar la respuesta física y la interacción entre ambos medios de forma totalmente acoplada.

A modo de ejemplo, la figura 26 muestra el flujo de aire en torno a un paracaídas, en el que la tela es modelada con elementos de tipo membrana, y las cuerdas son modeladas con elementos barra. El cálculo del despliegue del paracaídas es realizado simultáneamente al cálculo del flujo de aire. El fluido es afectado por el movimiento del sólido deformable, y el sólido deformable responde a las acciones del fluido de forma simultánea.

De esta forma, Xflow es una herramienta que posibilita el estudio de la mecánica de los sólidos y los fluidos, con la posibilidad de simular el flujo de gases y líquidos, el transporte y el flujo de masa y energía, el modelado de cuerpos móviles, sistemas multi-fase, problemas acústicos y el análisis de la interacción entre fluido y estructura a través del modelado computacional.

Mediante el empleo de Xflow, se puede básicamente construir un 'prototipo virtual' de un determinado entorno, sistema o dispositivo a analizar, y simular comportamientos físicos del mundo real.

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

Esta tecnología es una herramienta poderosa, especialmente en la fase de diseño, donde el análisis preliminar puede ahorrar mucho tiempo y costes.

La diferencia radical entre Xflow y otras tecnologías para el análisis de fluidos, radica en su revolucionario sistema de partículas que evita el costoso procedimiento de mallado. Por otra parte, mientras las herramientas tradicionales para el cálculo de fluidos se centran en dar respuesta a los valores medios o a problemas estacionarios, Xflow está especialmente diseñado para resolver problemas dinámicos.

Hay pocas herramientas disponibles capaces de tratar con fronteras móviles y la mayoría requieren interpolación y remallado de forma continua, incrementando el coste computacional e introduciendo nuevas fuentes de error en la solución. La mayor parte de las tecnologías disponibles para el modelado computacional de fluidos se basan en la tradicional malla, y por tanto, presentan dificultades a la hora de modelar problemas con fronteras móviles o con presencia de geometrías complicadas. Construir esta malla de forma precisa es fundamental para obtener una solución correcta, y la malla computacional pasa de ser un ingrediente auxiliar a ser un elemento clave en el proceso de modelado, de cuya calidad dependerá directamente la calidad de la solución. Como nota final, destacaremos que la creación de esta malla suele llevarse el 80% del tiempo de ingeniería necesario para hacer un análisis CFD (Computacional de Fluidos Dinámicos).

La tecnología para el modelado de fluidos basada en partículas de Xflow ofrece numerosas posibilidades a la hora de resolver problemas previamente irresolubles con códigos comercialmente disponibles, permitiendo el análisis de sistemas dinámicos, o con presencia de fronteras móviles y el análisis de la interacción fluido-estructura.

En cuanto al modelado de la turbulencia, la mayoría de las herramientas actualmente disponibles aboga por una solución de tipo RANS ("Reynolds Averaged Navier-Stokes") en el que todas las fluctuaciones en el campo son modeladas. Esta aproximación presenta diversos inconvenientes, ya que la turbulencia a escala global depende en gran medida de las fronteras y de sus condiciones, siendo su comportamiento muy específico. De este modo, los modelos RANS suelen depender de numerosas constantes que deben ser ajustadas de forma empírica, factor que complica sustancialmente el análisis. En las herramientas tradicionales, esta elección se debe fundamentalmente al 'ahorro' computacional que supone el calcular directamente valores medios, filtrando toda posible dependencia de la solución con el tiempo.

Por otra parte, la solución adoptada en Xflow pasa por un modelado de la turbulencia de tipo LES ("Large Eddy Simulation"), en el que sólo se introduce un modelo para las fluctuaciones debidas a las estructuras que quedan por debajo de la resolución de partícula.

Este tipo de aproximación es algo más costoso, pero al modelar exclusivamente el fenómeno de forma local, el modelo se vuelve prácticamente universal, eliminando de esta forma la necesidad de acudir a ajustes de carácter empírico.

De este modo, la tecnología de partículas disponible en Xflow requiere exclusivamente de los parámetros físicos que caracterizan el problema en el mundo real, y no introduce ningún tipo de parámetro adicional de calibración.

4.2. Resultados del cálculo de los coeficientes de arrastre del Hotel Vela mediante modelos de partículas

Se han realizado dos simulaciones diferentes, en la primera simulación por ordenador del Hotel Vela se ha reproducido unas condiciones similares a las del ensayo en túnel aerodinámico realizado en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid, mediante la entrada un perfil de viento constante y reproduciendo un ratio entre el área frontal expuesta al viento y la sección del túnel proporcionales a las del ensayo aerodinámico realizado (Fig. 27).

La figura 27 muestra en un corte horizontal el campo de presiones y su proyección sobre la superficie del edificio para un instante determinado de tiempo en la primera simulación. En la imagen podemos observar pequeños remolinos en la estela. La cara expuesta del edificio muestra un perfil de presiones constante, mientras la cara posterior sufre fluctuaciones temporales.

La figura 28 muestra la formación de la estela en los instantes iniciales y el campo de presiones sobre el edificio.

En este primer análisis con el viento soplando perpendicular al plano de la Torre, el coeficiente de arrastre una vez la estela se estabiliza es el representado en la figura 29a en función de la altura del edificio. En la figu-

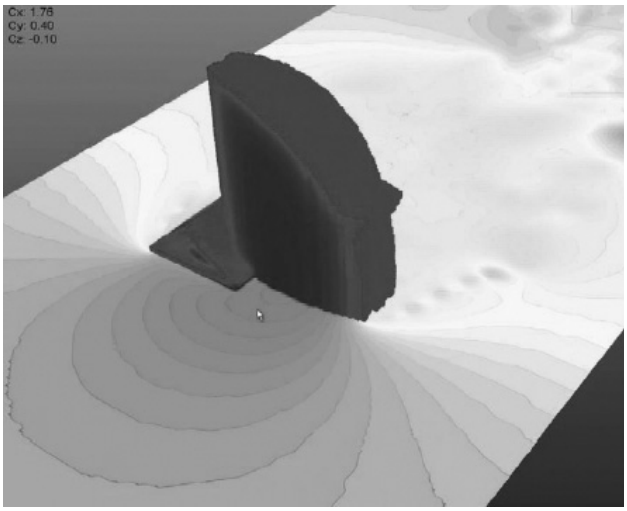


Figura 27. Campo de presiones en el primer análisis.

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

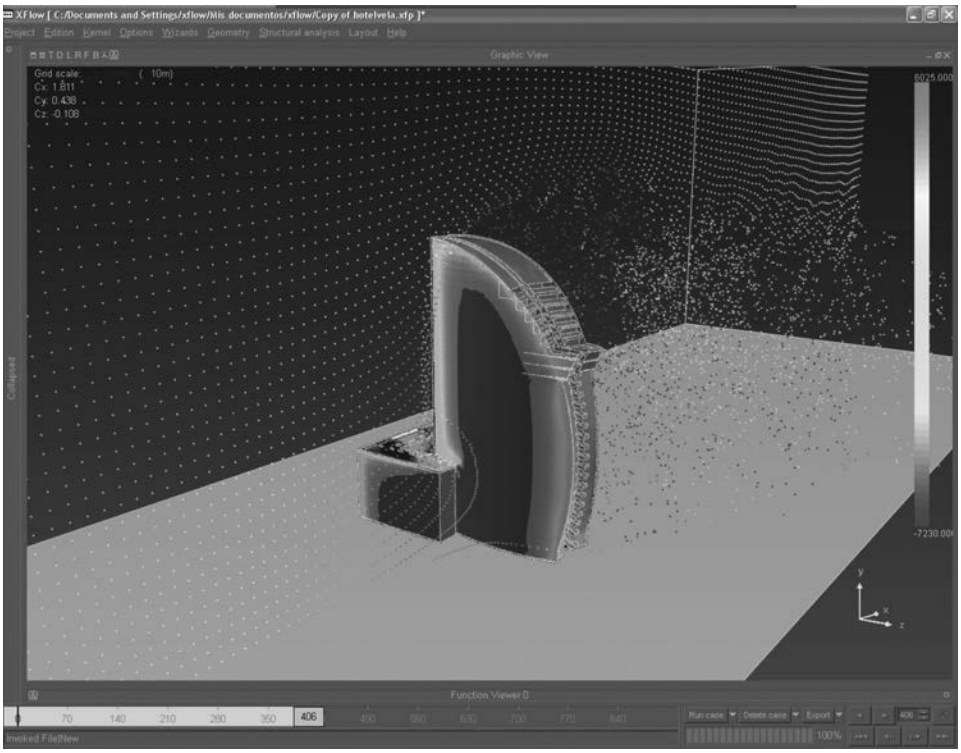
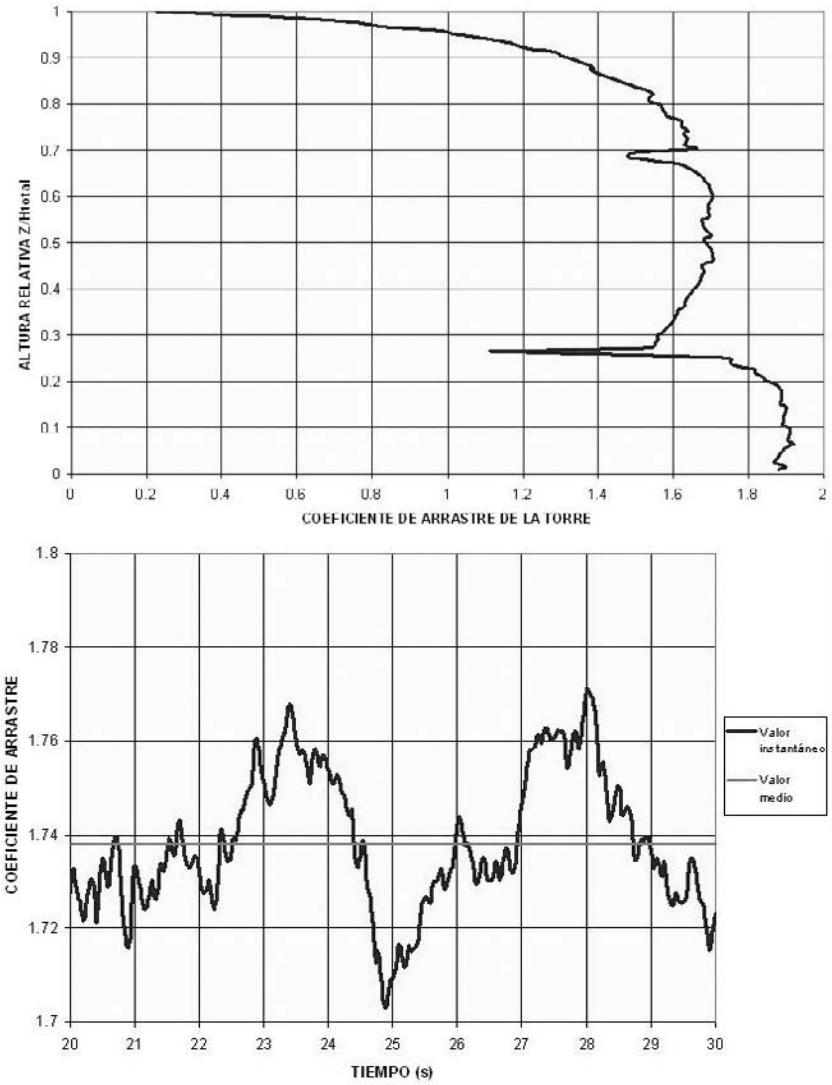


Figura 28. Campo de presiones sobre el edificio.

ra 29b se puede observar la evolución temporal del coeficiente de arrastre global del edificio, oscilando entre 1,7 y 1,77, con un valor medio de 1,74.

Como se puede apreciar en la figura 29a, el coeficiente de arrastre de la parte inferior del edificio, con Torre más Atrio, presenta un coeficiente de arrastre medio, del orden de 1,90, mayor que la zona superior de la Vela, en el entorno de 1,60, que es más aerodinámica. La forma y los valores medios del coeficiente de arrastre obtenidos por ordenador se asemejan bastante a los medidos experimentalmente en el ensayo reducido del túnel aerodinámico (Fig. 23), con la salvedad que el modelo de ordenador presenta un gran número de captadores de presión, lo que conlleva mucha precisión, mientras que en el caso del túnel de viento estos captadores son limitados. En la figura 19 se aprecia además cómo no se dispuso ningún captador en las caras laterales del Atrio, por lo cual el coeficiente de arrastre de la parte inferior del edificio, obtenido en el ensayo de túnel de viento no puede tener la misma precisión que el modelo computacional.

Para el análisis del coeficiente de arrastre real del edificio, se realizó una segunda simulación, en la cual se eliminaba cualquier tipo de restricción lateral al flujo del viento, situación equivalente a la realidad de campo abierto.



Figuras 29a y 29b. Coeficiente de arrastre del edificio en función de la altura con viento perpendicular a la Vela, reproduciendo las condiciones del ensayo en el túnel aerodinámico, y oscilación temporal de su valor medio.

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

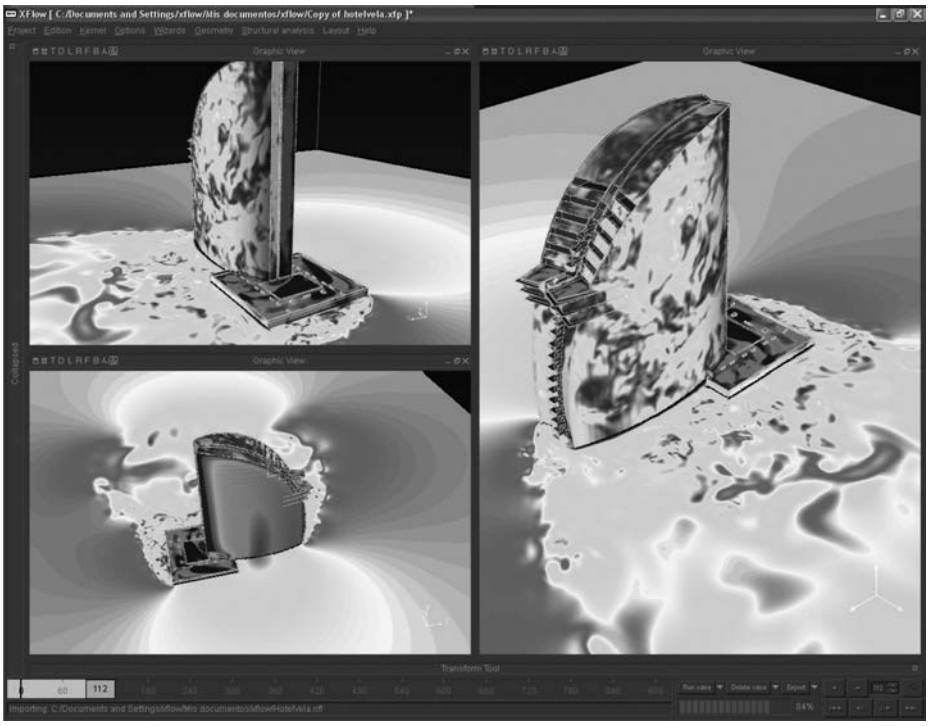
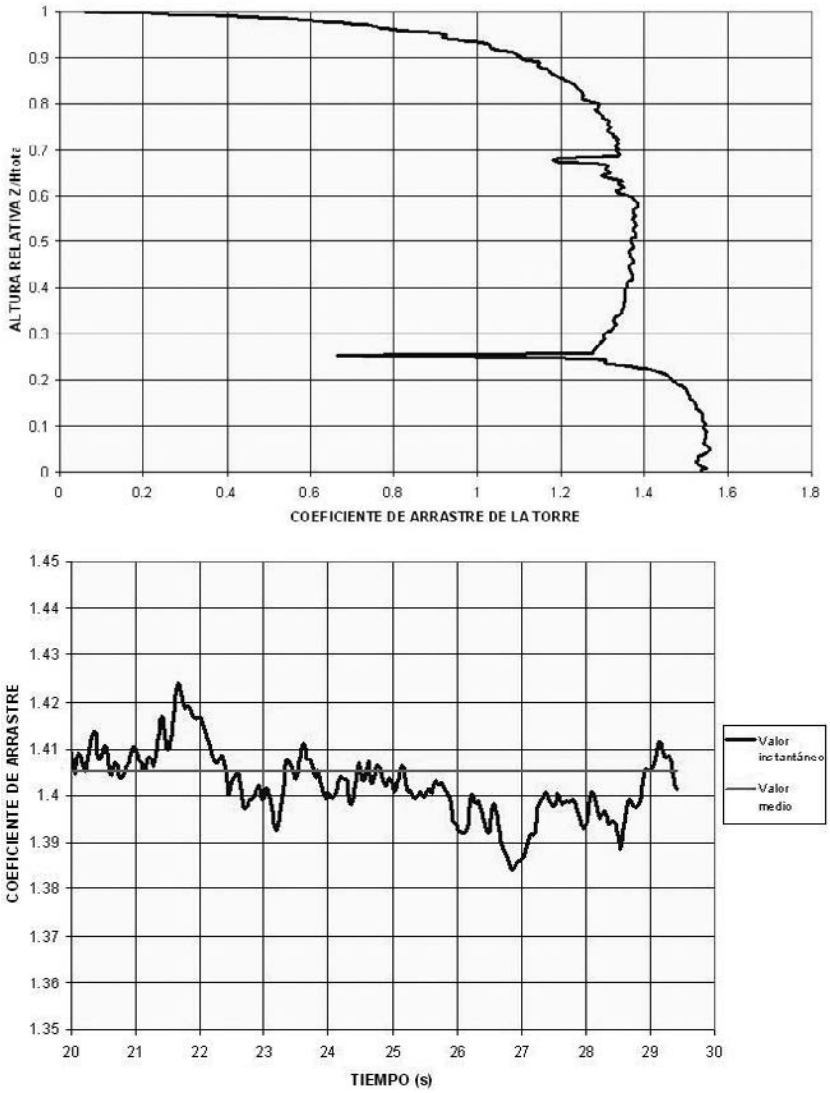


Figura 30. Campo de velocidades en el fluido y proyección sobre el edificio.



Figuras 31a y 31b. Coeficiente de arrastre del edificio en función de la altura con viento perpendicular a la Vela, en campo abierto, y oscilación temporal de su valor medio.

En este nuevo análisis por ordenador se modelizó el viento con el perfil logarítmico definido según el CTE-2006 [4] descrito anteriormente. Como podemos comprobar en la figura 30, los campos (tanto de velocidades como de presiones) se ve menos afectado por la presencia de las paredes del modelo.

Las figuras 31a y 31b detallan de una manera análoga a los anteriores el coeficiente de arrastre en función de la altura del edificio, y la oscilación temporal de su valor global, en el caso de campo abierto.

El resultado de esta segunda simulación, que se asemeja más a la situación real del edificio, muestra una reducción del valor del coeficiente de arrastre medio hasta un valor de 1,405, del orden de un 20% menos que el valor obtenido en la primera simulación con la sección del frente de viento reducida.

4.3. Ventajas de los modelos de partículas frente al resto de procedimientos para el análisis de las acciones del viento

Como ya se ha descrito, la obtención del coeficiente de arrastre de un edi-

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

ficio se convierte en el parámetro fundamental a la hora de aplicar las acciones de viento para el cálculo de la estructura.

La aplicación directa de las normativas con los coeficientes de arrastre tabulados, puede resultar válido para edificios normales con geometrías sencillas, pero en muchas ocasiones es necesario recurrir a otros procedimientos más precisos como el ensayo en túnel aerodinámico, o el análisis mediante modelos de ordenador.

Las posibilidades que ofrece una herramienta de análisis computacional como Xflow en comparación con el tradicional túnel aerodinámico son significativas.

Por una parte, mientras en el software se trabaja con modelos a tamaño real, en el túnel de viento normalmente se trabaja con modelos a escala, lo que imposibilita reproducir de forma simultánea el número de Reynolds $\left(\mathrm{Re} = \frac{\rho V_\infty L}{\mu}\right)$ y el número de Mach $\left(M_\infty = \frac{V_\infty}{a_\infty}\right)$ que estamos interesados en estudiar. Este problema es menor, ya que normalmente a Reynolds suficientemente elevados el comportamiento del flujo no experimenta grandes diferencias.
Por otra parte, en la herramienta computacional se tiene gran libertad a la hora de modelar el entorno del modelo y las condiciones de entrada del flujo. Si por ejemplo estamos interesados en estudiar el flujo de aire en torno a un edificio, podemos fácilmente introducir también la geometría del terreno y los edificios colindantes o imponer un perfil de viento determinado. Esto es obviamente más complicado en un túnel de viento.

El túnel de viento tiene además una sección de paso limitada, lo que puede producir un efecto de bloqueo. Un valor máximo típico del coeficiente de bloqueo (relación entre el área frontal del modelo y el área de la sección del túnel aerodinámico) puede ser de 0,1. Ver referencia [9].

En los dos ensayos analizados mediante Xflow se ha demostrado cómo al reproducir la geometría real del túnel de viento con una sección de paso del aire reducida se obtienen valores de los coeficientes de arrastre más de un 20% mayores que los obtenidos si el ensayo se realiza sin limitaciones en la sección de paso del viento. (Figs. 23, 29a y 31a).

En cuanto a la posibilidad de efectuar medidas (sin perturbar el flujo), el modelo numérico no tiene la limitación física del ensayo en túnel aerodinámico, ya que admite cientos de miles de sensores de presión sobre la superficie del modelo sin alterar en absoluto la corriente, y además posibilita la opción de analizar el comportamiento en el interior del flujo. De esta manera es posible estudiar la forma de la estela o analizar el impacto medioambiental de la presencia de un nuevo edificio creando mapas de 'confort' en base a determinado criterio.

5. CONCLUSIONES

El nuevo Código Técnico de la Edificación [4] supone un cambio, convergiendo con los Eurocódigos, en la manera de realizar el cálculo de las acciones de viento en los edificios, con resultados en las presiones dinámicas de viento muy superiores en general a los obtenidos en la normativa de acciones en edificación precedente (NBE-AE-88 [3]).

Para el estudio realizado del Hotel Vela de Barcelona, los esfuerzos de flexión y cortantes en la base del edificio serían de casi el doble empleando el nuevo CTE [4], o el Eurocódigo [5], frente a la versión previa de la NBE-AE-88 [3].

El otro parámetro fundamental a la hora del dimensionamiento de la estructura resistente frente a las acciones de viento es el coeficiente de forma o de arrastre. Su obtención para geometrías complejas, aplicando la normativa vigente extrapolando los resultados de geometrías simples, puede en muchos casos suponer un sobredimensionamiento de las acciones de viento, medida antieconómica, o su infradimensionamiento, situación de falta de seguridad. En estos casos puede ser necesario recurrir a los ensayos en túnel de aerodinámico, cuyos resultados suelen aproximarse bastante a la realidad, o bien realizar algún tipo de análisis mediante modelos de partículas por ordenador como se ha descrito en el artículo.

Estos modelos de ordenador suponen una herramienta muy potente, ya que permiten obtener con gran precisión los coeficientes de arrastre, así como las presiones y succiones máximas en la estructura.

6. PRINCIPALES PARTICIPANTES EN EL PROYECTO DEL HOTEL VELA DE BARCELONA

Proyecto y Dirección de Obra: Ricardo Bofill. Taller de Arquitectura.

Promotor y Constructor: UTE VELA-BCN: FCC Construcción S.A.- OHL- COMSA- SACRESA

Proyecto de la Estructura y Apoyo Técnico a la Dirección de Obra: IDEAM S.A.

Ensayo en túnel de viento: Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid.

Análisis de las acciones del Viento mediante modelos de partículas por ordenador: Nextlimit Technologies. Xflow TM.

7. REFERENCIAS

[1] Ministerio de Fomento. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. IAP-98. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes. Dirección General de Carreteras. 1998.

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

[2] *UNE-ENV 1991-2-4 Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-4: Acciones de Viento*. Mayo 1995.

[3] *Normativa Básica de Edificación: Acciones en Edificación NBE-AE-88*

[4] Ministerio de Vivienda. *Código Técnico de la Edificación (CTE) Seguridad Estructural: Bases de Cálculo y Acciones en la Edificación*. *Libro 2*. 2006.

[5] *EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General Actions- Wind actions.* April 2005.

[6] Puertos del Estado. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. *Recomendaciones para Obras Marítimas. Acciones Climáticas II: Viento. ROM 0.4-95.* 1995.

[7] European Convention for Constructional Steelwork. *Recommandations pour le calcul des effects du vent sur les constructions.* CECM, Nº 52, 1987.

[8] Pindado, S; Franchini, S; Meseguer, J. *Medida de las cargas de viento en un modelo aerodinámico del Hotel Vela de Barcelona*. Laboratorio de Aerodinámica IDR/UPM ETSI Aeronáuticos de Madrid. Febrero de 2007.

[9] Meseguer, J; Sanz, A; Perales, JM; Pindado, S. *Aerodinámica civil. Cargas de viento en las edificaciones*. Mc Graw Hill. Madrid 2001.

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

Vulnerabilidad sísmica de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares

Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings with waffled slabs

Rosángel Moreno González[(1)], **Ángel Carlos Aparicio Bengoechea**[(2)]
Lluis Pujades Beneitt[(3)] **y Alex H. Barbat Barbat**[(2)]

Recibido | *Received:* 22-11-2007
Aceptado | *Accepted:* 24-01-2008

Resumen

Los estudios de vulnerabilidad son importantes para evaluar el riesgo sísmico y su aplicación es primordial en zonas de sismicidad moderada o baja, donde es frecuente encontrar edificios de hormigón armado que no incluyen ningún tipo de análisis o diseño antisísmico, debido a que las normativas no suelen obligar a ello o que no existían en el momento de su construcción, por lo tanto, al no aplicar ningún tipo de comprobación o diseño sísmico, estos edificios sufrirán daños considerables cuando se encuentren bajo un evento sísmico relativamente moderado. Actualmente, muchos de los edificios de Barcelona, España, son edificios de hormigón armado con forjados reticulares. Dentro de la ciudad, es la segunda tipología constructiva más representativa y va en aumento ya que es el sistema más utilizado. Este trabajo es una contribución al análisis del comportamiento sísmico de estos edificios y hace frente al análisis del riesgo sísmico en un área urbana situada en una zona de baja sismicidad. Para llevar a cabo un análisis adecuado se debe disponer de una amplia información, que muchas veces no se tiene y, además, existe una gran cantidad de incertidumbres involucradas, por lo tanto, el tratamiento adecuado del problema es el probabilista. En este trabajo se evalúa la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios de hormigón armado con forjados reticulares. Los modelos estructurales que se utilizan en el análisis corresponden a edificios de 8, 5, 3 y 2 plantas. Para cada uno de estos edificios se determina su capacidad y se evalúa su fragilidad. Para la demanda sísmica esperable en Barcelona, se consideran dos escenarios sísmicos específicos. A partir de aquí, se obtienen las matrices de probabilidad de daño para cada modelo, para cada escenario sísmico y para cada tipo de suelo.

Palabras clave: vulnerabilidad, fragilidad, daño sísmico, curva de capacidad, forjados reticulares.

Abstract

Vulnerability studies are very important to evaluate the seismic risk and its application is particularly interesting in urban areas located in low to moderate seismic hazard regions where the growth of the population and the absence of adequate seismic resistant prescriptions for buildings increase the seismic risk. Very often, in these areas, a large number of existing reinforced concrete (RC) frame structures have been designed mainly for gravity loads, for their lateral resistance has been determined without adequate seismic resistant considerations or according to old seismic codes, in which ductile detailing are not explicitly required. It is very likely that these buildings, when subjected to a maximum credible seismic event, suffer more damage than reasonable. Actually, many of the housings in Barcelona, Spain, are multi-storey waffle slabs reinforced concrete buildings. In fact, this typology is the second most representative in the city and the number of this type of buildings is increasing because, at present, this is the most extended construction system. This work is a contribution to the analysis of the seismic behaviour of these buildings and it faces the seismic risk analysis in an urban area situated in a low seismic hazard region. In order to carry out a suitable analysis it is necessary to have enormous information, that often it is not possible and, in addition, there exists a great amount of involved uncertainties; therefore, the adequate treatment of the problem is the probabilistic. In this work, we evaluate the vulnerability and the seismic risk of waffle slabs reinforced concrete buildings. The structural models

(1) Dra. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España)
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Prof. Catedrático. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España)
(3) Dr. Ciencias Físicas. Prof. Catedrático. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* rosangel.moreno@upc.edu

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

used in the analysis correspond to buildings of 8, 5, 3 and 2 storeys. For each one of these buildings capacity and fragility curves are obtained. For the credible seismic demand in Barcelona, we consider two specific seismic scenarios. Taking into account all these results, the probability damage matrixes are obtained.

Key words: *vulnerability, fragility, seismic damage, capacity curve, waffle slabs.*

1. INTRODUCCIÓN

En la práctica actual de la ingeniería estructural, usualmente se estima el comportamiento sísmico por medio de procedimientos de análisis estático no lineal (FEMA-273, 1996-1997; FEMA-356, 2000; ATC-40, 1996). Dicho procedimiento puede aplicarse en la forma del método del espectro de capacidad desarrollado por Freeman (1998). Por medio de un procedimiento gráfico, éste compara la capacidad estructural con la demanda del movimiento sísmico sobre la estructura. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo la estructura se comporta cuando está sujeta a un terremoto. La capacidad de la estructura es representada por una curva de fuerza-desplazamiento obtenida mediante un análisis de empuje incremental (análisis estático no lineal). El método del espectro de capacidad es el método principal utilizado en el ATC-40 (1996). Fajfar ha formulado otro método llamado método N2 (1996), que es una variante del método del espectro de capacidad basado en un espectro inelástico. Los espectros de demanda inelásticos son determinados a partir de un típico espectro elástico de diseño suavizado.

El objetivo principal de este estudio es evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares de la ciudad de Barcelona (España) mediante técnicas de análisis basadas en el desempeño (capacidad por demanda) sísmico. No obstante, la metodología aquí desarrollada puede emplearse, más o menos adaptada, a ciudades de circunstancias parecidas.

