

HORMIGÓN y acero

n° 238

Cuarto trimestre de 2005



Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural
<http://www.e-ache.net>



ARCER

Armaduras para Hormigón



Compromiso • Innovación • Prestación

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

Partiendo siempre de aceros de Alta Ductilidad, las barras **ARCER** superan los requisitos exigidos para estos productos tanto por la Reglamentación Oficial, como por las normas UNE de producto, lo que se

traduce en definitiva en un considerable aumento de la resistencia de la estructura frente al colapso.

El diagrama característico tensión-deformación de los aceros **ARCER** ha sido determinado mediante un riguroso estudio experimental, en el que se han realizado más de 18.000 ensayos, lo que permite garantizar su utilización como dato de proyecto, tal y como se indica en los comentarios al Artículo 38.2 de la vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

La identificación de estos aceros de Altas Prestaciones y Calidad va a ser muy sencilla a partir de ahora, puesto que llevarán grabada la palabra **ARCER** de forma clara en todas sus calidades y diámetros.

La confianza en nuestros productos, así como el convencimiento de que **NO TODOS LOS ACEROS SON IGUALES**, nos permiten garantizar el buen comportamiento de los aceros **ARCER** mediante un seguro de Responsabilidad Civil por un importe de más de 3 MILLONES de euros por siniestro.



Instituto para la Promoción de
Armaduras Certificadas (IPAC)
Orense, 58 - 10º D; 28020 MADRID
Tel.: 91 556 76 98 ; Fax: 91 556 75 89
E-mail: buzon@arcer.es
<http://www.arcer.es>



“ La ductilidad es un puente sobre nuestra ignorancia” *J. RUI-WAMBA*

“ La ductilidad es como la salud: se ignora su existencia...¡hasta que se pierde!” . *T. P. TASSIOS*



Foto de portada: Palacio de los Deportes de Madrid

EDITAN:



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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

DIRECTOR:

Luis M^a Ortega Basagoiti

VOCALES:

- Juan Luis Alcalá Sánchez
- José M^a Arrieta Torrealba
- Miguel Ángel Astiz Suárez
- Jaime Fernández Gómez
- Jaime C. Gálvez Ruiz
- Jesús Gómez Hermoso
- David Izquierdo López
- José Antonio Llombart Jaques
- Francisco Morán Cabré
- Santiago Pérez-Fadón Martínez
- Javier Ripoll García-Mansilla
- Jesús Rodríguez Santiago
- Julio Vaquero García
- José M^a de Villar Luengo

ASESORES:

- Antonio Aguado de Cea
- Ángel Aparicio Bengoechea
- Juan Carlos Arroyo Portero
- Alex Barbat Barbat
- Manuel Burón Maestro
- Ramón del Cuvillo Jiménez
- David Fernández Ordóñez
- Enrique González Valle
- Javier León González
- Rafael López Palanco
- Antonio Mari Bernat
- Julio Martínez Calzón
- Francisco Millanes Mato
- Carlos Siegrist Fernández

SECRETARIO:

Jaime Peribáñez Sebastián

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

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

Hormigón y Acero:

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

Depósito Legal: M-853-1958

ISBN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Invoprint, S.L

HORMIGÓN y acero

Informe del Presidente de ACHE presentado en la Sesión Inaugural del Congreso de Zaragoza (14-17 de noviembre de 2005)	5
Entrega de Medallas de ACHE	9
REALIZACIONES	
Rehabilitación del Palacio de Deportes de la Comunidad de Madrid	13-25
<i>Restoration of Madrid's sports centre</i>	
<i>C. Medina y J. Martínez Calzón</i>	
Puente de ferrocarril sobre el Ebro en Zaragoza	27-33
<i>Railway bridge over river Ebre in Zaragoza</i>	
<i>C. Medina</i>	
INVESTIGACIONES	
Puente en materiales compuestos de 46.0 m de longitud: ensayos a escala reducida	35-43
<i>46.0 m long composites materials bridge: reduced- scale tests</i>	
<i>J. M. Mieres, I. Calvo, M. A. Gómez, A. Miravete y C. López</i>	
ARTÍCULOS BASADOS EN PONENCIAS PRESENTADAS EN LA JORNADA TECNICA ANUAL DE ACHE, MADRID, MAYO 2004	
Aislamiento y amortiguación en el diseño sísmico	45-59
<i>Isolation and Damping in Seismic Design</i>	
<i>R. Medeot</i>	
Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios	61-73
<i>Vulnerability and ductility concepts in the seismic design of buildings</i>	
<i>A. H. Barbat, S. Oller y L. G. Pujades</i>	
Principios estructurales del proyecto de puentes de hormigón en zonas sísmicas	75-92
<i>Structurals principles in the seismic design of concrete bridges</i>	
<i>H. Corres y M. F. Defant</i>	
Tendencias en la normativa sismorresistente	93-103
<i>New trends in seismic codes</i>	
<i>J. Romo</i>	
Obras en Chipre. Viaducto urbano en Limassol, Viaducto Petra Tou Romiou	105-115
<i>Constructions works in Cyprus. Town Viaduct in Limassol, Petra Tou Romiou Viaduct</i>	
<i>J. A. Llombart, J. Revoltós y J. Cascales</i>	
RINCÓN DE ACHE	
Diseño y utilización de cimbras	117-118
Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno	119-120
Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante	121-122

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:



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



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



ANEFHOP
Breton de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID



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



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. OFICINA DE PROYECTOS

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



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



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS
Almagro, 42
28010 MADRID



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



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



DRAGADOS, S.A.
Avda. Tenerife, 4-6 - Edificio Agua, 1ª planta
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)



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



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



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



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



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



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



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



IECA
José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID



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



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



INTEINCO
Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID



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



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



PRAINSA
Madrado, 86.- Entlo. 1º
08021 BARCELONA



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



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

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:



Colegio Ingenieros Técnicos
Obras Públicas



Col·legi d'Arquitectes
de Catalunya



Gobierno
de La Rioja

Vivienda, Obras Públicas
y Transportes



DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL



EMESA
TREFILERIA



Eptisa
GRUPO EP



ferrovial

AGROMAN



FORMIGONS
IRONA, S.A.



Freysinet



Fundación
Agustín de Bertancourt



G.O.C.



GRACE
Construction Products



Grupo Prainsa



idom



JULIÁN ARUMÍ, S.L.
PREFABRICADOS DE HORMIGÓN



mecanoGumba



MK4



OHL



PACADAR



PERI
ENCOFRADOS
ANDAMIOS



prefabricados
CASTELO



prevalesa
PREFABRICADOS DE HORMIGÓN



PROES



SENER



Sociedad de estudios del
territorio e Ingeniería S.A.



SR
structuralresearch



tecpresa



Tierra Armada



TORROJA
INGENIERÍA



TYCSA
PSC



ingeniería

Estructuras

y

Edificación

Diseño y Utilización de Cimbras



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos



Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural

DISEÑO Y UTILIZACIÓN DE CIMBRAS

- CAPÍTULO 1. Objeto y ámbito de aplicación.
- CAPÍTULO 2. Criterios básicos de este documento.
- CAPÍTULO 3. el proyecto de la cimbra.
- CAPÍTULO 4. Criterios de cálculo.
- CAPÍTULO 5. Prevención de accidentes.
- CAPÍTULO 6. Control.
- CAPÍTULO 7. Recomendaciones para cimbras específicas.
- CAPÍTULO 8. Componentes de las cimbras.

ANEJOS

- ANEJO 1. Cálculos de la presión del hormigón
- ANEJO 2. Cálculo de la edad mínima de des-cimbrado.
- ANEJO 3. Coeficientes de rozamiento entre diferentes materiales.
- ANEJO 4. Validación de torres de carga mediante ensayos.
- ANEJO 5. Protocolo de revisión de cimbra.

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 196 Págs.

Precios:

- Para miembros o Colegiados 21,00 €
- Precio venta al público 26,25 €



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.net

INFORME DEL PRESIDENTE DE ACHE

Ilmo Sr. D. Fausto Comenge Ornat, Decano de la Demarcación de Aragón del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en representación del Presidente del Colegio de Caminos, Canales y Puertos; Ilmo. Sr. D. Juan Monjo, Director del Instituto Eduardo Torroja; Ilmo. Sr. D. Juan Santamera Sánchez, Director de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid; Ilmo. Sr. D. Francisco Pérez Arbués, Decano del Colegio de Arquitectos de Aragón en representación del Presidente del Consejo Superior de Arquitectos de España; Querido Juan Carlos Lopez Agüí, Presidente del Comité de Eventos de Ache y Presidente del Comité organizador de este III Congreso; Señoras y Señores participantes del congreso, queridos asociados y asociadas, queridos amigos y amigas:

Después de la magnífica presentación del profesor Calavera, gracias sinceramente querido y generoso Pepe, me toca a mí presentar un breve informe sobre ACHE, nuestra Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, surgida de la fusión de ATEP Asociación Técnica Española del Pretensado, fundada en 1949 por Eduardo Torroja junto con otros ilustres ingenieros estructurales vinculados a aquel, por entonces todavía nuevo material, y por GEHO Grupo Español de Hormigón, creado en 1986.

ACHE, como muchos de vosotros sabéis, es una asociación sin fines de lucro, que tiene más de 1.000 asociados y que desarrolla una intensa y valiosísima labor pre-normativa, de coordinación de investigación y de ordenamiento y divulgación de conocimientos y técnicas vinculadas al Hormigón Estructural.

Para el desarrollo de su actividad técnica, que la tiene y muy activa, ACHE está organizada en Comisiones técnicas y Grupos generales de trabajo.

En este momento existen 5 Comisiones, muy activas, con diferente número de grupos de trabajo en cada una, formados por asociados y expertos de los distintos temas que se tratan. Precisamente durante los próximos días martes y miércoles están previstas dos sesiones dedicadas a la presentación del trabajo de las comisiones.

Actualmente hay dos Grupos Generales de Trabajo: uno de Prefabricación, que ha producido un documento importantísimo **Recomendaciones para el Proyecto, Ejecución y montaje de elementos prefabricados**, que se presentará en una sesión especial el próximo jueves.

Toda esta intensa actividad técnica es posible gracias a la labor de los presidentes de Comisiones y Grupos Generales de Trabajo, de los Coordinadores de los grupos de trabajo y de los miembros de todos estos foros que, con generosidad infinita y rigor técnico realizan una actividad de enorme valor y gran calidad. Gracias, desde aquí, por su trabajo y una cordial invitación a continuar en esta línea.



ACHE saca a la luz un gran número de publicaciones.

En primer lugar, la revista Hormigón y Acero, que es para mí uno de los mayores patrimonios de la Asociación. Es una revista de enorme calidad, posiblemente la más importante de habla hispana, que se publica con regularidad, cuatro números al año, y con un enorme rigor, para mantener la calidad técnica que ofrece. Quiero desde aquí agradecer a Ángel Aparicio, anterior Director de la Revista, a Luis Ortega Basagoiti, su Director actual, a los miembros de los comités de redacción que han participado en este último período y los revisores que han trabajado tan eficientemente por la calidad de una publicación a la que ACHE ha dedicado mucha energía y debe seguir mimando con delicadeza.

En segundo lugar, las monografías. Estos documentos son el resultado de los trabajos de las diferentes comisiones y se distribuyen, dos al año, entre los asociados, y otras se publican con la colaboración del Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. En este último período se han producido importantes documentos que constituyen, sin duda, una referencia técnica ineludible, tanto a nivel nacional como internacional. En este apartado debo también agradecer a los patrocinadores de estas publicaciones que amablemente financian parcial o totalmente las distintas ediciones.

Por último, ACHE mantiene también abierta una línea de publicación de tesis doctorales que se leen en distintas escuelas y que, por este medio, se difunden más ampliamente.

Otra actividad fundamental de ACHE es la difusión del conocimiento del hormigón estructural, a través de seminarios que generalmente se organizan con motivo de la publicación de las monografías. Es una forma de difundir el contenido técnico de estos documentos.

Como también es sabido, coincidiendo con la obligada Asamblea Administrativa anual, ACHE organiza Jornadas dedicadas a distintos temas técnicos de actualidad.

ACHE además organiza el congreso trienal —el que hoy nos reúne aquí en Zaragoza es el tercero de la era ACHE—, en el que, durante cuatro días, tendremos la oportunidad de compartir conocimientos y entablar contactos personales.

Finalmente ACHE organiza Jornadas Monográficas, sobre proyectos específicos de gran trascendencia técnica. Así, se ha celebrado una Jornada relacionada con el Dique de Mónaco y se está organizando otra sobre el Nuevo Edificio del aeropuerto de Madrid-Barajas.

Toda esta frenética actividad organizadora corre a cargo de un activísimo y generoso grupo que se aglutina en el Comité de Eventos. Este comité, de gran importancia en nuestra asociación, fue dirigido inicialmente por Santiago Perez-Fadón y, en este último período, por Juan Carlos López Agüí. Gracias sinceras a vosotros dos y al resto de los miembros del comité porque vuestro trabajo es magnífico y esencial para ACHE.

ACHE es una organización gobernada por un Consejo de 11 miembros, que se renuevan parcialmente cada tres años, una vez 5 miembros y otra 6, como ocurre en este momento. El Consejo elige a su presidente, por un período de tres años, y éste a sus vicepresidentes y colaboradores cercanos, de entre los miembros del Consejo.

En primer lugar debo agradecer la colaboración de todos los consejeros porque el Consejo siempre ha tenido una enorme participación y ha sido un foro de trabajo eficaz para la resolución de los distintos problemas, para el gobierno cotidiano de la Asociación y para la elaboración de nuevos planes y nuevas actividades.

Además quiero manifestar mi más sincera alegría porque no ha habido prácticamente ninguna decisión que no se haya madurado conjuntamente, en los foros idóneos y no se haya decidido, después de las discusiones necesarias, por el más amplio consenso. Este espíritu, que no es nuevo y ha estado instalado desde siempre en la asociación, ha sido uno de los mejores ingredientes para el desarrollo de la actividad y el fortalecimiento de la Asociación.

Quiero además agradecer especialmente a la Comisión Delegada del Consejo, formada por Fernando Rodríguez García, Vicepresidente Segundo, Juan Carlos López Agüí, Tesorero, y por la Secretaria General de la Asociación, porque todos ellos han tenido la responsabilidad de la solución del día a día y porque todos ellos han trabajado para coordinar, favorecer el consenso y garantizar el enriquecimiento de las distintas propuestas que se han decidido en el Consejo.

Una mención especial merece la Secretaria General de ACHE. En primer lugar deseo poner de manifiesto la importantísima labor que han desarrollado las dos secretarías generales que hemos tenido en este período. Primero Elvira Sánchez y ahora Conchita Lucas.

Por otra parte, la Secretaría se ha reestructurado y todos conocemos los esfuerzos que ha realizado Beatriz Gutiérrez para reorganizar la situación.

También quiero agradecer a las Instituciones que acogen nuestras sedes, la Escuela de Caminos de Madrid y en particular el Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras y el Instituto Eduardo Torroja. Asimismo, quiero agradecer al Colegio de Ingenieros de Caminos su constante apoyo financiero y de muchos otros tipos.

Seguramente, hay muchas otras personas que merecen una mención explícita y un agradecimiento tan merecido y sincero como el dedicado a las que he citado. Gracias también de todo corazón.

Como habéis podido ver a través de mi breve informe, ACHE, que goza de muy buena salud y que cumple un cometido encomiable, es la suma de muchas voluntades y esfuerzos que hacen posibles los resultados obtenidos.

Para terminar, al concluir esta presidencia y abandonar el Consejo cuando acabe este Congreso, me voy a permitir lanzar ciertas ideas sobre las que quizás pueda pensar el próximo Consejo.



En primer lugar quiero expresar mi admiración a los Estatutos de que disponemos porque contienen casi todas las indicaciones que son necesarias para el funcionamiento de la Asociación. Desde el principio, cuando hemos tenido dudas, hemos aprendido a consultar los Estatutos y casi siempre tenían respuesta a los problemas planteados. No obstante hay una serie de procedimientos no escritos, que hacen al día a día, que están en la memoria de algunos y que deben protocolizarse. Un esfuerzo en esta dirección permitiría completar las reglas de funcionamiento y, lo que es más importante, permitirían adoptar criterios ya establecidos y tener una referencia escrita muy valiosa para su corrección y mejora. En segundo lugar, creo que hay en la asociación otros principios básicos tácitos, no escritos y que garantizan su adecuado funcionamiento. Como ya he dicho, las decisiones son consensuadas y casi siempre por unanimidad. El esfuerzo que esta política requiere se compensa con creces porque el proceso de negociación y consenso permite incorporar nuevos elementos. Creo que, aunque tácita, es una costumbre que debe mantenerse por encima de todo. No olvidemos que somos la suma de muchas voluntades.

Creo que en este momento ACHE debe mejorar la comunicación con sus asociados y con el exterior. Para una tarea tan importante y teniendo en cuenta los recursos disponibles parece que el medio más adecuado es la potenciación de la página web. En este último periodo hemos hecho un importante esfuerzo de actualización pero creo que aún se puede dar una transformación muy positiva a esta herramienta.

Por último, creo que ACHE debe fomentar e intensificar las relaciones con Iberoamérica. ACHE no tiene la estructura, ni el cometido, ni los recursos del ACI americano, pero no obstante tiene muchas cosas que ofrecer a esa comunidad de habla hispana. En el último período se han establecido los primeros convenios institucionales con las asociaciones de Brasil y Argentina de características similares a la nuestra. Está en marcha la firma de otros protocolos de colaboración con asociaciones de hormigón de otros países. No obstante sabemos que estos protocolos no funcionan si no hay un apoyo de las personas. Creo que América central y del Sur son dos regiones en las que nuestro trabajo puede ser de gran utilidad y esa comunión de ideas favorecerá futuros intercambios técnicos, científicos y comerciales. Yo animo al nuevo consejo a debatir este problema intensamente.

Señoras y señores, amigos y amigas, sólo me queda desearos que paséis unos días agradables, fructíferos y que no dejéis de contribuir a ACHE, como lo habéis hecho siempre, para que cada día sea más fuerte y más útil a la evolución y difusión del hormigón estructural.

Gracias

ENTREGA DE MEDALLAS DE ACHE

ZARAGOZA, 14 AL 17 DE NOVIEMBRE DE 2005

Durante el III Congreso de ACHE, que se celebró en Zaragoza del 14 al 17 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 María Arrieta Torrealba

D. Julio Martínez Calzón

D. Luis Peset González

José María Arrieta es Ingeniero Industrial y Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Desde 1994 es funcionario de carrera del Cuerpo de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del Estado.

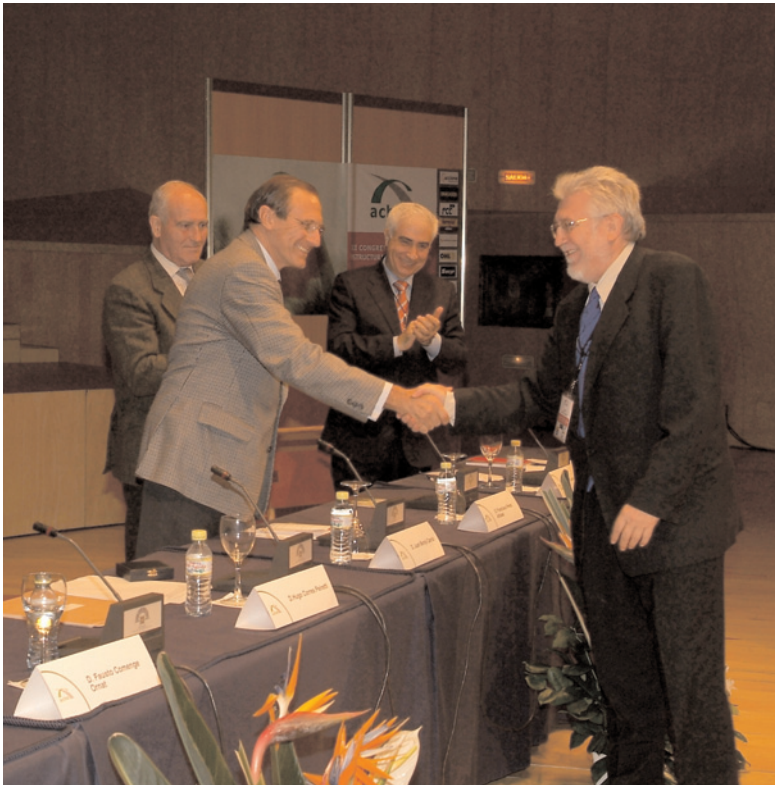
Su experiencia como docente e investigador es muy amplia ya que, desde 1988, es Profesor Titular en el Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras en la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Su vida profesional ha estado también muy ligada al CEDEX, donde trabajó de 1981 a 2000 desarrollando una extensa actividad investigadora.

Su labor como proyectista también es muy destacada. Actualmente es el Director Técnico de PROES Consultores SA, donde desarrolla una intensa actividad relacionada con el proyecto de estructuras.

Es miembro de diversos Comités técnicos españoles y europeos, y ha publicado varios libros especializados.