Barcelona se encuentra situada en una zona de sismicidad moderada a baja y muchas estructuras no incluyen diseño antisísmico. Para efectuar el estudio del riesgo sísmico se han clasificado los edificios de hormigón armado en tres categorías: altos, de altura mediana y bajos. Se consideran edificios altos aquellos con 8 o más pisos. Los edificios que tienen entre 4 y 7 pisos se consideran de altura media. Finalmente, los edificios con menos de 4 plantas se consideran bajos. Así pues, los edificios tipo modelados han sido de 8, 5 y 3 plantas. El modelo del edificio de 8 plantas (RCH) se ha definido a partir de los planos estructurales reales. El edificio de 5 pisos (RCM) se ha modelado en base al de 8, donde se ha considerado su misma planta, pero sus propiedades estructurales se han modificado atendiendo a criterios ingenieriles y a las características de los edificios de altura intermedia de la ciudad. De forma análoga se ha procedido para definir el modelo de 3 plantas (RCL). En el área urbana de Barcelona existen numerosas viviendas unifamiliares de dos pisos de altura. Se ha definido, también, un modelo específico (CASA), para ello, se han empleado planos estructurales y arquitectónicos de una casa unifamiliar.

Las acciones sísmicas probables en Barcelona se consideran mediante los espectros de respuesta correspondientes a dos escenarios sísmicos, determinista y probabilista, desarrollados por el Instituto Geológico de Cataluña (IGC) que, además de la acción sísmica básica, tienen en cuenta la zonificación sísmica de la ciudad.

Para cada modelo, los espectros de capacidad se obtienen a partir de un análisis estático no lineal considerando su forma bilineal simplificada. Seguidamente, se construyen las curvas de fragilidad a partir de los espectros bilineales. Finalmente, los puntos de capacidad por demanda (puntos de desempeño) correspondientes a los escenarios sísmicos utilizados, junto con las curvas de fragilidad se usan para obtener las matrices de probabilidad de daño correspondientes a los 2 escenarios considerados.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS

Los edificios RCH, RCM y RCL tienen las mismas dimensiones en planta, pero distintas alturas. La Figura 1a muestra la planta de los edificios, mientras que la Figura 1b, muestra uno de los alzados de uno de los pórticos correspondientes a la dirección del análisis.

Como se observa en la Figura 1, la planta es rectangular con dimensiones 21.90 m $\times$ 25.65 m y con un área de 561.7 m^2. La Tabla 1 específica las dimensiones en altura de los edificios estudiados.

La Tabla 1 muestra también las características en altura de una vivienda unifamiliar de 2 plantas (Figura 2b). Esta casa tiene una planta cuadrada con un área de 184.96 m^2 (Figura 2a). La Tabla 2 muestra las dimensiones características de los elementos del modelo.

Para el análisis, las propiedades mecánicas consideradas se resumen en la Tabla 3.

3. ANÁLISIS DE CAPACIDAD

Para poder analizar estas estructuras como pórticos, se realizó un estudio previo con un programa de cálculo

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

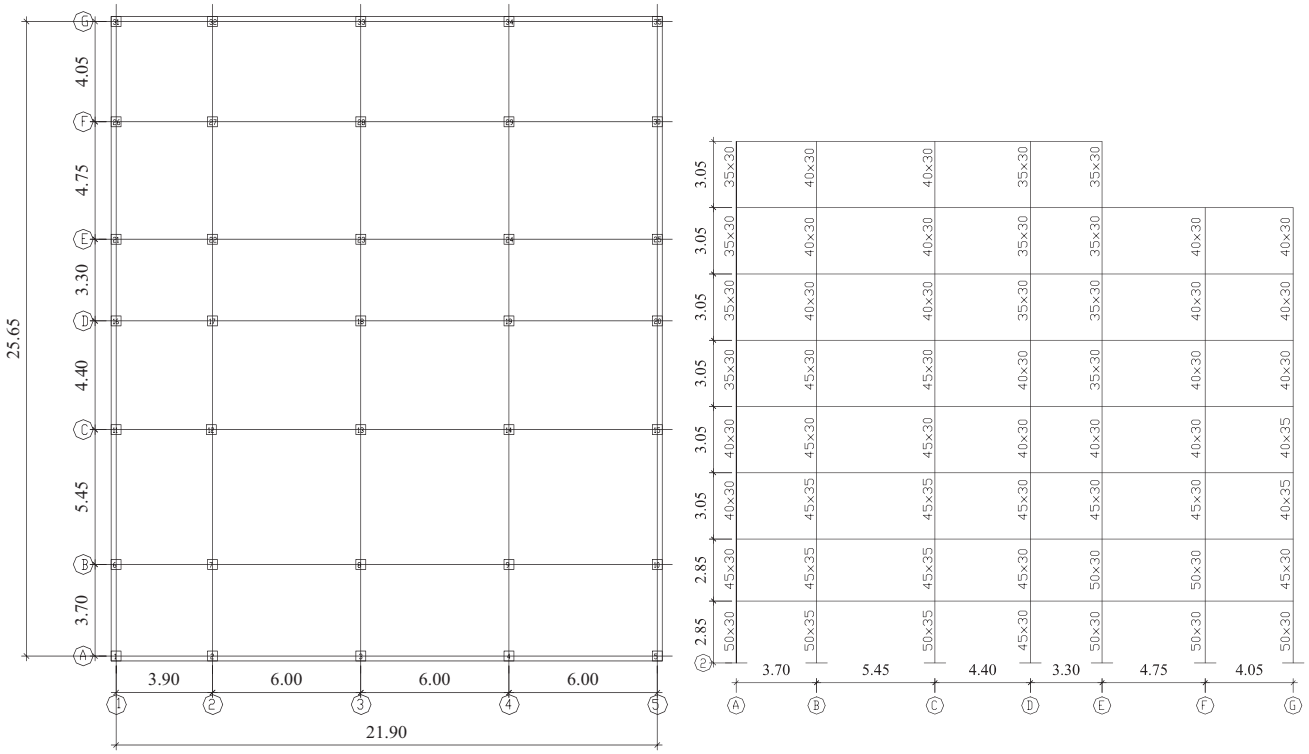


Figura 1. Planta de los edificios estudiados. 1a) Planta edificios RCH, RCM, RCL. 1b) Alzado pórtico 2 del edificio RCH.

Tabla 1. Características en alzado de los edificios analizados

Edificios	Nº niveles	Altura total (m)	Alturas piso (m)		
			Planta baja	1er piso	resto
RCH	8	24.0	2.85	2.85	3.05
RCM	5	15.8	3.80	3.00	3.00
RCL	3	9.8	3.80	3.00	3.00
CASA	2	5.2	2.60	2.60	-

Tabla 2. Secciones estructurales

Elemento estructural	Dimensiones típicas (m)
Ábacos	2.40x2.40
Pilares	entre 0.30x0.35 y 0.50x0.35
Vigas interiores equivalentes	1.20x0.28 1.30x0.28 1.24x0.28
Vigas perimetrales equivalentes	0.80x0.28
Espesor losa	0.28
Ancho nervios	0.10

Tabla 3. Propiedades mecánicas adoptadas en este estudio

Parámetro	Valor medio (N/mm²)
Resistencia característica del hormigón, f_{ck}	20
Módulo elástico del hormigón, E_c	30000
Módulo de cortante del hormigón, G	12500
Límite elástico característico del acero, f_{yk}	500
Módulo elástico del acero, $Es_{máx}$	210000

de estructuras tridimensional (SAP2000, 2002), analizando la concentración de esfuerzos en el forjado frente a cargas horizontales y se observó cómo, en los nervios cercanos a las alineaciones de los soportes, se concentran los momentos más importantes del forjado. De esta manera se ha definido un ancho efectivo de las vigas, de forma que, un edificio porticado, representara bien un edificio de forjados reticulares.

Para estimar el espectro de capacidad de los edificios, se han modelado las estructuras en dos dimensiones. Cada modelo se obtiene colocando pórticos sucesivos, en la dirección del análisis, de forma adyacente, es decir, se colocan los pórticos uno seguido del otro. Para el análisis se consideró que la rigidez del forjado, en su plano, es infinita, y por lo tanto, que los movimientos horizontales del mismo son iguales para cada piso. Para

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

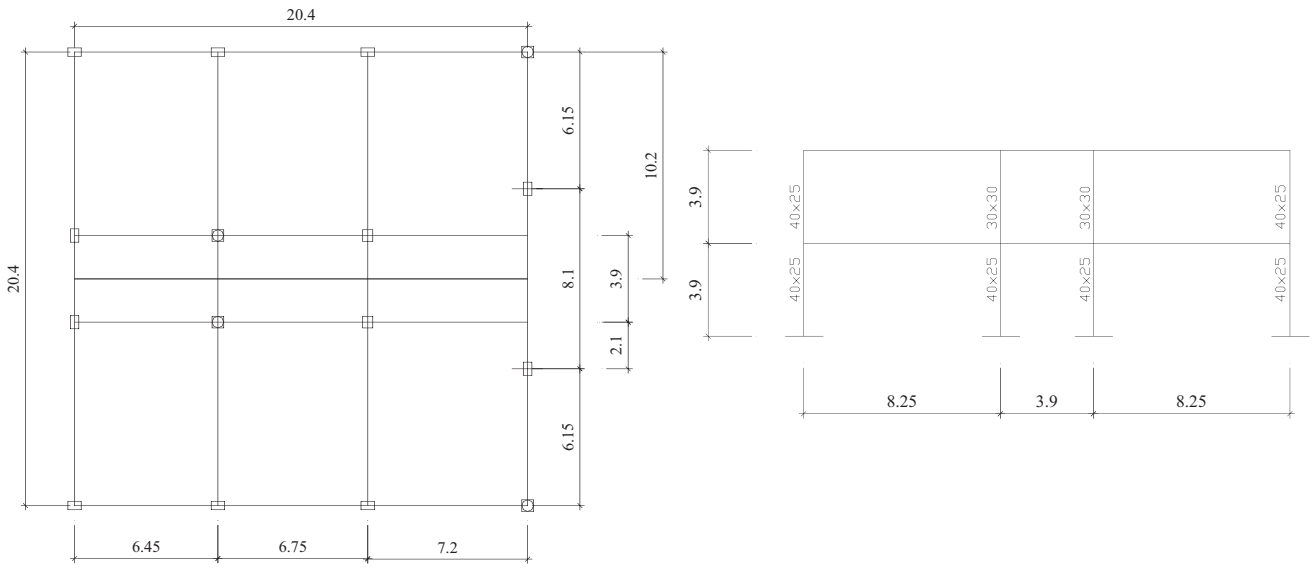


Figura 2. Planta y alzado edificio CASA. 2a) Planta edificio CASA. 2b) Alzado pórtico 2 del edificio CASA.

obtener los espectros de capacidad se ha llevado a cabo, con el programa RUAUMOKO (Carr, 2000), un análisis estático no lineal, el cual consiste en aplicar a la estructura un patrón de fuerzas horizontales (fuerzas sísmicas) que se va incrementando monotónicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso. En Moreno et al. (2004) se presenta un estudio específico sobre el comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado.

El programa RUAUMOKO (Carr, 2000) requiere conocer los diagramas momento-curvatura, para vigas y columnas. Se ha utilizado el programa BCSEC (Bairán, 2000) para su obtención. El programa BCSEC es un programa computacional que permite obtener la respuesta no lineal de las secciones. Se ha tenido en cuenta el confinamiento del hormigón mediante la ecuación constitutiva de Kent y Park (Park y Paulay, 1994), el endurecimiento por deformación del acero y la posición de los planos de rotura según el Eurocódigo 2 (1992), excepto la deformación máxima a tracción del 1% que ha sido modificada a un valor suficientemente grande (0.08) para que no limite la curvatura última y se pueda desarrollar toda la ductilidad de la sección. Para profundizar un poco más en estos temas se recomienda consultar las referencias de Park y Paulay (1994) y Faleiro et al. (2008).

La Figura 3 muestra un modelo 2D correspondiente al edificio RCH. En esta figura, también se puede observar el mecanismo plástico desarrollado durante el análisis.

La Tabla 4 muestra las características modales medias de los edificios analizados. En dicha tabla, T es el período propio, α_1 es el factor de contribución de la masa efectiva del primer modo y Γ es el factor de participación modal.

La Figura 4 muestra los espectros de capacidad para los 4 edificios analizados. Se observa cómo los edificios bajos son más rígidos y presentan una mayor capacidad.

La Tabla 5 muestra los parámetros que definen la forma bilineal de los espectros de capacidad de la Figura 4. En

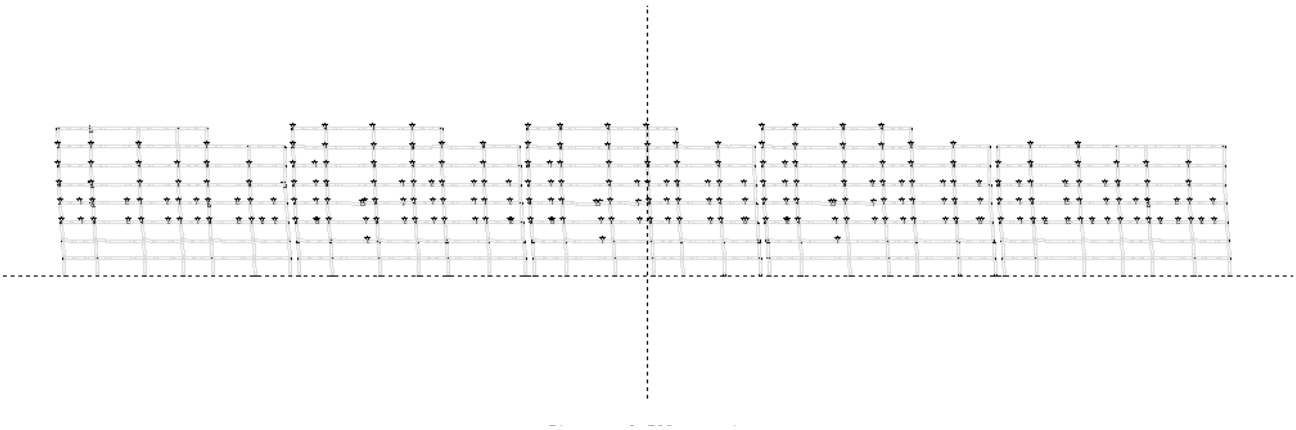


Figura 3. Modelo 2D del edificio RCH. Mecanismo plástico desarrollado durante el análisis.

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

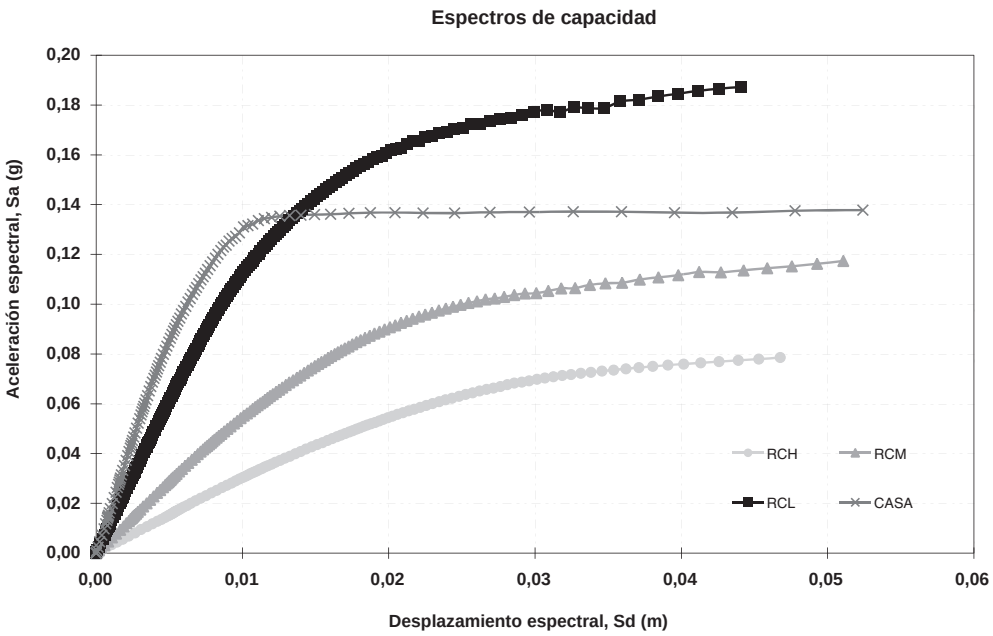


Figura 4. Espectros de capacidad en formato ADRS.

Tabla 4. Características modales de los edificios analizados

Tipo	T (seg)	α_1	Γ
RCH	1.163	0.78	1.341
RCM	0.838	0.88	1.269
RCL	0.595	0.92	1.220
CASA	0.487	0.85	1.180

Tabla 5. Parámetros que definen la forma bilineal del espectro de capacidad de los edificios de hormigón armado típicos de Barcelona

TIPO	Capacidad cedencia		Capacidad última	
	Dy (m)	Ay (g)	Du (m)	Au (g)
RCH	0.01894	0.0591	0.04675	0.0785
RCM	0.01418	0.0831	0.05107	0.1173
RCL	0.01150	0.144	0.0441	0.187
CASA	0.0070	0.129	0.05241	0.138

la Figura 5, se muestran los 2 puntos: (Dy, Ay) y (Du, Au), que definen la curva de capacidad bilineal.

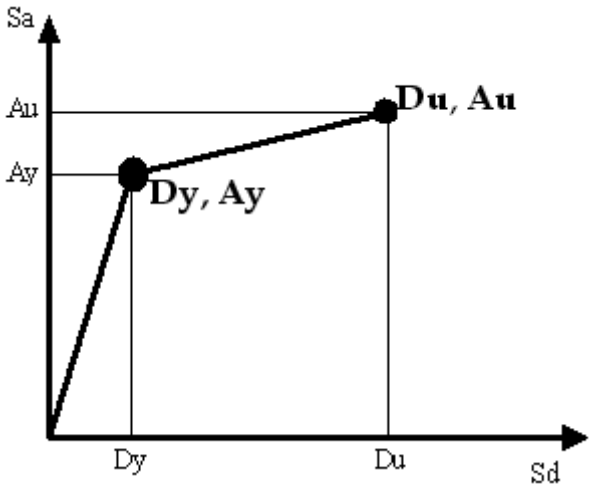


Figura 5. Definición de la curva de capacidad bilineal.

4. ANÁLISIS DE FRAGILIDAD

La fragilidad de un edificio está relacionada con su vulnerabilidad sísmica y se puede cuantificar mediante curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada.

En este estudio se ha adoptado la metodología HAZUS (FEMA, 1999) que define estas curvas suponiendo que siguen una distribución de probabilidad tipo lognormal. La hipótesis de una distribución de probabilidad lognormal, permite definir cada curva de fragilidad mediante dos parámetros: el valor medio y la desviación estándar. Así pues, las curvas de fragilidad se definen mediante la siguiente ecuación,

$$P\left[ED \geq ED_i\right] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ED}} \cdot \ln\left(\frac{Sd}{\overline{Sd}_{ED}}\right)\right] \qquad (1)$$

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

donde $\overline{SD}$ es el desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%, β_{ED} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado límite de daño, Φ es la función de distribución normal estándar acumulada, *Sd* es el desplazamiento espectral; *ED* indica el estado de daño y viene definido como: 1 para el estado de daño leve, 2 para moderado, 3 para severo y 4, indica el estado de daño completo (justo antes de que se produzca el colapso).

Así pues, cada curva de fragilidad puede ser definida por un valor medio del parámetro de demanda, en este caso, por el desplazamiento espectral medio, $\overline{SD}_{ED}$, correspondiente al umbral de un estado de daño y por la variabilidad asociada con este estado de daño, β_{ED}. La Tabla 6 muestra los parámetros obtenidos para los 4 edificios analizados. Se dan los valores medios y la desviación típica de la función lognormal cumulativa.

Las Figuras 6, 7, 8, 9 muestran las curvas de fragilidad obtenidas, respectivamente, para los edificios RCH, RCM, RCL y CASA. Estas curvas han sido ajustadas por el método de mínimos cuadrados y representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño dado.

Al igual que los umbrales de daño, la estimación de las desviaciones β_{ED}, no es un problema trivial. En realidad, la determinación completa de las curvas de fragilidad, para una tipología dada, requeriría datos de daño para los diferentes desplazamientos espectrales comprendidos entre aquél para el que no se produce daño, hasta aquél para el cual la probabilidad de colapso es igual a la unidad. En los valores intermedios es preciso conocer cómo se distribuyen las probabilidades de excedencia de cada estado de daño considerado. Otra forma expedita de estimar estos parámetros, conocidos los valores medios, es suponer que la probabilidad de daño sigue una distribución de probabilidad determinada, lo que permite el cálculo de las probabilidades esperadas y el ajuste de las curvas de fragilidad.

El daño esperado en un edificio depende de su capacidad y de su fragilidad, no siendo conceptos independientes sino que se hallan íntimamente relacionados entre sí. Existen diferentes formas para cuantificar el daño de una estructura sometida a un evento sísmico.

Tabla 6. Parámetros que definen las curvas de fragilidad de los 4 edificios analizados

	$\overline{Sd}_1$ (cm)	β_1	$\overline{Sd}_2$ (cm)	β_2	$\overline{Sd}_3$ (cm)	β_3	$\overline{Sd}_4$ (cm)	β_4
RCH	1.33	0.28	1.89	0.29	2.59	0.34	4.68	0.45
RCM	0.993	0.28	1.42	0.36	2.34	0.50	5.11	0.61
RCL	0.803	0.28	1.15	0.37	1.96	0.53	4.41	0.63
CASA	0.490	0.28	0.70	0.37	1.84	0.75	5.24	0.83

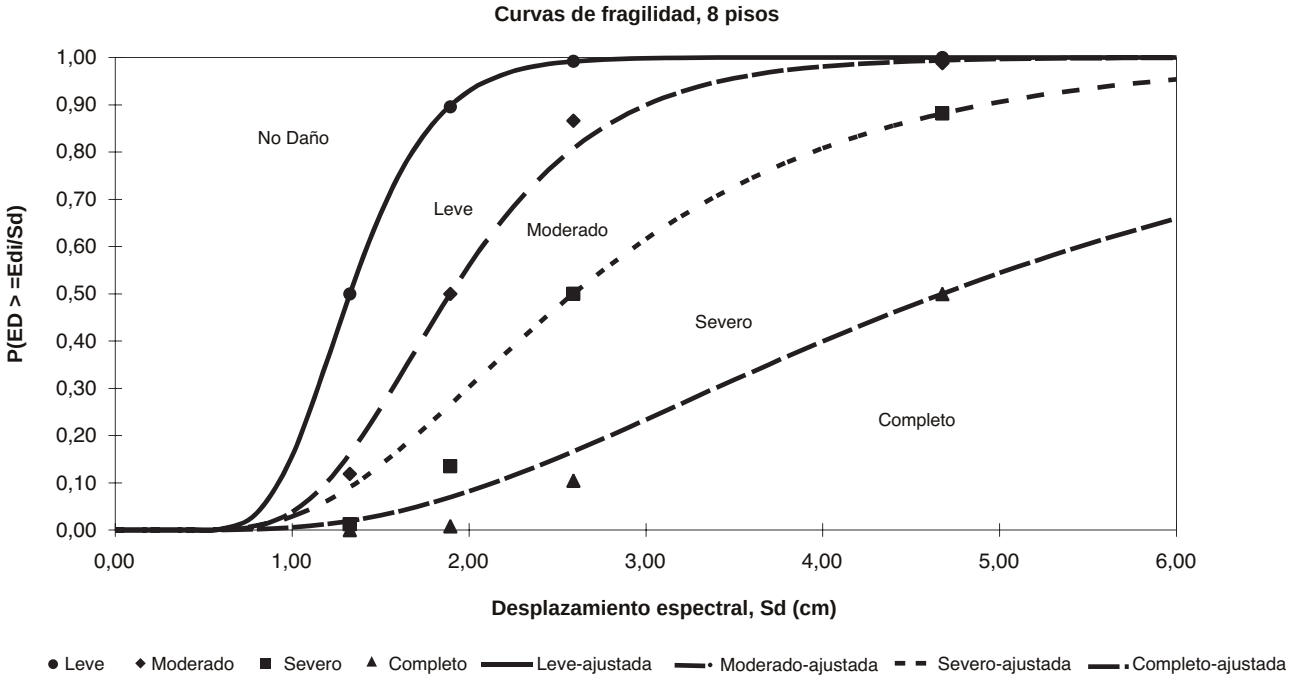


Figura 6. Curvas de fragilidad, RCH.

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

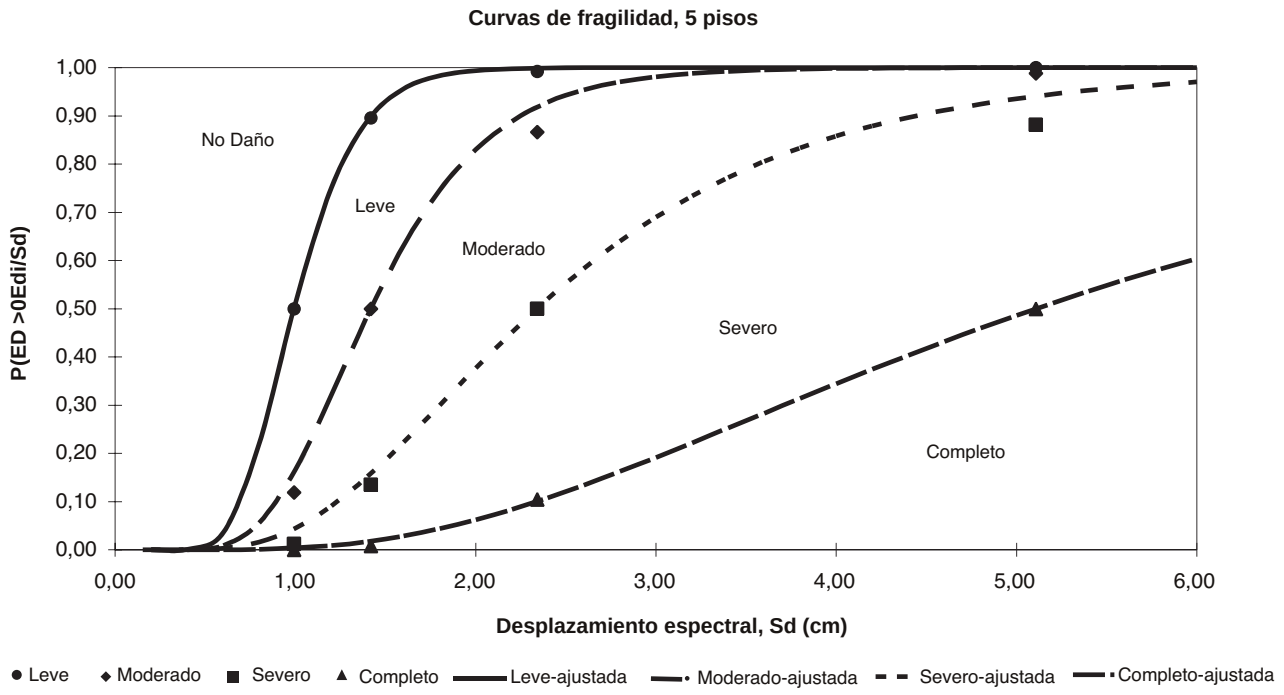


Figura 7. Curvas de fragilidad, RCM.

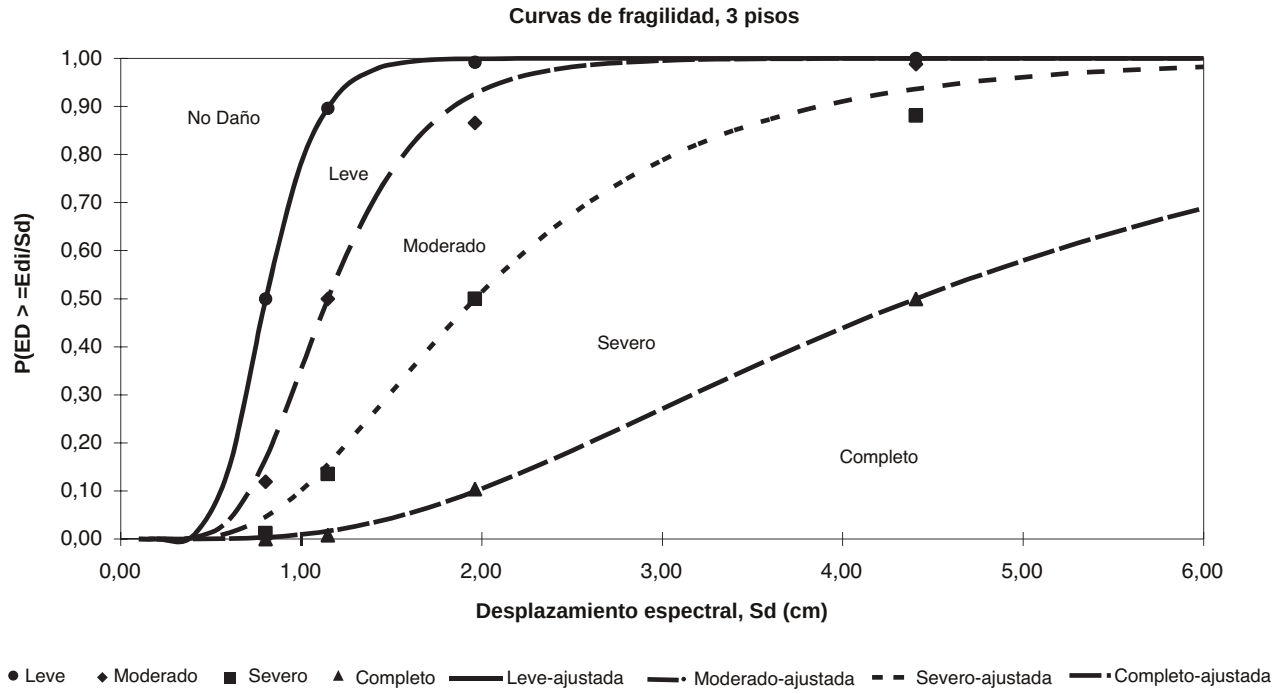


Figura 8. Curvas de fragilidad, RCL.