José María Arrieta está muy ligado a ACHE: es el Presidente de la Comisión 5, pertenece al Comité de redacción de la revista *Hormigón y Acero*, ha formado parte del Comité Científico del III Congreso y, en las últimas elecciones, ha sido elegido vocal del nuevo Consejo de ACHE.





Julio Martínez Calzón es Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Es Profesor Titular de Estructuras Metálicas y Mixtas en la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Su actividad profesional se centra en el proyecto de grandes puentes y estructuras de edificación singulares, fundamentalmente en construcción mixta.

De entre sus puentes más importantes destacan el Puente de Juan Bravo sobre el Paseo de la Castellana en Madrid, el puente sobre el río Llobregat en Martorell, el puente sobre el río Ebro en Tortosa, el puente atirantado de Alcoy sobre el río Barxell, el Puente basculante en el puerto de Valencia, el puente de Mengíbar sobre el río Guadalquivir en Jaén y el puente del V Centenario sobre el río Guadalquivir en Sevilla.

Los edificios singulares más representativos son el Auditorio Nacional de Música de Madrid, el Palau Sant Jordi para las Olimpiadas de Barcelona, la Torre de Collserola en Barcelona, el Pabellón japonés de la EXPO 92 de Sevilla, el Estadio de Atletismo "La Peineta" para la Comunidad de Madrid, y dos de las torres de la Ciudad Deportiva del Real Madrid (la Torre Espacio y la Torre Sacyr-Vallehermoso).

Julio Martínez Calzón fue el Director de las 3 ediciones de las *Jornadas Internacionales sobre Puentes Mixtos* que se celebraron en Madrid y Barcelona entre 1992 y 2001.

Ha publicado varios libros sobre construcción mixta, participa en distintos Comités técnicos de organismos internacionales y ha recibido numerosos premios.

Actualmente forma parte del Consejo de ACHE.

Luis Peset González es Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Su vida profesional ha estado ligada desde el principio a DRAGADOS, donde ha tenido una participación esencial en las obras más importantes que esta empresa ha ejecutado en los últimos años. Fue el jefe de obra del Puente del Alamillo en la Expo de Sevilla, Director Técnico del Dique Flotante de La Condamine en Mónaco y Jefe de Obra de la Torre de Telecomunicaciones de Valencia para la Ciudad de la Ciencia entre otras. Además, ha participado en obras tan singulares como la prefabricación de los tableros para el Puente de Oresund entre Dinamarca y Suecia, construidos en Puerto Real (Cádiz), el



Puente empujado de Euskalduna sobre la ría de Bilbao, el nuevo Puente de Ventas sobre la M-30 en Madrid, la reconstrucción del puente de As Pías sobre la ría del Ferrol, y otras muchas.

Fue el Director Técnico de DRACE y actualmente es Jefe del Área de Estructuras de Obra Civil, Obras Marítimas y Geotecnia de la Dirección Técnica de DRAGADOS, S.A.

Luis Peset ha colaborado con ACHE de forma muy activa ya que fue el coordinador del número monográfico que la revista *Hormigón y Acero* dedicó al Dique Flotante de Mónaco, y posteriormente de la Jornada Técnica que se organizó para presentar esta obra.

En la Sesión inaugural del III Congreso de ACHE, el Presidente, Sr. Corres Peiretti, hizo entrega de cada una de las medallas junto con un diploma acreditativo a los galardonados.

A continuación, el Sr. Martínez Calzón, tomó la palabra para agradecer a los asistentes, en nombre de los otros dos premiados y en el suyo propio, la distinción recibida. Señaló la importancia de ACHE y de su Congreso trienal por el alto nivel que ha alcanzado el sector de la construcción en los últimos años, y destacó la relevancia de los trabajos que se iban a presentar, pues su nivel técnico hace que este evento sea comparable a cualquier Congreso internacional.



Las medallas de ACHE se han entregado anteriormente en dos ocasiones, con motivo de los Congresos de Sevilla y Madrid. En el I Congreso de ACHE, que se celebró en Sevilla en 1999, estos galardones recayeron 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.

Además, todas las personas que, con anterioridad, 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. Manuel Juliá Vilardell |
| D. Ginés Aparicio Soto | D. José Antonio López Jamar |
| D. Juan José Arenas de Pablo | D. Rafael López Palanco |
| D. Francisco Arredondo y Verdú | D. José Antonio Llombart Jaques |
| D. Ricardo Barredo de Valenzuela | D. Francisco Javier Manterola Armisen |
| D. Buenaventura Bassegoda Musté | D. Juan Moreno Torres |
| D. José Calavera Ruiz | D. Alfredo Páez Balaca |
| D. Fernando Cassinello Pérez | D. Santiago Pérez-Fadón Martínez |
| D. Ramón del Cuvillo Jiménez | D. Rafael Piñeiro Abril |
| D. Rafael Chueca Edo | D. Florencio del Pozo Frutos |
| D. Manuel Elices Calafat | D. Florencio Jesús del Pozo Vindel |
| D. Carlos Fernández Casado | D. Juan Bautista Ripoll Gómez |
| D. Francisco Fernández Conde | D. Francisco Javier Rui-Wamba Martija |
| D. Leonardo Fernández Troyano | D. Carlos Siegrist Fernández |
| D. Manuel Fernández de Villalta | D. José Antonio Torroja Cavanillas |
| D. Miguel Fisac Serna | D. Eduardo Torroja Miret |
| D. José M ^a de Villar Luengo | |

Conchita Lucas Serrano
Secretaria General de ACHE



Comunicaciones III Congreso ACHE

Noviembre, 2005



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

5 volúmenes + CD

Precios:

– Para miembros o Colegiados	90,00 €
– Precio venta al público	120,00 €

Rehabilitación del Palacio de Deportes de la Comunidad de Madrid

Restoration of Madrid's sports centre



Cristóbal Medina

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



Julio Martínez Calzón

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

El antiguo Palacio de Deportes de la Comunidad de Madrid sufrió un derrumbamiento de grandes proporciones en el año 2001, a causa del incendio iniciado en su cubierta en el curso de unos trabajos de conservación de la misma. Este artículo trata de la importante rehabilitación que se ha realizado para su renovación e incorporación a la fallida candidatura olímpica de Madrid 2012 como una de las principales propuestas de instalaciones deportivas.

El nuevo edificio proyectado por el arquitecto Enrique Hermoso, ocupa el mismo espacio en planta que tenía el anterior, aunque con una distribución interior notablemente reformada, ampliada y totalmente adaptada a las nuevas normativas de seguridad y utilización de edificios multifuncionales, y la incorporación de tres grandes plantas subterráneas de aparcamiento.

Después de una breve descripción del edificio se expone el esquema conceptual planteado para la estructura del Palacio de Deportes. Debido al gran número de elementos estructurales dife-

rentes que entran en juego en el mecanismo de funcionamiento de la estructura, se ha optado por separar su descripción y así poder exponer de la mejor manera posible el comportamiento estructural del sistema resistente del edificio. Posteriormente se describe el proceso constructivo seguido que ha permitido la construcción simultánea de las zonas inferiores de aparcamiento y las superiores de graderíos y cubierta, en la línea de los métodos constructivos denominados como ascendente-descendente. Finalmente se exponen los detalles más singulares de la estructura.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CONSTRUCCIÓN

La rehabilitación del Palacio de Deportes ha sido proyectada por el arquitecto Enrique Hermoso. El planteamiento conceptual de la estructura y del proceso constructivo inicial, fue realizado por Julio Martínez Calzón y presentado por FCC Construcción y Necso, al Concurso de Proyecto y Construcción convocado en su día, siendo el equipo de estructuras de AEPO consultores el

SUMMARY

The former Sports Centre of Madrid's Territorial Authority mostly collapsed in 2001, due to a fire initiated on its wooden deck while maintenance works were taking place. This article talks about the important restoration that took place for its renewal and the inclusion to Madrid's 2012 Olympic candidature, as one of the main proposals of the sports facilities.

The new building was designed by the architect Enrique Hermoso, and occupies the same area than the former one, although the distribution of the space inside is notably different, extended and adapted to the new safety and multi-functional buildings use regulations, and the addition of three large underground car parking stages.

After a short definition of the building, the structural conceptual scheme for the Sports Centre is defined. Due to the large number of the different structural elements that form part of the working mechanism of the structure, we first define the structure, so that the explanation of the structural behaviour

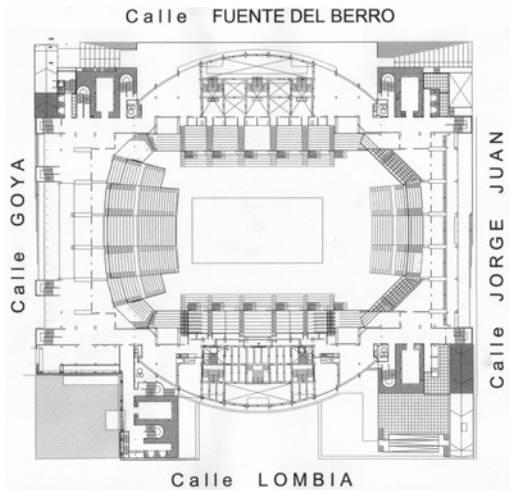


Figura 1. Planta general.
Figure 1. General plan.



Figura 2. Vista general.
Figure 2. General view.

of the load bearing system of the building could be better understood. Afterwards, the constructive process known as upward-downward that allowed for the simultaneous construction of the lowest areas of the car park and the upper deck is described. The article ends with the description of the most peculiar details of the structure.

1. DEFINITION OF THE STRUCTURE

The restoration of the Sports Centre is a design of the architect Enrique HERNANDEZ. The conceptual approach to the structure and the initial constructive process was a design of Prof. Julio Martínez Calzón, in the phase of Design and Project Competition. The Structure department of AEPO consultancy had the assignment of the Structure Construction Design, with the support of Prof. Juan Medina Martos.

The new Sports Centre occupies the same area than the former one, and it is formed by the following volumes or bodies, detailed in Figure 1 and observed on the photograph in Figure 2:

- One of them, the central one, is totally new. It has rectangular dimensions 150 x 70 m. It contains the track-scenario and the frontal terraces on both extremes, one of them of great height and the other one a bit lower. This is clearly revealed by the inclined shape of its great roof deck. This central body has a roof deck with a 120 metres span, with a curved axle of 230 metres radius. (Fig. 3).

The main track is seven metres beneath the access height from the street and corresponds exactly with the height of the sand of the ancient bullring that was located in the same place at the beginning of the twentieth

encargado de desarrollar el Proyecto de Ejecución de la Estructura, con el apoyo de Juan Medina Martos.

La ocupación del nuevo Palacio de Deportes se ha efectuado con la misma superficie ocupada en planta que el inicial existente, estando formado por los siguientes volúmenes o cuerpos, que se detallan en el croquis de la Figura 1 y se observan en la fotografía de la Figura 2:

- El cuerpo principal es el central, totalmente nuevo, de forma rectangular y dimensiones 150 x 70 m, en el que se ubican la pista-escenario y los gradieros frontales de ambos extremos, elevándose más en la fachada de la calle Goya que en la opuesta, lo que se refleja claramente en la forma inclinada de su gran cubierta. Este cuerpo central tiene una cubierta de 120 metros de luz, de directriz curva de 230 m de radio (Fig.3).

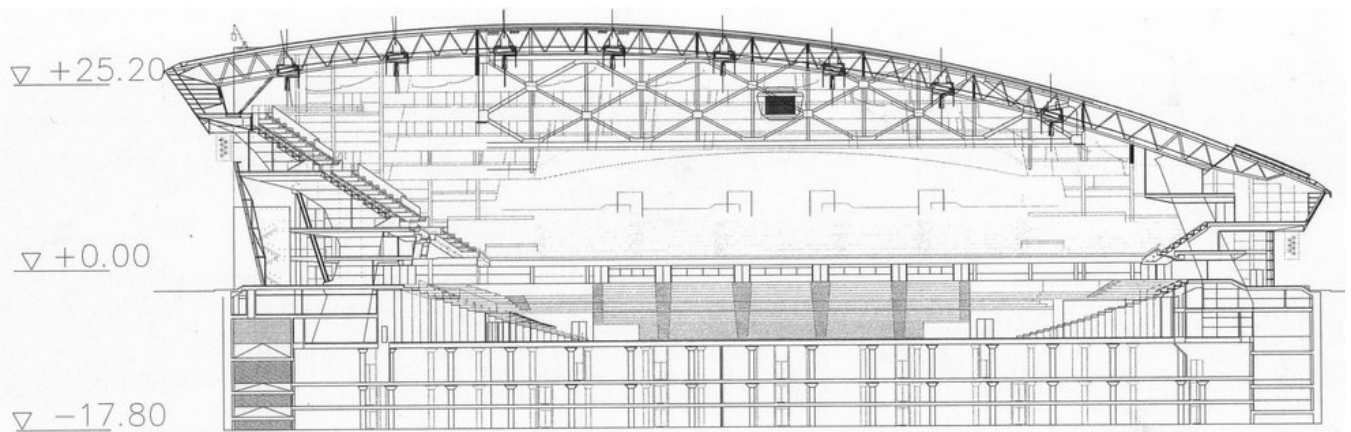


Fig. 3. Sección longitudinal
Figure 3. Longitudinal section.

La pista principal se sitúa siete metros por debajo de la cota de acceso desde la calle y coincide, justamente, con la que tenía el albero de la antigua plaza de toros que estaba en este lugar a principios del pasado siglo. Por debajo de dicha pista se han realizado tres plantas de aparcamiento subterráneas, la primera de las cuales permite la entrada de autobuses y vehículos de carga, mientras que las otras dos inferiores se destinan exclusivamente al aparcamiento de turismos. Por encima de la gran losa que forma la planta de pista se han levantado nueve niveles de plantas de diferentes tipos, situándose la última en la cota +28,00 con respecto a la calle. Desde estas plantas de circulación se accede a los graderíos, desde los cuales se divisa la totalidad del espacio interior sin ningún soporte y preparado para la realización de todo tipo de espectáculos.



Fig. 4. Cuerpos laterales (Lunetos).
Figure 4. Lateral bodies.

- Dos cuerpos, laterales, que se corresponden con los dos lunetos pertenecientes, básicamente, a la construcción original y que son los únicos elementos que se han mantenido del antiguo Palacio de Deportes. En la Figura 4 se observa su estado al iniciarse la obra.
- Cuatro torres, una en cada esquina del cuerpo central para acceso y evacuación del edificio, en las que se sitúan también las instalaciones y los servicios de las distintas plantas (Figuras 1 y 2).

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En consonancia con lo anterior en el conjunto del edificio también pueden

distinguirse tres cuerpos con diferentes y muy distintas concepciones estructurales.

2.1. Cuerpo central

La estructura del cuerpo central está formada por 6 pórticos separados entre ejes 10 metros y dos tímpanos paralelos a éstos, que son dos grandes estructuras metálicas en celosía. Los seis pórticos tienen un dintel de estructura metálica formada por unas vigas espaciales de celosía de sección triangular, dispuestas longitudinalmente en paralelo al eje principal del Palacio de Deportes. La directriz de las vigas es circular con un radio de 230 m y con un canto de tres metros, con una distancia entre apoyos de 120 m completada con pequeños voladizos en cada extremo.

Los pilares de este pórtico son de estructura mixta, de modo que la estructura metálica de montaje, que se explicará posteriormente, queda integrada en el hormigón que dará las secciones definitivas a las pilas. Las pilas son de sección variable, y se pretensan, a efectos de minimizar las deformaciones del pórtico. Aún así, en los pórticos centrales, fue necesario aumentar la rigidez de los pilares de la Calle Goya, introduciendo un puntal metálico de gran área, tal como se observa en el croquis de la Figura 5. Las pilas de hormigón soportan las losas y vigas de hormigón de las diferentes plantas de acceso y distribución, y los graderíos frontales. Estas losas que unen todas las pilas tendrán

los pilares de la Calle Goya, introduciendo un puntal metálico de gran área, tal como se observa en el croquis de la Figura 5. Las pilas de hormigón soportan las losas y vigas de hormigón de las diferentes plantas de acceso y distribución, y los graderíos frontales. Estas losas que unen todas las pilas tendrán

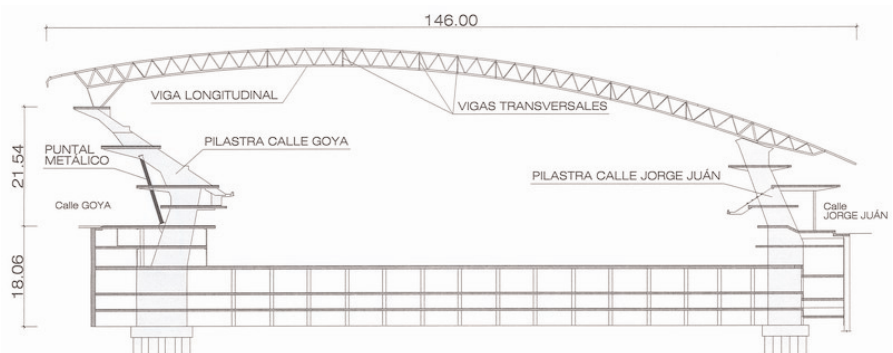


Fig. 5. Pórtico del cuerpo central.
Figure 4. Frame of the central body.

century. Three underground car parking floors have been built beneath this track. The first floor allows for the entrance of buses and heavy loaded vehicles, whilst the lower two are designed only for car parking. Over the big slab that forms the ground of the track, nine different floors have been raised, being the highest one +28,00 m high above the street level. These circulation floors give access to the terraces, from where the total indoor space can be contemplated without being disturbed by any support and ready for any type of show.

- The other two bodies, the lateral ones, correspond to the two lateral walls, that basically belonged to the original construction and that are the only elements that were kept from the former Sports Centre. Figure 4 shows the aspect at the beginning of the works.
- Four towers, one on each corner of the central body to accede and evacuate the building, and where the installations and services of the different stages were placed (Figures 1 and 2).

2. DEFINITION OF THE STRUCTURE

According to the previous description three different parts or bodies can be differentiated on the whole of the building, with very different structural conceptions.

2.1. Central body

The structure of the central body is formed by six frames separated 10 metres between them and two spandrel elements parallel to those frames that

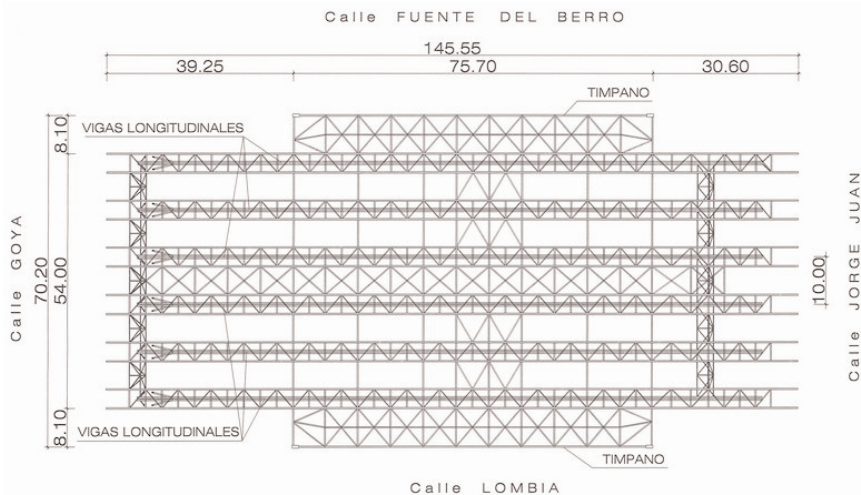


Figura 6 . Planta de estructura del cuerpo central.
Figure 6. Plan view of the central body structure.

are two great metallic trusses. The six frames have a lintel of metallic structure formed by spatial beams of triangular section in truss. They are longitudinally placed parallel to the main axle of the Sports Centre. The beams' shape is circular with 230 m radius, three metres depth, and 120 m distance between supports. This is completed with short cantilevers on each extreme.

The pilasters of this frame are composite structures so that the auxiliary steel structure, that will be explained afterwards, is embedded in concrete constituting the definite pilaster sections. The pilasters have variable sec-

tion and are prestressed, in order to minimise the deformations of the frame. However, it was necessary to increase the stiffness in the central pilasters of Goya Street in the central frames, by introducing a steel strut of great area, as shown in Figure 5. The concrete pilasters support the slabs and concrete beams at the different access and distribution floors, and the frontal grading. The slabs that join all the pilasters will have an important general structural function of sharing loads and deformations.

The beam of the frame is embedded in the lowest pile, whilst is elastically con-

una importante función estructural general, de reparto de cargas y deformaciones.

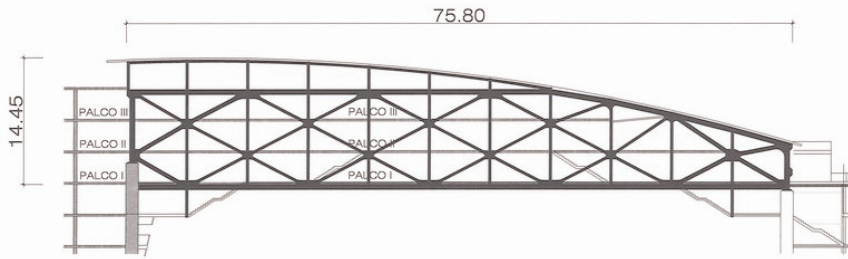
El dintel del pórtico se empotra en la pila de menos altura (Calle Jorge Juan), mientras que se conecta a la pila más alta de forma elástica, con dos elementos (ver figs. 5 y 17) que se encuentran con la pila de hormigón, dejando un espacio entre ellos: este encuentro fue motivado por la necesidad de dejar paso peatonal justamente en ese punto. No obstante, el efecto arco es muy importante.

Las vigas dintel están unidas transversalmente mediante otras vigas de celosía planas de igual canto, para arriostamiento y reparto transversal de cargas.

Otros elementos significativos de la estructura de este cuerpo central, son los llamados tímpanos (Ver Figuras 6 a 11), que son las estructuras que limitan con los cuerpos laterales procedentes del antiguo Palacio. Estas dos potentes vigas-tímpano son unas celosías de gran canto (10 m) constituidas por barras formadas por perfiles en cajón armados rectangulares, de 30 cm de anchura. La prolongación longitudinal de los tímpanos, se efectúa con estructura de hormigón que enlaza con las cuatro torres de esquina. Los tímpanos, como se observa en las Figuras 7 y 9, recogen por uno de sus lados, en el cordón superior, las vigas



Figura 7. Vista de la estructura del cuerpo central.
Figure 7. View of the central body structure.



connected to the highest pile by means of two elements (see figures 5 and 17) that reach the concrete pile, leaving a gap between them: this is due to the necessity of leaving pedestrian access at that point. Nevertheless, the arch effect is very important.

The beams are transversally joined by means of another plane truss beams of the same height to stiff and share transversal loads.

Other significant elements of the structure of the central body are the spandrel trusses (see figures 6 and 11). These structures are placed beside the lateral bodies that were part of the former Sports Centre. These two big spandrel elements beams are trusses of great height (10 meters) constituted by rectangular shaped reinforced bars 30 centimetres wide. The longitudinal enlargement of the tympanums is a concrete structure that joins the four towers at the corners. The spandrel trusses pick at the upper chord on one side, the main transversal deck beams, as shown on Figures 7 and 9. On the other side, they receive on their lower chord the pieces of the deck that link the central body to the lateral walls.

The structures of the boxes are also joined to the spandrel trusses at +18 and +21,5 high. These boxes lay on one side of the spandrel, and also hung to the first series of transversal beams beside those spandrels (Figure 9). These boxes work as beams and also stabilised the truss on the perpendicular plane. Finally, the spandrel itself on its outer face receives the vertical frontage that close the difference of levels between both types of decks.



Figura 8. Alzado y foto del tímpano lateral.
Figure 8. Front view and foto of the lateral spandrel truss.

transversales de la cubierta principal. Por el otro lado, cada tímpano en su cordón inferior recibe las piezas de las cubiertas que unen el cuerpo central con los cuerpos (lunetos) laterales existentes.

Ambos tímpanos son también los elementos a los que se adosan las estructuras de palcos en las cotas +18 y +21,5. Estos palcos apoyan en un lado en el propio tímpano, y cuelgan también de la primera serie de vigas transversales adyacentes a dichos tímpanos (Figura 9). Estos palcos, trabajando como vigas en su plano estabilizan el propio tímpano en su plano perpendicular. Finalmente, el propio tímpano en su cara exterior,

recibe la fachada vertical que cierra el desnivel existente entre ambos tipos de cubiertas.

Como elementos y detalles estructurales más significativos de este cuerpo central, se detalla seguidamente la composición de la viga dintel del pórtico y de su unión con los pilares de hormigón.

Como se ha señalado la luz de este dintel es de, aproximadamente 120 metros, variando ligeramente de unos pórticos a otros, debido a la curvatura en planta de las fachadas del Palacio, mientras la separación entre dinteles es de 10 metros. En

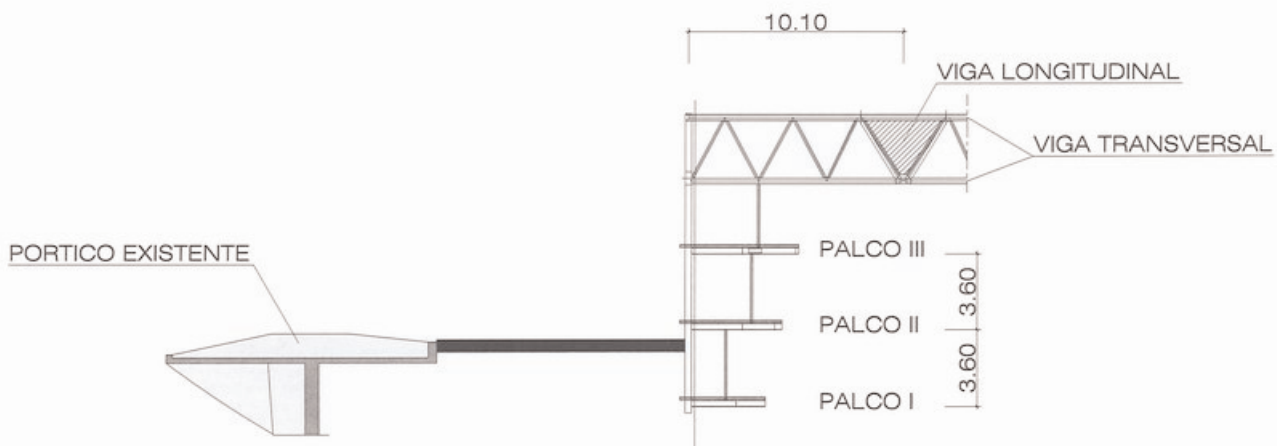


Figura 9. Sección transversal de tímpano, mostrando palcos.
Figure 9. Transversal section of the spandrel truss, showing the structure of the boxes.



Figuras 10 y 11. Vista exterior e interior de tímpano
Figures 10 and 11. External and internal view of the spandrel truss.

The most significant elements and details of this central body are the main beam of the frame and the join to the concrete piles.

As it was mentioned before the span of this main beam is 120 metres, slightly changing due to the curvature of the frontages and the 10 meters distance between beams. Important stresses appeared so that the constructive system needed to be as stable as possible.

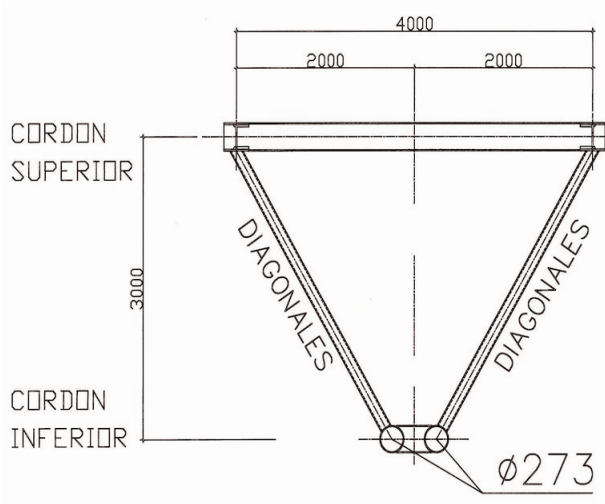
The main beam had triangular section with its three faces formed by trusses (figures 12 and 13). It is 3 metres high.

The distance between its two upper chords is more than 4 metres. This section allows for the beams to be very stable on the construction process because of the great radius forced by the distance between the upper chords. At the same time roof secondary it allows to minimize the span of the beams to a

maximum of 6 metres. The diagonals are tubular and the lower chord is also formed by very close tubular profiles with a distance of 50 cm between axes, where the diagonal planes of the piece reach. The lower chords have 273 mm diameter and a variable thickness between 12 and 40 mm. The diagonals are made of 127 mm tubes and variable thickness from 12 to 25 mm. The reason of shape of this lower chord is to facilitate the manufacturing of the two trusses of the lateral planes. That could be performed horizontally; besides the joint of the four diagonals on a single point of the lower chord is avoided, which would have obliged a great diameter tube. So that the punching shear of the diagonals is avoided. Nevertheless the connection elements of the lower tubes need to be calculated with torsion effort and the transmission stress due to the joint also coincides with the lower chord of the secondary truss. The two upper chords are formed by a HEB beam to allow for the support and con-

este dintel aparecían esfuerzos muy importantes y, por el sistema constructivo, debía ser lo más estable posible.

La sección transversal del dintel es triangular, con sus tres caras formadas por vigas en celosía (Figuras 12 y 13). Su canto es de 3 metros y, por tanto, de gran esbeltez respecto a su luz. La separación de sus dos cordones superiores es de 4 metros. Esta sección permite que la viga sea muy estable en montaje, por el gran radio de giro que le da la separación entre los cordones superiores. Asimismo permite que la luz de las correas, disminuya y pase a ser como máximo de 6 metros. Las diagonales son tubulares, y el cordón inferior está constituido por dos perfiles también tubulares muy próximos, en paralelo a 50 cm entre ejes, a cada uno de los cuales acomete uno de los planos de diagonales de la pieza. Los cordones inferiores tienen un diámetro de 273 mm y un espesor variable entre 12 y 40 mm. Las diagonales son tubos de 127 mm y espe-



Figuras 12 y 13. Sección de las vigas longitudinales.
Figures 12 and 13. Transversal section of the longitudinal beams.



Figuras 14 y 15. Detalle de apoyo de las vigas longitudinales en el lado Jorge Juan.
Figures 14 and 15. Detail of the connection between longitudinal roof beams and concrete pilaster on Jorge Juan side.

sores variables entre 12 y 25 mm.. El motivo del desdoble de este cordón inferior es el de facilitar la fabricación de las dos potentes cerchas de los planos inclinados, que se pueden realizar en posición horizontal; además, se evita el encuentro de cuatro diagonales en un único punto del cordón inferior, lo que obligaría a poner un tubo de gran diámetro, y se evita el conocido punching shear (o punzonamiento) de las diagonales en el tubo del cordón, por su pequeño diámetro. Esto, no obstante, implica que los elementos de conexión entre los dos tubos inferiores, deban ser calculados con los esfuerzos que aparecen en ellos debidos a los rasantes producidos por la torsión y a los esfuerzos de transmisión del esfuerzo del cordón inferior de las cerchas secundarias (las perpendiculares) que acometen precisamente en esos nudos.. Los dos cordones superiores se forman con perfiles laminados tipo HEB para facilitar el apoyo de la cubierta y la conexión con la

misma estando, asimismo, unidos entre sí por una celosía situada en el plano horizontal. Por la gran carga de las diagonales fue necesario rigidizar el alma de estos perfiles abiertos.

El empotramiento de este dintel en la pila de la calle Jorge Juan (la más baja) se realiza vinculando dos nudos de la celosía del dintel al hormigón de la pila, como se observa en las Figuras 14 y 15. Uno de estos nudos pasará tracciones al hormigón (en el lado externo del pórtico) mientras que el otro transmitirá compresiones: de ahí la diferencia entre los dos detalles de conexión.

La unión del dintel con el otro pilar de hormigón, el más alto, situado en el frente de la calle Goya, se realiza a base de unas barras metálicas, a modo de trípode, que confieren mayor flexibilidad a este nudo que en el caso anterior. Se observan en las fotografías de las Figuras 16 y 17 las uniones de todos

nection to the deck. They also are connected by a horizontal truss. It was necessary stiff the web of these opened profiles due to the great loads at the diagonals.

The embedment of this beam on the pile of the Jorge Juan street (the lowest one) is performed by linking two joints of the truss to the concrete pile, as it is shown in figures 14 and 15. One of these joints transmit traction stresses to the concrete (at the outer side of the frame) while the other will transmit compression stress. This is the reason for the two different joint details.

The joint between the main beam to the other concrete pile (the highest one) placed at Goya street is performed by means of steel bars like a tripod that transmit more flexibility to this linking than in the previous case. On figures 16 and 17 the linking of these elements are observed. Due to its spatial character



Figuras 16 y 17. Detalle de apoyo de las vigas longitudinales en el lado Goya.
Figures 16 and 17. Detail of the connection between longitudinal roof beams and concrete pilaster on Goya side.

and in order to avoid parasite stresses, spherical spin were placed at the joint of the bars to the concrete.

From the structural point of view, this central body is completed with the horizontal reinforced concrete slabs that form the stages at the frontal areas of the building, that mainly extend over the concrete piles (see figure 5) as well as the elements for the support of the grades.

2.2. Lateral walls

The second body of the building is integrated by the two lateral terraces and their decks. As it has been mentioned before, the structures of these systems are made of conventional reinforced concrete, and correspond to the main terraces of the former centre, that after a restoration could be used. On the upper dorsal extreme, they receive in a similar way as the original disposition, the other edges of the lateral decks. On their inner edge, they are supported isostatically on the lower edge of the spandrel truss beams which shape is precisely adapted to the required one by means of the intersection of the plain of the tympanum with the surfaces of the lateral decks (see figures 10 and 11).

2.3. Access and service corners

The third body of the building is formed by the four towers at the inner corners, of the big cross that outcomes

due to the intersection of the two bodies described before. Great part of the vertical access systems are placed at these zones: stairs, lifts, installations, etc., and structurally present a series of concrete fronts and frames, as well as metal diaphragm of vertical trusses, 11 metres high, structural elements for the resistance to occasional horizontal stresses and wind force.

3. STRUCTURAL BEHAVIOUR

The functional bodies already described the main body formed by the frames of great span and the spandrel truss beams that join this body to the lateral walls, the lateral walls themselves, and the four towers, form a complex of heterogeneous structural behaviour. This complex structurally works as a whole without joints.

This obliges to study a spatial analysis of a global model. Due to the big amount of elements, the model is completed with more controlled plane analysis.

The central body has very flexible elements, that are the frames already described and two very rigid elements that are the spandrels completed by a concrete structure. In this sense and taking into account that the four towers at the corners were necessary to resist the wind efforts, the central body is also connected to these towers, as well as to the existing lateral walls. Great part of

estos elementos. Dado su carácter espacial, y para evitar flexiones parásitas se colocaron rótulas esféricas en la unión de las barras con el hormigón.

Este cuerpo central, desde el punto de vista estructural se completa con las losas horizontales de hormigón armado que forman las plantas de las zonas frontales del edificio, y que predominantemente se extienden en voladizo hacia fuera de las pilastras, como se observa en el croquis de la figura 5, así como los elementos para apoyo de gradas.

2.2. Lunetos laterales

El segundo cuerpo del edificio lo integran los dos graderíos laterales y sus cubiertas. Como se ha mencionado antes, las estructuras de estos dos sistemas son de hormigón armado convencional, y corresponden a los graderíos principales del antiguo Palacio, que, debidamente rehabilitados, pudieron reutilizarse. En su extremo dorsal superior reciben, en forma semejante a como lo hacían en su disposición original, los bordes exteriores de las cubiertas laterales, las cuales en su borde interior, como se ha expresado anteriormente, se apoyan en forma isostática en el borde inferior de los tímpanos, que se observa también en la foto de la Figura 10. En la vista interior, Figura 11, se observa la disposición de las gradas en la estructura de lunetos.

2.3. Esquinas de acceso y servicios

El tercero de los cuerpos del edificio estaría constituido por el conjunto de los cuatro torres de esquina donde se ubican gran parte de los sistemas verticales de acceso: escaleras, ascensores, patios de instalaciones, etc. Estructuralmente presentan una serie de pantallas y pórticos de hormigón, así como diafragmas metálicos de celosías verticales, de 11 metros de canto, elementos estructurales necesarios para lograr la respuesta resistente frente al viento.

3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Los cuerpos funcionales señalados (cuerpo central compuesto por los pórticos de gran luz y las vigas-tímpano que unen este cuerpo con los lunetos;



Fig. 18. Torres de Servicios.
Figure 18. Service tower.

los propios lunetos existentes, y las cuatro torres) forman un conjunto heterogéneo en su comportamiento estructural, dado que estructuralmente es un único conjunto sin juntas entre ellos.

Lo anterior obliga a un análisis espacial sobre un modelo global, que por el gran número de elementos es completado por análisis planos más controlables.

El cuerpo central tiene elementos muy flexibles, que son los pórticos ya descritos y dos elementos muy rígidos que son los tímpanos completados por estructura de hormigón. Asimismo y dado que para los esfuerzos de viento eran necesarias las torres de esquina, también está conectado el cuerpo central a estas torres, así como a las lunetos existentes. Gran parte de las interacciones entre todos estos elementos se producen a través de los forjados horizontales que unen las pilas de hormigón, así como por las vigas transversales a los pórticos de cubierta que, descargando los pórticos, llevan carga a los tímpanos.

Precisamente, con el fin de evitar una gran concentración de acciones en los sistemas más rígidos laterales, en detrimento de los más flexibles centrales, el proceso constructivo mantuvo prácticamente desvinculados los seis pórticos del cuerpo central, respecto a los otros elementos, hasta muy avanzado el proceso de ejecución y solo entonces, casi al final de la obra, se llevó a cabo la unión hiperestática completa del conjunto de todos los sistemas involucrados, cerrando las juntas provisionales que se habían dejado entre los forjados de los distintos cuerpos.

En el estudio de deformaciones tenían bastante importancia las deformaciones reológicas del hormigón de las pilas en las que, además de las cargas verticales que provocaban movimientos horizontales por la forma de las pilas de la calle Goya, las acciones horizontales debidas al efecto arco del dintel, aumentaban estas deformaciones. Este aspecto también quedó mejorado al realizar la conexión final ya comentada.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción estaba muy condicionada por el plazo de ejecución de las

obras y por las dificultades de trabajo en el lugar, al no contarse con superficies auxiliares adyacentes para su ejecución.

Precisamente, uno de los aspectos fundamentales de la propuesta ganadora del concurso, fue la idea de su realización mediante un sistema ascendente-descendente de modo que fuese posible simultanear los trabajos de construcción de las estructuras subterráneas bajo la losa de la pista a la vez que se abordaban los de los sistemas de la superestructura por encima de la pista.

A su vez todo este proceso, como ha quedado dicho previamente, influye notablemente en el comportamiento de la estructura tanto en régimen instantáneo como en el diferido.

Con el fin de favorecer la exposición de dicho proceso, se expone a continuación por separado la ejecución de ambos tipos de estructuras.

4.1. Zona bajo pista

Los forjados de aparcamiento se construyen mediante un proceso descendente, consistente en la realización desde el nivel de pista, una vez excavado el terreno hasta esa cota, de los pilotes necesarios para la cimentación, tanto de los soportes internos de las zonas de aparcamiento, como de los grandes pilotes necesarios para las pilastras que

the interactions amongst all these elements are produced through the horizontal slabs that join the concrete piles, as well as the transversal beams to the deck frames that transmit stresses to the spandrels, alleviating the frames.

In order to avoid a great concentration of actions on the most rigid lateral systems, to the detriment of the more flexible central ones, the constructive process precisely kept detached the six frames until the construction process was very advanced and only then, almost at the end of the works, all the systems involved were joined together in a redundant ensemble, closing the joints between the slabs of the different bodies.

It was very important to study the reological deformations of the concrete pilasters. The vertical loads provoked horizontal movements because of the shape of the pilasters at Goya Street, and the horizontal stresses due to the arch effect of the main beam increased the deformations. This aspect was also improved with the final connection already mentioned.

4. CONSTRUCTIVE PROCESS

This activity was very much conditioned by the period of construction and the difficulties to work on that place, due to the lack of auxiliary areas to perform the works.



Figura 19. Construcción de sótanos.
Figure 19. Basement construction.



Figuras 20 y 21. Estructura metálica de pilares.
Figures 20 and 21. Pilasters steel skeleton.

Precisely, one of the main aspects of the winning proposal was the idea of building by an upward-downward system, applied to a complex structure for its disposition that allowed to completely separate and do at the same time the underground structures under the slab of the track and the structures above it.

At the same time, all this process notably influences the structure behaviour both instantly and differed in time.

In order to ease the explanation of the process, the execution of the two types of structures are described separately.

4.1. The area under the sports track

The slabs of the car park were built by a descendent process, that consisted on the construction of the foundation piles, once the terrain was excavated, from the track level. These piles were necessary for the internal supports of the car parking area, and for the pilasters of both frontages. The piles reached the level of the lower basement and then metal shafts of the adequate length to be adapted to the top levels of each support were incorporated, filling the rest of the borehole with terrain. At the end of this process, the great concrete slab of the track is constructed over the terrain, and once it is completed, the excavation of the lower levels started.

The steel columns will then be covered by concrete, constituting composite pillars, being able to support the rest of the foreseen stresses and showing a better behaviour in case of fire.

On each pilaster, there are placed two big metal shafts, embedded on big diameter piles and with the culmination at the track level.

4.2. Area over the track

Once the slab of the track was constructed, the execution of the superstructure was immediate and parallel to the works on the lower levels previously described.

As it was mentioned before, the behaviour of the structure is very complex due to the different resisting nature of the structural elements. The indecisiveness of the efforts generated by the constructive process become an obstacle for the definition of the structure. It was then decided to make the structure independent during the construction and only to join it closely to the service stage. Therefore, it can be said that the constructive processes of the central body could be studied separately in respect to the service towers, access frames and box areas.

In this area, in order to start as soon as possible with the structure of the roof, great steel truss pilasters were built, so that the construction of the roof was not conditioned by the concrete pilasters and the slabs amongst them.