En este trabajo se ha utilizado un método simplificado que permite estimar los valores umbrales del desplazamiento espectral, correspondiente a los umbrales de los estados de daño (valores medios), a partir de la representación bilineal de los espectros de capacidad. A partir de estos umbrales de daño, los valores de β_{ED} han sido calculados para construir las curvas de fragilidad. La desviación estándar β_{ED} se determina a partir de un ajuste por mínimos cuadrados de la distribución lognormal de la ecuación (1) que define las curvas de fragilidad (Moreno, 2006). Los estados de daño forman parte de la propuesta, por parte de Lagomarsino y Penna (2003), en el proyecto RISK-UE; donde los estados de daño considerados se dividen en cinco umbrales de daño: no daño, daño leve, moderado, severo y completo (justo antes del colapso), los cuales se definen a partir de la curva de capacidad bilineal (Cattari et al., 2004).

Después de obtener las curvas de fragilidad, es posible construir matrices de probabilidad de daño y calcular un parámetro indicador del daño global de la estructu-

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

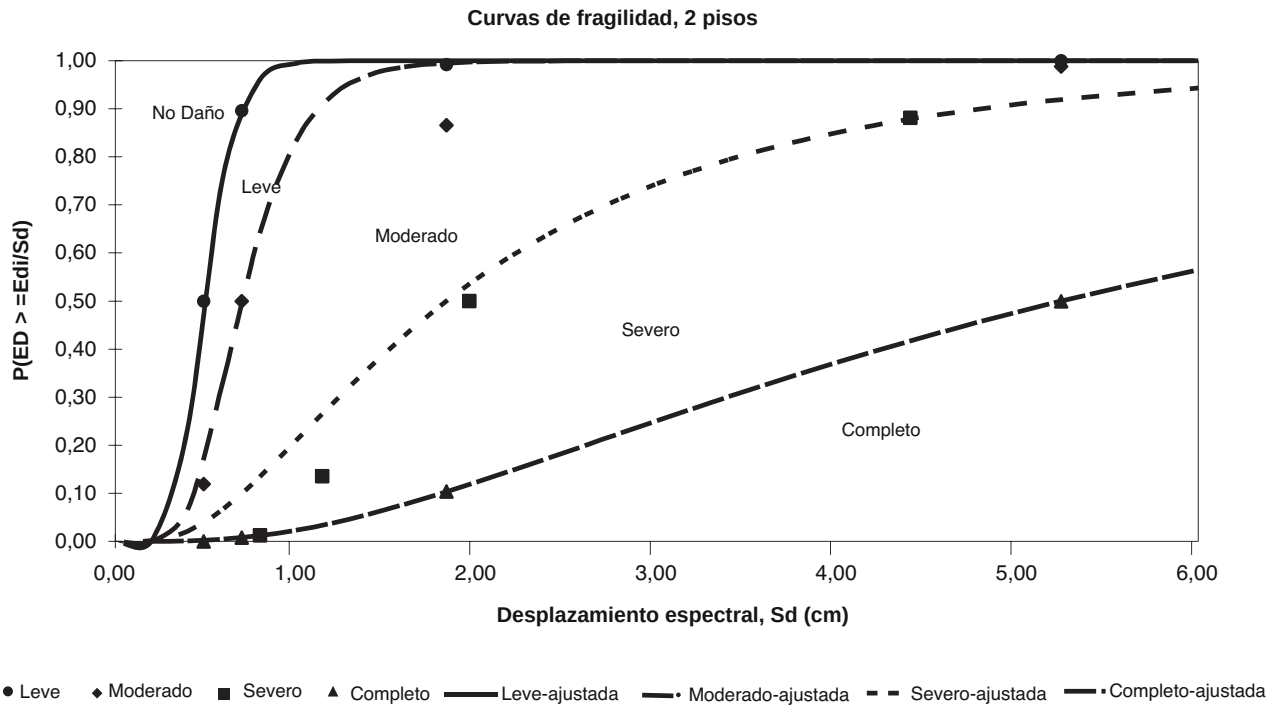


Figura 9. Curvas de fragilidad, CASA.

ra, los cuales pueden ser utilizados para evaluar el riesgo sísmico de los edificios, construir escenarios de daño sísmico e indicar el nivel de daño que podría sufrir la estructura dependiendo de su tipología y del tipo de suelo donde ésta esté cimentada.

5. ESCENARIOS DE DEMANDA SÍSMICA

Una vez caracterizados los cuatro edificios representativos de hormigón armado mediante sus espectros de capacidad y sus curvas de fragilidad, en este apartado se consideran dos terremotos cuya ocurrencia en Barcelona es creíble. El primer escenario se ha estimado mediante técnicas deterministas, mientras que el segundo se ha estimado mediante métodos probabilistas (Irizarry et al., 2003).

La Tabla 7 muestra los parámetros que definen los 8 espectros de respuesta, con un amortiguamiento del 5%, correspondientes a los escenarios determinista y probabilista para los 4 tipos de suelos de Barcelona.

La zona IV contiene suelos duros, básicamente afloramientos rocosos, la zona I está constituida por suelos muy blandos, básicamente contiene las zonas cercanas a los deltas de los ríos Besós y Llobregat y el frente marítimo de la ciudad; los suelos de la zona II son más cercanos en características y situación a los suelos blandos de la zona I, mientras que los de la zona III son más próximos en propiedades y situación a los de la zona IV.

La aceleración pico efectiva *PGA* define el nivel de la acción sísmica, T_B y T_C definen la meseta de aceleración espectral constante, T_D es el valor que define el comienzo del tramo de desplazamiento constante del espectro, B_C, es un factor que relaciona la aceleración máxima espectral con la *PGA* y *d* es un parámetro que modula la caída del espectro para períodos largos.

5.1. Puntos de capacidad por demanda

El comportamiento sísmico de un edificio sometido a un terremoto se puede cuantificar mediante su respuesta máxima, que se define mediante el punto de capacidad

Tabla 7. Parámetros del espectro de respuesta de Barcelona propuestos por el IGC (Irizarry et al., 2003)

Tipo de suelo	Tipo de espectro	PGA (g)	d	Bc	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Zona I	Determinista	0.136	1.70	1.91	0.10	0.39	2.30
	Probabilista	0.188	1.34	2.00	0.10	0.40	2.85
Zona II	Determinista	0.141	1.43	2.45	0.10	0.22	2.20
	Probabilista	0.194	1.28	2.50	0.10	0.23	2.21
Zona III	Determinista	0.122	1.40	2.29	0.10	0.22	2.00
	Probabilista	0.169	1.12	2.57	0.10	0.19	1.77
Zona IV	Determinista	0.072	1.12	2.26	0.10	0.23	1.75
	Probabilista	0.100	0.98	2.29	0.10	0.25	1.75

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

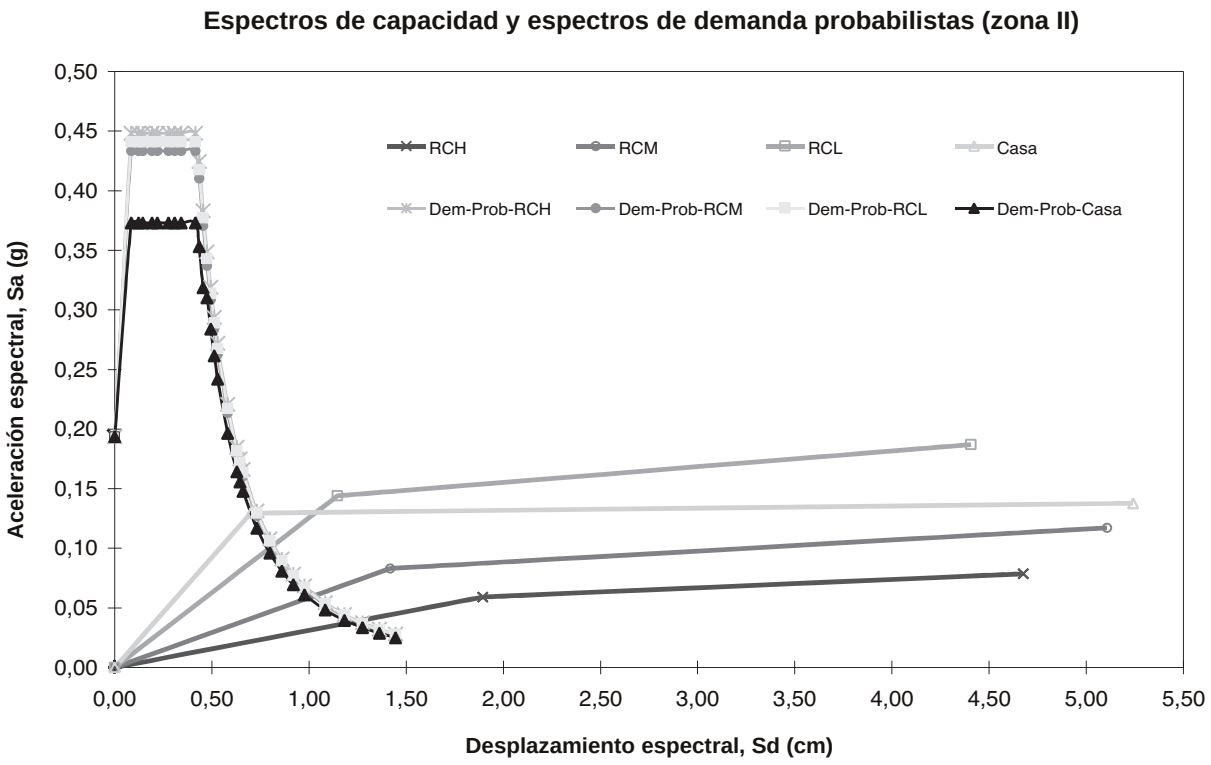


Figura 10. Obtención de los puntos de capacidad por demanda de los 4 edificios (RCH, RCM, RCL, CASA) para la demanda probabilista correspondiente a la zona II.

por demanda, o punto de desempeño, (SD_{PD}, SA_{PD}). Este punto se obtiene mediante la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda. El espectro de demanda se obtiene a partir del espectro de respuesta elástico con 5% de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo.

La Figura 10 muestra la evaluación del punto de capacidad por demanda. En esta figura se muestra el caso del escenario probabilista en la zona II. Obsérvese cómo los espectros de demanda dependen del edificio.

Las Tablas 8, 9, 10 y 11 muestran los puntos de capacidad por demanda correspondientes, respectivamente, a

Tabla 8. Edificio RCH. Puntos de capacidad por demanda

		RCH		
		Sd_{PD} (m)	Sa_{PD} (m)	$\xi_{efect.}$ (%)
Zona I	Determinista	0.0135	0.0396	6.44
	Probabilista	0.0155	0.0445	6.97
Zona II	Determinista	0.0105	0.0328	5.62
	Probabilista	0.0127	0.0377	6.26
Zona III	Determinista	0.0090	0.0275	5.38
	Probabilista	0.0114	0.0342	5.82
Zona IV	Determinista	0.0087	0.0268	5.32
	Probabilista	0.0118	0.0353	5.94

Tabla 9. Edificio RCM. Puntos de capacidad por demanda

		RCM		
		Sd_{PD} (m)	Sa_{PD} (m)	$\xi_{efect.}$ (%)
Zona I	Determinista	0.0122	0.0646	7.50
	Probabilista	0.0138	0.0708	8.12
Zona II	Determinista	0.0087	0.0487	6.21
	Probabilista	0.0105	0.0569	6.89
Zona III	Determinista	0.0074	0.0423	5.67
	Probabilista	0.0091	0.0507	6.37
Zona IV	Determinista	0.0066	0.0380	5.37
	Probabilista	0.0088	0.0488	6.17

Tabla 10. Edificio RCL. Puntos de capacidad por demanda

		RCL		
		Sd_{PD} (m)	Sa_{PD} (m)	$\xi_{efect.}$ (%)
Zona I	Determinista	0.0109	0.1196	8.53
	Probabilista	0.0120	0.1261	9.45
Zona II	Determinista	0.0071	0.0846	5.99
	Probabilista	0.0083	0.0974	6.56
Zona III	Determinista	0.0059	0.0722	5.56
	Probabilista	0.0070	0.0843	5.99
Zona IV	Determinista	0.0048	0.0586	5.24
	Probabilista	0.0061	0.0744	5.67

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

Tabla 11. Edificio CASA. Puntos de capacidad por demanda

		CASA		
		Sd_{PD} (m)	Sa_{PD} (m)	$\xi_{efect.}$ (%)
Zona I	Determinista	0.0105	0.1318	14.37
	Probabilista	0.0115	0.1344	16.52
Zona II	Determinista	0.0063	0.1014	8.76
	Probabilista	0.0075	0.1124	10.17
Zona III	Determinista	0.0053	0.0891	7.29
	Probabilista	0.0062	0.0997	8.51
Zona IV	Determinista	0.0040	0.0711	5.89
	Probabilista	0.0051	0.0870	7.07

los edificios RCH, RCM, RCL y CASA. Estas tablas contienen las coordenadas espectrales del punto de capacidad por demanda y el amortiguamiento efectivo (ξ_{efect}) correspondiente al espectro de demanda. Para cada edificio se dan los resultados para los dos escenarios evaluados en las 4 zonas sísmicas consideradas.

6. MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO

Dada una acción sísmica, las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir del punto de capacidad por demanda (el cual está relacionado con la demanda sísmica específica y la capacidad estructural) y usando las curvas de fragilidad correspondientes.

Para esto es necesario entrar en las curvas de fragilidad con el parámetro que representa la respuesta estructural (en este caso el desplazamiento espectral) y obtener las probabilidades correspondientes a cada estado de daño. Así, por ejemplo, la probabilidad de que se dé el estado de daño moderado para un desplazamiento espectral *Sd*, vendrá dada por la diferencia entre la probabilidad del umbral de daño moderado menos la probabilidad del umbral de daño severo, ecuación (2),

$$P[ED_i \,/\, Sd] = Pc\,(ED_i \,/\, SD) - Pc\,(ED_{i+1} \,/\, SD) \qquad (2)$$

donde P $[ED_i$ / Sd] es la probabilidad de que ocurra el estado de daño ED_i cuando la estructura tiene un desplazamiento espectral *Sd* y $P_c(ED_i/Sd)$ es la probabilidad de excedencia de ED_i para un *Sd*, es decir, la curva de fragilidad correspondiente al ED_i.

Los desplazamientos espectrales correspondientes a los puntos de capacidad por demanda, junto con las curvas de fragilidad obtenidas, han permitido evaluar, para cada edificio, para cada escenario, para cada zona y para cada estado de daño, una probabilidad de ocurrencia.

Para cuantificar los resultados de forma simplificada, se suele usar un parámetro ponderado de daño medio (D_M) definido como:

$$D_M = \sum_{i=0}^{i=4} i \cdot P(i) \qquad (3)$$

donde *i* corresponde a cada estado de daño considerado y *P(i)*, es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño *i*, dado un desplazamiento espectral. El índice *i* toma valores de 0, 1, 2, 3 y 4 para el estado de daño: no daño, leve, moderado, severo y completo, respectivamente.

Este parámetro de daño medio tiene intervalos de variación para cada estado de daño y, además, se puede utilizar para representar *escenarios de riesgo sísmico* en un área determinada. Para los cinco estados de daño considerados en este trabajo (no daño, daño leve, moderado, severo y completo), la Tabla 12 muestra los intervalos de variación de D_M.

La Tabla 13 muestra las matrices de probabilidad de daño de los edificios situados en la zona I, cuando sufren los terremotos correspondientes a los escenarios determinista y probabilista. Las Tablas 14, 15 y 16 son análogas a la Tabla 13, pero para los edificios situados en las zonas II, III y IV, respectivamente. Se observa cómo en la zona II, el escenario probabilista es más dañino que el escenario determinista. El edificio CASA, representativo de una vivienda unifamiliar es el que resulta más dañado para ambos escenarios.

Las Tablas 13, 14, 15 y 16 contienen el factor de daño medio D_M que da una idea global del nivel o estado de daño más probable. Este factor de daño medio se va a utilizar para discutir los resultados obtenidos.

Se observa cómo el factor de daño medio varía entre 0.05 y 2.05. El daño prácticamente nulo se obtiene para los edificios RCL situados en la zona IV y sometidos al escenario determinista. El factor D_M de 2.05 corresponde a un estado de daño moderado, y se da en los edificios tipo CASA situados en el suelo blando (zona I) cuando se hallan sometidos al escenario sísmico probabilista.

Los edificios situados en la zona I sufren más daños. Se observa una disminución drástica del daño en los edifi-

Tabla 12. Intervalos de variación del parámetro de D_M

Estados de daño	Intervalo de variación
No daño	$0 \le D_M \le 0.5$
Leve	$0.5 \le D_M \le 1.5$
Moderado	$1.5 \le D_M \le 2.5$
Severo	$2.5 \le D_M \le 3.5$
Completo	$3.5 \le D_M \le 4.0$

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

Tabla 13. Matrices de probabilidad de daño para los edificios RCH, RCM, RCL y CASA, situados en la zona I

Escenario Determinista Zona I						
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
CASA	0.02	0.28	0.45	0.22	0.03	1.96
RCL	0.13	0.42	0.31	0.12	0.02	1.48
RCM	0.22	0.44	0.24	0.09	0.01	1.23
RCH	0.48	0.34	0.08	0.08	0.02	0.82
Escenario Probabilista Zona I						
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
CASA	0.02	0.24	0.45	0.25	0.04	2.05
RCL	0.07	0.38	0.37	0.16	0.02	1.68
RCM	0.12	0.41	0.33	0.12	0.02	1.51
RCH	0.29	0.42	0.14	0.11	0.04	1.19

Tabla 14. Matrices de probabilidad de daño para los edificios RCH, RCM, RCL y CASA, situados en la zona II

Escenario Determinista Zona II						
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
CASA	0.18	0.42	0.30	0.09	0.01	1.33
RCL	0.67	0.23	0.07	0.03	0.00	0.46
RCM	0.68	0.23	0.06	0.03	0.00	0.44
Escenario Probabilista Zona II						
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
CASA	0.08	0.38	0.40	0.13	0.01	1.61
RCL	0.46	0.35	0.14	0.04	0.01	0.79
RCM	0.43	0.37	0.15	0.04	0.01	0.83
RCH	0.56	0.30	0.06	0.06	0.02	0.68

Tabla 15. Matrices de probabilidad de daño para los edificios RCH, RCM, RCL y CASA, situados en la zona III

Escenario Determinista Zona III						
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
CASA	0.42	0.34	0.17	0.07	0.00	0.89
RCL	0.85	0.22	0.02	0.02	0.00	0.32
RCM	0.84	0.28	0.03	0.01	0.00	0.37
RCH	0.92	0.22	0.00	0.02	0.00	0.28
Escenario Probabilista Zona III						
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
CASA	0.20	0.40	0.31	0.08	0.01	1.30
RCL	0.68	0.02	0.07	0.03	0.00	0.25
RCM	0.61	0.03	0.08	0.03	0.00	0.28
RCH	0.70	0.00	0.03	0.04	0.01	0.22

Tabla 16. Matrices de probabilidad de daño para los edificios RCH, RCM, RCL y CASA, situados en la zona IV

Escenario Determinista Zona IV						
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
CASA	0.76	0.18	0.02	0.04	0.00	0.34
RCL	0.96	0.03	0.01	0.00	0.00	0.05
RCM	0.92	0.06	0.01	0.01	0.00	0.11
RCH	0.93	0.05	0.00	0.02	0.00	0.11
Escenario Probabilista Zona IV						
Modelos	**No daño**	**Leve**	**Moderado**	**Severo**	**Completo**	**DM**
CASA	0.47	0.34	0.13	0.06	0.00	0.78
RCL	0.83	0.12	0.03	0.02	0.00	0.24
RCM	0.67	0.24	0.07	0.02	0.00	0.44
RCH	0.66	0.24	0.04	0.04	0.02	0.52

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

cios situados en la zona II. La disminución del daño es más gradual entre las zonas II y la zona IV. En las zonas IV, I y II el escenario probabilista es más fuerte que el determinista. En la zona III los daños esperados son comparables.

7. CONCLUSIÓN

Con las matrices de probabilidad obtenidas del análisis aquí presentado se observa cómo, en todos los casos, los edificios más bajos (RCL y CASA) son los que presentan más daños. Este hecho, que parece sorprendente, puede ser debido a la mayor rigidez de estos edificios que causa que los estados de daño leve y moderado aparezcan para desplazamientos espectrales pequeños. Este efecto se observa con claridad en las curvas de fragilidad de estos edificios bajos comparadas con los más altos que son más flexibles (ver Figuras 6, 7, 8, 9). Sin duda, las características de los espectros de demanda (Figura 10) que tienen una banda (de aceleración constante) estrecha, escorada hacia las altas frecuencias, contribuyen a aumentar el daño en estos edificios más bajos y más rígidos.

Los resultados aquí mostrados reflejan el buen comportamiento de esta tipología ante un evento sísmico de estas características (espectros de respuesta del IGC). Se observó cómo los edificios más bajos tienen un mayor índice de daño, lo cual puede ser debido a que los edificios de poca altura poseen mayor rigidez y menos masa que los edificios altos, por lo cual, el período es más bajo y las aceleraciones espectrales aumentan. En las Tablas 8, 9, 10 y 11 se observa cómo la aceleración espectral correspondiente a los puntos de capacidad por demanda aumenta, y los desplazamientos espectrales decrecen al disminuir el número de niveles de los edificios. También se observa cómo el amortiguamiento efectivo aumenta a medida que disminuye el número de pisos, lo que puede estar relacionado con la disipación de energía de los edificios. Para una misma acción sísmica definida por medio de un espectro de demanda, las estructuras bajas se acercan más a los períodos cortos que los edificios altos. Finalmente, se concluye que las estructuras aquí analizadas presentan un comportamiento adecuado, ya que llegarían a sufrir, principalmente, daños leves.

REFERENCIAS

[1] ATC-40: Applied Technology Council (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, volume 1*, Report: SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, California.

[2] Bairán, J. (2000). *BCSEC: Programa computacional para el cálculo de características mecánicas no lineales de secciones y piezas arbitrarias*, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

[3] Carr, A. (2000). *Inelastic dynamic analysis program: RUAUMOKO and Post-processor for RUAUMOKO: Dynaplot*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

[4] Cattari, S., Galasco, A., Lagomarsino, S. y Penna, A. (2004). *Analisi non lineare di edifici in muratura con il programma TREMURI*, XI Congresso Nazionale L`Ingegneria Sismica in Italia, Genova.

[5] Eurocódigo 2 (1992). *Proyecto de estructuras de hormigón*, Parte 1-1: Reglas Generales y Reglas Generales para Edificación, AENOR, España.

[6] Fajfar P. y Gaspersic, P. (1996). *The N2 method for the seismic da-mage analysis for RC buildings*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 23-67.

[7] Faleiro, J., Oller, S. y Barbat, A. (2008). *Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames*, Computers and Structures, accepted.

[8] FEMA 273: Federal Emergency Management Agency (1996). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Report No. FEMA-273, Washington, D.C.

[9] FEMA 273: Federal Emergency Management Agency (1997). *NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Report No. FEMA-274, Washington, D.C.

[10] FEMA 356: Federal Emergency Management Agency (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Report No. FEMA-356, BSSC: Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.

[11] Freeman, S. (1998). *Development and use of capacity spectrum method, Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, CD-ROM, EERI, Oakland.

[12] HAZUS-99: Earthquake Loss Estimation Methodology (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology*, Technical Manual, Vol. 1, Fe-deral Emergency Management Agency (FEMA), Washington.

[13] Irizarry, J., Goula, X. y Susagna, T. (2003). *Analytical formulation for the elastic acceleration-displacement response spectra adapted to Barcelona soil conditions*, Technical Report, Instituto Geográfico de Cataluña, pp 48.

[14] Lagomarsino, S. y Penna, A. (2003). *Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology. WP4: Vulnerability assessment of current buildings*, Technical presentation RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns, Francia.

[15] Moreno, R., Bairán, J., Pujades, L., Aparicio, A. y Barbat, A. (2004). *Evaluación probabilista del comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado*, Hormigón y Acero, 231, pp 125-136.

[16] Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal. Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

[17] Park, R. y Paulay, T. (1994). *Estructuras de concreto reforzado*, Editorial Limusa, 2da. Edición, México.

[18] Wilson, E. y Habibula, H. (2002). *SAP2000: Static and dynamic finite element analysis of structures non linear*, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

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

Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al EC-2 y EC-8

Determination of seismic damage thresholds of reinforced concrete framed buildings designed according to EC-2 and EC-8

J.C. Vielma[1], **A. Barbat**[1] **y S. Oller**[1]

Recibido | *Received:* 02-05-2008
Aceptado | *Accepted:* 09-12-2008

Resumen

El Proyecto por Prestaciones de edificios contempla una serie de Estados Límite que el proyectista debe aplicar a los edificios emplazados en zonas sísmicas. Sin embargo, actualmente existe la dificultad de poder incorporar estos Estados Límite en el proyecto convencional de estructuras. En este trabajo se estudia la determinación objetiva de los umbrales de daño correspondientes a unos Estados Límite específicos, aplicando criterios con base en desplomes relativos de niveles, calculados a partir de la respuesta no lineal de los edificios porticados de hormigón armado, proyectados según las disposiciones normativas del EC-2 y EC-8. Los resultados muestran que los valores de los umbrales de daño son prácticamente independientes de la altura del edificio y que se pueden incorporar al proceso de proyecto de forma racional, correlacionándolos además con los índices de daño sísmico, para facilitar la evaluación rápida de la respuesta sísmica de los edificios de hormigón armado.

Palabras clave: Proyecto por prestaciones, Estados Límite, Umbrales de Daño Sísmico, Índice de Daño Sísmico.

Abstract

Performance-based design procedures include a set of Limit States that the designer has to apply in order to produce an adequate seismic resistant building. However, nowadays it is difficult to incorporate these Limit States into conventional seismic code procedures. This paper studies the objective determination of the damage threshold for some specific Limit States by using criteria based on the interstory drift computed from the non-linear response of reinforced concrete framed buildings, designed according to EC-2 and EC-8 provisions. The results show that the values of the thresholds of damage are practically independent of the height of the building and that can be incorporated into the design process in a rational way, correlating the damage thresholds with seismic damage index, in order to obtain an efficient assessment of the seismic response of the framed reinforced concrete buildings.

Key words: *Performance-based design, Limit States, Seismic Damage Thresholds, Seismic Damage Index.*

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), UPC. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* jcvielma@ucla.edu.ve

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

1. INTRODUCCIÓN

Los Estados Límite del Proyecto por Prestaciones de edificios de hormigón armado representan estados ideales dentro de los que el proyectista desea que se comporte dicho edificio, correspondiendo a cada Estado Límite un determinado nivel de daños resultantes de la acción de un terremoto. Estos Estados Límite van desde estado del edificio sin daños, hasta llegar al umbral de colapso de la estructura, pasando por unos Estados Límite intermedios que contemplan igualmente niveles intermedios de daño.

Hasta la fecha se ha admitido que el proyecto por prestaciones resulta más adecuado que el proyecto por resistencia, tal como se viene aplicando en las normas de proyecto sismorresistente, sin embargo, no termina de aplicarse de forma extendida porque existen dificultades más de orden práctico que conceptual, que han impedido dicha aplicación. Una de estas dificultades consiste en la falta de definición de los Estados Límite, en función de cantidades o parámetros de uso ingenieril. En este sentido, algunas investigaciones han procurado lograr definir valores para los Estados Límite, sin embargo, los criterios aplicados no siempre han tenido un fundamento objetivo.

Una de las mayores dificultades de cara a la determinación de los valores de los Estados Límite, tiene que ver con respecto a qué característica de la respuesta de los edificios resulta conveniente para expresar un estado de daño. Esta dificultad ha sido superada, pues existe un verdadero consenso al asumir como variable de control a los desplomes del nivel de cubierta. Esto se debe a la extendida aplicación del análisis no lineal con empuje incremental (Pushover Analysis) que relaciona el cortante en la base contra los desplomes del nivel de cubierta. La otra dificultad tiene que ver con la elección de los criterios que se aplican para determinar el instante en el cual se ha alcanzado un nivel de daño definido de acuerdo con algún Estado Límite. Uno de los criterios aplicados, Calvi [1], consiste en establecer estados de daño a partir de los desplomes relativos de niveles consecutivos. Son desplomes relativos correspondientes a estados de daño específicos, determinados mediante procedimientos experimentales. Para ilustrar el concepto es necesario definir los desplomes relativos, para lo que debe observarse la Figura 1.

Donde el desplome relativo del nivel C-1del edificio se calcula mediante la Ecuación (1):

$$\delta_{C-1} = \frac{\Delta_{C-1} - \Delta_{C-2}}{H_{C-1} - H_{C-2}} \qquad (1)$$

siendo Δ_{C-1} y Δ_{C-2} los desplomes de los niveles C-1 y C-2 respectivamente, mientras que H_{C-1} y H_{C-2} son las alturas de los niveles C-1 y C-2 respectivamente.

Diversos autores han correlacionado valores de los desplomes relativos con el nivel de daño tanto estructural como no estructural. Dentro de los trabajos en esta área se pueden citar los siguientes:

Calvi [1]. Este autor relaciona los valores de los desplomes relativos de entrepiso con los Estados Límite de los edificios. Considera la aplicación de cuatro Estados Límite, que van desde el más leve hasta el colapso total de la estructura.

– *Estado Límite 1.* No ocurre ningún tipo de daño ni en los elementos estructurales ni en los no estructurales, para este Estado Límite los desplomes relativos de entrepiso deben encontrarse dentro de los valores de 0,1% y 0,3 %.