These steel pilasters will allow to build the deck, and they will be mostly integrated in the concrete pillars at the same time, and therefore, the bearing capacity of this material will be structurally profited. Therefore, the structure of the roof could be simultaneous to the

soportarán los pórticos centrales. Dichos pilotes se ejecutan hasta el nivel del sótano inferior y en ese momento se incorporan fustes metálicos de una longitud apropiada para adaptarse a los niveles de coronación de cada soporte, rellenándose con tierras el resto de las perforaciones. Al término de esta operación, se construye entonces sobre el terreno la gran losa de hormigón de la planta de pista, y una vez completada, se inicia la excavación de las plantas inferiores.

Los pilares metálicos se recubrirán posteriormente de hormigón, formando unos pilares mixtos, capaces de recibir el resto de las solicitaciones previstas y con mejor comportamiento frente al fuego.

En cada pilastra se disponen dos grandes fustes metálicos empotrados en sendos pilotes de gran diámetro y con su coronación a nivel de la pista.

4.2. Zona sobre pista

A partir de la ejecución de la losa de pista, la ejecución de la superestructura sobre la cota de pista, es inmediata y en paralelo con los trabajos descritos para las zonas bajo pista. Como ya se ha señalado, el comportamiento de la estructura, debido a la distinta naturaleza resistente de los diversos elementos estructurales utilizados es muy complejo y las indeterminaciones de los esfuerzos generados por el proceso constructivo suponen un obstáculo para el dimensionamiento de la estructura. A la vista de este posible problema, se decidió independizar la estructura central durante su construcción y sólo unirla con el resto de cuerpos del edificio en períodos cercanos a la fase de servicio. Se puede decir, por tanto, que los procesos constructivos del cuerpo central han podido ser estudiados separadamente respecto a los de las torres de servicio, pórticos de acceso y zona de palcos.

En esta zona, y a fin de abordar lo antes posible la estructura de cubierta, se construyen unos grandes pilares metálicos en celosía, con el fin de que el montaje de cubierta no estuviera condicionado por las pilas de hormigón y los forjados entre ellas (Figuras 20 y 21).

Estas pilas metálicas permitirán montar la cubierta, y a la vez quedarán en su



Fig. 22. Construcción de estructura de cubierta.
Figure 22. Construction of roof structure.

mayor parte integradas en las pilas de hormigón y, por tanto, la capacidad resistente de este material quedará estructuralmente aprovechado. Así la construcción de la estructura de cubierta podrá simultanearse con la de las pilas de hormigón, la del sistema de losas que unen estas pilas, y la de los graderíos.

Se puede observar en la fotografía de la Figura 22 el avance de la estructura de cubierta, con el sistema señalado. La obra en ese momento tenía abiertos tres tajos: sótanos, estructura de cubierta y estructura de hormigón. La estructura metálica de cubierta, está apoyada en los pilares metálicos de fachada, y en unos pilares provisionales apoyados en la zona de pista. En la situación señala-

da, no se había comenzado a construir la estructura metálica de tímpanos.

A continuación, a grandes rasgos, se exponen las fases de construcción más significativas del proceso de ejecución de la estructura metálica de cubierta:

1. Construcción del elemento central. Montaje de castilletes centrales y pilas tras metálicas.
2. Montaje de las vigas longitudinales (6) en dos mitades.
3. Unión de las dos partes de cada viga longitudinal en el castillete central.
4. Arriostramiento de las vigas longitudinales en el plano de cubierta y montaje de las vigas transversales.

construction of the concrete piles, with the system of slabs that join these piles, and the grades.

Figure 22 shows the progress of the structure of the deck, with the system described before. At that point, there were three different works at the same time: the underground, the structure of the roof and the concrete structure. The steel structure of the roof lays over the steel piles of the frontage and on some provisional piles laid on the track. On the described situation, the steel structure of the spandrel trusses was not built yet.

Now, it is exposed on features, the more significant constructive phases of the execution process of the area over the track:

1. Construction of the central element. Assembly of the central provisional columns and metal pillars.
2. Assembly of the longitudinal beams (6) in two halves.
3. Joint of the two parts of each longitudinal beam of the central provisional column.
4. Bracing of the longitudinal beams on the roof deck plane and assembly of the transversal beams.
5. Concrete of the pilasters up to +21,45 m high and connection of the longitudinal beams of the roof to this slab.

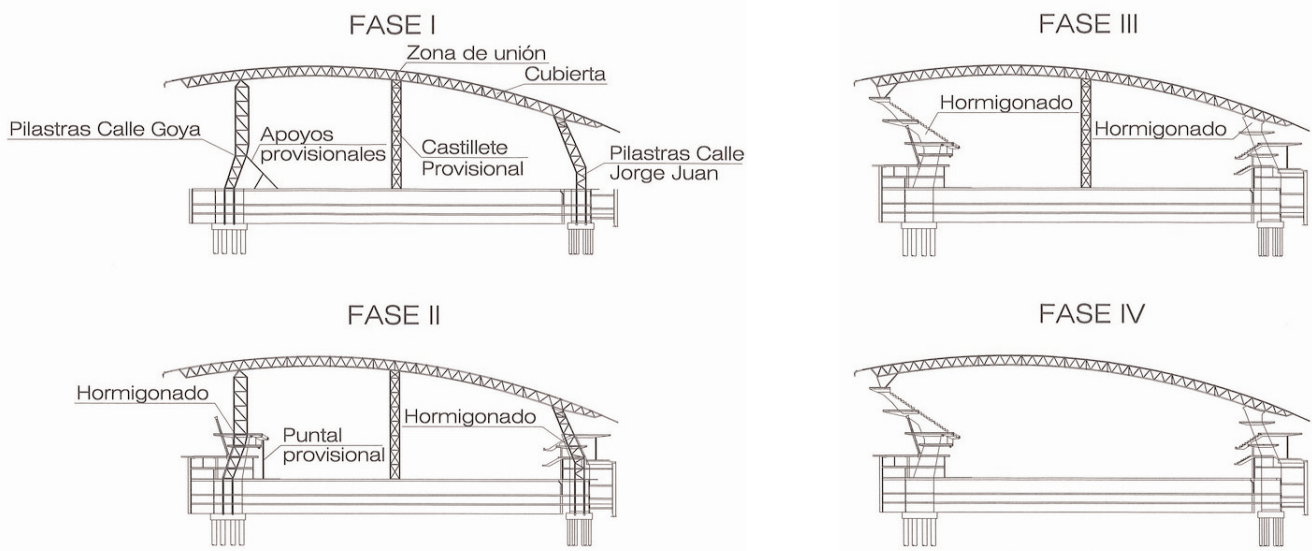
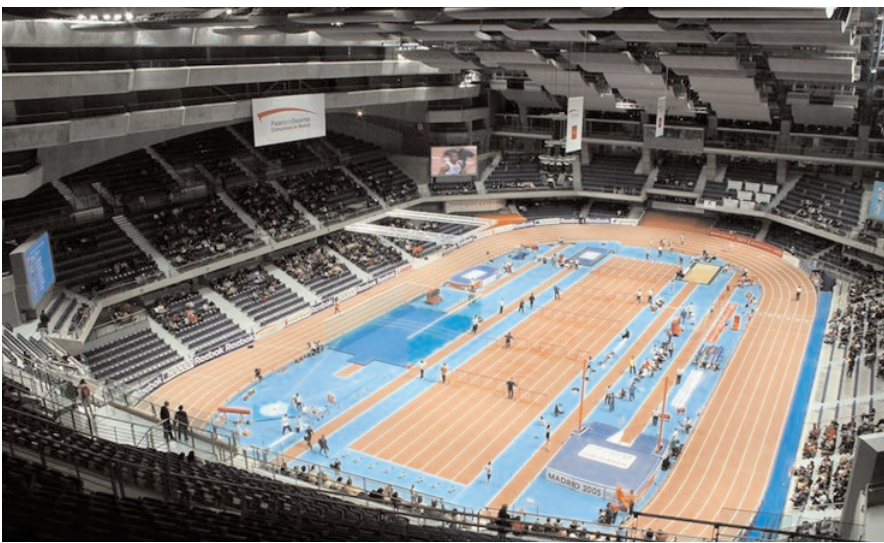


Fig.23. Sistema constructivo.
Figure 23. Constructive system.



Figuras 24 y 25. Vistas exterior e interior del Palacio de Deportes.
Figures 24 y 25. External and internal views of the CAM Sports Hall.

6. Removal of the central provisional steel column once the prestressing process of the concrete pilasters was finished.

7. The rest of the different floors, where built on a conventional ascendant way. On each slab, there were joints with passing through reinforcement, but provisionally not concreted, on the +21.45 and +14.25 slabs.

8. Placing of terraces.

9. Concreting of construction joints.

The service towers and access frames to the central body followed the natural upward constructive process. It is important to reiterate the importance of dissociating the different structural parts during the construction and joining the together at the final phases close to the miss en scene, as the deformabil-

ity of so different structures, and the movements during construction could have been pernicious for the most rigid structure. Subsequently, during the service phase, in which the movements of the structure were much lower, the overall collaboration of the whole allows for a more consistent and homogeneous behaviour.

5. CONCLUSIONS

The conclusions of the most outstanding characteristics of the structure of Madrid's Sports Centre have been analysed from the constructive, and structural points of view.

The process by which the works were conceived allowed for the independent execution of the steel roof and the parking, so that the period of construction

5. Hormigonado de las pilastras hasta la cota +21.45 y conexión de las vigas longitudinales de cubierta a esta losa.

6. Desmontaje del castillete central una vez finalizado el proceso de tesado de las pilastras de hormigón.

7. El resto de las distintas plantas, en toda su superficie se construyó en forma ascendente convencional. En cada losa fueron dejadas juntas con armadura pasante, pero sin hormigonar (provisionalmente), en las losas +21.45 y +14.25.

8. Colocación de graderíos.

9. Hormigonado de las juntas de construcción antedichas.

Las torres de servicio y los pórticos de acceso al cuerpo central siguieron un proceso constructivo ascendente natural. Es importante reiterar la importancia de dissociar las diversas partes de las estructuras durante la construcción y unir las en fase final próxima a la de servicio, ya que al ser las deformabilidades de las estructuras tan distintas, los movimientos durante la construcción serían perniciosos para la estructura más rígida. Posteriormente durante la fase de servicio, en la que los movimientos de la estructura son mucho menores la colaboración global de todo el conjunto permite un comportamiento más consistente y homogéneo.

5. CONCLUSIONES

Se han señalado las características más importantes del Palacio de Deportes de la Comunidad de Madrid tanto desde el punto de vista estructural como constructivo.

El procedimiento con el que se ganó el concurso permitió la ejecución independiente de la cubierta metálica y el aparcamiento, de tal forma que se pudo reducir notablemente el plazo de la construcción. Su intención era la de –sin modificar en absoluto la propuesta arquitectónica– lograr una realización de gran rapidez y eficacia con el cambio exclusivo de ciertas soluciones estructurales establecidas en el proyecto de Arquitectura. El proceso finalmente diseñado que en esencia respeta el original, incorporó la disociación del sistema durante la construcción para liberar el



Fig. 26. Fachada del Palacio de Deportes.
Figure 26. Façade of sports halls.

comportamiento de naturaleza distinta de los diferentes cuerpos estructurales que componen el Palacio de Deportes. Estos procedimientos han permitido prever con gran precisión el comportamiento de la estructura en fases constructivas y en las futuras de servicio.

El Palacio de Deportes ha sido construido por una U.T.E. entre FCC Construcción y Necso. El Gerente de esta UTE fue José Antonio Bravo y el

Jefe de Obra Manuel Fernández. La estructura metálica ha sido construida por Talleres Torrejón (Gonzalo Rodríguez). Es de destacar la colaboración con el departamento de estructuras de AEPO, durante el proyecto de la estructura, de Juan Medina Martos, Luis Viñuela y José Martínez Salcedo que con su experiencia y profesionalidad han guiado el proyecto y han diseñado parte de los detalles constructivos que lo componen.

was notably reduced. The intention was to achieve a rapid and efficient construction by only changing some structural solutions established on the Architecture design, but not modifying the architecture design at all. The final process design essentially respects the original and incorporated the dissociation of the system during the construction in order to release the different nature behaviour of the different structural bodies that form the Sports Centre. These processes allowed to foresee the behaviour of the structure on the constructive phases and on the future service phases very accurately.

The Sports Centre has been built by FCC and Necso. The Manager of the work was José Antonio Bravo and the Head of the works Manuel Fernández. The steel structure was built by Talleres Torrejón (Gonzalo Rodríguez).

It is also important to mention the collaboration of the department of structures of AEPO Consultancy, during the design of the structure, of Juan Medina Martos, Luis Viñuela and José Martínez Salcedo that with their experience and professionalism conducted the project and also designed part of the constructive details.

FICHA TÉCNICA

- **NOMBRE DE LA OBRA:**
Palacio de Deportes de Madrid
- **PROPIEDAD:**
Comunidad Autónoma de Madrid
- **ARQUITECTO Y DIRECCIÓN DE LA OBRA:**
Enrique Hermoso y Paloma Huidobro
- **EMPRESAS CONSTRUCTORAS:**
FCC Construcción y NECSO
(Unión Temporal de Empresas)
- **GERENTE DE LA UTE:**
José Antonio Bravo
- **JEFE DE OBRA:**
Manuel Fernández
- **PROYECTO DE ESTRUCTURA:**
Julio Martínez Calzón, Cristóbal Medina,
Departamento de Estructuras de AEPO;
con la colaboración de Juan Medina Martos,
Luis Viñuela y José Martínez Salcedo.
- **ASISTENCIA TÉCNICA DE LA DIRECCIÓN DE OBRA:**
EUROESTUDIOS
- **EJECUCIÓN ESTRUCTURA METÁLICA:**
Talleres Torrejón (Gonzalo Rodríguez).
- **PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LA OBRA:**
Capacidad: 4.834 espectadores
Aparcamientos: 3 plantas
Luz de la viga arco de la cubierta (cuerpo central):
120 m
Canto de la viga arco de la cubierta (cuerpo central):
3 m
Acero estructural: 2.401.670 Kg
Acero de armar: 3.641.072 Kg
Hormigón: 41.443 m³

HORMIGÓN y acero

últimos números publicados



Base de datos de artículos
publicados en números
anteriores disponible en:

<http://www.e-ache.net>

Puente de ferrocarril sobre el Ebro en Zaragoza

Railway bridge over river Ebre in Zaragoza



Cristóbal Medina

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

El nuevo puente sobre el río Ebro en la ciudad de Zaragoza forma parte de la duplicación de la infraestructura ferroviaria que sirve de enlace entre la ciudad de Zaragoza y Huesca. El puente tiene una longitud de 305 metros con una distribución de vanos de 40 + 50 + 125 + 50 + 40 metros. Esta estructura está concebida según los criterios vigentes de alta velocidad, cuidando especialmente que el diseño de los detalles asegure un buen mantenimiento y durabilidad de la estructura. El vano central ha sido resuelto mediante un arco metálico de tablero inferior rígido.

SUMMARY

The new bridge over river Ebre in Zaragoza constituted a part of the duplication of the railway infrastructure that joints the cities of Zaragoza and Huesca. The bridge is 305 metres long with the following span distribution 40 + 50 + 125 + 50 + 40 metres. This structure has been designed with the current high speed criteria giving special attention to the design of the details that assure a correct maintenance and the durability of the structure. The central span has been solved with a metallic arch with rigid lower deck.

1. JUSTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

El enlace ferroviario entre las ciudades de Zaragoza y Huesca constaba de una vía de ancho ibérico. El cruce de esta línea

sobre el río Ebro se realizaba mediante una estructura de 500 metros de longitud aproximadamente. El puente constaba de tres vanos de 40 metros de luz, resueltos mediante un tablero de vigas prefabricadas, con vanos de acceso de 16 metros de luz.

El Ministerio de Fomento, a través de la Dirección General de Ferrocarriles, proyectó la duplicación de vía de esta línea; la nueva vía se ha realizado en ancho internacional, y ha sido diseñada con parámetros de alta velocidad. El proyecto de la estructura fue realizado por el departamento de estructuras de AEPO.

Debido a la falta de capacidad de la estructura existente para acoger la ampliación, surgió la necesidad de proyectar una nueva estructura sobre el río Ebro en la salida de Zaragoza. La nueva estructura se sitúa en las afueras del barrio de las Fuentes, al Este de la ciudad.

El emplazamiento de la estructura hace que ésta forme parte del paisaje urbano, por lo que el diseño pretende responder de una forma racional a las necesidades y requerimientos propios de una estructura integrada dentro de la ciudad. Estas necesidades son principalmente urbanísticas e hidráulicas.

El encaje de la estructura está definido por tres parámetros que gobiernan el diseño. Estos son: la longitud total de la estructura, la distribución de los vanos y la cota del paramento inferior del tablero.

1.1. Longitud total del puente

La elección de la longitud total del puente viene determinada principalmente por dos condicionantes. El primero de ellos

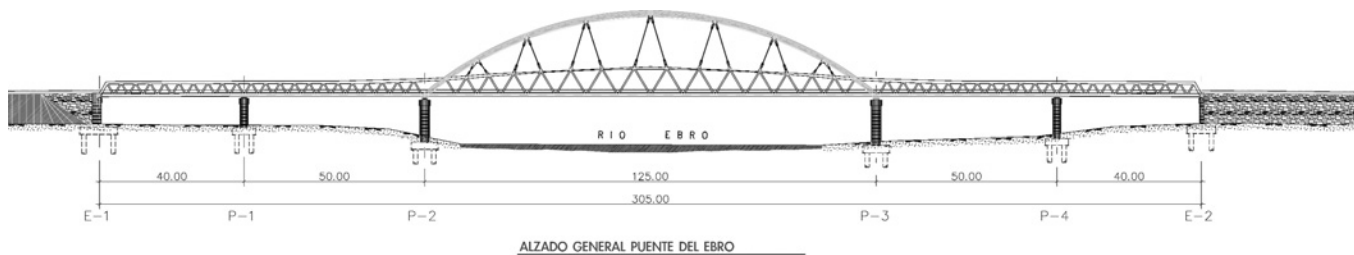


Figura 1. Alzado general de la estructura.

consistía en permitir el paso del río en la avenida máxima, correspondiente a un período de retorno de 500 años. Simplemente como orientación en este sentido tenemos como referencia la longitud de los puentes existentes en las proximidades. El puente del nuevo cinturón de la ciudad es de 300 metros de longitud y el de ferrocarril es de aproximadamente 500 metros.

El segundo condicionante consiste en permitir el desarrollo de la ciudad, muy próxima a la estructura. El barrio más cercano, el de Las Fuentes, está a escasos doscientos metros. A lo largo de la ciudad discurren pegadas al río dos avenidas formadas por vías de circulación y zonas ajardinadas. En el puente de las Fuentes la estructura tiene unos vanos de acceso que permiten tales infraestructuras. De la misma forma se ha realizado el puente del nuevo cinturón, por lo que era lógico que la nueva estructura también siguiera con este criterio.

La estructura, por tanto, tiene una longitud aproximada de 300 metros, suficiente para albergar el río y las avenidas de ambas márgenes.

1.2. Distribución de los vanos

El otro interrogante planteado es la distribución de los vanos. El punto más importante en este aspecto es la distribución de vanos sobre el río. Al respecto, se encuentran distintas

alternativas en los puentes existentes en la ciudad, y se observa que los apoyos han ido disminuyendo conforme se ha ido desarrollando la técnica en la construcción. Así, si analizamos los puentes del siglo XX, el más antiguo es el del Pilar con dos apoyos en el río, y el del ferrocarril actual con otros dos. De los años 70, es el de Santiago que tiene un apoyo en el centro del cauce. Los puentes de la última década, el de las Fuentes y el del nuevo cinturón, salvan el río con un solo vano.

Por lo anteriormente expuesto se cree conveniente seguir en la línea de diseño de los puentes modernos y, dado que la técnica lo permite, se considera que la opción más coherente con el conjunto de puentes de la ciudad es salvar el río sin apoyos intermedios, dotando a la estructura de unos vanos de acceso al vano central suficientemente amplios para permitir el desarrollo de la ciudad.

Por tanto, se opta por una estructura de 305 metros de longitud total y una distribución de vanos de 40+50+125+50+40 metros (Figura 1).