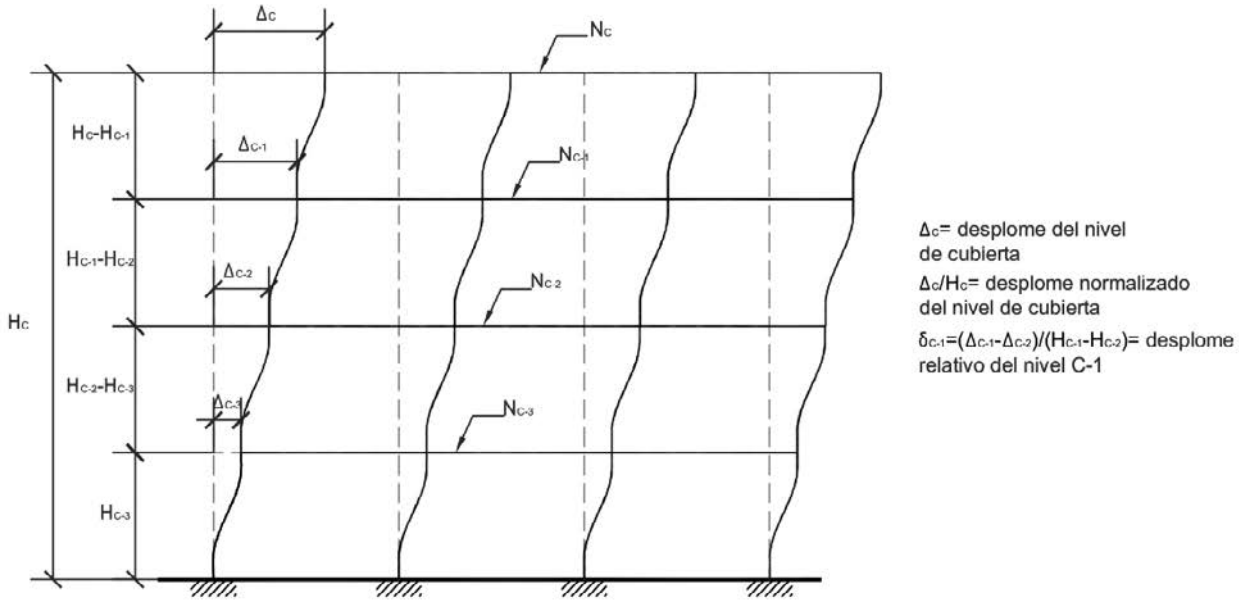


Figura 1. Desplomes absolutos y relativos de un edificio.

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

– *Estado Límite 2.* Este es un estado en el que se alcanzan daños menores en los elementos estructurales y moderados en los elementos no estructurales, permitiendo la inmediata ocupación del edificio, sin que sea preciso proceder a reparación y/o refuerzo estructural de relativa importancia. Fija como valores de desplomes relativos de entrepisos los comprendidos entre 0,3% y 0,5 %.

– *Estado Límite 3.* Es un estado en el que se tiene significativo daño estructural y extensos daños de elementos no estructurales. El edificio requiere reparación y/o refuerzo, sin embargo no alcanza el colapso, por lo que permite la preservación de vidas. El grado de reparación debe ser tal que permita que esta sea no sólo factible desde el punto de vista técnico sino también económico. Los desplomes relativos de entrepiso alcanzan valores entre 0,5% y 1,5%.

– *Estado Límite 4.* Se alcanza el colapso de la estructura y esta deberá ser demolida ya que su reparación no es posible ni conveniente. Los valores que alcanzan los desplomes relativos de entrepiso superan el valor de 1,5 %.

Kappos y Manafpour [2]. En su propuesta de proyecto de edificios de hormigón sugieren la revisión del procedimiento conforme a dos Estados Límite. Los autores sugieren que estos Estados Límites sean el de servicio y el Estado Límite último, aunque solamente proponen valores de verificación de desempeño para el Estado Límite de Servicio, mediante dos criterios. El primer criterio consiste en limitar la máxima deriva de entrepisos a valores ubicados dentro del rango siguiente: 0,02 y 0,05, cuyos extremos dependen del tipo de material de los cerramientos, si son muy frágiles como corresponde a la mampostería usual se asume el valor más bajo, si los materiales son cerramientos más flexibles, se puede asumir valores más altos para este criterio.

El segundo criterio limita los valores de las rotaciones de las rótulas en las vigas, asumiendo los recomendados en el FEMA 273 [3], en el que se recomiendan valores de 0,005 radianes para las vigas. Otra forma de aplicar este mismo control consiste en limitar la ductilidad de rotación a valores entre 1 y 2.

Mwafi y Elnashai [4]. Combinan criterios de fallos locales y globales. Los criterios de fallo se fundamentan en la curvatura de las secciones de hormigón armado y en que no se supere la resistencia nominal a cortante. Los criterios globales requieren la comparación con el desplome máximo del edificio limitándola a un valor del 3% de la altura total del edificio, además de los desplomes relativos. Adicionalmente se aplica un criterio de comprobación de estabilidad que relaciona el coeficiente de fuerzas de gravedad y fuerzas sísmicas de nivel con los desplomes máximos probables alcanzados. De manera complementaria fijan los siguientes criterios locales y globales para los que se alcanza el fallo:

– Formación de rótula plástica en columna

– Reducción súbita de la capacidad resistente mayor al 10% del valor alcanzado en el incremento de cargas anterior.

– Que la sensibilidad del desplome de piso supere el valor de 0,3.

Lu [5]. Muestra mediante ensayos bajo carga cíclica realizados sobre modelos a escala representativos de diferentes configuraciones de edificios de hormigón armado que para edificios porticados la respuesta histerética se mantienen estable para desplomes relativos del nivel máximo inferiores al 2,4% de la altura máxima del edificio y que esta muestra una rápida degradación en rigidez y resistencia para valores de desplomes relativos que superan el 3% de la altura del edificio.

Balendra y Huang [6]. Al aplicar el análisis estático inelástico a edificios de acero, aplicaron los criterios siguientes, algunos de los cuales pueden generalizarse como criterios de fallo de edificios porticados:

– El desplome relativo se limita a un valor máximo del 2 %.

– Capacidad de rotación, que indica el fallo localizado en un elemento específico de la estructura. Es un criterio aplicable más bien a estructuras metálicas.

Es importante indicar que los desplomes relativos se aplican en las normas de proyecto sismorresistente como criterio de evaluación del dimensionamiento de las secciones transversales de vigas y pilares y también como requisito para limitar el daño en elementos estructurales y no estructurales.

El procedimiento contempla la determinación de los desplomes relativos a partir de los desplomes de niveles consecutivos, calculados mediante el análisis elástico, una vez que el edificio ha sido sometido a las cargas sísmicas. Los desplomes elásticos se transforman en desplomes inelásticos mediante la amplificación de los primeros al multiplicarlos por la ductilidad de proyecto μ. En el EC-8 los desplomes inelásticos se obtienen mediante la multiplicación de los desplomes elásticos por el factor de comportamiento q, que depende de la ductilidad de proyecto, entre otros factores, Vielma *et al.* [7]. Otro de los criterios contenidos en el articulado del EC-8 relativo a la aplicación de los desplomes relativos en el proyecto sismorresistente de edificios, es el conocido como índice de sensibilidad θ, que se calcula mediante la Ecuación (2):

$$\theta = \frac{P_{Tot} \cdot d_r}{V_{Tot} \cdot h} \leq 0{,}10 \qquad (2)$$

siendo P_{Tot} el peso total del edificio, d_r es el desplome relativo entre niveles consecutivos, V_{Tot} es el cortante en

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

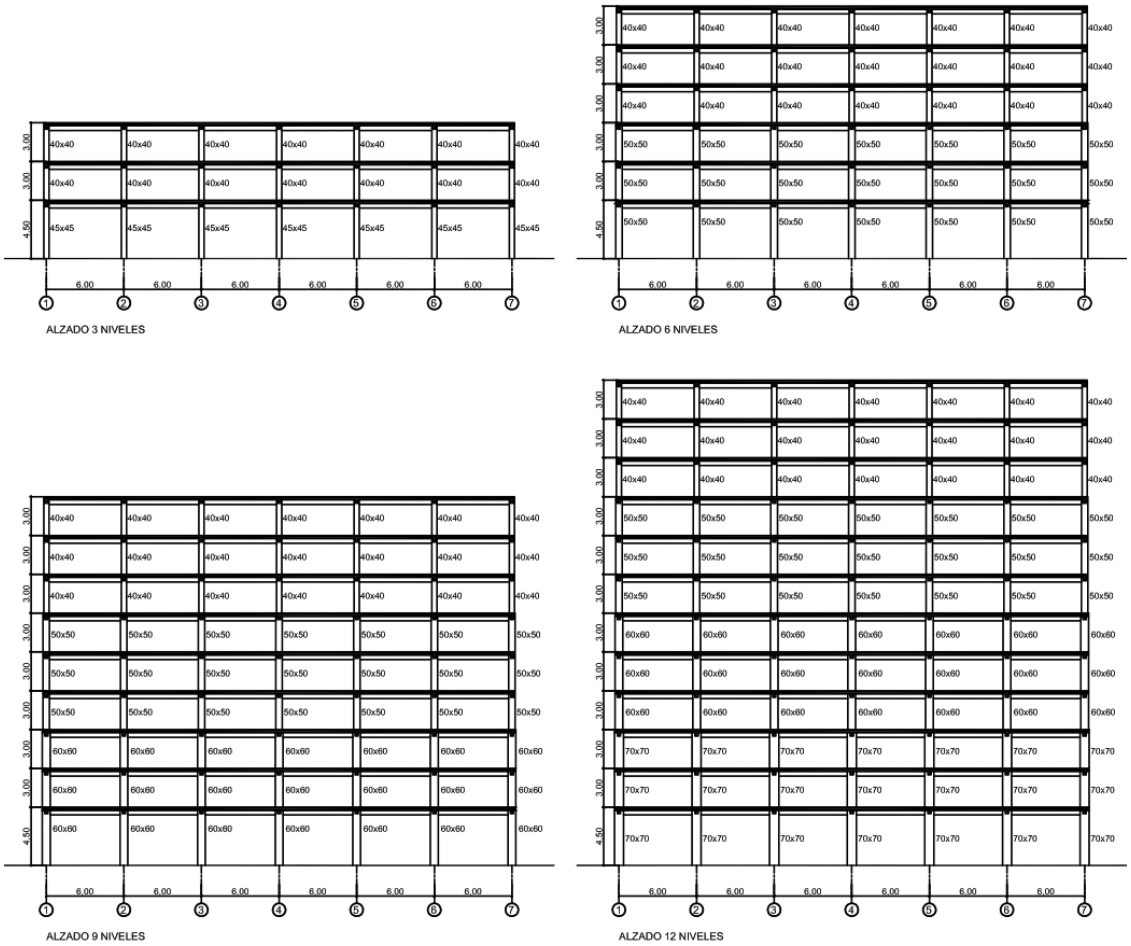


Figura 2. Alzado de los edificios estudiados.

la base total y h es la altura entre los niveles consecutivos. Si la condición anterior se cumple para todos los niveles consecutivos del edificio, no es necesario considerar los efectos de segundo orden (efecto P-Δ) en el análisis de la estructura. Este índice de sensibilidad se verificará a partir de los resultados obtenidos del análisis no lineal de los edificios de este estudio.

Una forma eficiente de aplicar los umbrales de daño en la evaluación de la respuesta global de los edificios se logra aplicando el concepto de ductilidad por prestaciones μ_{PP}, definida por Vielma [8] como:

$$\mu_{PP} = \frac{\Delta_{PP}}{\Delta_Y} \tag{3}$$

En la Ecuación (3) Δ_{PP} es el desplome normalizado correspondiente a un Estado Límite definido por el proyectista y Δ_Y es el desplome de plastificación obtenido de la respuesta estática no lineal.

2. PROCEDIMIENTO

Para calcular los umbrales de daño sísmico, en esta investigación se aplica un enfoque determinista, por lo que es necesario definir una serie de casos representativos de edificios porticados de hormigón armado. Los casos seleccionados se incluyen en grupos de edificios con 3, 6, 9 y 12 niveles, para cada altura se incluye un numero de vanos que varía entre 3, 4, 5 y 6 sólo en la dirección y. En la Figura 2 se observan los alzados de los edificios estudiados, mientras que en la Figura 3 se muestran las plantas con el número de vanos variable. Los forjados de los edificios son del tipo unidireccional, de acuerdo con esto, los pórticos quedan definidos como pórticos de carga en la dirección x y como pórticos de arriostramiento lateral en la dirección y.

Estos edificios se proyectan conforme a las disposiciones del Eurocódigo-8 [9], considerando emplazamiento sobre suelo tipo 2, aplicando una ductilidad estructural μ de seis. En la Figura 4 se muestran los espectros de proyecto tanto el elástico como el inelástico. Las fuerzas sísmicas se han calculado aplicando el análisis dinámico modal-espectral, para una aceleración básica del terreno de 0,3g. Las características de los edificios permiten su clasificación como regulares tanto en planta como en elevación, por lo que no es necesario aplicar ninguna penalización en la determinación del factor de comportamiento q.

El proyecto de las secciones de los pilares y vigas se ha realizado aplicando las prescripciones especiales del

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

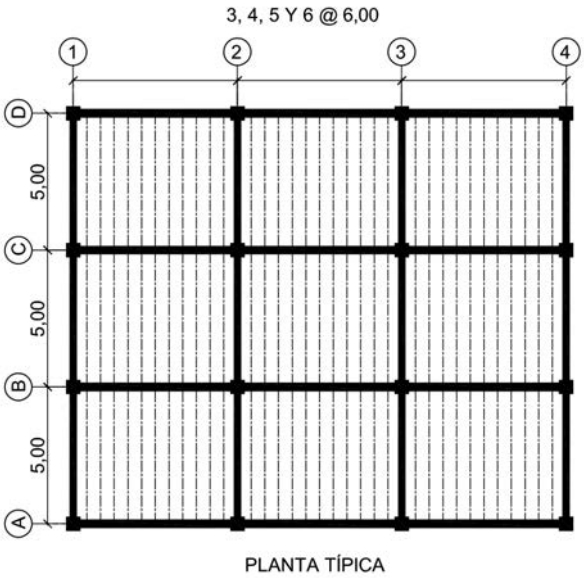


Figura 3. Planta típica de los edificios estudiados.

Eurocódigo-2 [10], para el caso de edificios emplazados en zonas de alta sismicidad. Estas prescripciones permiten que los edificios dispongan de capacidad para disipar energía al ser sometidos a las cargas cíclicas, sin pérdida de estabilidad. Es necesario que el refuerzo longitudinal y transversal dispuesto para este propósito sea modelizado adecuadamente, sobre todo considerando el efecto beneficioso que sobre la ductilidad de las secciones tiene el confinamiento, Barbat *et al.* [11]. En el dimensionado general de las secciones se ha considerado el criterio de pilar fuerte-viga débil.

El análisis de la respuesta no lineal de los edificios estudiados se ha realizado con el programa de elementos finitos PLCd [12], aplicando el procedimiento de empuje incremental (Pushover Analysis) con control de fuerzas para un patrón de distribución creciente con la altura del edificio, Vielma *et al.* [13]. Los pórticos de los edificios se han agrupado conforme a la relación carga sísmica/carga de gravedad, de manera que por cada edificio se tiene un pórtico exterior y otro interior. Del análisis de empuje incremental se obtienen los desplazamientos de los nodos de la estructura, interesando para el posterior análisis los desplazamientos horizontales, que a partir de este punto se señalan como desplomes. En cada incremento de carga se calculan los desplomes de los nudos de control de cada nivel del edificio, hasta que este alcanza el umbral de colapso, a partir del cual ocurre una drástica disminución del cortante en la base, Vielma *et al.* [13]. En la Figura 5 se muestran los desplomes de uno de los edificios estudiados, cuando alcanza el umbral de colapso.

Los Estados Límite considerados en esta investigación y los correspondientes valores que los caracterizan, se resumen en la Tabla 1. El primero es el *Estado Límite Operativo*, corresponde a un desplome para el cual no se alcanzan daños en los elementos mas frágiles como son los cerramientos y acabados. Para el *Estado Límite de Servicio*, el desplome lateral producido por el terremoto ha inducido daños leves en elementos no estructurales, que no requieren una reparación inmediata para hacer habitable el edificio. El *Estado Límite de daños irreparables* consiste en un estado de daños que se han extendido en los elementos secundarios y se han concentrado en determinados elementos estructurales, haciendo que el edificio no sea reparable desde el punto de vista tecnológico o económico. El *Estado Límite de daños extensivos*, se tiene daño estructural en muchos de los pilares y vigas de niveles consecutivos, además de tener graves daños en los componentes no estructurales, sin embargo el edificio aún se mantiene estable. El *Estado Límite de prevención de colapso* es un estado a partir del cual se inicia la pérdida de estabilidad del edificio y se caracteriza por la extensión generalizada de los daños estructurales, llegando a producirse la formación de mecanismos inestables; a partir de este umbral, la estructura no es capaz de soportar incrementos de cargas laterales y pierde su capacidad de soportar el peso propio.

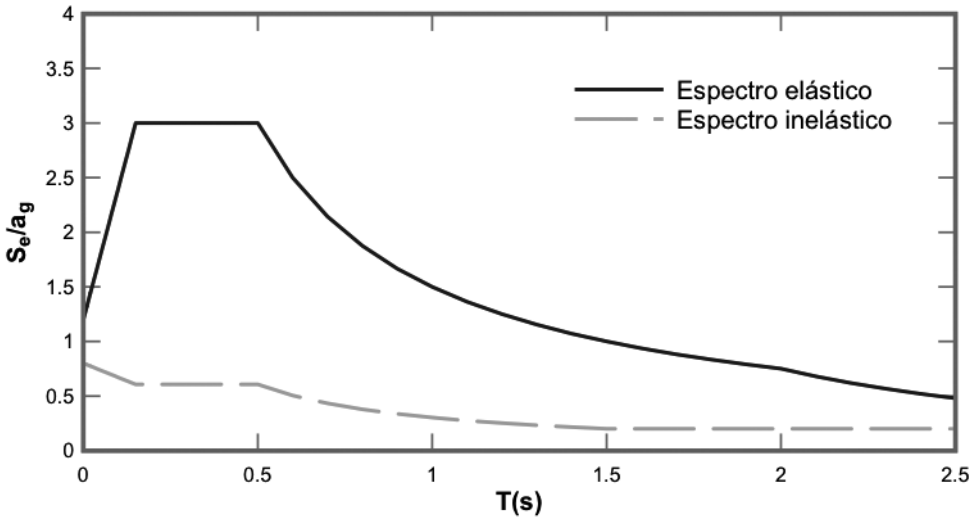


Figura 4. Espectro elástico e inelástico de proyecto, para suelo tipo B según Eurocódigo-8.

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

Tabla 1. Estados Límite de daños y sus parámetros de control

Estado límite	Parámetro
Sin daño	$\delta > 0{,}5\%$
De servicio	$\delta > 1{,}5\%$
Daños irreparables	$\delta > 2{,}5\%$
Daños extensivos	$\delta > 3{,}0\%$
Prevención de colapso	$ID_{EF} \geq 95$

Para cada instante del análisis no lineal, se calculan los desplomes de los nudos de control de cada nivel, por lo que es posible calcular los desplomes relativos para cada valor de cortante en la base. Estos valores de desplomes relativos se grafican contra los valores de los desplomes de un nivel significativo del edificio, generalmente un nodo ubicado en el nivel de cubierta. Este procedimiento ha sido sugerido inicialmente en el documento publicado por SEAOC [14]. En la Figura 6 se muestra un ejemplo de la aplicación del procedimiento antes descrito, considerando el desplome relativo correspondiente al Estado Límite de Servicio (1,5%) se encuentra la intersección de este desplome relativo con la primera de las curvas, que resulta la curva de los niveles 1 y 2, lo que indica que en los pilares que se encuentran entre estos niveles se concentra el mayor daño. Seguidamente, desde el punto de intersección se encuentra el desplome del nivel de cubierta para el que se alcanza el Estado Límite de Servicio. Se procede así hasta determinar los desplomes correspondientes a todos los Estados Límite.

En las Figuras 7 a la 10 se muestran los desplomes relativos vs. los desplomes normalizados respecto a la altura del edificio, correspondientes a los pórticos externos de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles, respectivamente.

De éstas figuras se obtienen los umbrales establecidos para los Estados Límite, mediante la intersección del valor del desplome relativo con la primera de las curvas. De este procedimiento resultan valores de desplomes normalizados del nivel de cubierta, para cada una de las configuraciones en planta y elevación.

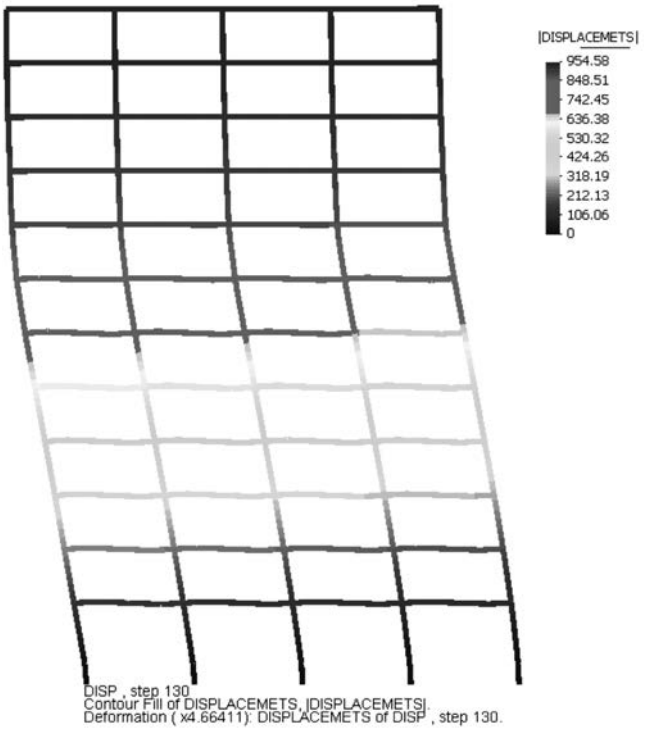


Figura 5. Desplomes del pórtico exterior del edificio de 12 niveles y cuatro vanos,

En las figuras anteriores se observa la intersección de las líneas de desplomes relativos correspondientes a los Estados Límite. Con esta intersección permite determinar los niveles en los que se concentra el daño, por ejemplo, para el edificio de tres niveles la primera curva interceptada corresponde a los desplomes relativos entre los niveles 0 y 1, por lo que el mayor daño se concentra en la planta baja del edificio. En el edificio de seis niveles se obtienen los mayores desplomes entre los niveles 1 y 2, mientras que en los edificios de nueve y doce niveles los mayores desplomes relativos se evidencian en los niveles intermedios, debido a que en

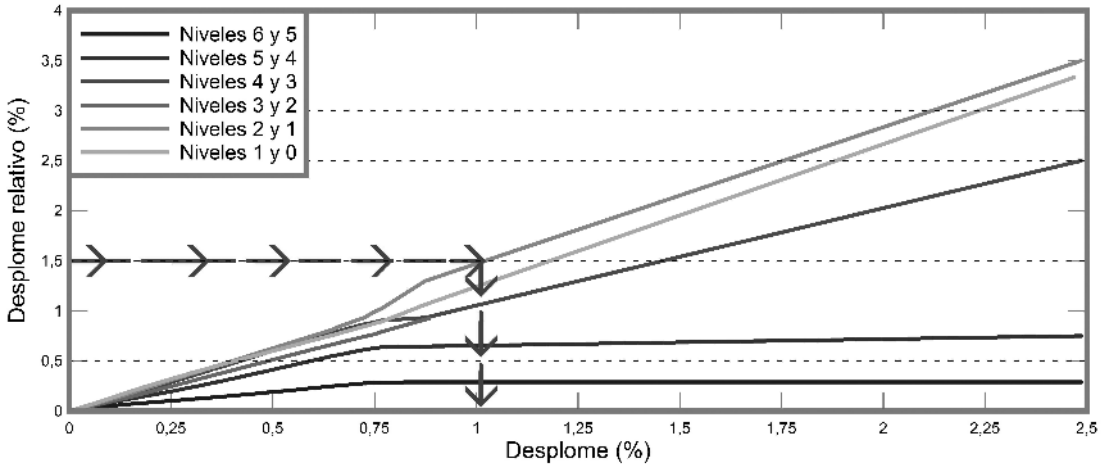


Figura 6. Determinación de los umbrales de los Estados Límite.

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

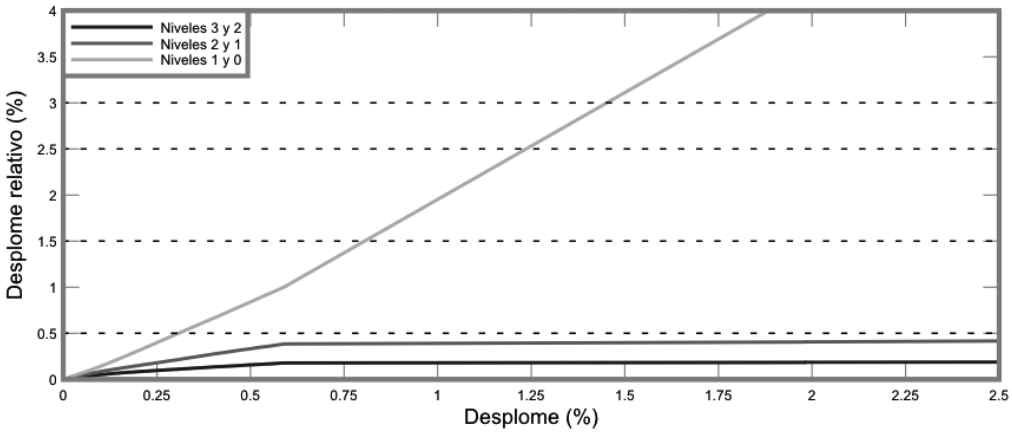


Figura 7. Evolución de los desplomes relativos del pórtico exterior del edificio de 3 niveles y 3 vanos.

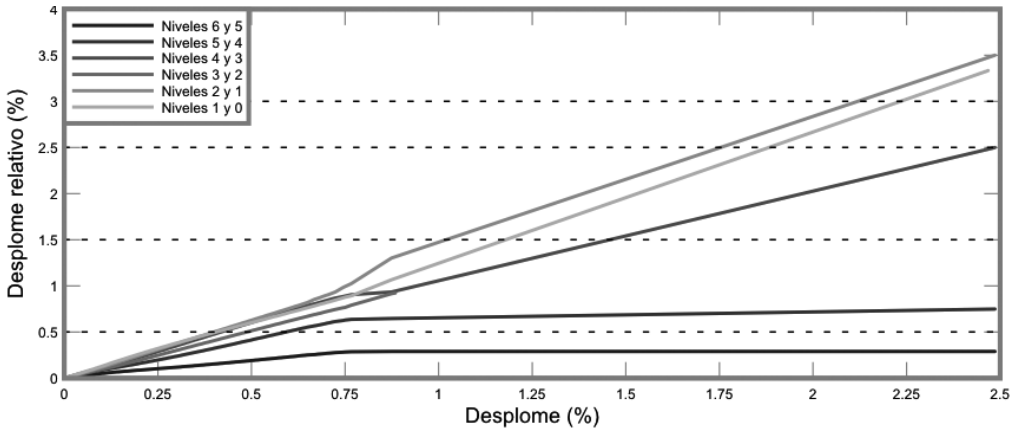


Figura 8. Evolución de los desplomes relativos del pórtico exterior del edificio de 6 niveles y 3 vanos

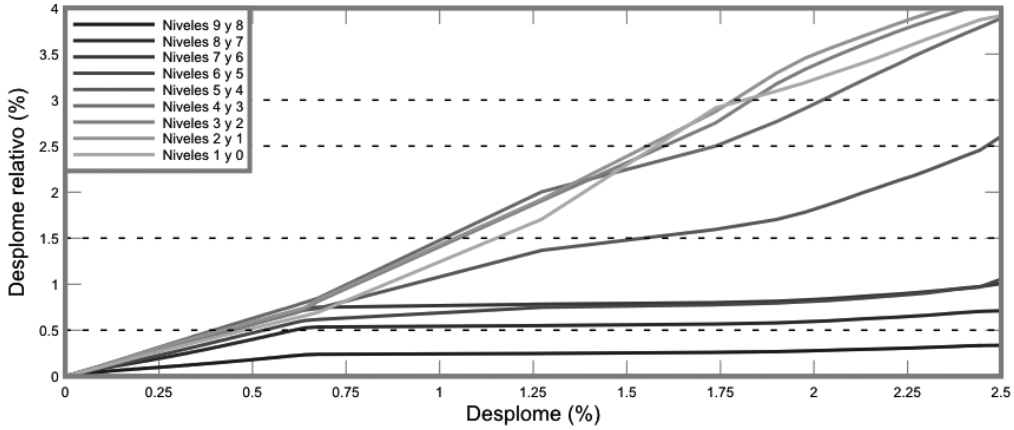


Figura 9. Evolución de los desplomes relativos del pórtico exterior del edificio de 9 niveles y 3 vanos.

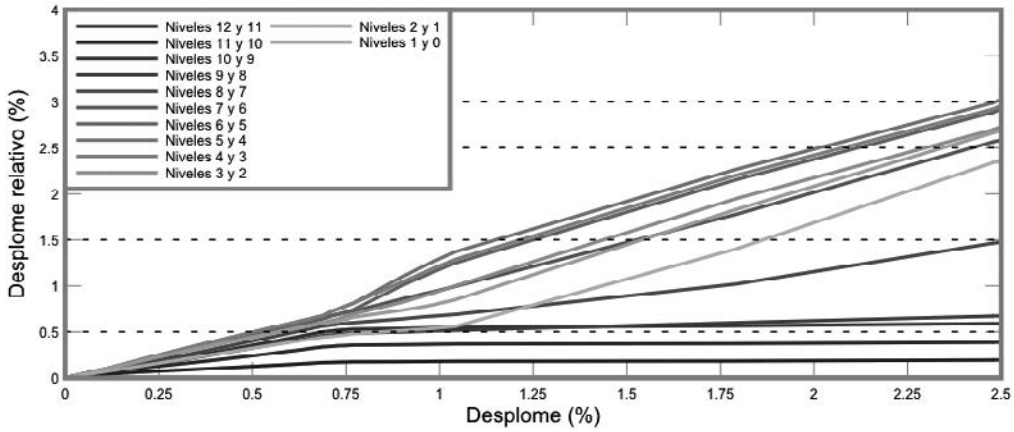


Figura 10. Evolución de los desplomes relativos del pórtico exterior del edificio de 12 niveles y 3 vanos.

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

estos edificios el modo global de fallo está vinculado con la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de los niveles intermedios.

3. RESULTADOS

Los edificios se han agrupado aplicando el criterio de la misma altura, con la finalidad de obtener los valores medios, la desviación estándar y el coeficiente de variación de los umbrales de daño. Desde la Figura 11 a la 14 se muestran los resultados obtenidos para los pórticos exteriores de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles, respectivamente.

Los resultados muestran que los valores medios de los desplomes normalizados correspondientes a un Estado Límite específico, presentan valores similares, independientemente de la altura de los edificios, excepto para el caso de los edificios de tres niveles, para los que los valores son menores en comparación con los de los edificios de seis, nueve y doce niveles. Esto último puede atribuirse a que los edificios de tres niveles tienen un mecanismo de fallo global que involucra la formación de rótulas plásticas en los extremos de los pilares del primer nivel, mejor conocido como mecanismo de fallo por *planta baja débil*, mientras que el resto de los edificios tienen un mecanismo de fallo relacionado con la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de los niveles bajos e intermedios. Los resultados

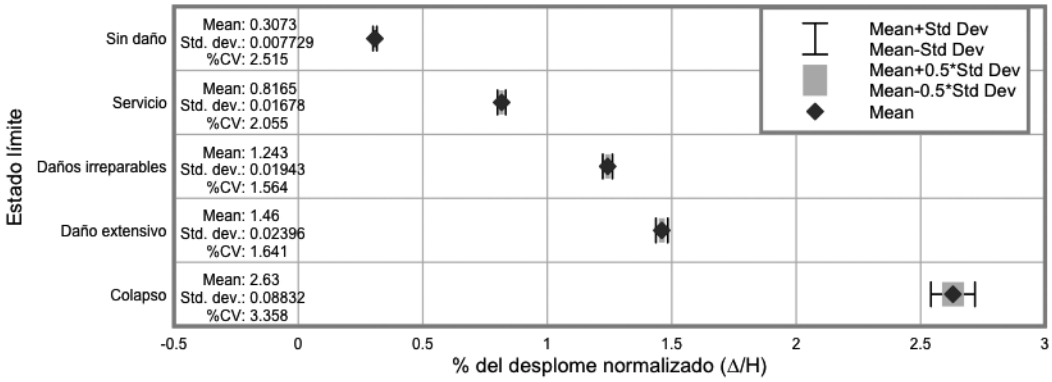


Figura 11. Umbrales de Estados Límite de los pórticos exteriores de los edificios de tres niveles.

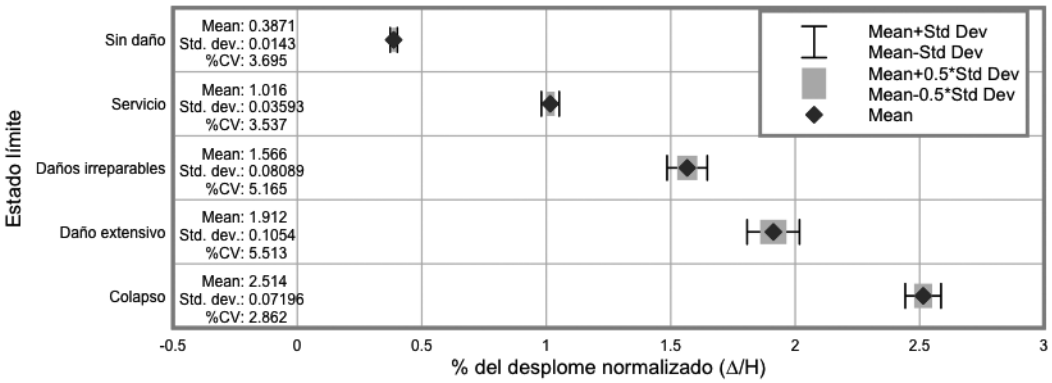


Figura 12. Umbrales de Estados Límite de los pórticos exteriores de los edificios de seis niveles.

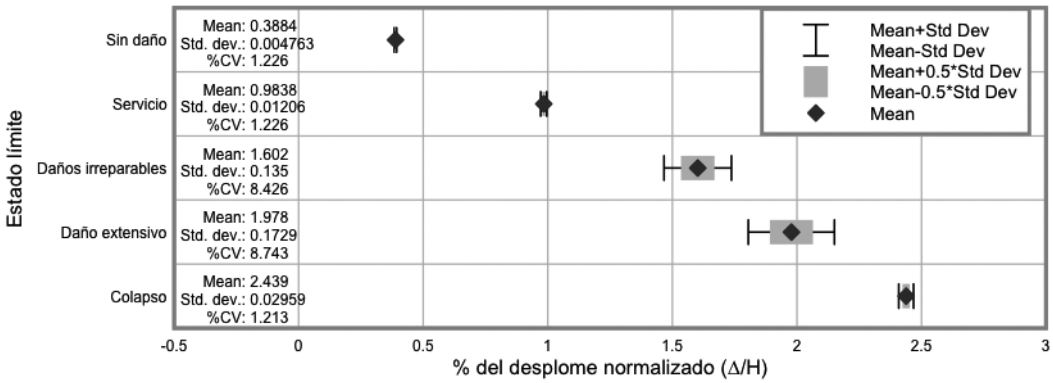


Figura 13. Umbrales de Estados Límite de los pórticos exteriores de los edificios de nueve niveles.

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

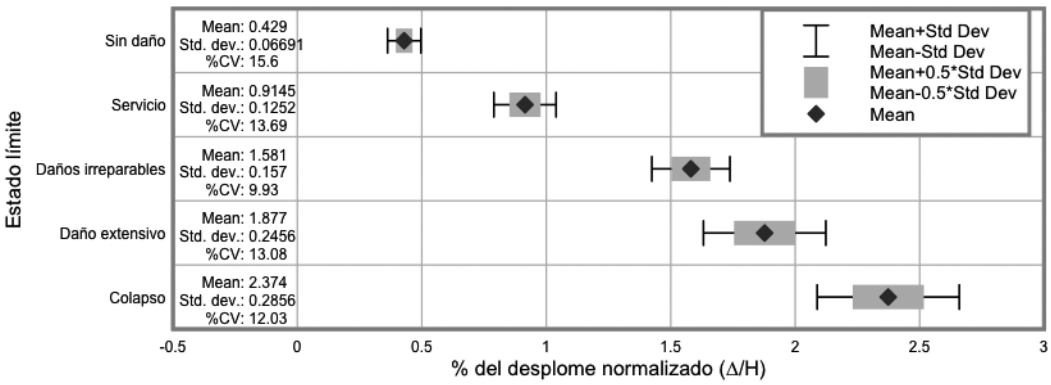


Figura 14. Umbrales de Estados Límite de los pórticos exteriores de los edificios de doce niveles.

obtenidos para todos los pórticos pueden consultarse en Vielma [8].

En el caso específico del Estado Límite de Colapso, los valores medios de los desplomes normalizados se aproximan a 2,5% para todos los edificios.

Al graficar los valores medios de los desplomes normalizados más o menos una y media desviación estándar, es evidente que los valores muestran una cierta dispersión, por tanto las bandas generadas se pueden aplicar como *umbrales* en el proyecto por desplazamientos o por prestaciones de edificios de hormigón armado o en la evaluación de edificios existentes.

Como ejemplo de la aplicación de los valores de los umbrales de los Estados Límite, se consideran los desplomes para el umbral de daños irreparables, que sería el máximo desplome que debería alcanzar un edificio. Los desplomes correspondientes a dicho Estado Límite se han graficado en las curvas de capacidad que se muestran entre la Figura 15 y la Figura 18.

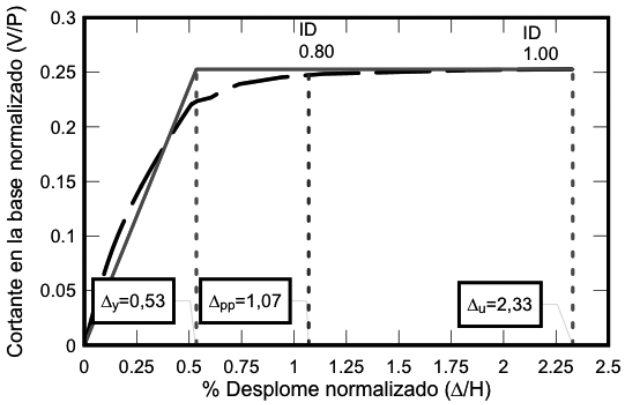


Figura 15. Desplomes de plastificación, del umbral del Estado Límite de daños irreparables y último del pórtico interno del edificio de tres niveles.

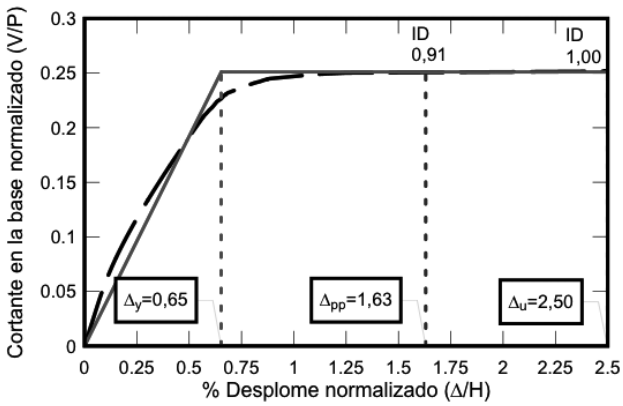


Figura 16. Desplomes de plastificación, del umbral del Estado Límite de daños irreparables y último del pórtico interno del edificio de seis niveles.

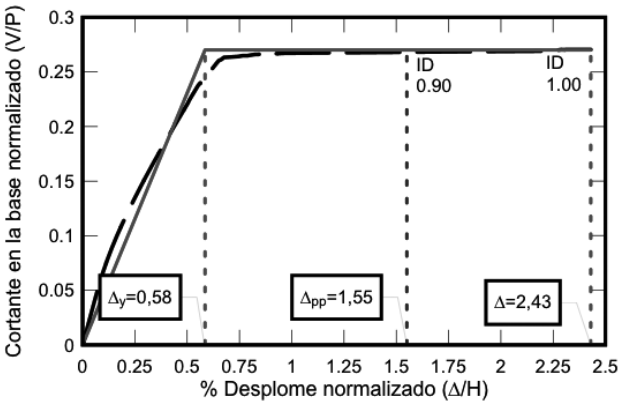


Figura 17. Desplomes de plastificación, del umbral del Estado Límite de daños irreparables y último del pórtico interno del edificio de nueve niveles.

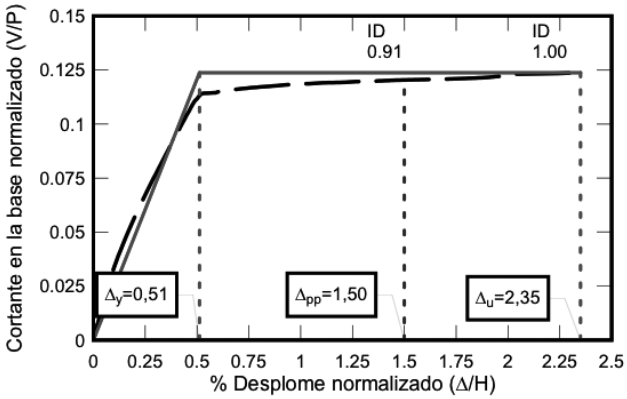


Figura 18. Desplomes de plastificación, del umbral del Estado Límite de daños irreparables y último del pórtico interno del edificio de doce niveles.

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

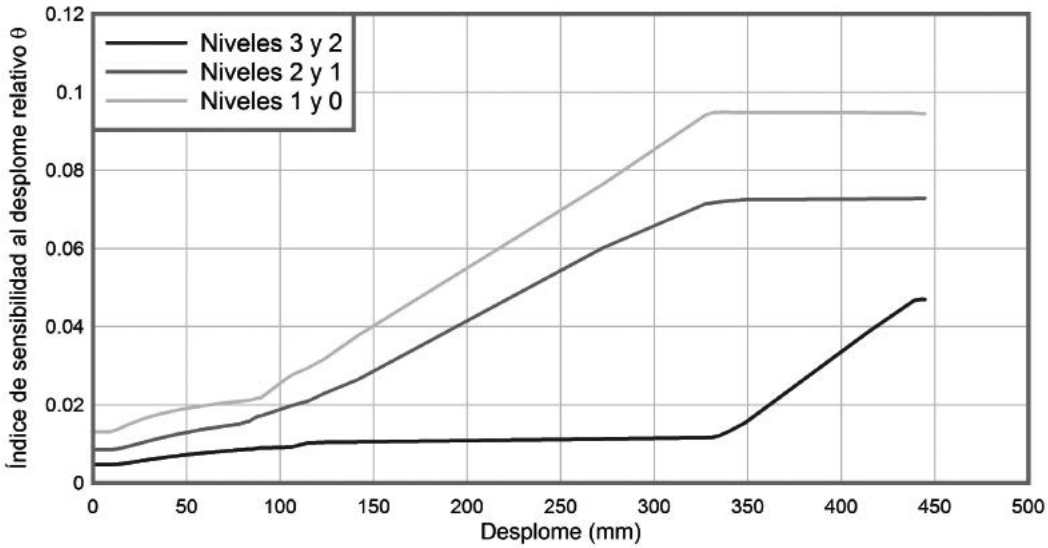


Figura 19. Evolución del índice de sensibilidad θ respecto al desplome del nivel de cubierta.

Otro aspecto interesante resulta de la aplicación del índice de daño objetivo, Vielma *et al.* [7], correspondiente al Estado Límite considerado. Estos valores se pueden presentar junto a los de la ductilidad por prestaciones, permitiendo una evaluación rápida del proyecto de un edificio de hormigón armado, mediante la verificación de la curva de capacidad. Los valores que se han calculado corresponden a la ductilidad por prestaciones para el Estado Límite de Daños Irreparables y al índice de daño asociado con este Estado Límite. Conforme a estos valores, el pórtico interno del edificio de 3 niveles tiene un índice de daño objetivo de 0,80 con una ductilidad por prestaciones de 2,02 para el Estado Límite de daños irreparables. Ambos valores permiten apreciar que este edificio alcanza un nivel de deterioro mayor para desplomes normalizados más bajos en comparación con los desplomes de los demás edificios, debido al fallo anticipado de los pilares de la planta baja, véase la Tabla 2. Por el contrario, los edificios de 6, 9 y 12 niveles, muestran valores de índice de daño y ductilidad por prestaciones más elevados, debido a que su mecanismo de fallo global está vinculado con la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas.

Finalmente, se ha evaluado el índice de sensibilidad θ prescrito en el EC-8. El valor de este índice condiciona si es necesario o no aplicar procedimientos de segundo orden en el análisis elástico convencional. Con los datos del análisis no lineal del pórtico exterior del edificios de tres niveles, se ha aplicado la Ecuación (2), obteniéndose los valores de θ para cada incremento del desplome lateral del nodo de control ubicado en el centro de rigidez del nivel de cubierta. Al graficar la evolución del índice de sensibilidad (calculado para los diferentes niveles que conforman el pórtico) contra los desplomes se obtienen las curvas de la Figura 19.

En la Figura anterior se aprecia que en el nivel de planta baja el índice de sensibilidad evoluciona más rápidamente, sin embargo no se alcanza el valor mínimo de 0,1 exigido para la aplicación del análisis de segundo orden. Esto resulta llamativo dado que para un estado de desplomes cercano al desplome último el efecto P-Δ es determinante en el fallo del edificio, por tanto el valor mínimo de 0,1 resulta muy alto para el caso evaluado.

4. CONCLUSIONES

Mediante el análisis no lineal de edificios porticados de hormigón armado se ha podido determinar umbrales de daño correspondientes a Estados Límite específicos. Seguidamente se señalan las principales conclusiones obtenidas.

Los umbrales de daño calculados para edificios de diferentes alturas y número de vanos variable, tienen valores de desplomes normalizados que prácticamente son constantes para los diferentes Estados Límite considerados en este trabajo, excepto para el caso de los edificios bajos. Dentro de estos valores, se tiene que para un Estado Límite de Colapso, los edificios alcanzan desplomes normalizados cercanos al 2,5 %.

Tabla 2. Valores de la ductilidad por prestaciones y los índices de daño objetivo asociado

Número de niveles	Ductilidad por prestaciones μ_{pp}	Índice de daño
3	2,02	0,80
6	2,61	0,91
9	2,67	0,90
12	2,94	0,91

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

La diferencia entre los valores de los umbrales de daño calculados para edificios bajos (3 niveles) respecto a los calculados para edificios de mayor altura (6, 9 y 12 niveles) es debida al mecanismo de colapso.

A partir de los umbrales de los Estados Límite es posible determinar los valores de la ductilidad por prestaciones μ_{PP}.

Resulta conveniente aplicar los valores de la ductilidad por prestaciones conjuntamente con los de los índices de daño objetivo, lo que posibilita una evaluación rápida del comportamiento sísmico de los edificios, partiendo de una verificación de sus curvas de capacidad.

Entre los casos de estudio de esta investigación, los edificios bajos presentan los menores valores de índice de daño y de ductilidad por prestaciones para un Estado Límite de Daños Irreparables, lo que se atribuye al mecanismo de fallo de estos edificios.

Se ha evaluado el índice de sensibilidad propuesto en el EC-8, encontrando que para el caso analizado el valor de 0,1 no se alcanza aún en el umbral de colapso.

REFERENCIAS

[1] Calvi, G. M. *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 3, 1999, pp. 411–438.

[2] Kappos, A. J. and Manafpour, A. *Seismic design of r/c buildings with the aid of advanced analytical techniques*. Engineering Structures, vol. 23, 2001, pp. 319–332.

[3] FEMA (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Rep. No FEMA 273 (Guidelines) and Rep. No FEMA-274 (Commentary).* Washington: Federal Emergency Management Agency.

[4] Mwafi, A. and Elnashai, A. *Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced concrete buildings*, The Structural Design of Tall Buildings, vol. 11, 2002, pp. 329–351.

[5] Lu, Y. *Comparative study of seismic behavior of multistory reinforced concrete framed structures*, Journal of Structural Engineering, vol. 128, 2002, pp. 169–178.

[6] Balendra, T. and Huang, X. *Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to bs5950*, Journal of Structural Engineering, vol. 129, 2003, pp. 1019–1035.

[7] Vielma, J. C. Barbat, A. H. y Oller, S. *Un índice de daño sísmico para la evaluación de edificios de hormigón armado*, Hormigón y Acero, vol. 59, nº 248, 2007, pp. 53-64.

[8] Vielma, J. C. (2008). *Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón mediante la respuesta no lineal*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Cataluña.

[9] C.E.N. (2003). *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance*. Brussels: Comité Européen de Normalisation.

[10] C.E.N. (2001). *Eurocode 2: design of concrete structures*. Brussels: Comité Européen de Normalisation.

[11] Barbat, A. H. Vielma, J. C. y Oller, S. (1997). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Madrid: Serie de monografías ARCER.

[12] PLCd. (1991-2008) *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education* Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).

[13] Vielma, J. C. Barbat, A. H. y Oller, S. *Comparación de los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8*. Hormigón y Acero, vol. 58, nº 246, 2007, pp. 79-95.

[14] SEAOC, (1995). *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*, Structural Engineers Association of California, Volume I, Sacramento, California.

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

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Invierno 2009
Ciclo 59

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

5 FEBRERO 12,00 h

Luis Fernández Luco
Dr. Ingeniero Civil
Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, Madrid

El curado del hormigón y su importancia sobre la calidad del recubrimiento

12 FEBRERO 12,00 h

Eduardo Javier Ayala Luna
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Acciona Infraestructuras, Madrid

Puente Ting Kau (Hong Kong). Procedimientos constructivos

26 FEBRERO 12,00 h

Felipe Pich-Aguilera Baurier
Arquitecto
Equip Arquitectura Pich-Aguilera, Barcelona

Innovación Sostenibilidad Arquitectura

17 MARZO 12,00 h

Miguel Ortega Cornejo
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
IDEAM, Madrid

Acciones de viento en edificios singulares

26 MARZO 12,00 h

Joaquim Lloveras i Montserrat
Dr. Arquitecto
Escuela TS de Arquitectura, UPC, Barcelona

Le Corbusier se equivocó (el Hombre no es ciego)

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 en Madrid (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar normalmente los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Seminarios **Torroja** Programación

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"
C/ Serrano Galvache, 40 28033 Madrid
Tlf.: 91 302 04 40 - Fax: 91 302 07 00

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

Structural design and construction for the "Teatros del Canal", Madrid Centre for the Performing Arts*

Julio Martínez Calzón[(1)] **y Álvaro Serrano Corral**[(1)]

Received: 06-11-2008
Accepted: 10-12-2008

Summary

Madrid's "Teatros del Canal" are located in the heart of the city, on the corner of Bravo Murillo and Cea Bermúdez Streets. The building is divided into three clearly differentiated areas: a multi-configurable theatre, a main house designed for classical theatre, and a choreographic centre, for a total built area of 35 520 m2.

The architectural competition for the design was won by architect Juan Navarro Baldeweg, who commissioned the structural engineering for the building from MC2 Estudio de Ingeniería.

The formal complexity of the building's architecture called for customized structural solutions in a substantial number of cases. A distinction can be drawn between the structural typology of the theatres and the choreographic centre.

For the two theatres, the structural design was based essentially on large reinforced concrete shear walls and solid slabs. Both the impressive cantilevers projecting outward from the building's front façade and all other slabs spanning particularly long distances were prestressed. This strongly interlaced reinforced and pre-stressed concrete slab and wall structure ensures particularly strong resistance to vertical loads and horizontal actions due not only to the wind, but also to the suspension forces generated by the theatres' stage equipment.

The structure comprises reinforced concrete and steel columns, large girders and self-supporting composite trusses that span the wide stage and the audience areas. These members were erected with no need for construction shoring.

The most prominent features of the Main Theatre include: the entrance way with its unmistakable cantilever, a pre-stressed slab measured 18,20 m from its outer edge to the support at the back end of the entrance to the building; the upper tier of seating, structurally engineered as a large (34 m) bow girder that spans the open plan area below; and the rehearsal room located over the parquet that rests on composite reinforced beams spanning up to 31 m, from which the theatre's acoustic shell also hangs.

The structural approach to the Configurable Theatre was much the same as in the main house, except that the audience is seated in the Latin cross-shaped stage area.

The area of the building reserved for the choreographic centre differs structurally from the two playhouses. Its supports, frames and slabs are made of reinforced concrete in the lower storeys, while steel columns are used in the upper storeys, where the slabs rest on composite beams. While it is apparently more conventional than the playhouse area, this typology is similarly complex due to the special geometric characteristics of this part of the building.

The Choreografic Centre's class and dance rooms are characterized by their double and triple heights and amplitude, as well as by the large-scale sculpturesque ramp that rises along the outside of one of the walls, connecting the building's various storeys.

The glazed façades, an essential part of the building both architecturally and structurally speaking, called for customized structural solutions in most areas.

The building process was intensely evolutionary, with a predominance of huge cantilevers and suspended members supported by the structure from which they hang. Their analysis involved a thorough study of the main stages of construction.

The approach adopted for the remarkable structure defining the theatres likewise necessitated a singular methodology. The special geometric and architectural configuration of the buildings, together with the evolutionary nature of the structure, the complex structural interactions among the three-dimensional elements and the need to ensure monolithic behaviour in slabs and walls, ruled out most of the working and engineering methods used in more conventional buildings.

The global finite element model used to represent the theatre structure was supplemented with powerful automatic data post-processing that enabled the studio to engineer and optimize the structural members on schedule.

The "Teatros del Canal" embody a new approach to structural design that weds structural and architectural form and uses the entire building as the structure, capitalizing on the resources thereby afforded to optimize the building's strength pattern. This in turn calls for close collaboration between the architect and the structural engineer to ensure successful results.

* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 9-34.

(1) MC2 Estudio de Ingeniería, S.L. (Madrid, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: alvaro.serrano@mc2.es

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

Wind action analysis in outstanding buildings. Case study of Hotel Vela at Barcelona*

Miguel Ortega Cornejo[(1)], **Luis M. Lacoma Aller**[(2)] **y David M. Holman**[(2)]

Received: 26-05-2008
Accepted: 21-07-2008

Summary

Architectural advances in the design of outstanding buildings, together with the present command of structural behaviour and progress in construction techniques, have made it possible to erect increasingly complex buildings with unusual sections and shapes whose response to wind action must be analyzed in detail.

The legislation on the subject defines wind action as an equivalent static load whose force is determined by the product of basic wind pressure, the square of the risk factor, the exposure factor, the force coefficient and the area exposed to the wind.

The first part of the article analyzes the wind action formulations set out in different regulations, comparing the dynamic pressure values obtained as the product of the basic wind pressure, the square of the risk factor and the exposure factor.

The article analyzes wind action formulations found in the Spanish "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" IAP-98, which drew heavily from "Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. part 2-4: actions on structures. Wind actions", UNE-ENV 1991 2-4 May 1995, as well as on Spanish building codes on wind action, and the latest version of Eurocode 1 EN 1991 1-4 "Actions on structures. Part 1-4: General Actions- Wind actions" April 2005. The analysis is supplemented with a review of the "Recomendaciones para Obras Marítimas. Acciones Climáticas II: Viento", ROM 0.4-95, and illustrated with a case study of the Hotel Vela at Barcelona, a building designed by Ricardo Bofill's Taller de Arquitectura, with structural engineering by IDEAM.

Until the recent publication of the new Spanish Technical Building Code (CTE-2006), the legislation in effect in Spain on wind action on buildings (NBE-AE-88) defined much lower values for dynamic wind pressures than other more recent texts, such as the Technical Code itself, IAP-98 and the Eurocodes.

The final section of the article focuses on the methods for obtaining the force coefficients for a building sited on land reclaimed from the Barcelona port estuary, whose main foundations consist in precast piles driven to a depth of 45 m.

In view of the relatively high cost of the foundations, wind action had to be minimized to keep the cost of the building within reasonable bounds. As a result, analysis of the force coefficients became an issue of vital importance.

Finding the force coefficient by applying the parameters tabulated in the codes and standards in place is the quickest and easiest way to calculate wind action, providing the building's geometry can be likened to the simple shapes typified in these tables. Difficulties arise, however, when a building, such as the Hotel Vela for instance, has an unusual shape not directly addressed in the standards.

The simplifications involved in likening a complex shape to simple typified forms may yield values higher than the actual force coefficients, which, while erring on the side of safety, would raise structural and foundation costs unnecessarily. But they may also result in force coefficients lower than the real values, erring on the side of risk, in which case the structure and façade may well be insufficiently dimensioned to resist wind action.

With a plan view whose area varies with elevation and whose shape resembles an eye blunted at the two ends by slanted planes, the hotel's standard storey could be likened either to a rectangle, a conservative hypothesis a priori, or to an ellipse, a hypothesis that would probably err on the side of risk. An accurate estimation would therefore appear to lie somewhere in between these two initial hypotheses.

In light of the uncertainty around the assessment of the building's force coefficients and the risk of over- or under-engineering their values, a scale-model wind tunnel test was commissioned from the Ignacio da Riva University Institute, a centre working out of the Polytechnic University of Madrid's School of Aeronautical Engineering.

The results obtained were verified with wind action computer modelling using particle models, a very recently developed alternative approach that delivers highly accurate force coefficients as well as the maximum pressure and suction on structures.

The article summarizes the essentials of the particle approach used for wind modelling, along with the results obtained. The conclusion drawn was that by reproducing the actual geometry of the Madrid School of Aeronautics' wind tunnel but reducing the flow passage cross-section, the force coefficient values obtained were over 20 % higher than when the test was conducted with no constraint on the cross-section.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 37-64.

(1) IDEAM S.A. (Madrid, Spain)
(2) Next Limit Technologies. (Madrid, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: miguel.ortega@ideam.es

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

Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings with waffled slabs *

Rosángel Moreno González[(1)], **Ángel Carlos Aparicio Bengoechea**[(1)], **Lluis Pujades Beneitt**[(1)], **y Alex H. Barbat Barbat**[(1)]

Received: 22-11-2007
Accepted: 24-01-2008

Summary

The analysis of the structural seismic response has gained a special importance both for the seismic design of buildings as for predicting the damage caused by earthquakes. Vulnerability studies are very important to evaluate the seismic risk and its application is particularly interesting in urban areas located in low to moderate seismic hazard regions, where often, in these areas, a large number of existing reinforced concrete frame buildings are not designed with adequate seismic resistant considerations, since usually codes do not require to do it or there were no seismic code at the moment of construction. It is very likely that these buildings, when subjected to a maximum credible seismic event, suffer more damage than reasonable. Currently, many of the housings in Barcelona, Spain, are multi-storey waffle slabs reinforced concrete buildings. In fact, this typology is the second most representative in the city and the number of this type of buildings is increasing being the most extended construction system.

The main goal of this study is to evaluate the vulnerability and seismic risk of reinforced concrete buildings with waffle slabs of the city of Barcelona by means analysis techniques based in capacity by demand or seismic performance.

The methodology has been applied to three reinforced concrete models representative of low, mid and high rise buildings of the city. In this study, high-rise buildings are considered to have eight or more storeys. Buildings of seven to four storeys are considered as mid-rise buildings. Finally, buildings with three or less storeys are considered low-rise buildings.

The structural models used in the analysis correspond to buildings of 8, 5, 3 and 2 storeys. For each one of these buildings capacity and fragility curves are obtained. For the probable seismic demand of Barcelona, two specific seismic scenarios are considered. These scenarios take into account the Barcelona seismic zoning.

Afterwards, probability damage matrices are obtained for each model, seismic demand and soil type.

Capacity assessment requires a structural modelling of the buildings and non-linear static analysis. Fragility and vulnerability is evaluated through the capacity spectrum, by means of a simplified procedure. Damage probabilities matrices for a given seismic scenario require knowledge of the maximum structural response, which is obtained by means of the capacity spectrum method.

The capacity spectrum is obtained from non linear static analysis. Simplified bilinear curve of capacity spectrum is considered; hence each building is characterized by 2 points: yielding and ultimate capacity. Bilinear spectra are used in the estimation of fragility curves.

Fragility curves are defined as the graphic representation of the cumulative distribution function of the probability of reaching or exceeding a specific damage limit state, given a structural response, for a given seismic action.

The probable seismic in Barcelona is considered by means of capacity spectra corresponding to two seismic scenarios: deterministic and probabilistic, developed by the Geological Institute of Catalonia.

Both seismic scenarios are considered to obtain the capacity by demand points or performance points corresponding to the deterministic and probabilistic seismic scenarios. Performance points are obtained from the intersection of capacity and demand spectra.

The performance point and fragility curves are used to obtain the probability damage matrices corresponding to the deterministic and probabilistic scenarios considered. Probability damage matrices show the probability of occurrence of each damage state to each zone, for each scenario and for each building type.

After this analysis it is possible to create maps of damage scenario and seismic risk to determined areas or districts.

This work is a contribution to the analysis of the seismic behaviour of these buildings and it faces the seismic risk analysis in an urban area situated in a low seismic hazard region.

The results obtained show a good behaviour of reinforced concrete waffle slabs buildings for a seismic event abovementioned.