1.3. Cota inferior del tablero

El último dato que encaja fundamentalmente la estructura es la cota inferior del tablero. Los parámetros de trazado de una infraestructura de este tipo, y sobre todo en este caso, que corresponde a la salida de la ciudad donde el trazado

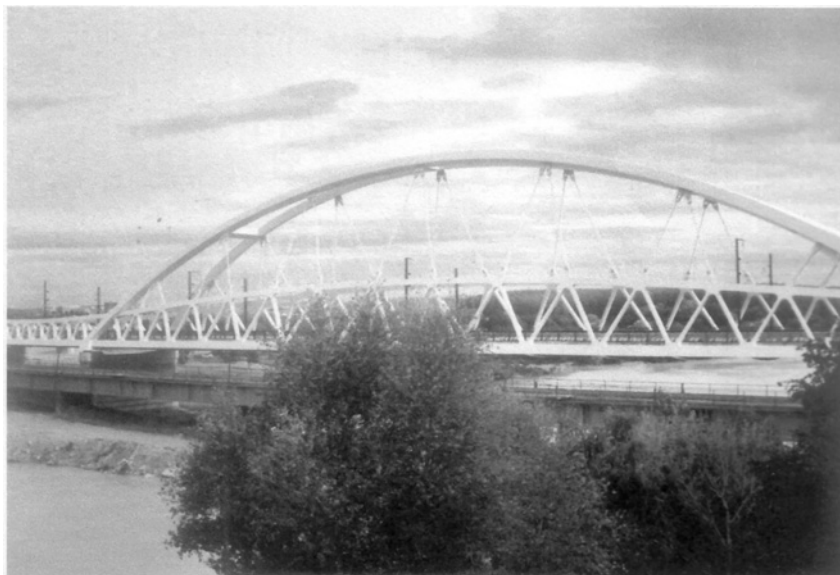


Figura 2. Vista general del puente construido.

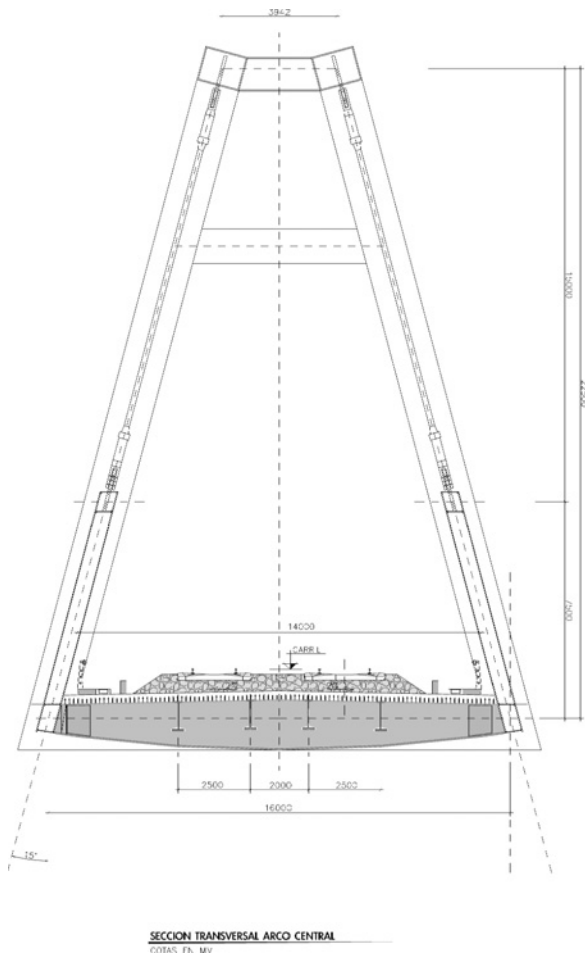


Figura 3. Sección transversal de la estructura.

tanto en planta como en alzado está muy condicionado, no permiten la variación de la cota de carril según las necesidades de la estructura. Además esta cota ha de ser suficientemente alta para permitir el paso del río durante las crecidas. Ha sido por tanto necesario diseñar una estructura de tablero inferior, para así minimizar el canto de la estructura inferior a las vías. Se ha optado, por una estructura metálica porque se adapta mejor a las luces de los vanos planteados, y al hecho de que la estructura portante del tablero ha de ser superior a la plataforma.

El tablero, por tanto, está formado por dos vigas en celosía unidas inferiormente por vigas armadas transversales. Estas vigas forman junto con las celosías laterales una sección en U, de tal forma, que los cordones superiores de las celosías son arriostrados por la rigidez de este marco transversal. Para for-

mar la plataforma del tablero se han dispuesto cuatro vigas longitudinales en la estructura, que junto con las transversales forman un entramado. Se realiza una losa conectada a estas vigas para ubicar sobre ella la plataforma (Figura 3).

Las vigas en celosía están diseñadas para soportar las sobrecargas actuantes sobre la estructura en los vanos de acceso, por lo que en el vano central de 125 metros de luz han tener sustentación suplementaria. Esta sustentación se realiza mediante dos arcos de 125 metros de luz y 22 metros de flecha. Las péndolas se han inclinado formando una viga en celosía con las vigas del tablero, ya que resulta una estructura menos deformable.

El diseño de esta estructura, al ser de alta velocidad, está regido globalmente por criterios de deformacionales y, particularmente, por criterios de fatiga. También, se han considerado como determinantes los criterios de durabilidad y de mantenimiento. Para obtener una estructura que cumpla con las limitaciones de deformaciones y vibraciones bajo la acción de las cargas de tráfico, se ha observado especialmente en los distintos elementos su esbeltez. La relación canto-luz de las vigas de los vanos de acceso es de $L/11$ en el vano de 40 metros, de $L/14$ en el centro de vano de 50 metros y $L/9$ en el apoyo del vano de 50 metros. La viga del vano central tiene una relación canto-luz de $L/23$ en los apoyos y de $L/17$ en el centro de vano. Con esta relación de canto-luz se dota a la estructura de rigidez suficiente en los vanos de acceso para limitar las deformaciones. El vano central se sustenta mediante un arco de 125 metros siendo su relación canto-luz de $L/6,25$.

En el vano central las deformaciones debidas a las sobrecargas son máximas bajo estados de carga asimétricos, ya que la eficacia rigidizadora del arco es menor. En este sentido, se han integrado dos mecanismos que reducen las deformaciones en este vano. Estos son la gran rigidez de la viga del tablero, y la inclinación de las péndolas del arco para formar con la viga del tablero una celosía.

En las figuras se aprecian las leyes de esfuerzos axiales en la estructura frente a dos estados de carga, uno simétrico y otro asimétrico (Figura 4). Se observa que en el estado simétrico las cargas son soportadas por el arco y en el estado asimétrico son soportadas por las vigas del tablero y por las péndolas inclinadas a modo de vigas.

Los elementos estructurales del tablero se pueden agrupar, atendiendo a su sección, en dos. Las vigas que forman el entramado de la plataforma son vigas armadas en doble T. Los

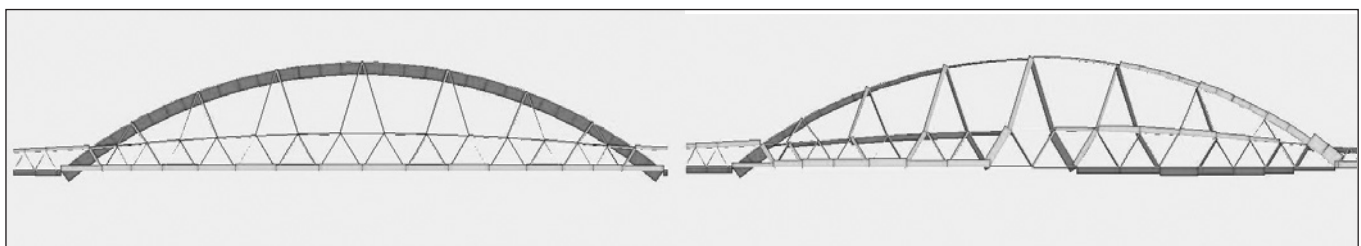


Figura 4. Esfuerzos axiales con carga simétrica y asimétrica en el vano central.



Figura 5. Vista del puente desde la plataforma.

perfiles de las vigas en celosía del tablero son perfiles cerrados. La elección de estos perfiles se debe a su mejor aspecto estético y su mejor comportamiento a pandeo e inestabilidades locales. Las secciones cerradas que se han diseñado tanto en la celosía como en el arco son compactas.

En resumen, la estructura es una viga de sección en U, de canto variable y sustentada elásticamente en el vano central mediante un arco. El ancho útil del tablero es de 14 metros, siendo la sección tipo la representada en la Figura 3. Los tubos de la celosía están formados por secciones en cajón. Las dos vigas laterales están unidas por el cordón inferior cada ocho metros mediante una viga armada. Esta forma un marco transversal con las celosías evitando la inestabilidad del cordón superior. Entre las vigas transversales se disponen cuatro vigas longitudinales, una por carril. La plataforma del tablero se forma mediante una losa de hormigón conectada a las cuatro vigas longitudinales y a las celosías laterales.

Las vigas en celosía y los arcos se inclinan sobre el tablero 15° . En el primer vano el canto de las vigas es de 3,5 metros creciendo a partir de la mitad del segundo vano hasta 5,50 metros en la segunda pila. El canto crece hasta el centro del vano de 125 metros a 7,50 metros.

El arco del vano central está formado por dos tubos metálicos de sección rectangular inclinados también 15° sobre el tablero. Desde los arcos se sustentan mediante péndolas las vigas laterales. El arco, como se ha comentado, tiene una flecha de 22 metros lo que supone una relación entre su cuerda y su flecha de $L/6.25$. Las péndolas son barras de acero macizas de 160 mm de diámetro roscadas en sus extremos. Estas barras macizas presentan ciertas ventajas sobre los cables en este caso. La primera es que al tener una sección mayor que el cable, la estructura se comporta más rígidamente y la segunda es que la longitud de estas barras es en algún caso inferior a 10 metros, resultando en el caso de los cables un tesado complicado.

Las cargas son transmitidas al terreno mediante pilas y estribos de hormigón. Estos tienen forma de pantalla. La cimentación es profunda realizada por medio de pilotes de 1,25 metros de diámetro. El tablero está anclado en el estribo 1, que ha sido diseñado bajo la acción de las cargas longitudinales que transmite el tablero.

2. CONSIDERACIONES SOBRE EL CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

Se han realizado varios modelos para estudiar distintos aspectos del puente. El utilizado para la simulación del comportamiento dinámico de la estructura, bajo la acción de trenes reales es el mismo que el utilizado para la comprobación estática de la estructura. El estudio de la estructura se ha realizado considerando un comportamiento elástico de los materiales. Al ser la velocidad de proyecto superior a 220 Km/h. se realiza un cálculo dinámico de la estructura con el fin de determinar el coeficiente de impacto para los distintos elementos que componen el tablero. El mismo análisis estático sirve para determinar las condiciones de confort.

Se han efectuado cálculos con un tren tipo TALGO AV, haciéndolo pasar a distintas velocidades, comparando los resultados con el paso del mismo tren a 20 km/h, situación que se considera estática. El amortiguamiento que se ha considerado ha sido del 0.5%, que corresponde según la instrucción a puentes mixtos o metálicos de más de 20 m de luz. A modo de ejemplo se expone en la Figura 6 la evolución en el tiempo de la flecha en el vano central cuando el tren pasa a una velocidad de 420 km/h

Para todas las velocidades se han obtenido dos parámetros: la flecha máxima del puente, y la aceleración vertical máxima. Los puntos críticos de la estructura, considerando estos

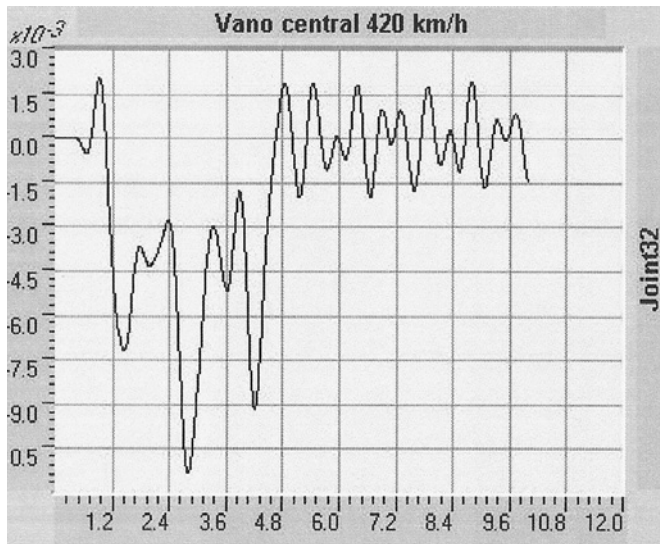


Figura 6. Flecha máxima en el centro del vano central.

dos parámetros, están situados en el centro del vano central y en el centro de los vanos 2 y 4.

El primer periodo de vibración corresponde a un periodo de $T = 0.81s$ en el vano central, con una luz de 125 m, que entra en el huso de frecuencias normal.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción y montaje de un puente metálico de estas dimensiones obliga al estudio detallado del proceso constructivo, tanto a nivel global considerando las sucesivas fases y maniobras de montaje como a nivel local en los procedimientos de soldaduras de las celosías. Ya que en este sentido las tensiones residuales provocadas por el orden de soldadura de las piezas pueden ser importantes. Esto cobra más importancia porque las piezas a soldar están formadas por chapas de espesores medios altos.

El proceso constructivo a nivel global del puente del Ebro, comprende distintas etapas para poner en carga la estructura de forma adecuada. Este proceso ha sido considerado en el



Figura 7. Montaje del vano cuatro.

cálculo, ya que influye notablemente en los esfuerzos finales de la estructura.

El montaje del tablero en la obra se ha realizado mediante el izado de módulos de tablero completo de aproximadamente 8 metros de longitud. El planteamiento de las distintas fases es el siguiente: después de construir las pilas y los estribos se procede al montaje de las celosías de los vanos 1 y 5, que quedan apeados. A continuación se realizan las celosías de los vanos 2 y 4 y su conexión con los vanos adyacentes ya montados.

Antes de desapear se colocan las prelasas del tablero y se hormigona. El desapeo se produce después del montaje y hormigonado del vano central.

Para el montaje del vano central se han realizado unas penínsulas en el río desde donde se colocarán las celosías de la viga del tablero sin el arco. Esta viga se ha separado en tres partes por lo que son necesarios dos apoyos provisionales formados por una pareja de pilotes. Para el montaje del arco se colocan unos castilletes provisionales sobre el tablero. En este estado se colocan las prelasas del vano central.



Figura 8. Apoyos provisionales para el vano central.

Con las prelasas colocadas se conectan las celosías del vano central y de los laterales sobre las pilas, dando así continuidad en toda la estructura a las celosías laterales del tablero.

El funcionamiento de las péndolas del arco es el de las diagonales de una viga en celosía. Algunas trabajan frente a cargas asimétricas a compresión y otras a tracción. Debido a que las péndolas no soportan compresiones, estas han de precargarse para evitar este estado de carga. Por este motivo, una vez montada la estructura metálica se disponen parte de las péndolas, las de compresión, de esta forma, estas, tomarán las cargas de peso propio y así se asegura que siempre estén a tracción. Para que entren en carga estas péndolas de compresión se predeforma verticalmente la viga del tablero mediante el empuje de gatos en los apoyos provisionales. Se colocan las péndolas con la viga predeformada y al quitar la carga de los gatos las péndolas entran en carga. El desplazamiento vertical que se da a la estructura en los puntos de colocación de los gatos es de 150 mm.

Se desapea el vano central y se hormigona el tablero. Se retiran los arriostramientos provisionales y las penínsulas.

Para terminar se colocan el resto de péndolas y las cargas muertas (balasto, barandillas, canaleta...). En cada una de las péndolas se colocaron extensómetros para controlar la carga que asumía cada una de las péndolas a lo largo del proceso de montaje de la estructura e incluso en la prueba de carga. Los datos tomados en las distintas fases responden al cálculo realizado.

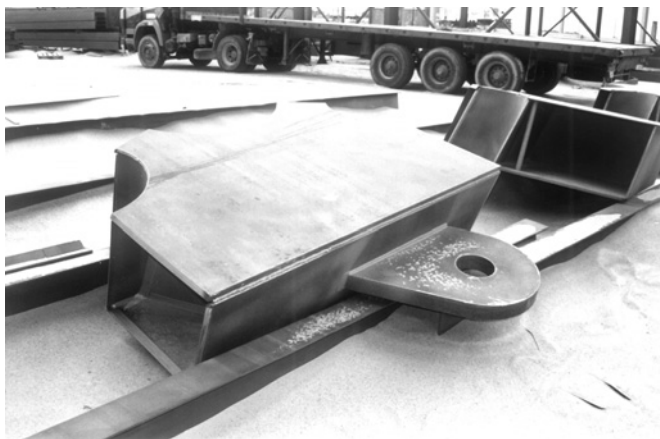


Figura 9. Detalle de nudo de enganche con péndola de la celosía del vano central.

El proceso de montaje de cada módulo de puente se ha realizado por un lado las celosías en taller y las vigas que forman la losa del tablero, se han transportado a obra y montado en las mismas. Para la construcción de las celosías se han realizado por un lado los nudos y por otro los cordones superior e inferior y diagonales. La secuencia de soldaduras seguidas pretende minimizar las tensiones residuales debidas al hiperestatismo de la estructura.

4. DETALLES SIGNIFICATIVOS

A título ilustrativo, se explican algunos de los detalles de la estructura, fijándonos en cómo han influido los condicionantes de deformacionales y de fatiga en el diseño de los mismos.

Un detalle de responsabilidad en la estructura es el anclaje al estribo fijo. Este anclaje se ha realizado como biarticulado para evitar los esfuerzos secundarios que la excentricidad del apoyo con el anclaje provocaría. Las rótulas de las articulaciones son esféricas.

Las celosías laterales del tablero forman 15° con la vertical inclinadas hacia la estructura. El cordón superior de estas vigas se arriostra mediante la rigidez del marco transversal formado por las diagonales de las vigas y la viga armada inferior transversal. La unión entre la viga transversal y las diagonales se realiza en el cordón inferior de la celosía. Las alas inferior y superior de la viga transversal se sueldan a las chapas superior e inferior del cordón de la celosía.

Una de las decisiones más reflexionadas ha sido la elección del elemento de sustentación. Las alternativas eran cables pre-

tensados, tubos circulares y barras macizas. Al final se ha optado por estas últimas, desechando la de cables de pretensado por presentar mayor dificultad de ejecución y ser más sensibles a la variación de cargas. Los tubos fueron desechados por su presencia, ya que se quería diferenciar la estructura de la viga inferior, del arco de sustentación. Las barras lisas macizas se unen mediante la pieza de acero moldeado de la Figura 11; la resiliencia de este acero es similar a la del resto del acero estructural. Las péndolas se han unido a la estructura mediante rótulas esféricas para evitar tensiones secundarias debidas a las acciones del viento sobre las péndolas.



Figura 10. Anclaje del tablero al estribo.

Dos de las péndolas, las más extremas, son tubos ya que la corta longitud de las mismas así lo aconseja, además la extrema debido a su funcionamiento como viga en celosía tiene alternancia entre la tracción y la compresión. Los detalles de cruce entre las vigas que forman la losa del tablero han sido diseñados pensando en su funcionamiento a fatiga, en la Figura 12 puede observarse el cruce del cordón inferior de una viga longitudinal con una transversal.



Figura 11. Detalle de las péndolas.

El diseño de los detalles de unión en las vigas armadas que forman el entramado que soporta la plataforma del tablero se han diseñado según criterios de fatiga. Los cruces de las alas inferiores de las vigas longitudinales se realizan con groeras. Este detalle se observa en la Figura 12.

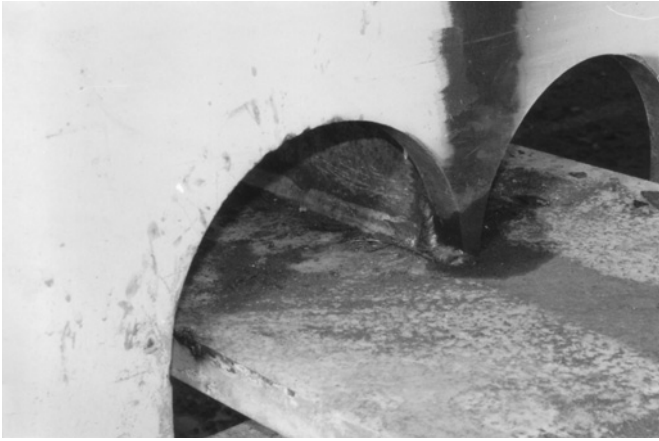


Figura 12. Detalle de cruce entre vigas.

5. CONCLUSIONES

A lo largo del artículo se ha seguido el proceso de diseño y construcción del puente sobre el río Ebro. Se ha comprobado que esta estructura metálica consigue dar respuesta a los

requerimientos funcionales y de confort de un puente de ferrocarril de alta velocidad.