The methodology applied in this work can be used, more or less adapted, to evaluate the vulnerability and the seismic risk of waffle slabs reinforced concrete buildings in cities with similar characteristics.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 65-76

(1) Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, Spain)

Translation: Rosángel lMoreno

Corresponding author: rosangel.moreno@upc.edu

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

Determination of seismic damage thresholds of reinforced concrete framed buildings designed according to EC-2 and EC-8

J.C. Vielma[(1)], **A. Barbat**[(1)] **y S. Oller**[(1)]

Received: 02-05-2008
Accepted: 09-12-2008

Summary

Codes for standard seismic building design stipulate procedures to verify whether structural members are duly dimensioned, stiffness distribution is appropriate and load transfer is continuous over beams and columns to the foundations. Generally speaking, standard design calls for the application of two Limit States that govern building response to earthquake action: a Service Limit State and a Collapse Preventio Limit State. The relevance of both is obvious.

Recent developments in performance-based design have been driven by the conviction that this approach constitutes a more rational and transparent procedure. In performance-based design, the engineer assesses structural response to a specific hazard, such as basic design acceleration, on the grounds of a number of analyses: linear, non-linear, static or dynamic. Nonetheless, structural engineers find it difficult to apply and capitalize on performance-based design premises in current seismic design codes.

To overcome this drawback, detailed information must be obtained that enables the designer to characterize and correlate Limit States to damage states based on engineering parameters such as stiffness, lateral strength, roof collapse or interstorey drift. Recent research shows that interstorey drift, as a dimensionless parameter, is very useful for quantifying damage.

This article discusses the results of non-linear analysis of a series of standard reinforced concrete portal frame buildings having from three to twelve storeys and a variable number of spans (from three to six). The aim of using different building heights was to evaluate response in buildings with both low and intermediate periods. The study of the variation in the number of spans was intended to analyze the effect of structural redundancy on the variation in limit state thresholds. The buildings were designed for a site with high seismic risk (basic design acceleration of 0,30 g) and were dimensioned and detailed according to Eurocode-2 and Eurocode-8 provisions. Pushover analysis, the type of non-linear analysis used, was performed with finite element-based analysis software (PLCd). This program allows for the incorporation of characteristics of importance to structural modelling such as material ductility, reinforcement distribution and the confinement afforded by the reinforcing steel in general. The results of non-linear analysis can be used to plot interstorey drift versus roof displacements and determine from that curve the damage thresholds for a specific limit state, using interstorey drift as the damage criterion.

The findings show that damage threshold values are practically independent of the number of spans and building height. Significantly different values were obtained for three-storey buildings only, presumably as a result of the soft storey conditions typical of such low-risers. Finally, damage thresholds can be efficiently included in standard structural design and correlated to seismic damage indices, enabling the designer to rapidly assess seismic response in reinforced concrete frame buildings, whether for the purposes of design or in the assessment of existing buildings.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 77-87

(1) Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jcvielma@ucla.edu.ve

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

IV Congreso de ACHE. Congreso Internacional de Estructuras

Cartel anunciador del IV Congreso ACHE.

Entre los días 24 y 27 de noviembre de 2008, bajo el título "IV CONGRESO DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS", se celebró en Valencia el último Congreso Trienal de ACHE, que se consolida como referente nacional en el ámbito de la ingeniería estructural.

Han sido finalmente más de 500 los congresistas reunidos, provenientes del conjunto de profesionales de nuestro país que se dedican al hormigón y a la ingeniería estructural, tanto en labores académicas, de investigación, planificación, proyecto, control, construcción, gestión y demás actividades auxiliares.

Y más de 425 las comunicaciones recibidas, que quedaron englobadas en alguno de los tres temas del Congreso: Realizaciones de Obra Civil y Edificación, Investigaciones y Estudios y Gestión de Estructuras

El apartado científico fue, como es habitual, el núcleo del Congreso de acuerdo a sus objetivos y los fines de ACHE. El elevado número de comunicaciones recibidas motivó que el espacio dedicado a las sesiones técnicas fuese el mayor hasta ahora en la historia de los Congresos de ACHE.

Las sesiones se agruparon en los tres grandes capítulos de Investigaciones y Estudios, en el que se recibieron 144 comunicaciones, Realizaciones de obra civil, con 186, y de edificación, con 63, y por último la Gestión de Estructuras, con 45 comunicaciones. Las tres salas habilitadas tuvieron un constante uso y el programa contemplaba sesiones de entre una y dos horas, siempre finalizadas con un coloquio.

Del análisis de las comunicaciones presentadas durante el Congreso se puede observar cómo éste ha servido de nexo entre el campo profesional y el mundo académico y de la investigación, cuya relación por otra parte es cada vez más intensa: muchas de las investigaciones y estudios presentados contaban con el apoyo de empresas y, por otra parte, numerosas realizaciones exhibidas han sido posibles por la colaboración de personal científico o académico.

Además de la excelente conferencia Inaugural, que corrió a cargo de D. Julio Martínez Calzón, y de la que tienen la reseña completa en este número de nuestra revista, se desarrollaron otros actos conjuntos: tres mesas redondas y una presentación de Normativa de Proyecto y Construcción de Puentes, que contaron con una animada participación. Las mesas redondas se dedicaron, la primera, al Proyecto, construcción y seguimiento de puentes en la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento; una segunda a Procesos constructivos de Puentes; y la tercera a debatir acerca de Ingeniería estructural y Arquitectura.

Conferencia inaugural de D. Julio Martínez Calzón.

El contenido técnico ha sido un extraordinario reflejo del excelente momento que ha vivido en los últimos tres años la ingeniería estructural española en cuanto a nuevas realizaciones, a la gestión de estructuras para conservar el patrimonio del que nos hemos ido dotando, y también en cuanto a actividades de investigación.

El Congreso tuvo además un programa social y cultural, como ha sido tradición en ACHE, tanto para los propios congresistas como para sus acompañantes, que fomenta el conocimiento y la relación personal, ambos necesarios para fortalecer los vínculos de comunicación de nuestros socios.

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

Mesa redonda sobre proyecto, construcción y seguimiento de puentes del Ministerio de Fomento.

Uno de los aspectos importantes que se desarrolló durante el Congreso, fue la exposición técnica comercial, que contó con un total de 33 expositores. Estuvo orientada a empresas e instituciones, para presentar a los congresistas los avances más interesantes en el campo de la tecnología, la normativa y el cálculo, y para el intercambio de experiencias.

Previo al acto de entrega de medallas de ACHE, tuvimos el placer de celebrar la entrega del título de Miembro Honorífico de la FIB a nuestro compañero Álvaro García Meseguer. Dicho título le fue concedido por la Federación Internacional del Hormigón en el congreso celebrado en Ámsterdam en mayo de 2008.

Por último, entre las actividades del IV Congreso se incluyen las vinculadas a la gestión de ACHE y al cumplimiento de sus Estatutos, entre las que destaca la celebración de elecciones para renovar parcialmente el Consejo de ACHE.

Durante la preparación y el desarrollo del Congreso se puso en marcha una página web específica del mismo, vinculada al sitio web de ACHE y que ha permitido numerosas referencias en distintos portales y asociaciones nacionales e internacionales, principalmente iberoamericanos. En fechas próximas se irán publicando aspectos adicionales relacionados con las actividades llevadas a cabo durante el IV Congreso.

También se aprovechó el congreso para presentar su nueva imagen corporativa, que quedó reflejada en los anuncios y salas de exposición, y que ustedes pueden ver aplicada por primera vez a nuestra revista.

El objetivo de abrir el congreso a las nuevas generaciones en el ámbito de la ingeniería estructural, marcado por la organización, también se va cumpliendo pues el número de personas con menos de 30 años, tanto estudiantes como jóvenes profesionales, ha sido muy superior al de pasadas ediciones.

Hay que destacar la acertada elección de Valencia como sede del IV Congreso por la acogida que nos ha brindado. Todos los que la visitaron con este motivo han podido constatar que, entre las grandes capitales españolas, es ejemplo de modernidad y muestra indiscutible del progreso tecnológico asociado al desarrollo de sus infraestructuras. Una muestra es el Palacio de Congresos de Valencia, donde tuvo lugar el desarrollo del Congreso.

Entrega del título de Miembro Honorífico de la FIB a D. Álvaro García Meseguer.

Y destacar también la labor del Comité Organizador, que contó con el apoyo del Comité Local, formado por reconocidos profesionales radicados en Valencia, y del nutrido Comité Científico, encargado de la selección y organización de las presentaciones e integrado por relevantes científicos y profesionales que trabajan en el ámbito de ACHE.

También queremos agradecer el apoyo del Comité de Honor, formado por los principales representantes de instituciones administrativas, académicas y científicas, y que estuvo encabezado por el Molt Honorable Sr. D. Francisco Camps Ortiz, Presidente de la Generalitat Valenciana.

ACHE confía en que los asistentes quedaran satisfechos del resultado global de su IV Congreso Trienal, y agradece la respuesta de sus asociados y del resto de colaboradores y asistentes, pues ha constituido un fuerte estímulo para seguir trabajando intensamente en labores de difusión de las actividades relacionadas con la ingeniería estructural, tal como figura entre los objetivos prioritarios de nuestra asociación.

Luis Miguel Viartola
Presidente del Comité Organizador del Congreso

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

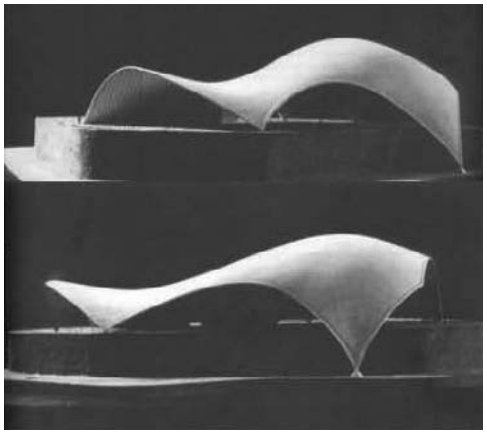
La ingeniería estructural y el dominio de la forma

Conferencia inagural

IV Congreso ACHE - Valencia, 24 de noviembre de 2008

Julio Martínez Calzón
Dr. Ingeniero de Caminos
MC-2 Estudio de Ingeniería

Cuando en el año 1957 Eduardo Torroja define, analiza y ensaya la gran cubierta laminar para el club Tachira en Venezuela estaba, tal vez, inaugurando un nuevo ámbito de percepción y realización de formas inéditas



Eduardo Torroja, *Club Tachira*, 1957.

capaces de ser estructuralmente resueltas, aunque no se atuvieran, exclusivamente, a lo canónicamente avalado por la técnica del momento. Actitud que sólo bastante más adelante cuando el ordenador ha posibilitado el conseguir una definición y control prácticamente pleno de los mecanismos y procesos resistentes de los sistemas aptos para sustentar todo tipo de diseños meramente formales, haciéndoles completamente factibles, ha dado lugar a poner en marcha lo que podríamos denominar como **el imperio de la forma** (es decir de la geometría libre) por encima de la disposición resistente ajustada (geometría armonizada).

Con aquella propuesta se puso de manifiesto, una vez más, la enorme capacidad de Torroja como proyectista e innovador por excelencia de conceptos estructurales.

Criticado no obstante en su momento por diferentes causas, este proyecto ejerció una especie de división en el entorno de los técnicos reconocidos de aquella época, debido a la drástica rotura que su diseño representaba respecto a los planteamientos fundamentales –incluso fundamentalistas– existentes, centrados en el rigor proyectual y en el estricto control resistente por encima de cualquier otro tipo de ideas.

Fue como un nuevo golpe de timón al rumbo ya abierto por la formidable lámina del frontón Recoletos en Madrid, pero apuntando en este caso vectorialmente, en flecha, al corazón de las nuevas maneras de proyectar que habían de llegar mucho más tarde.

Y es sólo ahora, verdaderamente, cuando dicha propuesta resulta posible entenderla y valorarla en todo su alcance, como precursora y redefinidora de todo un mundo estructural por descubrir y analizar, oculto entonces por la necesidad de adoptar procedimientos analíticos y constructivos apreciablemente limitados.

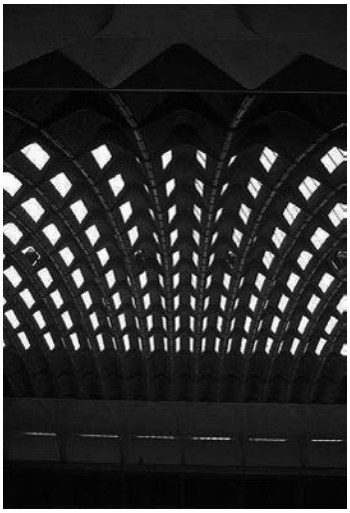
Aquel proyecto de Tachira, no realizado, quedó como una idea, como un sueño hibernado a la espera de tiempos más cálidos. Pero resulta obligado y justo mencionar algunas otras grandes obras que sí fueron realizadas

Volumen 60, nº 251, 95-123| enero-marzo 2009 | ISSN: 0439-5689

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

en aquellos momentos, o poco después, y que caminaban por sendas más o menos en paralelo con el espíritu interno y creativo que aquella formidable cúpula preconizaba.

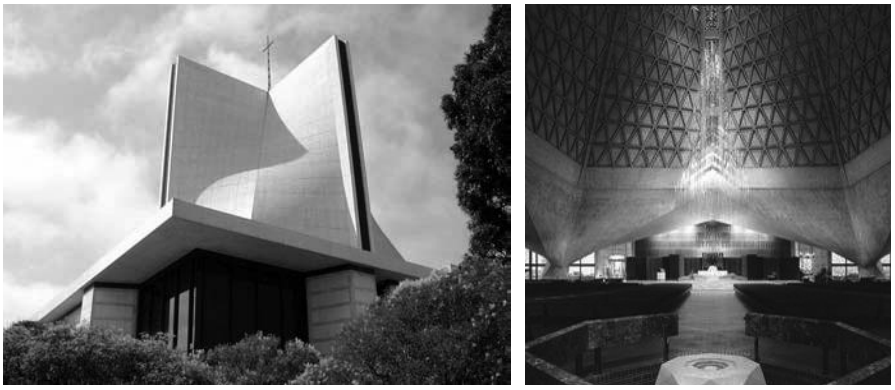
Pier Luigi Nervi. *Hangar de Orvieto*, 1935.



Pier Luigi Nervi. *Sala de Exposiciones de Turín*, 1948.

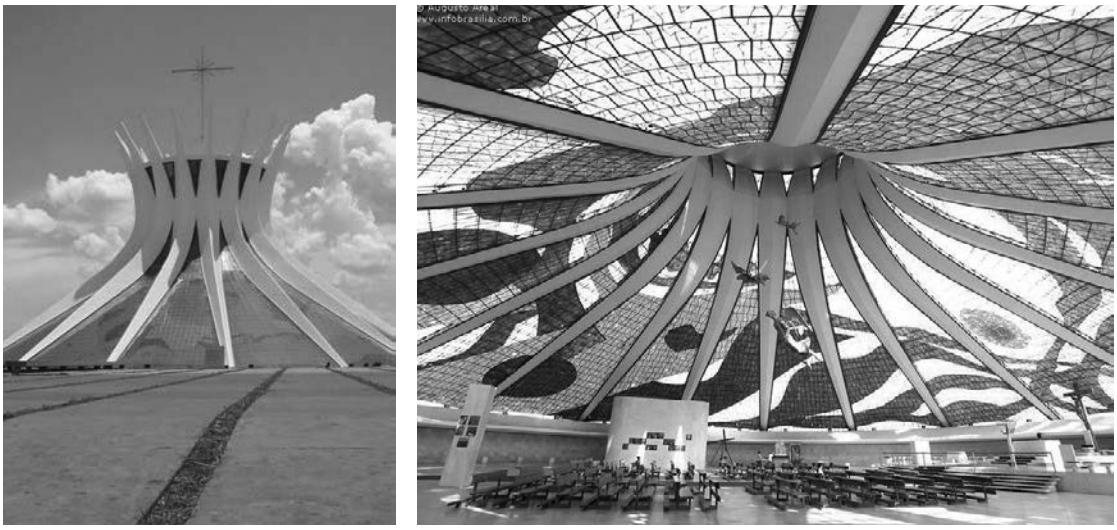
Pier Luigi Nervi. *Palazzeto dello Sport. Roma*, 1959.

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



Pier Luigi Nervi. *Catedral de St. Mary.* San Francisco 1935.

Oscar Niemeyer. *Palacio Plan Alto.* San Brasilia, 1958.



Oscar Niemeyer. *Catedral de Brasilia,* 1957-1970.

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

Félix Candela. *Restaurante Manantiales*. Xochimilco, 1958.

Félix Candela. *Parque Oceanográfico*. Valencia, 2003.

Félix Candela. *Fábrica Bacardi*. México, 1960.

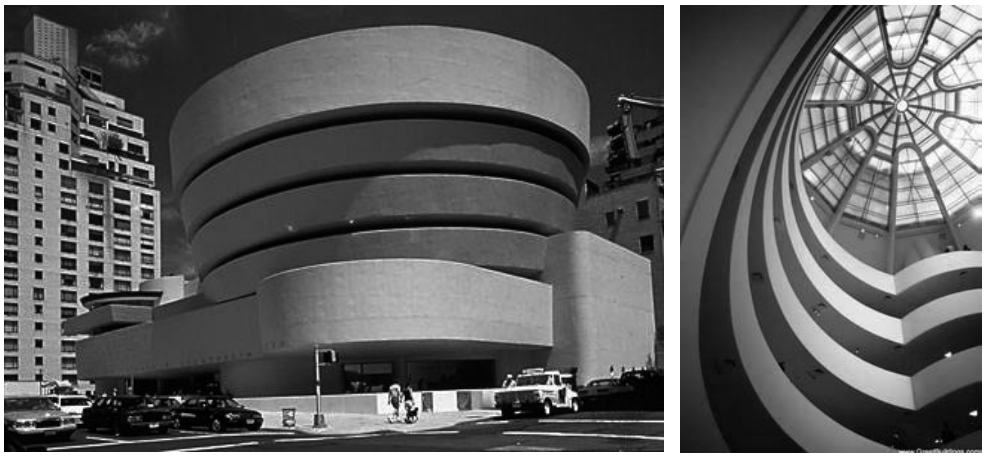
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Buckminster Fuller. *Restaurante Manantiales*. Xochimilco, 1958.

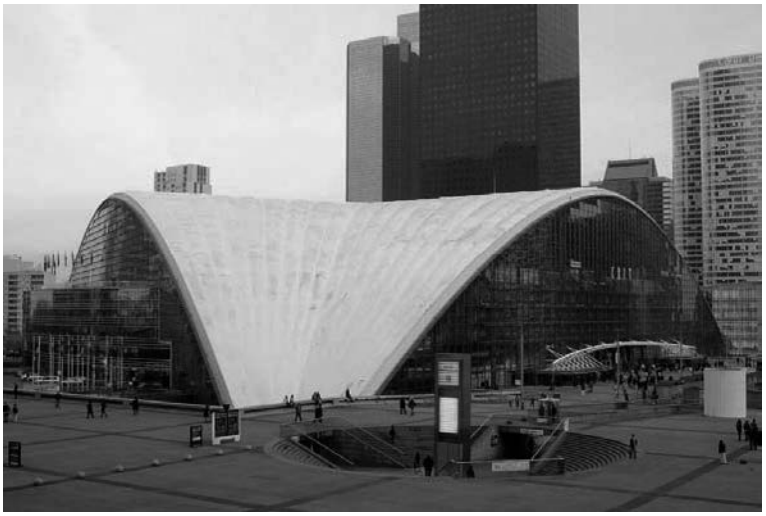
Buckminster Fuller. *Climatron de St. Louis*, (Missouri) 1958.

Frank Llyd Wright. *Torre Price*. Bartlesville (Oklahoma), 195.

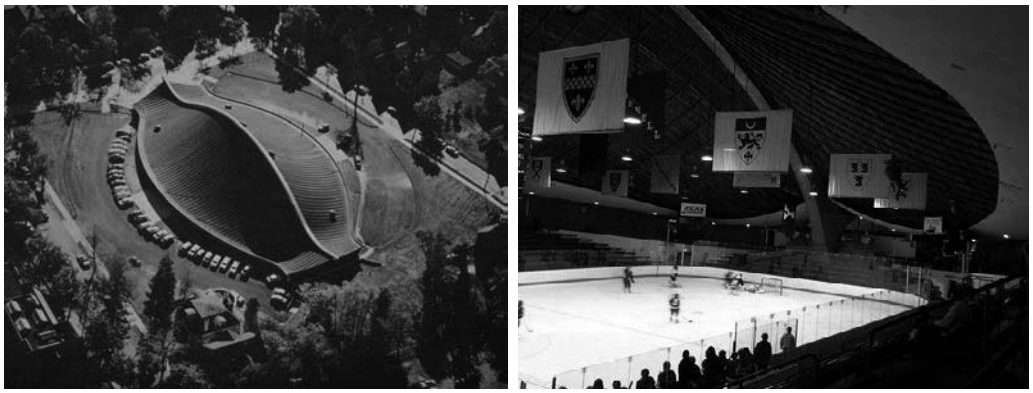
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Frank Lloyd Wright. *Guggenheim Museum*. New York, 1959.



Nicolás Esquillan (Ingeniero) Bernard Zehrfuss (Arquitecto), Marcel Breuer (Arquitecto)
CNIT. País, 1958.

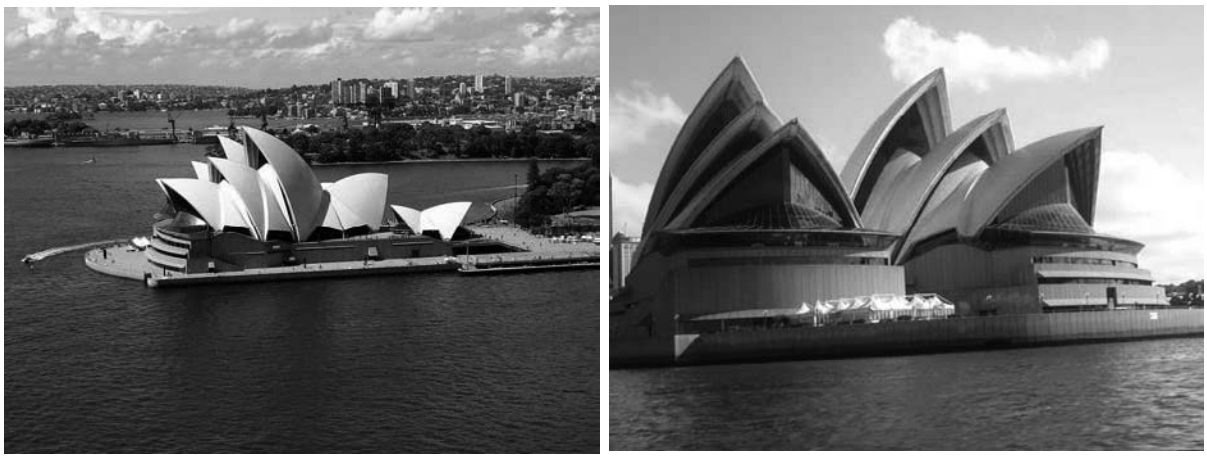


Eero Saarinen. *Sala Hockey Hielo en Yale*, 1958.

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

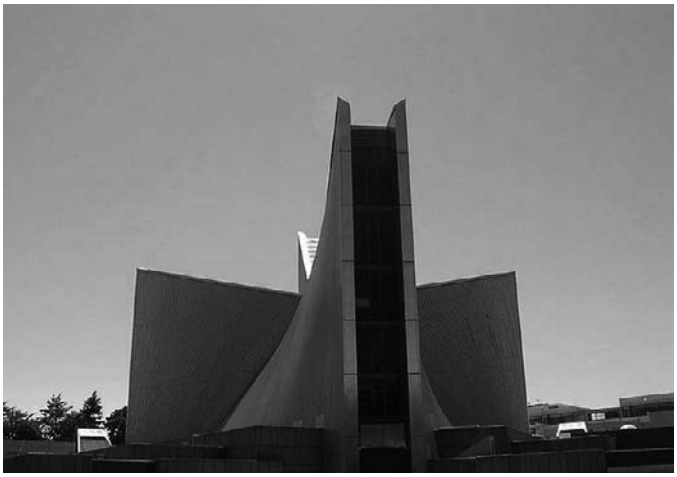
Eero Saarinem. *Terminal TWA*. New York, 1962.

Eero Saarinem. *Aeropuerto Dulles-Virginia*, 1962.



Jorn Utzon. *öpera de Sidney*, 1957-1973.

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



Kenzo Tange. *Catedral de St. Mary*. Tokyo, 1963.

Kenzo Tange. *Pabellones Olímpicos*. Tokyo, 1964.

Kenzo Tange. *Pabellón Principal*. Tokyo, 1964.

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

Kenzo Tange. *Pabellón Principal*. Tokyo, 1964.

Kenzo Tange. *Pabellón Circular*. Tokyo, 1964.

Miles Van der Rohe. *Edificio Seagram*. New York, 1958.

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

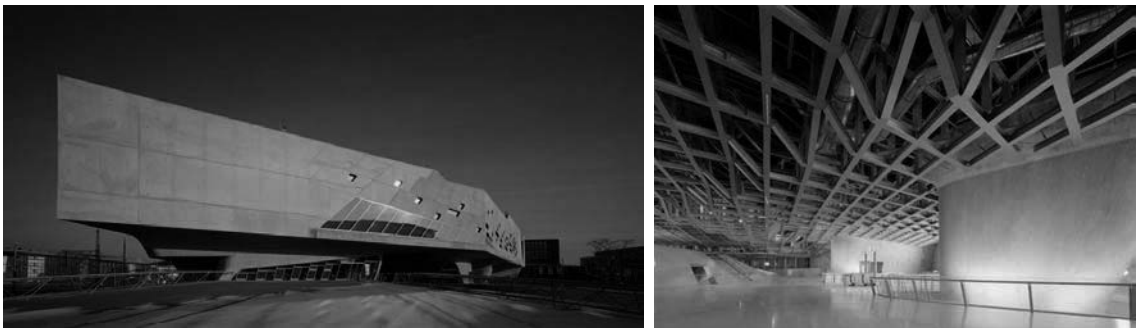
Miles Van der Rohe. *Nueva Galería Nacional*. Berlín, 1963.

Hans Scharoun. *Filarmónica de Berlín*, 1963.

Frei Otto (Arquitecto e Ingeniero). *Estadio Olímpico*. Munich, 1972.

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

¡Qué disposición mental más diferente se intuye en estas obras respecto a lo que hoy podemos barruntar en muchas de las actuales! Para comprobar esta aserción a continuación presentaré algunos ejemplos paradigmáticos, bastante conocidos, de como hoy se diseña.



Zaha Hadid. *Phaeno Science Center*. Wolfsburg, 2005.

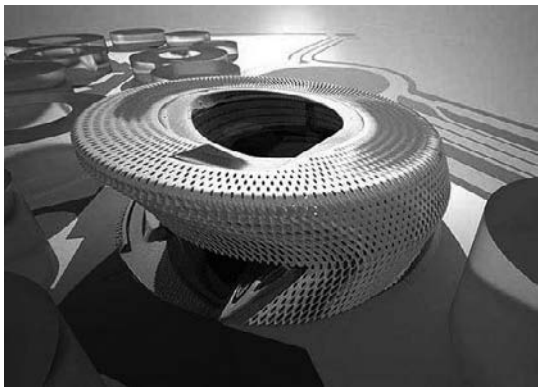
Zaha Hadid. *Pabellón Puente-Zaragoza*, 2008.

Zaha Hadid. *Performing Arts Center*, Abu Dhabi.

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

Zaha Hadid. *Dancing Towers.* Dubai.

Zaha Hadid. *Torre de la Innovación.* Hong Kong.



Zaha Hadid. *Juzgado de lo Civil. Ciudad de la Justicia.* Madrid.

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

Zaha Hadid. *Centro Acuático para la Olimpiada 2012*. Londres.

Zaha Hadid. *Centro Acuático para la Olimpiada 2012*. Londres.

Frank Ghery. *Dancing Houses*. Praga, 1995.

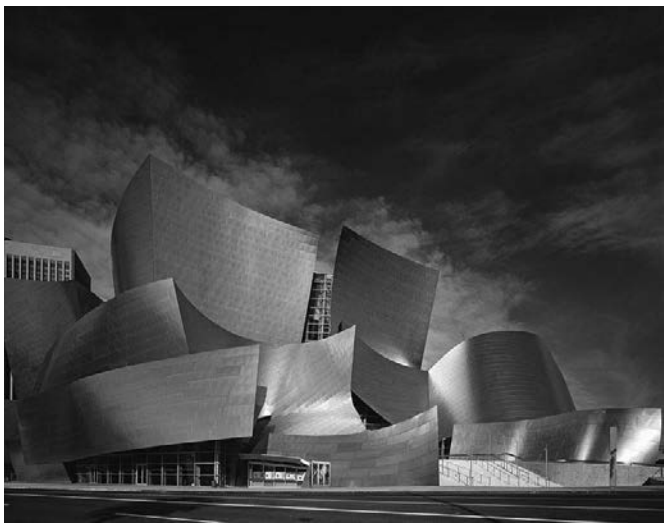
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Frank Ghery. *Museo Guggenheim*. Bilbao, 1997.

Frank Ghery. *Neuer Zollhof*. Dusserldorf, 1999.

Frank Ghery. *Neuer Zollhof*. Dusserldorf, 1999.

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



Frank Ghery. *Walt Disney Concert Hall*. Los Ángeles, 2003.

Santiago Calatrava. *Estación de Lyon*, 1994.

Santiago Calatrava. *Estación de Oriente*, Lisboa, 1998.

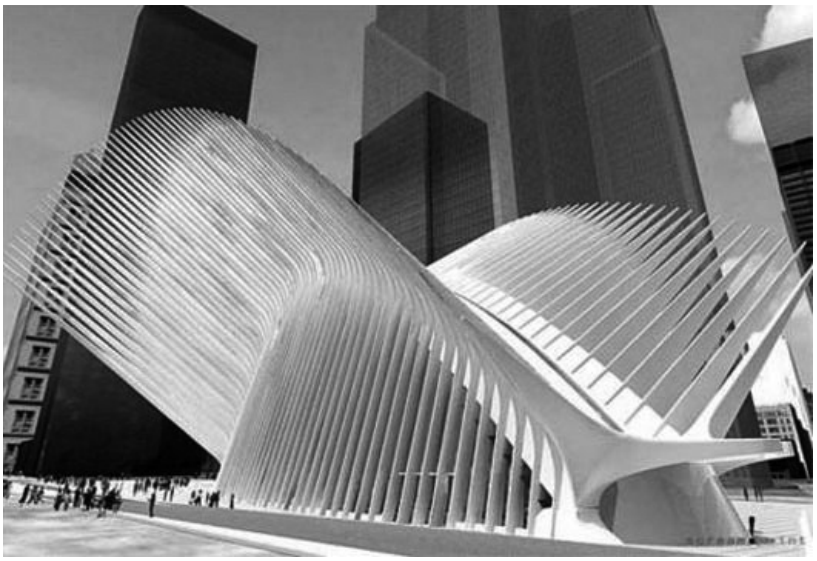
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Santiago Calatrava. *Auditorio de Santa Cruz de Tenerife*, 2003.

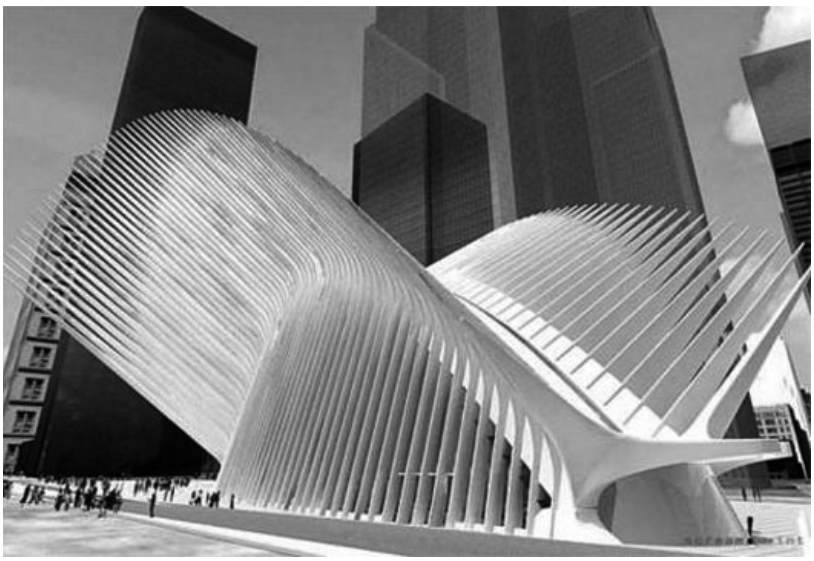
Santiago Calatrava. *Palau de las Artes Reina Sofía*, Valencia 2005.

Santiago Calatrava. *Agora de la Ciudad de las Artes*, Valencia.

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



Santiago Calatrava. *Path Station*, New York.



Herzog & De Meuron. *Museo Schaulager. Basilea, 2003.*

Herzog & De Meuron. *Estadio nacional de Beijing*, 2008.

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

Herzog & De Meuron. *Ópera de Hamburgo.*

Herzog & De Meuron. *Miami Art Museum.*

A la vista de este último grupo de imágenes me siento impulsado a decir que en aquellas otras construcciones ya clásicas, o al menos en gran parte de las mismas, se manifiesta una belleza o atracción especial, que no proviene exclusivamente de su forma, de su imagen; sino que presentimos como si tales imágenes nos estuvieran transmitiendo una especie de conexión esencial con algo más profundo.

Algo que está como interiorizado, al menos en quienes hemos estudiado o trabajado en el campo del análisis estructural; pero que incluso creo que se da en cualquier persona, a la manera socrática, como si se tratara de la percepción intrínseca de un concepto moral, como el bien u otro semejante; y que procede, posiblemente, del hecho de que estamos incuestionablemente inmersos en un mismo campo gravitatorio, regulado por inexorables leyes y fuerzas.

Pero también podríamos pensar que aquella manera de concebir y proyectar, en cierto modo constreñida y regulada, pero que califico como íntegra, consecuente, constitutiva, aquella manera de pensar, repito ¿lo era sólo porque las circunstancias determinadas por la dificultad y las aún relativamente escasas economías de postguerra, la hacían obligada? Estimo que no, y creo que, junto con todos los citados condicionantes ajustados a su tiempo, se daba una disposición interior racionalista, crítica y ética, profunda y meditada, muchísimo más cabal, que la vigente en las posteriores fases del final del siglo pasado, basada en la postmodernidad y el manierismo,

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

no sólo arquitectónico sino ético. El cambio de actitudes operado en esa transición de fase barrió no sólo aquella disposición estructural meditada y consistente, sino muchas otras cualidades genéricas de la sociedad de entonces y que ahora nos vamos dando cuenta poco a poco de su importancia.

Voy a centrar, por tanto el objeto de esta exposición en ese delicado tema que he definido como el **imperio de la forma** que, como hemos visto someramente en los ejemplos mostrados, se manifiesta hoy en día plenamente dominante en el ámbito de las grandes construcciones, que exigen lógicamente un fuerte tratamiento estructural para hacer frente al campo de fuerzas telúrico-gravitacionales que actúa sobre ellas; y a sus súbditos o esclavos que han de llevar a cabo el estudio resistente y la realidad de su ejecución.

Y el asunto ha de plantearse, precisamente, en el territorio de la técnica y la ética, porque en el lado económico –que antaño, en gran medida protegía nuestro quehacer como he señalado antes, frente a los caprichos formales de la arquitectura y, en casos no tan aislados, también de algunos políticos e ingenieros – este papel ha sido desbordado definitivamente, bien sea por las exigencias del Show business y del marketing, o por el falso, pero rentable, prestigio producido por la acción mediática, dando lugar a una tremenda subordinación de la financiación y del esfuerzo ajeno a la originalidad caprichosa y prepotente de algunos pocos.

Este tema de nuestro tiempo –parafraseando a Ortega – que ocupará mi relato acerca de la forma y la estructura, propongo abordarlo a través de un dilema que podría formularse en la siguiente manera: o somos correctos o somos concesivos.

Y esta disyuntiva corrección-concesión a propósito de la forma, entiendo que puede ser controlada y superada a través del fecundo y tenso esquema situacional **demanda-dominio**, correlativo del filosófico **apelación-respuesta** acerca de la creatividad en general.

Dicho esquema nos permitirá confrontar: por un lado, la actual avalancha incontenible de propuestas formales libres, decididamente enajenadas de cualquier espíritu de vínculo o compromiso con lo resistente, que la arquitectura actual está demandando; y por otro, una ingeniería estructural capaz de llevar a cabo el **dominio** del proceso, para reconducir la actuación hacia posiciones más profundas y consistentes.

¿Porque, si no es a través del dominio –entendido como conocimiento a fondo del hecho estructural en todas sus facetas y capacidad de conjugarlo creativamente a través de los materiales – cuál o cuáles serían las maneras de abordar la problemática resistente planteada al ingeniero estructural por esas formas "libres"?

Para responder a esta cuestión se podrían establecer las siguientes posibilidades:

1. **Aceptar** integralmente dichas formas libres, para constituirlas en megasistemas resistentes, forzando a sus elementos a atenerse a esas configuraciones, sobredimensionando ampliamente todos o gran parte de dichos elementos, para que respondan canalizando, tortuosamente, el flujo tensional de los esfuerzos internos.

Es decir, creando una especie de inmensos superobjetos de "diseño", falsos, costosísimos, que quedan enquistados en el medio natural, en el campo de acciones; situados estáticamente, como lo hacen los objetos escultóricos, si bien estos, al experimentar mínimos esfuerzos estructurales, debido a sus pequeñas dimensiones relativas, pueden en su escala adoptar sin desdoro, con naturalidad, cualquier tipo de forma, fruto de la imaginación incluso de la fantasía, sin tener que someterse a ningún campo objetivo.

[El dominio, porque este tipo de actuación también lo requiere, se despilfarra al servicio pleno de lo banal. Se da un fallo de escala, como he dicho, y de la ética intrínseca de lo ingenieríl, casi siempre todo ello combinado con muy altos costes]

2. En el extremo opuesto estaría el tratar de **insertar** "como sea" (célebre frase política), una solución estructural lo más intensamente canónica posible y de gran capacidad, dentro del espacio formal existente, requisando al arquitecto apropiadas zonas del mismo que se destinaban a la funcionalidad del sistema; de manera que el resto de dicho espacio se conserva adaptado a la forma requerida, sea cual fuere, exclusivamente a base de subestructuras subsidiarias y secundarias; pura plementería podríamos decir, que se unen a la estructura base antedicha para resolver la demanda de la forma exterior.

[Nulo dominio aparente. Alta eficacia. Menor coste]

3. O bien, finalmente, **forzar** lo más sutilmente posible la forma libre planteada, para tratar de aproximar el sistema –generalmente bastante gratuito y sin esquemas excesivamente consistentes – hacia una disposición activo-resistente de parte de la materia de dicho sistema, integrando en la arquitectura dispositivos o elementos

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

estructurales afinados que, aceptados por el arquitecto: unas veces a regañadientes, otras diligentemente, al apreciar que su delirante o fantasiosa propuesta puede llegar a estar justificada con esos retoques; muchas veces incluso favoreciendo la forma primitiva, por aquello que lo canónico conlleva de armonía y excelencia. Es decir, llevando **creativamente** al proceso a una solución realmente entrañada en un concepto superior.

[Esto es lo que significaría **dominio**. Favorable realización. Coste óptimo]

Esta última disposición o manera de actuar respecto a la forma libre, manera que es sin lugar a dudas la que preconizo, trata de reconducir dicha forma libre hacia otras que engloben en su interior lo que defino como **forma significativa** de una estructura, cualidad y disposición que provienen del dominio del campo y la materia; dominio que debe ser compositivo, analítico y constructivo, porque así es como de obligado e intenso ha de ser ese dominio.

Con esta manera de proceder, y esto me parece muy importante, se permite al arquitecto el que pueda, expresarse inicialmente con la máxima libertad, pero aceptando luego reducir las facetas de insuficiencia estructural de su propuesta formal, por otras más orgánicas y preceptivas en relación a las exigencias del medio activo en que ha de situarse.

Caben, por supuesto, alternativas intermedias a las tres indicadas, pero que pueden subsumirse en ellas, intercalándose en mayor o menor medida entre las mismas.

En lo que respecta a los puentes, tampoco los ingenieros estamos libres de actitudes formales, incluso formalistas, respecto al atenimiento canónico a una ajustada distribución de la energía interna en los sistemas. Es más, se viene observando recientemente una apreciable tendencia sostenida a emplear, en obras de ingeniería importantes, soluciones bastante gratuitas y alejadas del juicio estructural, en ocasiones incluso desviadas respecto de dicho juicio, con tal de lograr originalidad; sin importar apenas que ello pueda significar sensibles sobrecostes del sistema, al considerar que los factores de marketing y el eventual despliegue o valoración mediáticos pueden compensar el desfase económico.

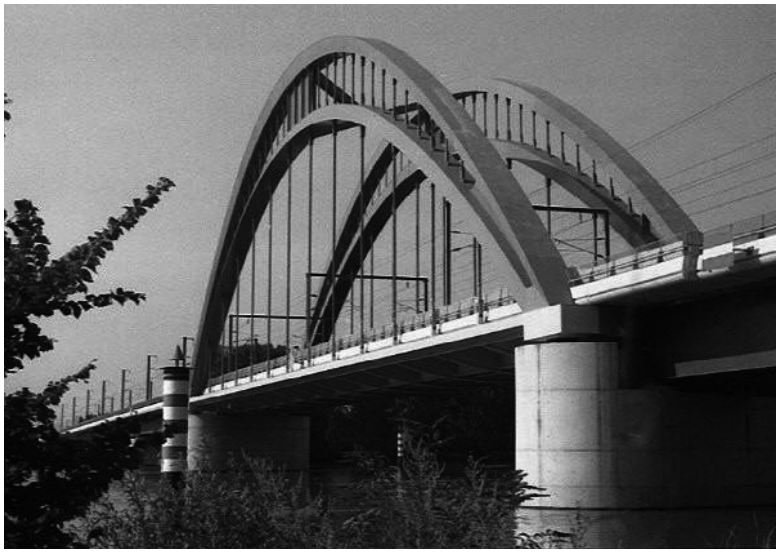
Santiago Calabrava. *Puente del Alamillo*. Sevilla, 1992.

Santiago Calabrava. *Puente de la Alameda*. Valencia, 1995.

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

Ben Van Berkel. *Puente Erasmus.* Rotterdam, 1996.

Santiago Calatrava. *Puente Campo Volantín.* Bilbao, 1997.

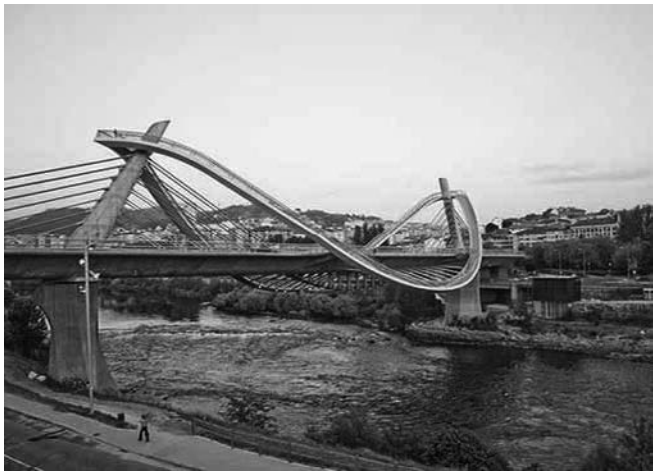


Jean Pierre Duval (Arq.) *Bureau Greisch. Viaducto Normas. TGV Sud.* Francia, 1999.

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

Marc Minram (Arq) *Bureau Greisch. Puente de Garde-Adhemar. TGV Sud.* Francia, 2000.

Norman Foster. *Arup Ing. Pasarela del Milenio.* Londres, 2000.



Álvaro Varela de Ugarte (Arq.) *Puente del Milenio.* Orense, 2001.

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

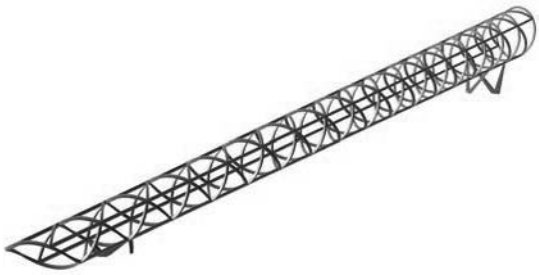
Javier Manterola. *Puente de Osera de Ebro (AVE)*, 2002.

Julio Martínez Calzón. *Puente de las Américas*, Montevideo, 2005.

José Luis Manzanares. *Puente del Dragón*. Alcalá de Guadaira, 2007.

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

Dominique Perrault-MC2. *Pasarela de la Arganzuela*. Madrid.



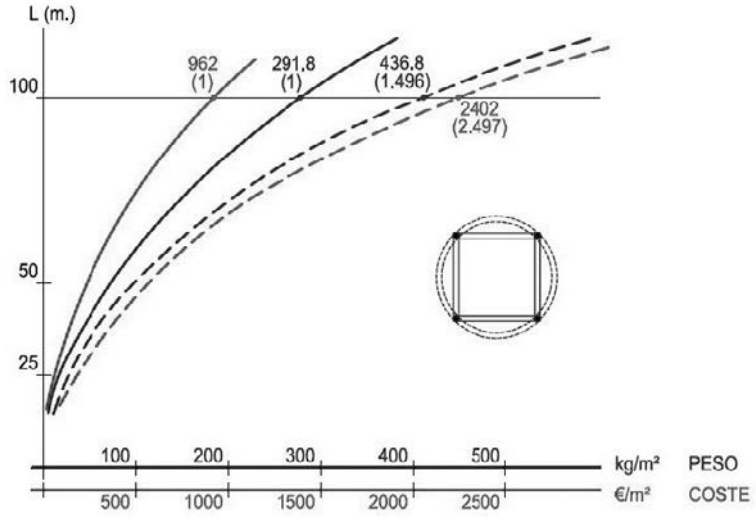
Dominique Perrault-MC2. *Pasarela de la Arganzuela*. Madrid.

Dominique Perrault-MC2. *Pasarela de la Arganzuela*. Madrid.

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

A modo de ejemplo cuantitativo de los posibles sobrecostes que el empleo de soluciones formales incorpora al proyecto, seguidamente se comparan dos tipos de secciones, bastante empleadas en soluciones de pasarelas y puentes, que permiten evaluar la incidencia de este tipo de actuaciones.

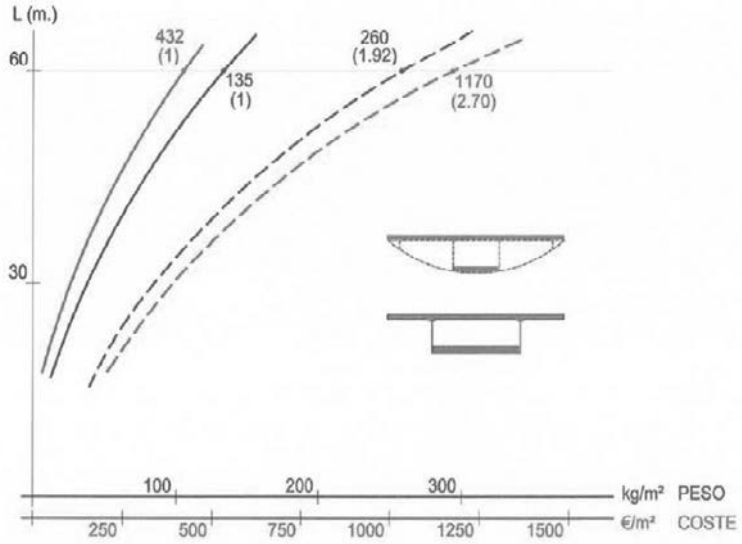
Secciones I. Sección tubular y su comparación con la correspondiente sección rectangular inscrita en aquella.



COMPARACION DE SECCIONES I

Figura 1

Secciones II. Sección tubular y su comparación con la correspondiente sección rectangular inscrita en aquella.



COMPARACION DE SECCIONES II

Figura 2

Se observa en el primero de estos ejemplos, que el uso en flexión de las secciones tubulares viene a significar un 50% de incremento del peso del material y un 150% de incremento del coste respecto a las secciones rectangulares.

Y sin embargo, estos incrementos podrían ser prácticamente muy pequeños, si las secciones tubulares se emplearan en sistemas con solicitaciones dominantes de compresión y torsión; por ejemplo, en puentes atirantados; y disponiendo en las zonas de extremo con flexiones dominantes, un alma vertical que permita facilitar la resistencia a cortante del sistema. Y sin embargo, esta disposición no se ha empleado y si las desfavorables inicialmente comentadas.

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

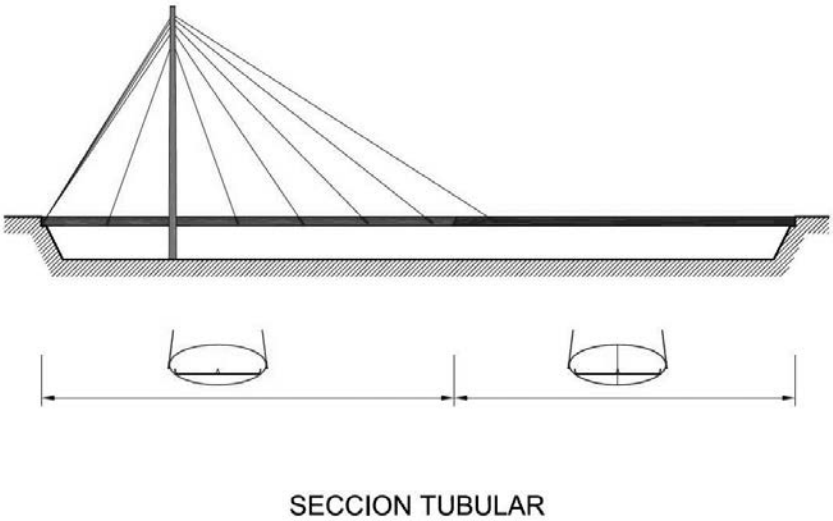
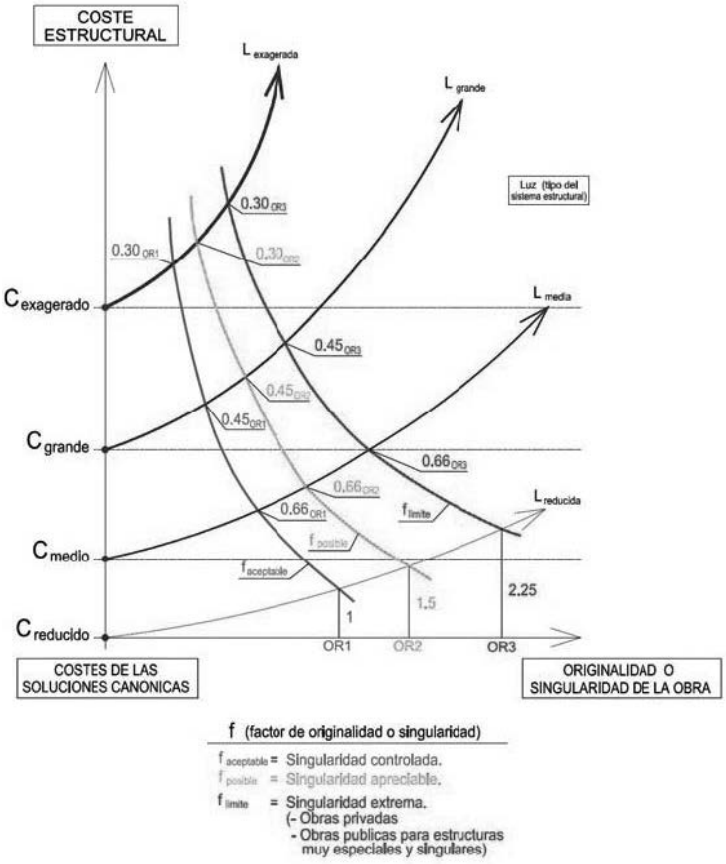


Figura 3

La pregunta que dirimiría entonces, lo anteriormente manifestado, podría formularse así: ¿Hasta cuanto este parámetro de originalidad puede ser aceptado en relación a su coste? ¿Dónde situar los límites a tal originalidad? Porque es claro que no puede ser nulo, dado que nuestra sociedad, requiere en su desarrollo positivo, unos márgenes de llamémosle diseño, culto a lo bello, lo nuevo, y no el estar sometidos absolutamente a los factores de utilidad, coste mínimo, etc. y, por tanto, a una cierta concesión.



RELACIONES ORIGINALIDAD FORMAL
COSTE ESTRUCTURAL Y SUS LIMITES

Figura 4

Resulta evidente que tal límite, caso de existir, vendrá determinado por otros conceptos que el del mero análisis de la creatividad formo-estructural; conceptos que se corresponderán mucho más con el carácter y requeri-

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

mientos socio-económicos en sentido amplio, en función de lo que cada país, sociedad y época definan en sus presupuestos y prioridades, cuando se trate de obras de la administración pública; y con las estrategias de mercado, en el caso de obras llevadas a cabo por la empresa privada.

Es patente que en las épocas recientes de pseudo abundancia el despilfarro de nuestra sociedad, por sí misma e impulsada especialmente por muchos políticos en su deseo de notoriedad, ha sido tremendo. Quizá puede ahora comenzar a reducirse esta tendencia, aunque desgraciadamente los malos hábitos tardan en perderse.

Porque considero que parece difícil de admitir que obras como el Alamillo o el reciente Pabellón Puente, con factores de coste relativos a su superficie entre 5 y 10 veces superiores a lo razonable sean, sin apenas crítica, aceptados por los ingenieros gestores de su realización a lo largo de todo su proceso, independientemente de que, en su caso, jurados más o menos técnicos hayan avalado su propuesta, porque eso afecta profundamente a nuestra relación con la sociedad, aunque celosamente se oculten o enmascaren los costes reales finales de su construcción.

Podemos equivocarnos, y lo hacemos –que duda cabe – porque estamos en una profesión arriesgada y comprometida, pero ese riesgo y ese compromiso respecto a la capacidad resistente y la durabilidad de las obras, debería ser también solicitado para el control y crítica de las condiciones económico-funcionales aceptables para dichas obras, como garantes ante la sociedad de la adecuación de los recursos invertidos en las mismas, superando el atenimiento pasivo a las fuertes presiones e influjos del poder, local o nacional, que van más dirigidos hacia el personalismo de quien plantea la obra que a la plena sociedad.

Y es aquí donde los factores de ética y dominio, estrechamente unidos, pueden y deben ser exigidos en las grandes obras planteadas alrededor de esa formalidad manierista y presuntuosa. Y nuestra posición debería estar en no escudarnos en aquello de que "si yo no lo hago otros lo harán", porque esa manera de pensar y proceder inaugura y determina el fracaso y la pérdida de prestigio y cualidad de nuestra profesión ante la sociedad.

Cuando obligadamente para proyectar y dirigir obras hube de hacerme Professional Engineer en Canadá (New Brunswick) y someterme a un examen sobre cuestiones jurídicas y éticas acerca de los requerimientos que la sociedad canadiense exige a nuestra profesión, aquella prueba fue para mi reveladora y sentí que análogas condiciones y criterios de actuación no se incluyeran expresamente en nuestra formación y carácter, porque tales aspectos, bien entendidos, analizados y asumidos, unifican y detallan esencialmente la alta responsabilidad a la que, como custodios, estamos todos obligados respecto al comportamiento de las empresas, los políticos y los medios.

Y porque, con estos criterios debidamente formados, actuando una y otra vez, en todos los niveles, en contra de lo banal e inapropiado, y en esto el tema de la forma libre es bien representativo, se lograrían insospechados beneficios para el país.

He querido abordar estos aspectos de la ingeniería civil consigo misma y con la sociedad, para mantener alerta la pesquisa de lo que significa nuestro más verdadero y profundo papel social. Porque creo que nuestras obras instaladas, que no enquistadas, en el territorio, no son sólo muy importantes para el desarrollo y calidad de vida de la sociedad, sino que por su alta incidencia en los ámbitos ecológico, estético, ético y representativo resultan configuradoras de vocaciones y afectos. Y por todo ello, entiendo que hemos de continuar aumentando, y mucho, nuestro bagaje formativo y de conocimiento de los aspectos humanísticos, para dotar a todas nuestras obras de esas componentes creadoras éticas y artísticas que deberían ir siempre añadidas a la mera estructuralidad.

No considero por ello en modo alguno interesante o necesario, el plantearnos actuar como los arquitectos, persiguiendo con anhelo una mayor presencia mediática y fama social basada en proyectos de carácter pseudo original, sino acceder a tales posibilidades a través de la manifestación en todos los ámbitos de la excelencia y cualidad que la importancia y dimensión de nuestras obras otorgan a la sociedad (carreteras, presas, puentes, canales, redes eléctricas, etc.).

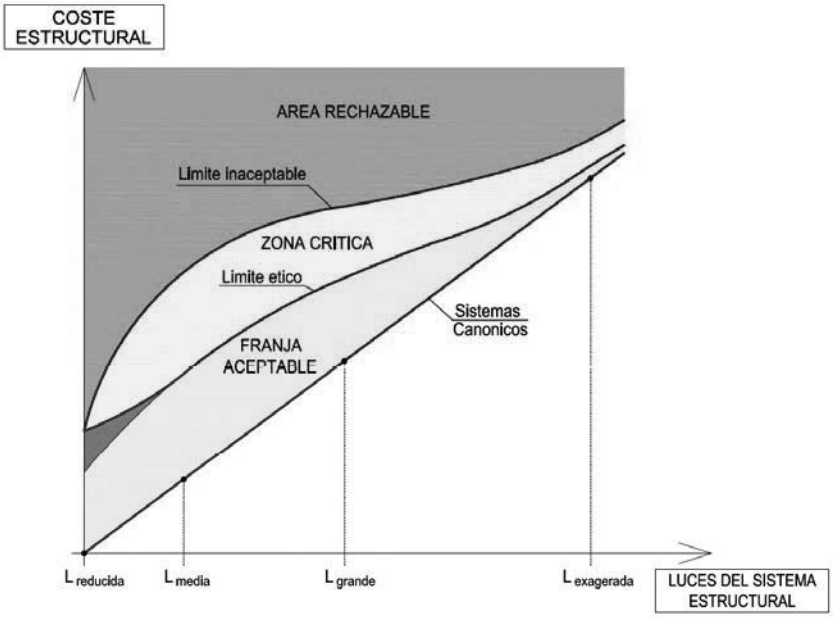
Retomando el tema base de esta charla, creo que una manera de acrecentar y tensar nuestra creatividad, en aras de perfeccionar el dominio de las estructuras para lograr su más impecable engarce y concatenación con las formas libres consiste en tratar de captar y potenciar lo que he venido a llamar la tensibilidad de las estructuras.

Denomino tensibilidad a la capacidad intrínseca que posee una estructura o tipología para canalizar en la forma más activa posible los esfuerzos provocados por las acciones actuantes sobre la misma, hacia sus puntos de apoyo o descarga. Facultad que puede favorecerse de múltiples maneras (no sólo para un determinado tipo de

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

acciones, sino para procesos combinados), porque el hecho estructural implica algo más que resistencia: implica orden objetivo interno, ajuste entre la materia, el campo de fuerzas y el espacio, aprovechando al máximo la configuración formal y la disposición causal de los elementos que la integran, para favorecer comportamientos energético-deformativos próximos a los ideales canónicos, definidos por el concepto de mínima energía interna del sistema deformado que responde a las acciones actuantes, y que hoy el cálculo automático permite ajustar sobradamente en sistemas que se separan notablemente de los clásicos.

La percepción o medida de ese factor tensible que cada sistema estructural al acoplarse a una determinada forma puede alcanzar y las posibilidades de incrementarlo, reflejan la escala del dominio estructural que se posee y que permite que no sean rebasados unos términos o límites determinados de dicho factor para una configuración dada.



AMBITOS DE ACTUACION

Figura 5

Y para ello debemos contar con el conocimiento intenso e imaginativo de los aspectos más amplios y dispares de tales sistemas: enlaces, compatibilidades, acoplamientos, vínculos, presolicitaciones, dispositivos "inteligentes", evolutividad, etc. y que pueden provenir o adaptarse de otros sistemas en los que se cuente con gran práctica y pericia, para facilitar o incrementar la optimización del plexo resistente del sistema en el que trabajamos.