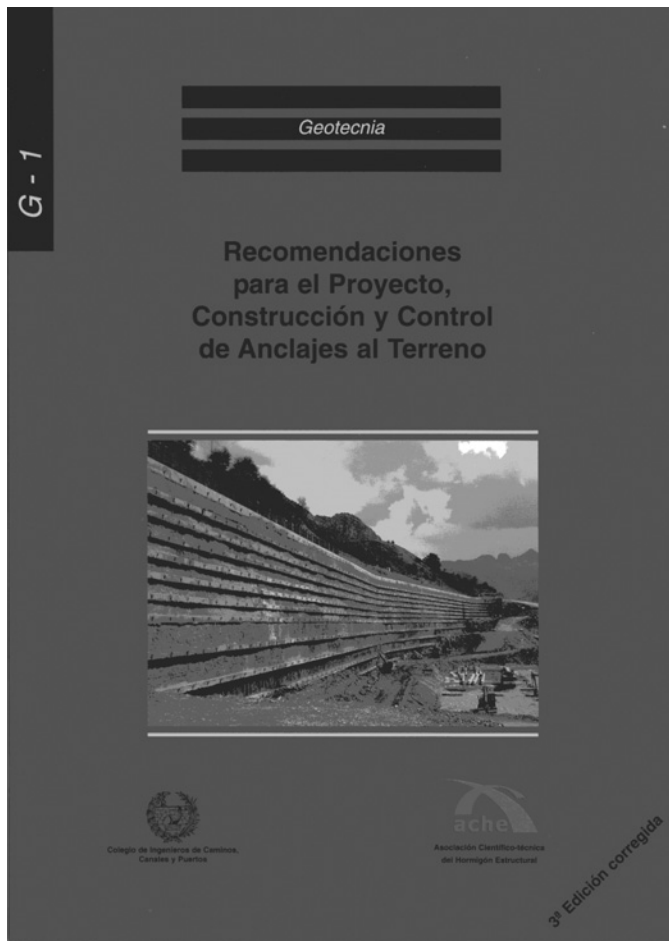
Esperamos que el puente sobre el Ebro ayude a la reutilización del acero en puentes de ferrocarril en España, ya que en muchas ocasiones es una opción a considerar. En cualquier caso se han de cuidar los detalles y cambiar el enfoque del proyecto considerando como principales criterios los de mantenimiento y durabilidad, influyendo notablemente en el diseño de detalles y en la elección de las secciones resistentes.

Se quiere destacar y agradecer el empuje y la ilusión decisiva de la Dirección General de ferrocarriles para la realización del proyecto, más particularmente de Don Francisco Pérez Fernández Subdirector General adjunto y de Gonzalo Díaz García director del proyecto.

La construcción de la estructura ha sido dirigida por D. Juan Luis Canadell Fernández. La empresa constructora es FCC que con la aportación de su experiencia a través de sus servicios técnicos, en las personas de D. Luis Viñuela y D. José Martínez Salcedo, ha aportado mejoras a la solución planteada originalmente, siendo muchos de los detalles que aquí se han expuesto fruto de este trabajo en equipo.



Figura 13. Vista general de la estructura terminada.



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.net

Puente en materiales compuestos de 46.0 m de longitud: ensayos a escala reducida

46.0 m long composites materials bridge: reduced-scale tests



RESUMEN

El presente trabajo describe los trabajos efectuados para el diseño de un puente en materiales compuestos y, en particular, los ensayos a escala reducida de la estructura realizados en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Inicialmente se realizó una caracterización de los diferentes materiales que intervienen en el diseño del puente; posteriormente se caracterizaron los elementos estructurales que forman la estructura, como son los conectores, rigidizadores, diafragmas.... En la fase final del diseño se realizaron los ensayos a escala reducida que se exponen en este artículo y un ensayo a escala real de una viga del puente. Los mencionados ensayos a escala 1/3 se realizaron con el fin de comprobar, en primera aproximación, el comportamiento estructural, tanto a nivel de funcionalidad como a nivel de su capacidad resistente. Se describe el proceso íntegro, desde la fabricación del prototipo de las vigas, su monitorización, hasta la realización de los ensayos.

SUMMARY

This article describes the work undertaken for the design of a bridge in composites materials. We will focus on the reduced-scale tests of the bridge carried on at the Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. At a first stage it was necessary to characterise the different materials that take part in the bridge design; afterwards, we characterised the structural elements of the bridge, such as connectors, stiffeners, support elements... At the final stage of the design, we

performed the reduced-scale tests which are shown in this article, as well as a full-scale test of one of the bridge's beam. The reduced-scale tests were performed in order to assess on a first approach the structural behaviour, both in service behaviours as in a resistant capacity level. It is described the whole process, since the construction of the beams prototype, its instrumentation, and up to the performance of the tests.

1. INTRODUCCIÓN

El Proyecto desarrollado y construido por NECSO Entrecanales Cubiertas, denominado PUMACOM, consiste en la realización de un puente vehicular en materiales compuestos. Este puente servirá como referencia para futuras obras en nuestro país ya que en países como EE.UU. y Japón el uso de material compuesto se va integrando cada vez más en la construcción de puentes y otras obras de envergadura dentro de la Ingeniería Civil.

El Plan de Ensayos que tiene el proyecto consiste en el desarrollo de los siguientes puntos:

- Ensayos de caracterización de materiales.
- Ensayos de conectores.
- Ensayos de uniones.
- Ensayos de abolladura.
- Ensayos de envejecimiento.

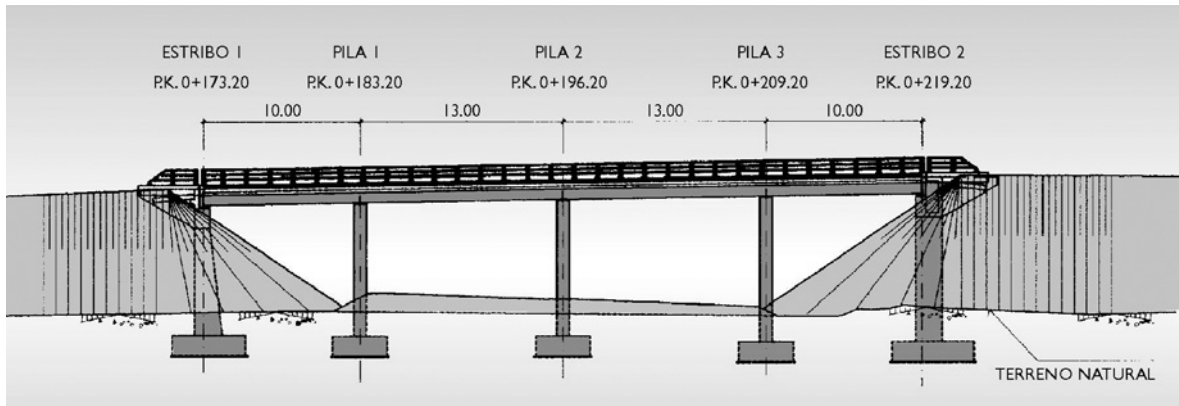


Figura 1. Esquema del paso superior.

- Ensayos de vigas a escala $E=1/3$.
- Ensayo de viga a escala real.

El objetivo de esta campaña de ensayos es poder verificar los modelos de cálculo utilizados en el diseño del puente y poder ajustar con mayor precisión los parámetros de los mismos en función del comportamiento real de la estructura.

En el presente documento se describirá la realización del ensayo a escala reducida, junto con sus resultados y sus conclusiones, que permitieron la definición de la configuración final de la estructura.

2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

El puente objeto del Proyecto tiene una longitud total de 46.0 m., distribuidos en vanos de 10+13+13+10 m. (figura 1). La estructura es continua y se apoya en tres pilas intermedias de hormigón armado. El ancho del tablero es de 8.0 m., y está formado por una estructura mixta compuesta de una losa de hormigón armado y tres vigas artesa de materiales poliméricos reforzados con fibras.

A continuación se muestra un esquema tridimensional del puente (figura 2).

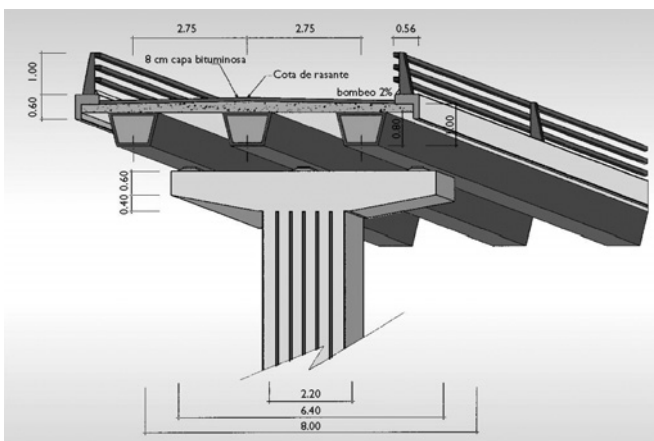


Figura 2. Esquema tridimensional del puente.

3. OBJETIVOS DEL ENSAYO A ESCALA REDUCIDA

La principal limitación del diseño estructural del puente es la flecha, ya que los requisitos relativos a los estados límites últimos los cumple sobradamente, como era de esperar teniendo en cuenta las características mecánicas de estos materiales, muy superiores a las de los tradicionales. De ahí que sea especialmente relevante conocer con detalle las flechas que se producen bajo las diferentes combinaciones de cargas. Éste constituye el objetivo principal del ensayo a escala reducida: evaluar el grado de deformaciones que se producen en la estructura, o lo que es lo mismo, la rigidez de la superestructura.

Tras varios ciclos de carga y descarga para determinar la rigidez de la viga, ésta se llevó a rotura para evaluar sus modos de fallo y su adecuación con los cálculos analíticos realizados hasta el momento.

Adicionalmente al objetivo principal, el ensayo que se describe permite cubrir los siguientes objetivos secundarios, pero no por ello menos importantes:

- Caracterizar el comportamiento de los conectores entre la losa de hormigón y el cajón de fibra: los conectores seleccionados son perfiles en doble T fabricados en fibra de vidrio resistente a los álcalis mediante el sistema de pultrusión pero con un diseño especial que sustituye hilos por tejido, por motivos estructurales, que se sitúan en la parte superior de la viga. Los resultados del ensayo permitieron analizar el comportamiento de la losa-cajón como estructura mixta, así como su capacidad para absorber y distribuir el esfuerzo rasante.
- Evaluar si los rigidizadores transversales y longitudinales cumplen con su función. Se utilizaron rigidizadores tipo "sándwich" introducidos en el núcleo de poliuretano que sirve de molde para la fabricación de los paneles.
- Comprobar experimentalmente la posibilidad de abolladura en la sección cajón, tanto en el ala inferior debida a compresión simple, como en el alma debida a la concomitancia de cortante y flexión. Previamente se hizo un cálculo analítico que sirvió de valor de control de los resultados obtenidos.

- d) Evaluar la aparición de efectos locales en los apoyos o en la interfase hormigón-fibra.
- e) Estimar un valor de rotura de la viga real para compararlo con el obtenido analíticamente.

En resumen, el objeto del ensayo es comprobar experimentalmente los datos obtenidos analíticamente con el fin de corregir las posibles deficiencias de la viga real, especialmente a nivel de detalle: rigidizadores, conectores...

Es importante conocer el comportamiento de estos elementos, comunes en el diseño de puentes mixtos de acero-hormigón y que queremos adaptar para los materiales compuestos. Deben dimensionarse correctamente para evitar deficiencias en el comportamiento estructural del conjunto.

4. DESCRIPCIÓN DE LAS VIGAS DE LOS ENSAYOS

Se han elaborado tres vigas con dos configuraciones distintas de materiales compuestos a escala E=1/3 de la mitad del puente. En los tres casos, la viga tiene una longitud de 7,66 metros y un canto de 33,26 cm.

- La primera viga esta diseñada con un tejido híbrido de fibra de vidrio y carbono,
- La segunda viga esta diseñada solo con tejido de fibra de carbono y
- La tercera viga mantiene el diseño de la segunda, incluyendo un elemento de unión que servirá para evaluar el comportamiento estructural de las uniones de las vigas del puente.

Los sistemas de fabricación de las tres vigas fueron diferentes; la primera se fabricó mediante el sistema de laminado en húmedo (lay-up), mientras que las dos siguientes se fabricaron mediante el proceso de preimpregnado y curado con presión y temperatura controladas.

El objetivo de los ensayos de las dos primeras vigas era verificar la inercia teórica obtenida mediante el modelo de cálculo utilizado y seleccionando la más adecuada. El objetivo del tercer ensayo era comprobar el comportamiento de la unión de la viga.

La geometría de las vigas consiste en una viga continua de dos vanos de 3,33 m y de 4,33 m de longitud respectivamente. Su sección transversal esta formada por una viga de material compuesto de forma trapezoidal de 26,6 cm. de canto, con una base inferior de 26,6 cm. y una base superior de 40,0 cm. Esta sección va acompañada de una losa de hormigón de 6,6 cm. de espesor y 66,6 cm. de anchura. La resistencia característica del hormigón es de 25 MPa.

El principal motivo de la realización de dos vanos fue poder evaluar los distintos tipos de fabricación, estudiando sus ventajas e inconvenientes (tiempo de ejecución, material auxiliar, complejidad). Adicionalmente esta configuración de ensayo permitirá evaluar los efectos de la inestabilidad que se va a

producir en el ala inferior de fibra de la sección del apoyo central, al estar sometida a momentos de signo negativo. Dichas compresiones son susceptibles de ocasionar un efecto de abolladura sobre el ala inferior de fibra.

Este ensayo ha permitido el control de las inestabilidades de las almas por combinación de esfuerzos a cortante y flexión.

Viga 1: Configuración híbrida

Respecto a la configuración de la viga híbrida, su ala superior está formada por 3,32 mm. de fibra de vidrio y de carbono. El alma está formada por 6,0 mm. de fibra de vidrio; por último, el ala inferior está constituida por 6,66 mm. de fibra de vidrio y carbono (ver figura 3).

La sección se encuentra rellena de poliuretano.

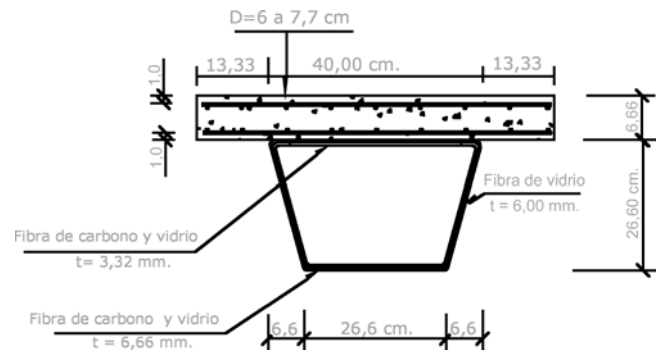


Figura 3. Sección de la viga híbrida.

Viga 2 y 3: Configuración en fibra de carbono

La viga de fibra de carbono está formada por un ala superior de 2,66 mm. de fibra de carbono.

Las almas están formadas por 3,0 mm. de fibra de carbono mientras el ala inferior está formada por 6,0 mm. de fibra de carbono (ver figura 4).

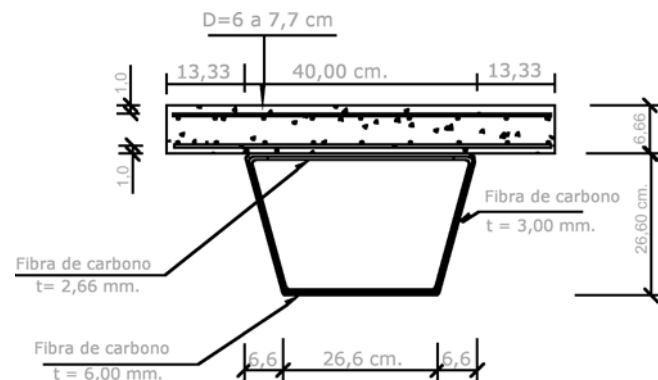


Figura 4. Sección de la viga de carbono.

El interior del cajón está formado por un núcleo de poliuretano que se utiliza como encofrado perdido además de aportar mayor estabilidad a las almas y ala inferior.

Del mismo modo, se disponen diafragmas transversales en apoyos para poder transmitir los esfuerzos cortantes de las almas al apoyo y evitar problemas de punzonamiento (figura 5). Cada uno de los diafragmas estará formado por un sándwich de fibra de carbono.

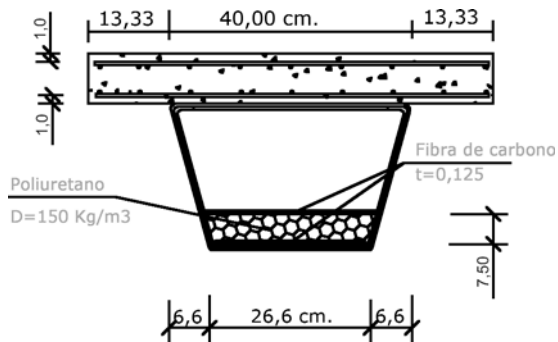


Figura 5. Detalle de rigidizadores horizontales en la sección de apoyo.

Para evitar la abolladura del ala inferior en las zonas de momentos negativos, se han dispuesto rigidizadores longitudinales formados por sándwich de fibra de carbono (ver figura 6).

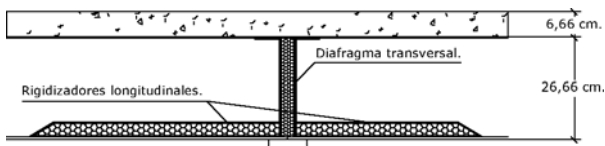


Figura 6. Sección longitudinal de la estructura en zona de apoyo.

Los conectores empleados están formados por perfiles de pultrusión de fibra de vidrio pegados en el laminado superior de la viga. De esta forma se podrán transmitir correctamente los esfuerzos entre la losa de hormigón y la viga artesana.

El ensayo se realizó en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, aplicándose las cargas mediante dos gatos de 500 kN, que se sitúan sobre las secciones de centro de vano de las vigas (ver Figura 7).

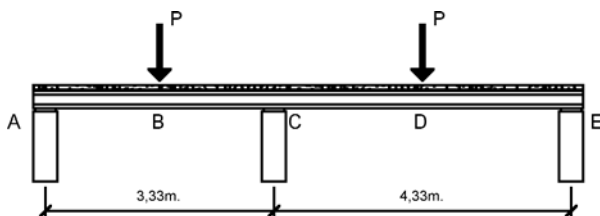


Figura 7. Croquis del ensayo

5. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Para simular los esfuerzos que la viga soportará en el caso real, se establecieron tres configuraciones de carga diferentes.

A continuación se detallan dichas configuraciones de carga, a fin de obtener las sollicitaciones reales de la estructura en estados límites de servicio y último.

5.1. Configuración I

El objeto de la primera configuración de carga es obtener el máximo momento y máximo cortante en el centro de vano de 4,33m.

Para conseguir estos esfuerzos, se aplicará una carga puntual en el centro del vano de longitud 4.33 m. El esquema de aplicación de cargas empleado para ello se muestra en la figura 8.

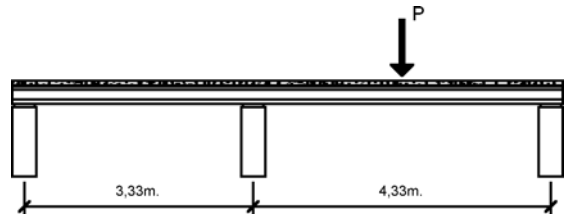


Figura 8. Configuración de carga I.

5.2. Configuración II

El objetivo de esta configuración es simular el estado de cargas para el que se produce el máximo momento y cortante en el centro de vano de 3,33 m.

La segunda configuración de carga consiste en la aplicación de una carga puntual en el centro del vano de longitud 3.33 m. El esquema descrito se muestra en la figura 9.

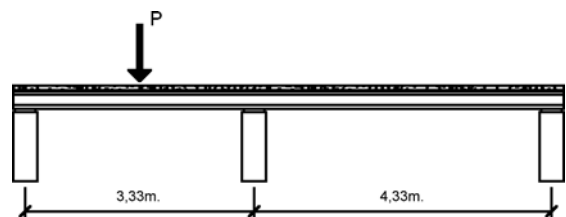


Figura 9. Configuración de carga II.

5.3. Configuración III

La tercera configuración de carga empleada busca conseguir el máximo momento y el máximo cortante en el apoyo central. El ensayo consistió en aplicar dos cargas puntuales en el centro de cada uno de los vanos.

Con esta combinación de cargas se simula el estado límite último y de servicio conjuntamente en el vano de 4,33m y en el apoyo central, para finalmente, llevar la viga hasta rotura.

Antes de la rotura de la probeta se realizó un ciclo de carga y descarga con una carga aproximada de 100 kN para medir posibles deformaciones plásticas y flechas remanentes.

6. MONITORIZACIÓN DEL ENSAYO

Para poder evaluar el comportamiento de la viga se midieron deformaciones y flechas, mediante galgas extensométricas y captadores de desplazamiento verticales respectivamente.

Las tres secciones que se estudiaron de la viga son: las dos de centro de vano y la sección de apoyo (secciones B, C y D de la figura 7). En estas secciones se midieron deformaciones longitudinales en el ala inferior y deformaciones transversales y longitudinales en el alma, de tal forma que en las tres secciones en estudio conocemos su fibra neutra y su estado tensional, con objeto de comparar con los modelos de cálculo utilizados.

La colocación de la instrumentación a nivel de sección se detalla en la figura 10. Se colocaron sensores unidireccionales y rosetas en las proximidades de las secciones centro de vano y apoyo central, con la finalidad de controlar la fibra neutra y evaluar la deformabilidad de la pieza. En cada una de estas secciones se dispusieron tres rosetas en la viga y dos sensores unidireccionales, tal y como se muestra en la figura 10 y fotos 1 y 2.

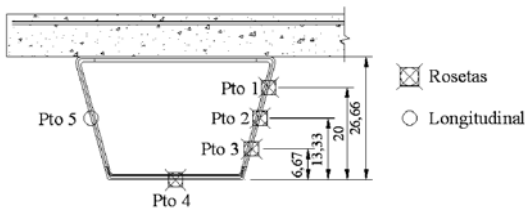


Figura 10. Situación de la monitorización en las secciones instrumentadas.

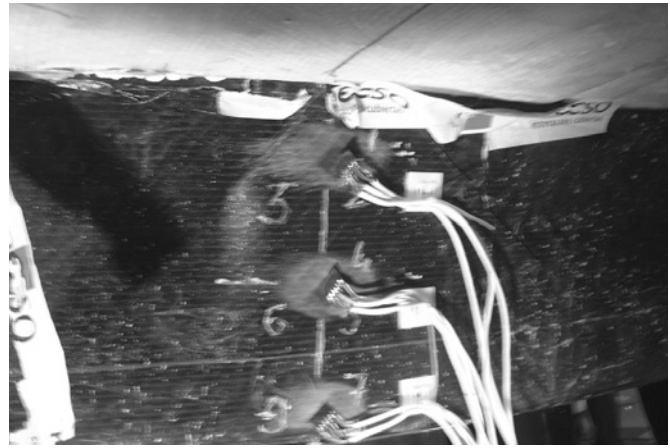


Foto 1. Rosetas de una sección de control.

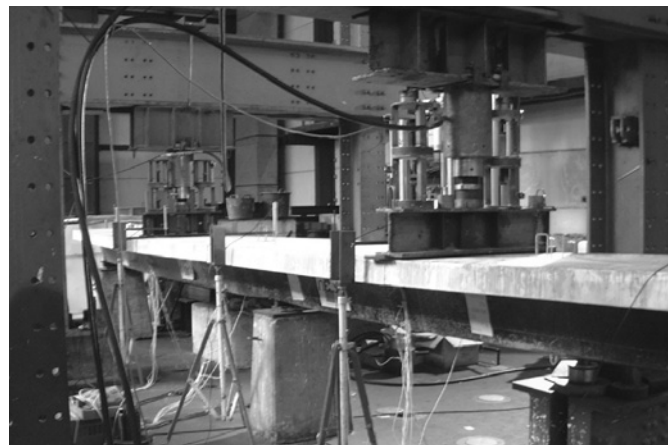


Foto 2. Medidores de flechas. Viga instrumentada.

7. RESULTADOS DEL ENSAYO

7.1. Viga híbrida

En la fotografía 3 se muestra un momento del ensayo sobre la viga híbrida.

A continuación se presenta la relación momento-deformación para las fibras que irán instrumentadas durante el ensayo.

En las figuras 11 y 12 se representa momento en kNm frente a deformación en función de la posición de la fibra medida desde la fibra inferior. Se exponen los resultados para la sección de apoyo central (Figura 11), solicitada a momentos negativos.

Los resultados para las secciones situadas en el centro de vano se exponen en las figura 12.

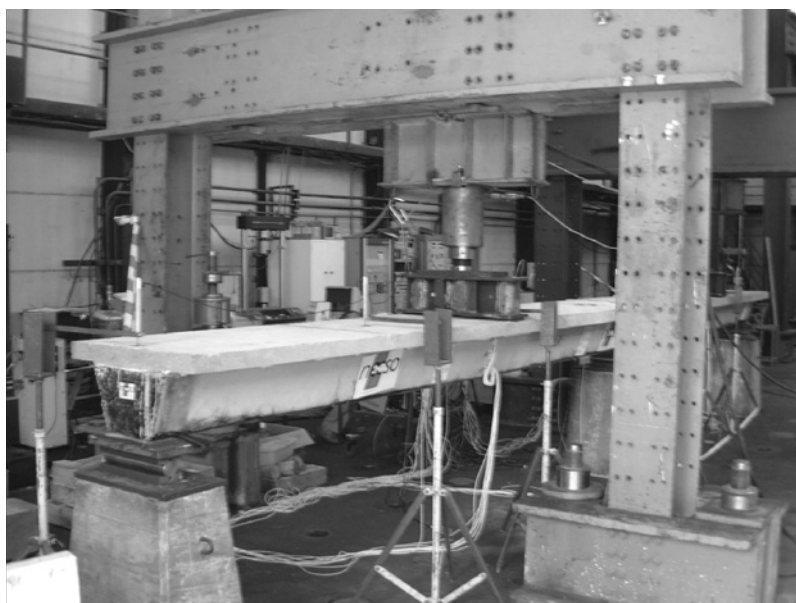


Foto 3. ensayo de la viga híbrida.

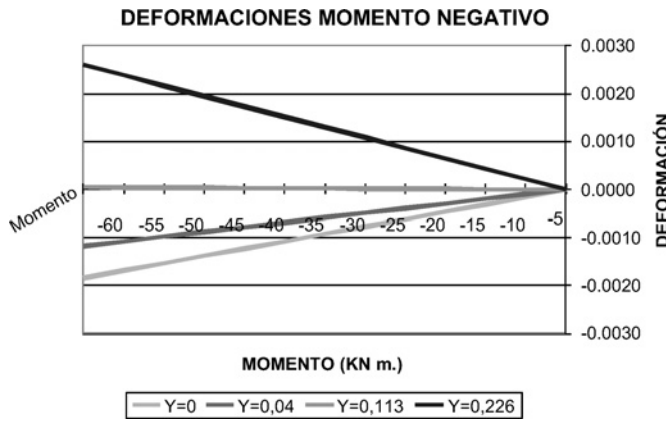


Figura 11. Deformación-Momento negativo.

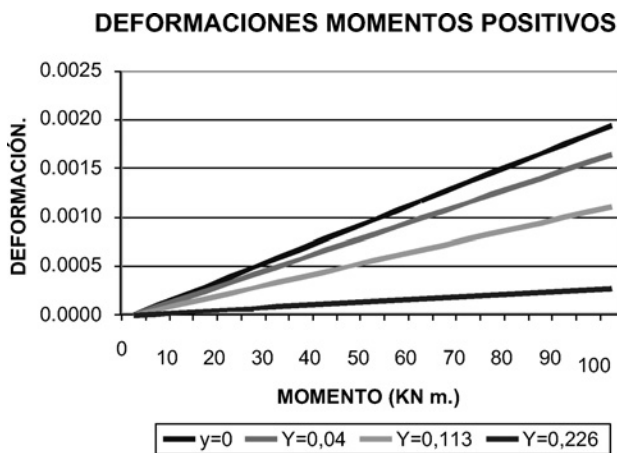


Figura 12. Deformación-Momento positivo.

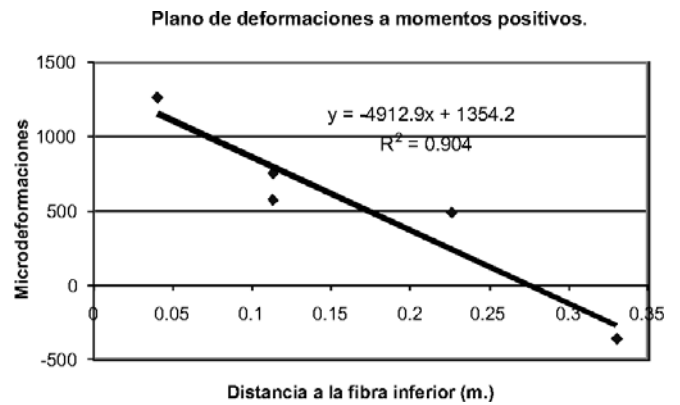


Figura 13. Plano de deformaciones a momentos positivos.

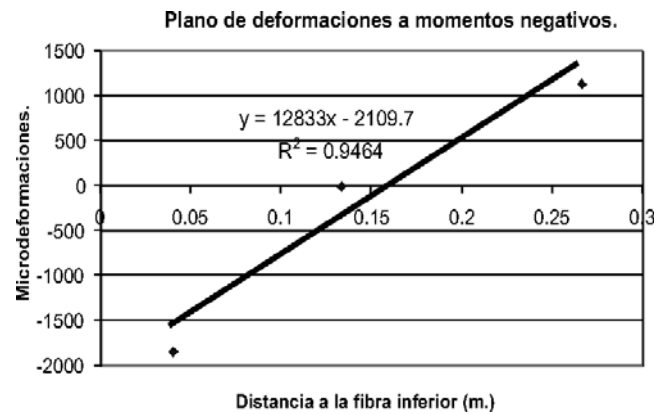


Figura 14. Plano de deformaciones en momentos negativos.

Comparación de los valores teóricos con los obtenidos en el ensayo.

Se muestra a continuación la comparación de los principales parámetros medidos en el ensayo con los resultados determinados de forma teórica.

a) Posición de la fibra neutra

A partir de los datos obtenidos por las series de rosetas colocadas en las diversas secciones, se ha estimado la posición de la fibra neutra en la sección tanto a momento positivo como negativo. A continuación se muestran dos gráficas en las que se interpola la posición de la fibra a partir de las lecturas de los captadores longitudinales (Figuras 13 y 14).

A partir de estas interpolaciones se ha determinado que la fibra neutra se situó durante el ensayo a 0.275 m. de la parte inferior a momentos positivos y a 0.160 m. de la parte inferior a momentos negativos.

Los valores son similares a los obtenidos analíticamente que preveían una posición de la fibra neutra de 0.265 m. y 0.110 m. respectivamente.

b) Deformaciones longitudinales

Con la amplia información recogida por las rosetas y los captadores longitudinales se han podido elaborar unas gráfi-

cas comparativas de los datos del ensayo y las estimaciones teóricas.

La sección de fibra ha trabajado solidariamente con la losa de hormigón, al observarse una deformación lineal en toda la sección. Esto nos hace pensar en una buena transferencia de tensiones en la interfase fibra-hormigón, obtenida a partir de los conectadores.

A continuación se muestran las gráficas, en las que se pueden observar los detalles mencionados (Figuras 15 y 16).

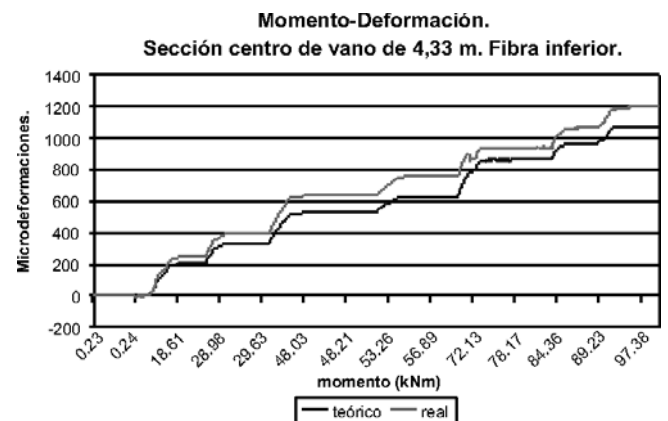


Figura 15. Deformaciones en la fibra inferior central de la sección centro de vano de 4.33 m. en la configuración de carga III.

Momento-Deformación. Sección centro de vano de 4,33 m. Losa de hormigón.

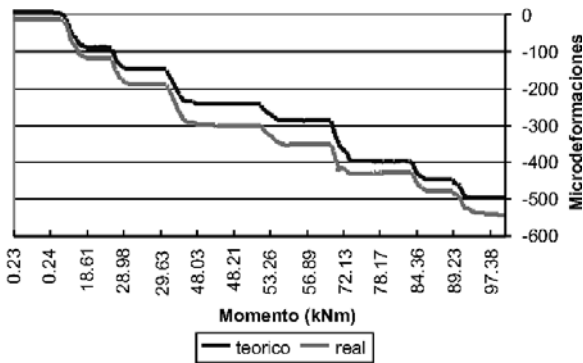


Figura 16. Deformaciones en la losa de hormigón en la sección centro de vano de 4,33 m. en la configuración de carga III.

c) Flechas.

Se colocaron cuatro captadores verticales (f1, f2, f3, f4) en la viga, así como tres captadores más en los apoyos a fin de medir la deformación producida en las gomas de apoyo. Una vez descontada esta deformación, no atribuible a la viga sino a los elementos de apoyo, se ha realizado una comparación de los datos experimentales con los datos obtenidos del cálculo analítico.

Las flechas reales son del orden de 1,2 a 1.5 veces las esperadas teóricamente.

7.2. Viga de carbono

A continuación se muestran los resultados obtenidos en el ensayo de la viga fabricada sólo con fibra de carbono. En la

fotografía 4 se recoge una imagen durante la realización del ensayo.

En el diagrama carga-flecha (figura 17) se puede observar la deformación en el centro de vano de la viga a momentos positivos. Se muestra la progresión de la carga ascendente (correspondiente a una línea recta) y descendente (línea quebrada) pudiendo observar una gran similitud entre ambas.

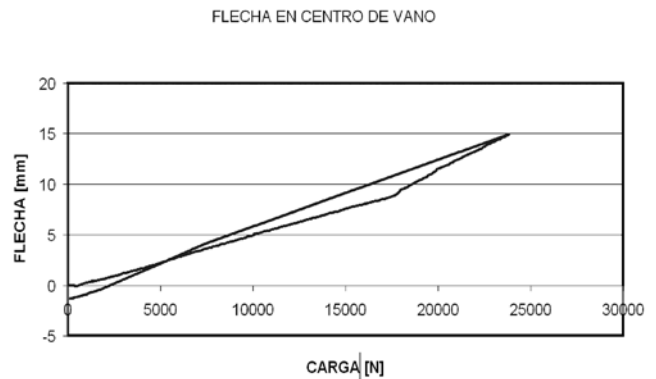


Figura 17. Diagrama Carga - Flecha.

Al igual que se puede apreciar en la anterior, en la siguiente figura (figura 18) se observa cómo las líneas de flecha producidas ante cargas repetidas en el tiempo se mantienen constantes.

En las siguientes gráficas se presenta la relación carga-deformación para las secciones que se instrumentaron durante el ensayo. En primer lugar se exponen las deformaciones para la sección de apoyo central, situada debajo de la carga (figura 19) que se encuentra solicitada a momentos positivos. Los puntos indicados se encuentran medidos a partir de la fibra inferior.



Foto 4. Ensayo de la viga sólo de carbono.

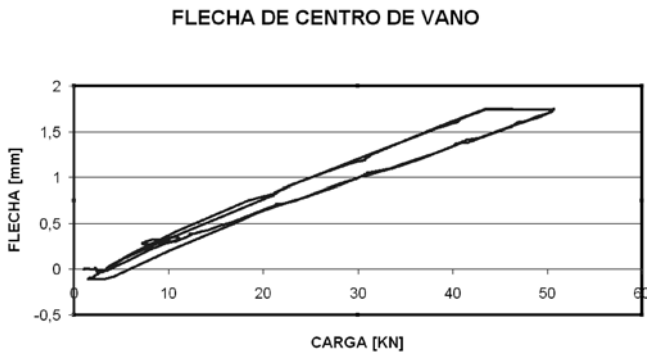


Figura 18. Diagrama Carga – Flecha a cargas repetidas-

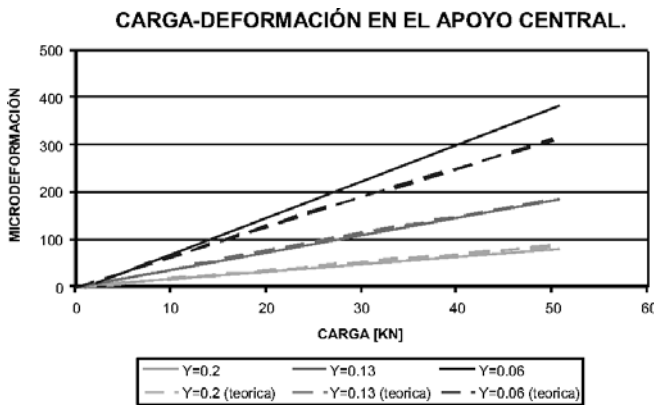


Figura 19. Diagrama Carga-Deformación en la viga. Sección del apoyo central.

Las deformaciones obtenidas para la sección de centro de vano, solicitadas a momentos negativos, se muestran en la figura 20.

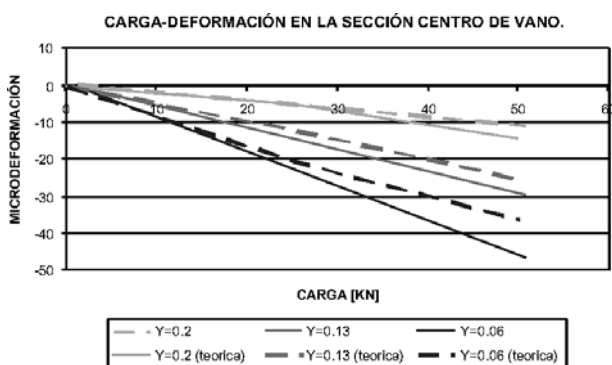


Figura 20. Diagrama Carga-Deformación en la viga. Sección centro de vano.

7.3. Comparación de resultados

En la gráfica siguiente (figura 21) se observan las curvas cargas-desplazamientos en los dos diseños de vigas:

Ambas vigas tuvieron un comportamiento elástico hasta rotura.

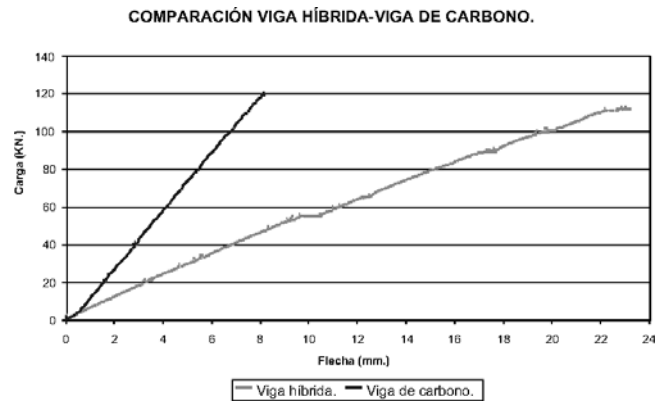


Figura 21. Diagrama Carga (ordenadas) – desplazamiento (abscisas).

Se aprecia de forma clara el diferente comportamiento que, en términos de rigidez ambas vigas presentaron, concluyéndose que la viga híbrida no cumple los requisitos de rigidez impuestos para estas estructuras mientras que la de carbono posee una rigidez excelente.

Además se realizaron ciclos de carga y descarga donde se puede observar la recuperación de la viga. En la figura 22 se muestra la curva carga – desplazamiento para la viga de carbono donde se aprecia la rama de descarga, y se puede determinar que no existen deformaciones plásticas o de carácter remanente.

La viga híbrida falló bajo una carga de 13 tn., lo que equivale a un coeficiente de seguridad de 1.8., mientras que la viga de fibra de carbono falló bajo una carga de 25 toneladas, lo que equivale a un coeficiente de seguridad de 3.4.

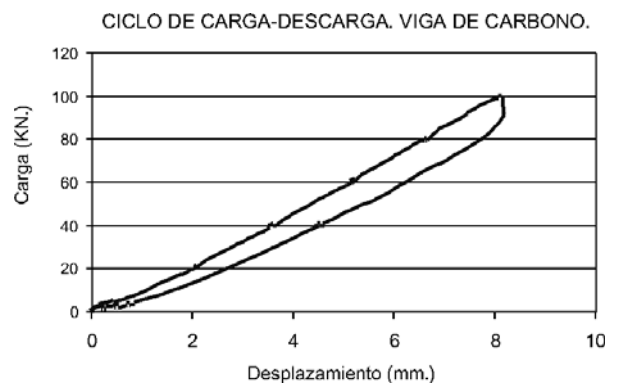


Figura 22. Ciclo de carga-descarga. Viga de carbono.

8. CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados obtenidos de la realización del ensayo a escala 1/3, se extraen las siguientes conclusiones:

La carga última soportada por la viga no es un condicionante en el diseño, pues la capacidad resistente tanto de la viga híbrida como de la viga de carbono es superior a la necesaria para soportar las cargas previstas por la Instrucción.

La viga de carbono, frente a las cargas actuantes, presenta una excelente respuesta estructural, tanto desde el punto de vista resistente como del deformable, cumple los requerimientos exigidos por las normas utilizadas.

Los conectores dispuestos entre las vigas y la losa de hormigón se han comportado según lo previsto, al tener la fibra superior del cajón y la losa de hormigón una deformación similar. La unión mediante los conectores asegura una perfecta transferencia de tensiones entre la viga de fibra de carbono y la losa de compresión de hormigón armado.

Ambos sistemas de fabricación empleados en las vigas a escala (sistema de laminado en húmedo (*lay-out*) y pre-impregnación) tienen grandes ventajas de fabricación, pero se consigue mayor precisión de fabricación y mayor calidad mediante el proceso de pre-impregnación y curado con temperatura y presión controlada, siendo mejor su relación coste-calidad.

7. BIBLIOGRAFÍA

1. Mieres J.M., Calvo I., Gutiérrez E., Shadidi E., Miravete A., "The Spanish Pumacom 46 meter long bridge: A cost competitive FRP alternative", Proceedings of 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Calgary (Canada), July 20-23 2004.
2. Miravete A., Materiales compuestos I y II. (2000).
3. Gutiérrez E., Di Salvo G., Mieres J. M., Experimental results from laboratory tests on an 8 metre beam manufactured from hybrid composite formwork. Advanced Composite letters vol.7 Number 6 pp.155-160.
5. Mieres J.M., Gutiérrez E., Bautista S., Calvo I. Viga de 8.0 m. de longitud fabricada con hormigón y materiales compuestos. Hormigón y Acero num. 230 (2003).
6. Tsai, 1992 Theory of composites design (1992).