Es ahí, en la búsqueda de esos procedimientos tensibles o generadores de tensibilidad por un lado y constructividad por otro, donde debemos aplicar nuestro esfuerzo intelectivo al hecho estructural, con la idea de comprenderlo al máximo; es decir, para tratar de insertarlo de manera quasi autónoma en nuestro conocimiento y dominio; formalizándolo en nuestra mente como intuición intelectual directa.

De esta manera es como por mi parte he tratado de impulsar las posibilidades de la construcción mixta, a través de diversas propuestas asimilables por las mismas: sistemas híbridos; doble acción mixta; células de rigidez entre alas y almas; células elásticas en extremos de piezas; conexiones específicas; etc.

Hoy no he querido, sino muy de pasada, referirme al campo de la ejecución, del proceso constructivo, pero en estas grandes construcciones a las que me vengo refiriendo, la constructividad, al igual que la mencionada tensibilidad, resulta obligada y puede llegar a ser verdadera y análogamente constitutiva de la obra en su vertiente formo-estructural.

En todo caso, continúo creyendo clave que el papel de la ingeniería estructural en la arquitectura de las nuevas formas, está en alcanzar plenamente la idea originaría –si la hay – que tales formas persiguen, porque esta dis-

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

posición mental suscita, tanto nuevas posibilidades complejas que lleven a elevar el planteamiento básico de la propuesta; como reducciones matizadas que, sin desvirtuar la idea matriz, la refrenen en aquellas líneas claramente inapropiadas, vistas desde los principios ético-estructurales precitados.

Cumpliendo estas directrices, la obra final permitirá percibir no sólo el espíritu arquitectónico fundamental y primigenio de la misma, sino una adicional intensidad armónica de su forma con el contexto, en parte conceptual y en parte psicológico, del atenimiento esencial a las leyes inherentes a nuestro medio. Y lo harán, no en igual manera que las formas ya clásicas lo hacían, sino con una manera nueva y propia, como corresponde a su naciente existencia, pero tan excelente y digna al menos como aquéllas.

Porque debe tenerse muy en cuenta que cuando, desde la arquitectura o de la propia ingeniería, se nos plantea una forma "superior", en el sentido o factor que sea: artístico, emocional, descubridor, etc., el colaborar con la máxima creatividad tensible que se pueda, en la integración de una estructura impecable es absolutamente obligado para lograr el perfecto objetivo.

La ingeniería estructural es, ante todo, interconexión, trabazón, integración del sistema resistente en un conglomerado que combina: materia-espacio-forma y proceso, y que es, mecánicamente, lo más cercano posible a lo que sería el metabolismo orgánico de los seres vivos (un esqueleto que se traba orgánicamente al hecho arquitectónico sensorial). Y que puede aplicarse también, e indistintamente, a las construcciones ingenieriles cambiando las variables arquitectónicas por las propias de nuestras realizaciones.

El hilo conductor de todo este planteamiento se centra por tanto en el estudio y utilización ajustada de la emanación estructural que el campo telúrico-gravitacional provoca, frente a las formas gratuitas provenientes de cualquier tipo de manipulación.

La densidad estructural en el sentido conceptual guía, como una especie de brújula, hacia lo trascendente; mientras que el camino de la mera forma nunca puede alcanzar lo perenne y magistral.

Después de todo esto no me queda sino tratar de impulsar a algunos de vosotros, comprometidos con el ámbito estructural, con especial énfasis hacia los más jóvenes de hoy, a trabajar en la búsqueda y estudio de todos esos conceptos o esquemas superiores que están ahí esperándonos, para sintetizar, con la máxima profundidad posible, el enorme cúmulo de procesos, métodos, sistemas activos, interacciones, vinculaciones especiales, etc., que la utilización masiva del ordenador en las construcciones complejas, correlativas de las formas libres o semilibres, están desvelando y poniendo de manifiesto, y que podrían dar lugar a plasmarse en un inédito "Razón y Ser filosófico-resistente de los nuevos tipos estructurales", que el acelerado desarrollo de nuestro mundo está necesitando.

Yo creo tener algunas ideas sobre ello, pero estimo que me falta el voltaje y el tiempo necesario para alcanzar su adecuada expresión y, por ello, sólo me queda el provocaros a que sea alguno de vosotros quién lo culmine. Así lo espero.

Gracias y hasta siempre.

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

ACHE

ÚLTIMAS MONOGRAFÍAS PUBLICADAS

monografía

Comprobación de un tablero mixto

Comisión 5
Grupo de Trabajo 5/3
"Puentes mixtos"

Enero de 2006

M-10

monografía

Utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural

Comisión 2
Grupo de Trabajo 2/5
"Hormigón reciclado"

Septiembre de 2006

M-11

monografía

Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española

Comisión 5
Grupo de Trabajo 5/5
"Manual de ejemplos de aplicación de la EHE a puentes"

Noviembre de 2006

M-12

monografía

Hormigón Autocompactante: Diseño y Aplicación

Comisión 2
Grupo de Trabajo 2/2
"Hormigón autocompactante"

Septiembre de 2008

M-13

monografía

Recomendaciones para el Proyecto y Construcción de Forjados Mixtos de Chapa Nervada (F.M.C.N.)

Grupo de Trabajo 5/6
"Forjados Mixtos de Chapa Nervada"

Diciembre de 2008

M-14

http://www.e-ache.net

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

Entrega de Medallas ACHE

Durante el IV Congreso de ACHE, que se celebró en Valencia del 24 al 27 de noviembre pasado, se entregaron las medallas de nuestra asociación.

Este galardón, que premia una carrera profesional relevante en el campo del hormigón estructural, se concedió en esta edición a:

D. José Romo Martín
D. José Manuel Simón-Talero Muñoz
D. Luis Miguel Viartola Laborda

Entrega de la medalla a D. José Romo Martín.

José Romo Martín es Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Licenciado en Historia. Es el Vicepresidente de Fhecor Ingenieros Consultores.

Su actividad profesional se centra en el proyecto de grandes puentes, pasarelas y estructuras de edificación singular, y es un gran experto en cubiertas de tela.

De entre sus puentes más importantes destacan el Puente de Elche sobre el Vinalopó, el puente arco de Alcira, el puente del Picado sobre el embalse de Guadalcación, el Viaducto de Puerta de Hierro en Madrid, o el Viaducto sobre el río Alberche en El Tiemblo. Dentro del apartado de pasarelas, son especialmente reseñables la de San Juan de la Cruz en Palencia, la pasarela de Fuengirola y la de Balaguer.

Uno de sus grandes proyectos, aunque aún sin construir, es el puente colgante sobre el estrecho del Chacao en Chile.

Volumen 60, nº 251, 125-128| enero-marzo 2009 | ISSN: 0439-5689

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

En el campo de la edificación singular hay que mencionar el Auditorio de Badajoz, la sede de la EMT en Madrid, la cubierta de la plaza de toros de Pontevedra, y las cubiertas móviles de las Plazas de León y Aranda de Duero.

Pertenece a diversos Comités técnicos españoles y europeos, como los grupos de seguimiento del Eurocódigo 2 y 3, y fue ponente de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE 98.

Ha publicado múltiples artículos en revistas especializadas, y ha participado en multitud de congresos, seminarios y cursos en España y el extranjero.

También desarrolla una labor docente, pues es el responsable de la asignatura de Análisis Estructural de la Escuela de la Edificación de la UNED, e imparte varios cursos de especialidad en el Master en Estructuras de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de la Universidad Politécnica de Madrid.

José Romo Martín está muy ligado a ACHE: en la anterior legislatura fue Vicepresidente 2º, y en el IV Congreso de ACHE, celebrado en Valencia, fue el Presidente del Comité Científico, además de pertenecer al Comité Organizador del mismo. Fue el coordinador del grupo de trabajo sobre Bielas y Tirantes, que dio lugar a la monografía M-6, y en la actualidad está coordinando otro grupo sobre Calculo de Estructuras en Zona Sísmica. Actualmente es el Presidente del Comité de Eventos Técnicos de ACHE.

Entrega de la medalla a D. José Manuel Simón-Talero Muñoz.

José Manuel Simón-Talero Muñoz es Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Es profesor asociado en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid de la asignatura de Estructuras Metálicas y colabora con el Colegio de Aparejadores de Madrid en un Master en estructuras de hormigón.

Su vida profesional ha estado ligada desde el principio a Torroja Ingeniería S.L., donde ha participado activamente en el diseño, proyecto y asesoría técnica de más de 240 puentes y pasarelas, muchos de ellos de más de 100 m de luz. Actualmente pertenece al Consejo de Dirección de esta empresa.

Pueden destacarse los Viaductos de Ontón y del Agüera en Cantabria construidos con el método de voladizos sucesivos, el Viaducto de Lanjarón, primer arco bow-string de un vano lanzado y "recogido" mediante tirantes en la ladera opuesta y varios puentes empujados como el de Alvares o el de Vicario.

En el ámbito internacional, ha desarrollado trabajos muy variados: una carretera de 100 km de longitud en Malawi, peritajes en el Norte de África y evaluación de los efectos del Huracán Mitch de 1999 en los puentes de la red viaria de El Salvador. Destaca su intervención en la construcción del puente de Joao Landim en Guinea Bissau.

También trabaja intensamente en el campo de la inspección y rehabilitación de puentes existentes. Ha desarrollado e implantado sistemas de gestión integral de puentes en España para entidades punteras tanto públicas como privadas.

Es el representante español en algunos subcomités de redacción de los Eurocódigos estructurales y es Secretario del Comité de Puentes de la Asociación Técnica de la Carretera. Además, ha participado de forma muy activa en la redacción de la IAP, la IAPF y la EAE.

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

Ponente de numerosas comunicaciones en congresos y conferencias, es autor de más de dos decenas de artículos técnicos. Ha editado un libro dedicado al cálculo de estructuras metálicas.

Entrega de la medalla a D. Luis Miguel Viartola Laborda.

Luis Miguel Viartola Laborda es Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, y actualmente ocupa el puesto de Director Técnico de DRAGADOS.

Ha tenido una participación esencial en las obras más importantes que esta empresa ha ejecutado en los últimos años, dedicándose especialmente a la puesta a punto y mejora de los procedimientos constructivos y de las prestaciones de los materiales constitutivos.

Ha trabajado en la optimización del procedimiento de empuje para la construcción de puentes de hormigón aplicando criterios de industrialización de procesos durante la fase de ejecución. Entre los viaductos construidos por este procedimiento destacan el Viaducto del Piedra o el más reciente de Can Torres en la LAV Madrid-Barcelona-Frontera Francesa.

De igual forma se ha dedicado al análisis y mejora del procedimiento constructivo de vanos sucesivos con autocimbra, aplicándolo al Viaducto del Jalón y a varios viaductos de FFCC, como el del río Genil en la LAV Córdoba-Málaga y los Viaductos de Portos, Deza y Abeleda en la LAV Orense-Santiago.

Entre las obras más importantes en las que ha participado en los últimos años se encuentran la Pasarela peatonal sobre el río Lérez en Pontevedra, el Viaducto sobre el Embalse de Contreras en la A3, y el Viaducto sobre el río Sil en la A6, el Pabellón Puente y el Puente del Tercer Milenio en la EXPO2008 de Zaragoza y la ampliación del puente de los Santos.

También ha participado en importantes obras de edificación singular, como son las ampliaciones del Museo del Prado y del Museo Nacional Centro de Arte Reina Sofía, o la construcción de los Teatros del Canal en Madrid, el Estadio Olímpico de Sevilla, la Torre Mare Nostrum y el edificio del Parc de Recerça Biomèdica en Barcelona, la Torre de Caja Madrid y Torre de Cristal en la antigua Ciudad deportiva del Real Madrid, o el Parque empresarial Ciudad de la Comunicaciones de Telefónica en esta misma ciudad.

Participa en diversas asociaciones, comisiones y publicaciones de carácter técnico y normativo; y ha publicado numerosos artículos en revistas y en congresos nacionales e internacionales. También ha sido colaborador de la Ponencia de la Instrucción de hormigón estructural EHE-08.

Su relación con ACHE es muy intensa: fue el Presidente del Comité Organizador del IV Congreso de Valencia, y ha sido elegido recientemente Presidente de nuestra Asociación.

En el IV Congreso de ACHE, el Presidente, Sr. de Villar Luengo, hizo entrega de cada una de las medallas junto con un diploma acreditativo a los galardonados.

A continuación, el Sr. Simón-Talero Muñoz, tomó la palabra para agradecer a los asistentes, en nombre de los otros dos premiados y en el suyo propio, la distinción recibida.

Las medallas de ACHE se han entregado anteriormente en tres ocasiones, con motivo de los Congresos de Sevilla, Madrid y Zaragoza. En el I Congreso de ACHE, que se celebró en Sevilla en 1999, estos galardones reca-

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

yeron en D. Javier Asencio Marchante, D. Hugo Corres Peiretti, D. Álvaro García Meseguer y D. Enrique González Valle.

En el II Congreso de ACHE, celebrado en Madrid en 2002, las medallas se otorgaron a D. Miguel Ángel Astiz Suárez, D. Antonio Marí Bernat y D. Guillermo Ontañón Carrera. En el III Congreso de ACHE, que tuvo lugar en Zaragoza, los galardonados fueron D. José María Arrieta Torrealba, D. Julio Martínez Calzón y D. Luis Peset González.

Además, todas las personas que fueron distinguidas con la medalla de ATEP tienen la consideración de poseedores de la medalla de ACHE, y son:

D. Ángel Carlos Aparicio Bengoechea
D. Ginés Aparicio Soto
D. Juan José Arenas de Pablo
D. Francisco Arredondo y Verdú
D. Ricardo Barredo de Valenzuela
D. Buenaventura Bassegoda Musté
D. José Calavera Ruiz
D. Fernando Cassinello Pérez
D. Ramón del Cuvillo Jiménez
D. Rafael Chueca Edo
D. Manuel Elices Calafat
D. Carlos Fernández Casado
D. Francisco Fernández Conde
D. Leonardo Fernández Troyano
D. Manuel Fernández de Villalta
D. Miguel Fisac Serna
D. Manuel Juliá Vilardell
D. José Antonio López Jamar
D. Rafael López Palanco
D. José Antonio Llombart Jaques
D. Francisco Javier Manterola Armisén
D. Juan Moreno Torres
D. Alfredo Páez Balaca
D. Santiago Pérez-Fadón Martínez
D. Rafael Piñeiro Abril
D. Florencio del Pozo Frutos
D. Florencio Jesús del Pozo Vindel
D. Juan Bautista Ripoll Gómez
D. Francisco Javier Rui-Wamba Martija
D. Carlos Siegrist Fernández
D. José Antonio Torroja Cavanillas
D. Eduardo Torroja Miret
D. José Mª de Villar Luengo

Conchita Lucas Serrano
Secretaria General de ACHE

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

Links entre las artes

Afinidades entre arquitectura, ingeniería, artes plásticas, diseño y urbanismo

Construir, inventar, diseñar y crear son procesos paralelos que sin embargo se cruzan entre sí, sinónimos difusos separados por una línea discontinua y quebrada que nos induce a percibir una construcción, un objeto o una obra de arte desde una perspectiva distinta en cada caso, a valorarla en función de unos criterios u otros. Sin embargo, esta especificidad disciplinar de factores y requisitos puede ser relativizada y puesta en cuestión, proponiendo proyectos o acciones que participan de criterios y conceptos diversos, y cuya interpretación requiere la consideración simultánea de parámetros y términos correspondientes a campos diversos. En este caso los límites que dividen y separan una especialidad de otra se difuminan, y deja de tener sentido tratar de categorizar o clasificar la propuesta, que sugiere en cambio un acercamiento más abierto y flexible.

Reforma de la Plaza de Leopold de Wael (1997-2006; Paul Robbrecht y Hilde Daem) Amberes (Bélgica).

Tomando esta reflexión como punto de partida se celebraron los pasados días 10 y 11 de Noviembre de 2008 las jornadas *Links entre las artes*, dentro de los actos conmemorativos del 40 aniversario de la Universidad Politécnica de Valencia.

El trabajo de los participantes en estas jornadas –arquitectos, ingenieros, artistas y diseñadores- se caracteriza en efecto por moverse en terrenos fronterizos, con referencias continuas a otras disciplinas, relaciones transversales y propuestas híbridas.

Paul Robbrecht propone un acercamiento delicado y sutil a la arquitectura, a la que incorpora intervenciones realizadas en colaboración con artistas, pero no como piezas autónomas añadidas al proyecto, sino como auténticos argumentos de su definición y configuración. Es el caso de la instalación temporal *The house where it always rains*, en colaboración con Juan Muñoz, o de la Plaza de Leopold de Wael en Amberes, que incorpora la *Deep fountain* de Cristina Iglesias, también presente en las jornadas.

Cristina Iglesias ha colaborado además de con Paul Robbrecht con otros arquitectos como Josep Lluis Mateo o Rafael Moneo, relacionando así su trabajo con la arquitectura,

Deep Fountain (1997-2006; Cristina Iglesias) Plaza de Leopold de Wael, Amberes (Bélgica).

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

Viaducto sobre el embalse de García Sola (2004; Javier Manterola) Badajoz (España).

pero no mediante la incorporación de elementos escultóricos estáticos, sino con una noción espacial y narrativa de la pieza en la que el movimiento y el tiempo cobran gran significado.

El artista de origen cubano Jorge Pardo presentó un trabajo muy vinculado en su materialización a la arquitectura y al diseño, como el proyecto de viviendas unifamiliares o el diseño de lámparas y objetos, pero planteadas y valoradas no desde los parámetros que rigen esas disciplinas, sino utilizando esos parámetros como herramientas de trabajo para una reflexión estética.

Por su parte, el arquitecto y urbanista italiano Francesco Careri introdujo una lectura abierta del origen y función de la arquitectura, no como construcción física de la forma, sino como percepción y construcción simbólica del espacio. Así, las derivas y experiencias de *transurbancia* que plantea Careri ofrecen una toma de conciencia del espacio habitado, en particular de las zonas degradas de la ciudad y de la realidad social que las configura, que transforma la percepción del que las realiza, pero también del espacio recorrido.

Pasarela de la Almozara sobre el río Ebro (2008; Javier Manterola) Zaragoza (España).

Javier Manterola presentó la trascendencia de las obras de ingeniería en la construcción del territorio, reivindicando la independencia *proyectual* y creativa de la ingeniería civil. A través de muchas imágenes de puentes planteó una mirada personal de lo resistente apoyada en el cuestionamiento de los tipos estructurales y puso de manifiesto la evolución de su trabajo. Así, por ejemplo, sus puentes de celosías tubulares (Viaducto sobre el embalse de García Sola) aspiran a convertirse en tubos resistentes para ser atravesados, y la reciente pasarela de la Almozara sobre el río Ebro supone el dominio del acoplamiento entre flexión y torsión en su trayectoria de pasarelas curvas con atirantamiento a un lado.

El diseñador Martí Guixé, o *ex – designer* como él mismo se autodenomina, plantea una reflexión sobre el trabajo del diseñador, valorándolo desde un punto de vista más conceptual, no tan vinculado al objeto y a la materialización de la idea, sino a la idea misma y a la posibilidad de dejar "inacabado" el producto, haciendo partícipe del mismo al espectador-consumidor, que debe finalizarlo.

Las mesas redondas, moderadas por Nuria Enguita, comisaria de exposiciones y responsable de la Fundació Tàpies, y Ramon Prat, director de la editorial ACTAR, sirvieron de escenario en el que considerar conjuntamente estas propuestas.

Una deriva final por la ciudad de Valencia propuesta por Careri hizo de iniciación inmediata, reflexión y prolongación de unas jornadas que permitieron imaginar un futuro -y porqué no valorar un presente-, multidisciplinar e híbrido, que nos ofrece la posibilidad de afrontar, repensar y profundizar en las cuestiones propias de cada campo desde una perspectiva nueva.

Participantes:
Cristina Iglesias, Jorge Pardo, Paul Robbrecht, Javier Manterola, Francesco Careri, Martí Guixé, Nuria Enguita, Ramón Prat.

Organización y coordinación:
Elba Benítez, Alejandro Bernabeu, Jorge Bernabeu, Cristina Giménez.

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

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 y 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 a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, 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 comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de 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

Solo 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 04/12/2025

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4 Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Frehand (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:
secretaria_revista@e-ache.com

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 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.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto 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, deben 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 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe 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 deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en

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

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, indicando la ciudad y el país.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

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 se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

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

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos los artículos recibidos que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

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 esta 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 artículo 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 04/12/2025

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 personal excepto 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 no 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 no periódicas 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 los estudiantes de 1º y 2º ciclo universitario y que además tengan una edad igual o menor de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

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

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 relacionan seguidamente:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

☐ 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 años..... (41 €)

☐ Personal..... (85 €)

☐ Colectivo..... (210 €)

☐ Protector ..... (365 €)

☐ Patrocinador ..... (730 €)

I.VA. incluido

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada a continuación

Titular de la cuenta: .....

Entidad: ☐☐☐☐ **Oficina** ☐☐☐☐ **DC** ☐☐ **Núm.** ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

Firma

(sello de la entidad para personas jurídicas)

HORMIGÓN y ACERO

SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

DATOS DEL PETICIONARIO:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

Suscripción anual (4 números): ..... 73 € + IVA

Números sueltos: ..... 21 € + IVA

Domiciliación bancaria:

Titular de la cuenta: .....

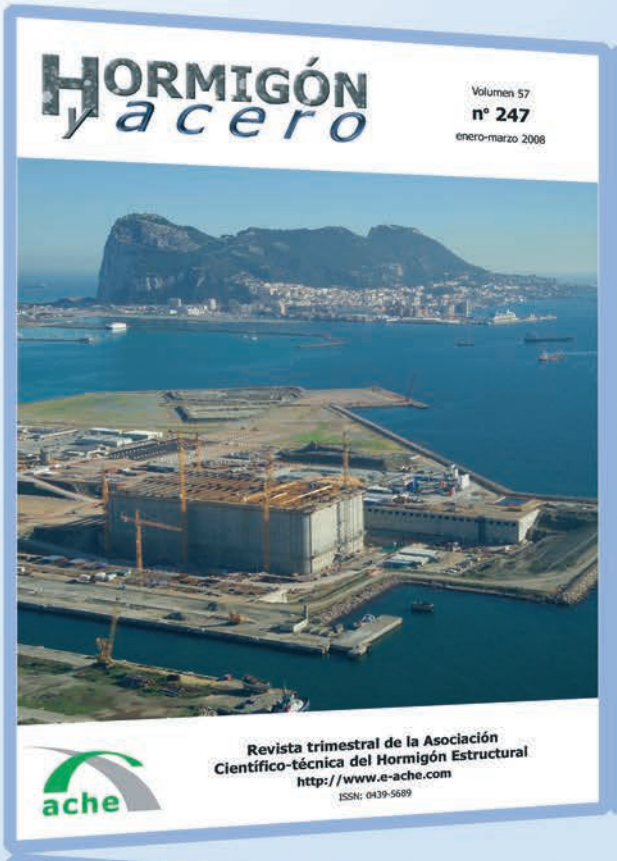
Entidad: ☐☐☐☐ **Oficina** ☐☐☐☐ **DC** ☐☐ **Núm.** ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

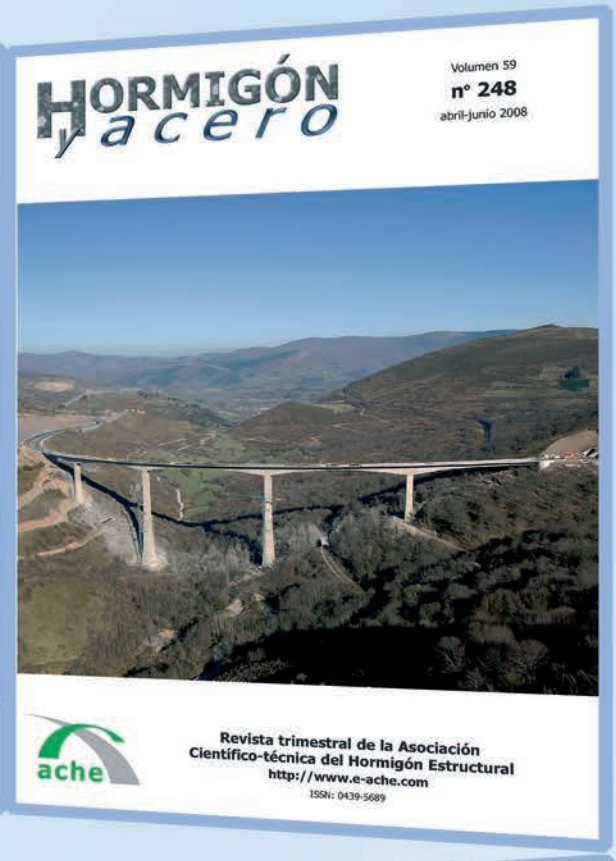
PEDIDOS: Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. laboratorio de Estructuras.
Avda.. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel. 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

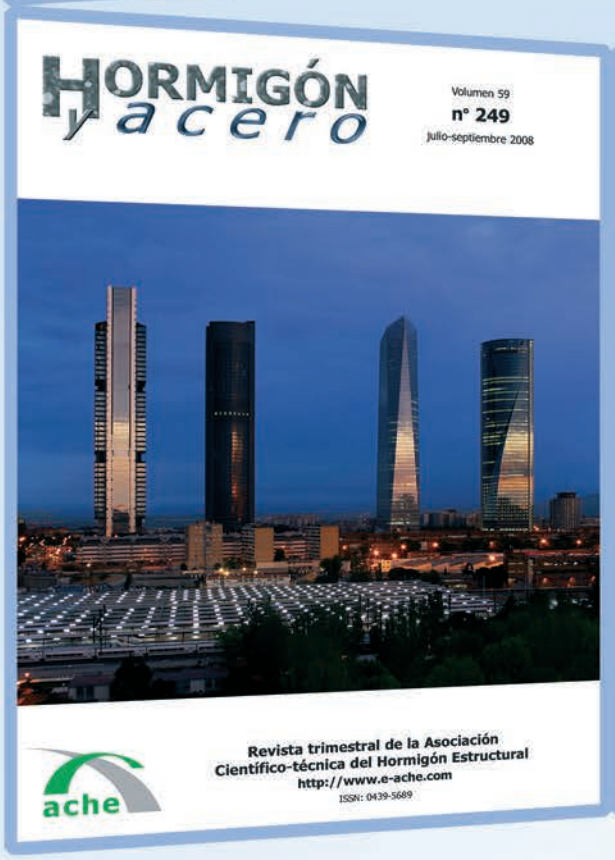
* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista *Hormigón y Acero*, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

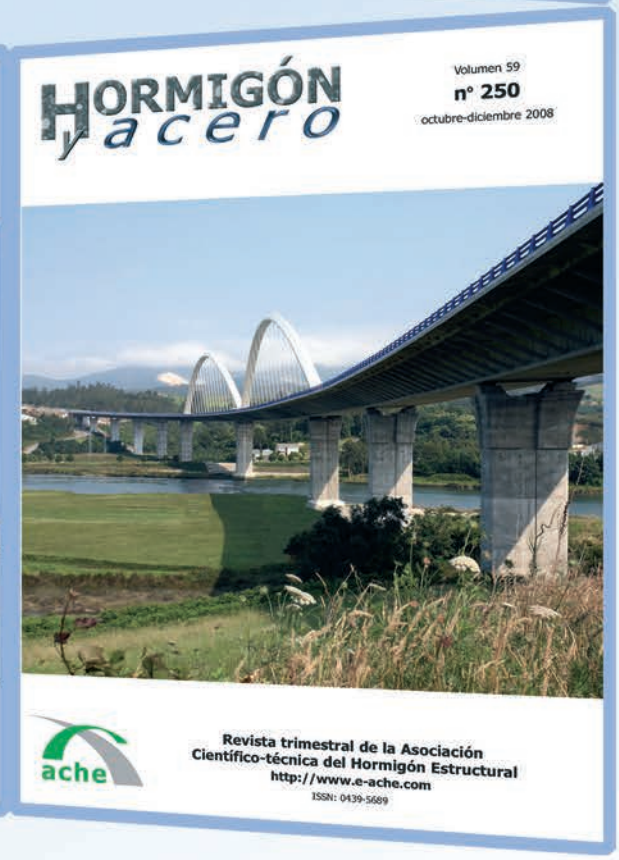
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 04/12/2025

SUMARIO

C O N T E N T S

5 | Carta del Presidente

7 | Carta del Director

REALIZACIONES Y PROYECTOS

9 | Proyecto y construcción de la estructura de los Teatros del Canal, Centro de las Artes Escénicas de la Comunidad de Madrid
Structural design and construction for the "Teatros del Canal", Madrid Centre for the Performing Arts
J. Martínez Calzón y Á. Serrano Corral

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

37 | Análisis de acciones de viento en edificios singulares. Aplicación al Hotel Vela de Barcelona
Wind action analysis in outstanding buildings. Case study of Hotel Vela at Barcelona
M. Ortega Cornejo, L.M. Lacoma Aller y D. M. Holman

65 | Vulnerabilidad sísmica de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares
Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings with waffled slabs
R. Moreno González, A.C. Aparicio Bengoechea, Ll. Pujades Beneitt y A.H. Barbat Barbat

77 | Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al EC-2 y EC-8
Determination of seismic damage thresholds of reinforced concrete framed buildings designed according to EC-2 and EC-8
J.C. Vielma, A. Barbat y S. Oller

SUMMARIES

89 | *Structural design and construction for the "Teatros del Canal", Madrid Centre for the Performing Arts*
J. Martínez Calzón y Á. Serrano Corral

90 | *Wind action analysis in outstanding buildings. Case study of Hotel Vela at Barcelona*
M. Ortega Cornejo, L.M. Lacoma Aller y D. M. Holman

91 | *Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings with waffled slabs*
R. Moreno González, A.C. Aparicio Bengoechea, Ll. Pujades Beneitt y A.H. Barbat Barbat

92 | *Determination of seismic damage thresholds of reinforced concrete framed buildings designed according to EC-2 and EC-8*
J.C. Vielma, A. Barbat y S. Oller

RINCÓN DE ACHE

93 | IV Congreso de ACHE. Congreso Internacional de Estructuras

95 | La ingeniería estructural y el dominio de la forma

125 | Entrega de medallas ACHE

129 | Links entre las artes

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02
E-mail: secretaria_revista@e-ache.com | www.e-ache.com

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