Recomendaciones para el Proyecto, Ejecución y Montaje de Elementos Prefabricados



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural

RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, EJECUCIÓN Y MONTAJE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

- CAPÍTULO 1. Forjados de viguetas y losas nervadas.
- CAPÍTULO 2. Forjados de losas alveolares.
- CAPÍTULO 3. Elementos lineales para naves y edificios.
- CAPÍTULO 4. Elementos para puentes y acueductos.
- CAPÍTULO 5. Losas y bóvedas para obras de paso bajo terraplén.
- CAPÍTULO 6. Muros de contención.
- CAPÍTULO 7. Elementos para edificios con paneles.
- CAPÍTULO 8. Tubos y galerías.
- CAPÍTULO 9. Pilotes.
- CAPÍTULO 10. Traviesas de ferrocarril

ANEJO 1. Bibliografía

ANEJO 2. Definiciones

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 668 Págs.

Precios:

- | | |
|------------------------------|---------|
| – Para miembros o Colegiados | 44,00 € |
| – Precio venta al público | 55,00 € |



Aislamiento y amortiguación en el diseño sísmico*

Isolation and Damping in Seismic Design



Renzo Medeot

Presidente del Comité Técnico CEN-TC 340: Dispositivos Anti-sísmicos

RESUMEN

Durante el último cuarto del siglo pasado la ingeniería sísmica ha realizado un tangible progreso gracias al desarrollo de nuevas estrategias de diseño. Este documento ilustra los dos principios fundamentales en que se basan dichas estrategias, es decir el Aislamiento y la Amortiguación. Ambos principios, con certeza, constituyen las más eficaces herramientas en las manos de los proyectistas y, durante los últimos años, su adopción se ha generalizado rápidamente entre la comunidad de los ingenieros sísmicos.

Para entender la importancia y la lógica de esta adopción, en la presentación se resumen en primer lugar los conceptos fundamentales del principio de energía.

Este documento también ilustrará como el uso de la ecuación de balance de energía ofrece una base racional para definir una estrategia de diseño, que tiene en cuenta el tipo de estructura, proporcionando una ventaja máxima en función de las categorías existentes de dispositivos antisísmicos.

En efecto, se debe subrayar el hecho de que al progreso de la ingeniería sísmica ha contribuido mucho también la aparición de numerosos tipos de dispositivos antisísmicos en el mercado, sin los cuales no se hubieran podido nunca realizar las numerosas aplicaciones prácticas que hoy se pueden observar en todo el mundo.

El documento también menciona las posibles opciones de diseño que el ingeniero sísmico puede adoptar e indica, en

cada caso, las categorías de dispositivos que pueden ser aplicados.

De esta manera, los dispositivos se clasifican automáticamente de acuerdo a un orden lógico, así como también por su creciente capacidad de disipar la energía.

Finalmente, se describen brevemente los tipos de dispositivos usados normalmente y se da una interpretación de su funcionamiento basada en el principio de energía.

SUMMARY

During the last quarter century seismic engineering has witnessed significant progress through the development of new design strategies. This document illustrates the two basic principles governing said strategies: i.e. Isolation and Damping. Undoubtedly, both principles comprise the most efficient tools available to designers, and they were quickly adopted by the seismic engineering community.

So as to make the significance and logic behind this adoption understandable, the paper first summarizes the basic concepts of the energy approach.

The document also illustrates how the use of the energy balance equation offers a rational basis for defining a design strategy that takes into account the type of structure, yielding

* Este artículo está basado en la ponencia presentada por el autor en la Jornada Técnica Anual de Ache de Mayo de 2004, sobre Comportamiento de Estructuras de Hormigón en Zonas Sísmicas. En el número anterior de Hormigón y Acero se publicó otro artículo basado, asimismo, en ponencias de dicha Jornada.

maximum advantage in terms of the existing categories of seismic devices.

It should be emphasized that the availability of a number of different types of anti-seismic devices in the market has considerably influenced seismic engineering progress. Without the former, the numerous practical applications observed all over the world today could have never been achieved.

Subsequently, the paper also lists the possible design choices the seismic engineer can adopt and indicates on a case per case basis, the categories of devices that can enable their implementation.

In this manner, devices are automatically classified according to a logical order as well as by their increasing energy dissipating capacity.

In the end, the most commonly used types of devices are briefly described and an interpretation of their functioning from an energy-based approach is given.

1. INTRODUCCIÓN

Hoy, todos sabemos en qué consiste un terremoto y cuáles son los mecanismos que lo producen, debido a los programas de información difundidos en la mayoría los países, sobre todo después de que haya ocurrido un evento sísmico importante.

No obstante, no todos los ingenieros sísmicos tienen hoy una visión clara acerca de cómo tales desastrosos fenómenos naturales causan daños en las obras construidas por el genio creativo de hombre.

La idea más espontánea que viene a la mente de los practicantes de la ingeniería sísmica es la de interpretar un terremoto en términos de fuerzas y deformaciones inducidos en la estructura. Como consecuencia, hay una tendencia a pensar sólo en aumentar la resistencia de esta última.

Realmente existen las fuerzas y desplazamientos, pero sólo son una manifestación más de los ataques sísmicos y de hecho no representan su verdadera esencia. Los terremotos son esencialmente fenómenos de energía, en los que enormes cantidades de energía mecánica son acumuladas a lo largo del lecho de roca durante décadas o incluso siglos, para ser liberadas, de repente, en periodos muy cortos de tiempo.

Por lo tanto, para ser eficaces, deben organizarse estrategias de defensa de diseño considerando debidamente la naturaleza intrínseca de los fenómenos destructivos.

Aunque Housner ya sugirió, en 1956, un método de diseño basado en la energía, sólo ha sido recientemente, cuando este principio ha ganado una atención extendida. Akiyama (1985), Uang (1988) y Bertero (1988) hicieron una valiosa contribución al desarrollo de los aspectos teóricos de un diseño basado en la energía, que actualmente tiene gran consenso, sobre todo dentro de la comunidad académica.

Sin embargo, no puede decirse que los factores de la aplicación práctica hayan demandado similar atención. Específicamente, no se ha dado relevancia adecuada al desarrollo de *hardware* (dispositivos de protección) sísmico apropiado, aprovechable con esta estrategia de diseño, ni su adecuación a esta tarea (Medeot, 1999).

Este documento pretende proporcionar un compendio de los principios teóricos, que gobiernan el diseño anti-sísmico basado en el Aislamiento y la Amortiguación, ilustrando la manera en la que la utilización correcta de conceptos de energía puede habilitar soluciones específicas de diseño, que consideran, debidamente, el tipo de estructura a ser protegida, y qué *hardware* existente es más ventajoso, en términos productivos.

Por último, se presenta de una manera lógica una interpretación de su funcionamiento según los conceptos de energía.

2. EL PRINCIPIO DE ENERGÍA

Los principios físicos que gobiernan los efectos de disipación en el control de los fenómenos dinámicos se estudiaron hace más de dos siglos (*D'Alembert, Traité de dynamique, 1743*). Sin embargo, su aplicación práctica tardó mucho en llegar y se realizó dentro de un periodo de tiempo muy diferente en los diversos sectores de la ingeniería.

El primer sector en adoptar tales tecnologías amortiguadoras fue el ejército en Francia (1897) y permitió al país disfrutar de supremacía mundial en artillería durante la mayor parte de la década.

En un tiempo no demasiado corto, la industria automovilística siguió estos pasos, usando amortiguadores en sus sistemas de suspensión para asegurar la comodidad y estabilidad de los vehículos a motor.

Se tardó un poco de tiempo antes de su aplicación en la Ingeniería Civil. En efecto, es necesario llegar al último cuarto de este siglo para encontrar su primera aparición (*Medeot, 1997*).

Uno de los factores que pueden haber demorado la aplicación de los sistemas de disipación en la Ingeniería Civil podría ser la desconfianza innata de los ingenieros civiles hacia esos dispositivos mecánicos, al considerarlos “máquinas”, que tienen que ser insertadas adecuadamente en una estructura e interactuar con ella, para conseguir la amortiguación necesaria.

Un segundo factor de retraso podría atribuirse a la ausencia de métodos de cálculo fiables (modelizado y análisis dinámico). Es decir, “*software*” apropiado.

No obstante, durante las dos últimas décadas, se ha superado rápidamente el retraso en desarrollo, con respecto a otros campos de la ingeniería. El progreso ha sido, principalmente, consecuencia de estrategias de diseño recientemente desarrolladas que toman fuerza (ej. Aislamiento de Base) y del conocimiento de que la disipación de energía (Amortiguación)

puede ser una herramienta poderosa en manos del ingeniero para controlar la respuesta de estructuras sacudidas por terremotos.

En otras palabras, estos eventos naturales están percibiéndose cada vez más como fenómenos que involucran la transmisión de energía mecánica, en lugar de interpretarse sólo en términos de fuerzas y desplazamientos, que aparecen como resultado de la simple aplicación de ecuaciones matemáticas.

Sin embargo, dicho conocimiento ha involucrado principalmente al mundo académico y sólo se ha extendido a un limitado número de proyectistas de ingeniería civil.

Y el último factor de retraso, pero no de menor importancia, podría identificarse con la falta de dispositivos mecánicos capaces de disipar la energía, es decir: “*hardware*” apropiado y fiable (Parducci y Medeot, 1987).

Como veremos más adelante en este documento, este factor limitador no existe ya desde hace mucho tiempo, gracias al compromiso de varios pioneros y laboratorios de investigación, que han decidido invertir recursos importantes en este campo, inventando y perfeccionando una serie de dispositivos, que aprovechan fenómenos físicos bien conocidos y los adaptan a la protección de las estructuras (Albajar y Medeot, 1992). De hecho, las estrategias del diseño recientemente concebidas no podrían encontrar aplicación útil sin el desarrollo paralelo del *hardware* necesario para su aplicación.

Para un mejor entendimiento del Aislamiento y de la Amortiguación deben comentarse algunos conceptos generales.

Como es sabido, con cualquier criterio de resistencia adoptado en el dimensionamiento de una estructura (ej.: tensiones admisibles, estados límite, etc.) siempre se hace necesario comprobar que:

$$\text{SOLICITACION} \leq \text{CAPACIDAD} \quad (1)$$

donde los términos **SOLICITACION** y **CAPACIDAD** asumen, en cada aplicación, su significado apropiado.

La expresión (1), a veces llamada Ecuación de Diseño, es válida incluso en Ingeniería Sísmica, cuando los conceptos de energía se aplican en el dimensionado de los elementos estructurales.

Permítasenos considerar un sistema físico genérico (esquemáticamente representado por la caja en la fig.1), que interactúa con el ambiente externo a través de los intercambios de energía.

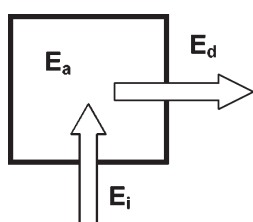


Figura 1. Sistema físico que interactúa con el ambiente externo a través de los intercambios de energía.

De acuerdo con el Principio de Conservación de la Energía:

$$E_i = E_a + E_d \quad (2)$$

donde,

E_i es la energía de entrada (input)

E_a representa la energía acumulada

E_d es la energía disipada

Si, en lugar de un sistema físico genérico, se considera una estructura (ej.: un edificio, puente, etc.) ante un ataque sísmico, entonces, el término E_i representa la energía mecánica transmitida a la estructura por el movimiento de la tierra, a través de sus cimentaciones.

Siguiendo con la premisa del caso anterior, la energía E_a puede acumularse de dos maneras distintas, una de las cuales sólo depende de las deformaciones y la otra de la velocidad, según:

$$E_a = E_e + E_c \quad (3)$$

donde,

E_e es la energía de tensión elástica

E_c representa energía cinética

De la misma manera, la energía E_d también puede ser disipada por dos mecanismos distintos, uno de los cuales sólo depende de las deformaciones y el otro de la velocidad, y precisamente,

$$E_d = E_h + E_v \quad (4)$$

donde,

E_h es la energía disipada por deformación de histéresis (o plástica).

E_v es la energía disipada por amortiguamiento viscoso

Debe señalarse que la energía E_v está asociada a la fuerza F , que sólo depende de la velocidad v a través de una ley constitutiva del tipo

$$F = C \cdot v^n \quad (5)$$

donde el exponente n va de 0 a 1,8, dependiendo del tipo de dispositivo.

Introduciendo las expresiones (3) y (4) en la ecuación (2), obtenemos la ecuación de balance de energía, en la siguiente forma válida para las estructuras (Bertero, 1992):

$$E_i = E_e + E_c + E_h + E_v \quad (6)$$

Cuando se compara la ecuación anterior con la Ecuación de Diseño (1) está claro que E_i puede interpretarse como la **solicitación**, mientras que los cuatro términos del otro lado de la

ecuación pueden representar las posibles **capacidades** de la estructura.

La ecuación (6) expone, claramente, que el ingeniero del diseño debe, al atacar su proyecto, hacer una buena estimación de E_i para el diseño sísmico.

Para demostrar cómo es posible esto, es necesario desarrollar la ecuación de balance de energía (6) a través de un proceso matemático riguroso. Para simplificar, permítasenos considerar un sistema oscilante con un-grado-de-libertad. En este caso, la ecuación de movimiento resulta como sigue:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + h(x) = -m\ddot{x}_G \quad (7)$$

donde x representa el desplazamiento relativo entre la masa m y el suelo, mientras x_G simboliza el desplazamiento absoluto del suelo con respecto a un sistema inercial. De la misma forma, el exponente n en $F = C\delta v^n$ ha sido supuesto como 1, pero el resultado subsiguiente que desarrollaremos, es aplicable para cualquier valor de n .

Los cuatro términos a la izquierda de la ecuación (7) representan, respectivamente, las fuerzas inercial, viscosa, elástica y de histéresis.

Sabemos que introduciendo en (7) el acelerograma \ddot{x}_G de un terremoto e integrando los términos de fuerza individuales sobre la duración total del evento sísmico, se produce la respuesta $x(t)$ de la estructura, como una solución para ese evento sísmico específico. Con los símbolos de la figura 2 e integrando la ecuación (7) con respecto a x , resulta:

$$\int m\ddot{x}dx = \int m \frac{d\dot{x}}{dt} dx = \int m\dot{x}d\dot{x} = \frac{1}{2}m\dot{x}^2 = E_k \quad (8)$$

$$\int c\dot{x}dx = \int c\dot{x}^2 dt = E_v \quad (9)$$

$$\int kx dx = \frac{1}{2}kx^2 = E_e \quad (10)$$

$$\int h(x) dx = E_h \quad (11)$$

Como puede deducirse, las contribuciones individuales incluidas a la izquierda de la ecuación (7) representan la energía cinética relativa, la energía de disipación causada por amortiguación viscosa, la energía de tensión elástica y la energía de histéresis.

La suma de estas energías debe equilibrar la energía de entrada impuesta en la estructura por el evento sísmico y así:

$$\int -m\ddot{x}_G dx = E_i \quad (12)$$

Debe notarse, que la fórmula anterior es más bien una simplificación, ya que un análisis más complejo va más allá del alcance de este documento. No obstante, debe aclararse que:

- Cada término de energía en la ecuación, es una función del tiempo. Para integrar (7) es necesario entrar $dx = \dot{x}dt$
- La energía transmitida a la estructura no sólo depende del acelerograma y la masa de la estructura m , como (12) podría sugerir, sino también de otros parámetros.

Remontándonos a la ecuación de balance de energía (6), permítasenos intentar interpretar viejos y nuevos principios de diseño anti-sísmico.

Cuando las estructuras son diseñadas fortaleciendo adecuadamente sus elementos para evitar daños durante un ataque sísmico (qué obviamente presupone que las mismas permanezcan dentro de los límites elásticos), se requiere acudir prácticamente, sólo a los términos E_e y E_c .

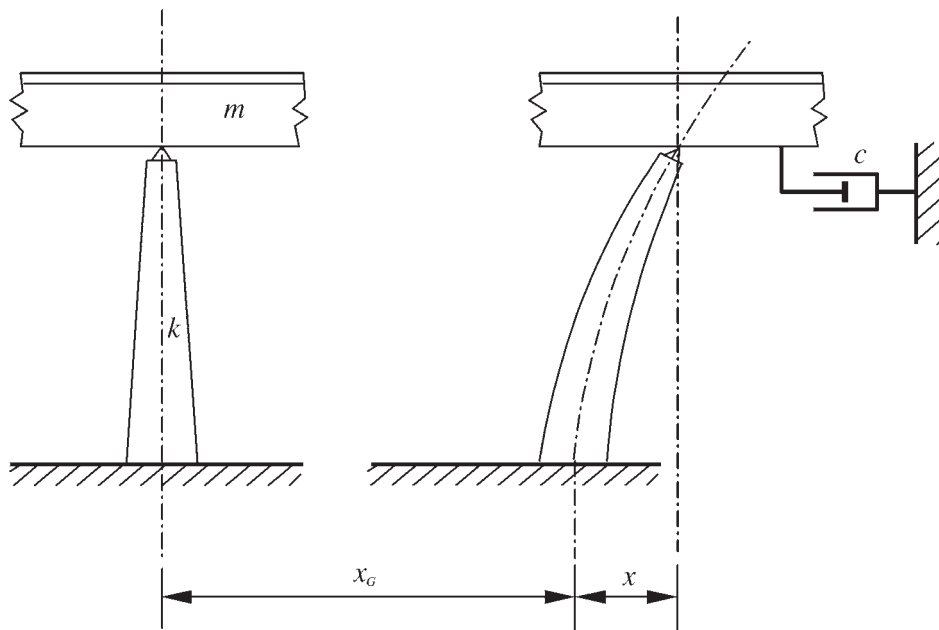


Figura 2. Esquema de cálculo.

Debe notarse que, incluso permaneciendo dentro de los límites elásticos, la estructura tiene una capacidad intrínseca disipadora de tipo viscoso y así, también entra en juego el término E_v .

Para considerar este hecho, en el análisis lineal de estructuras de hormigón armado, normalmente se supone un coeficiente de amortiguación $\xi = 0,05$, considerando que para las estructuras de acero, debe usarse $\xi = 0,02$.

Sin embargo, el principio anterior representa a menudo una ilusión, y sólo puede asegurarse la protección sísmica, en estructuras esbeltas sujetas a terremotos de intensidad moderada.

Recíprocamente, cuando la energía transmitida a la estructura por el terremoto excede la capacidad de la misma de soportarla elásticamente, partes de la estructura plastifican o se rompen. En otras palabras, en tales casos, puede declararse que la estructura recurre automáticamente al tercer término E_h que equilibra la ecuación de energía.

Por un buen número de años y, desgraciadamente hasta estos días, todavía se están diseñando estructuras usando deliberadamente el término E_h , y así se acepta el hecho de que los elementos estructurales sufren deformaciones más allá de los límites elásticos, acudiendo a su ductilidad.

A pesar de la elegancia de este último término, es necesario aclarar que se está ocultando una realidad totalmente indeseable. De hecho aceptar deformaciones superiores al límite elástico significa recurrir a un mecanismo de disipación que provoca un daño estructural permanente (típicamente, la creación de rótulas plásticas en las pilas del puente o los pilares de un edificio) y se acepta la necesidad de costosas intervenciones de restauración, que implícitamente condicionan que la estructura esté temporalmente fuera de servicio.

Este principio de diseño, denominado *tradicional* o *convencional*, todavía es aceptado por la mayoría de las normas antisísmicas existentes. Uno de sus inconvenientes, universalmente reconocidos, es el riesgo de colapso de la estructura frente a terremotos de mayor intensidad que la del terremoto de cálculo.

Sólo en años recientes se ha reconocido que es posible aumentar significativamente a voluntad, tanto E_h como E_v , y así controlar totalmente la respuesta de toda la estructura a través del uso de dispositivos de disipación de energía dispuestos en puntos estratégicos adecuadamente determinados. Esto se está llamando el principio de *Disipación de Energía* o *Amortiguación* (Medeot, 1998).

Si no es técnicamente factible o es desventajoso económicamente equilibrar la entrada de energía E_i empleando los términos E_e , E_c , E_h y E_v , hay todavía la opción de intentarlo disminuyendo la entrada de energía, el propio E_i .

Este principio de diseño se denomina *Aislamiento Sísmico* y esencialmente consiste en desacoplar la masa estructural prevaleciente del movimiento sísmico del terreno.

De lo anterior, obviamente, se debe concluir que el principio más racional, sólo puede ser acudir a todos los términos

de la ecuación de balance de energía (6). Es decir, una combinación de *Aislamiento Sísmico* y la *Amortiguación* siempre que sea factible y económica.

3. EL AISLAMIENTO SÍSMICO

Muchos diseños y tecnologías de construcción antisísmica han sido desarrollados durante años tratando de mitigar los efectos del terremoto en puentes, edificios y sus contenidos potencialmente vulnerables (Skinner et al., 1993). El Aislamiento Sísmico es una tecnología de este tipo, y todavía está en proceso de desarrollo.

El aislamiento sísmico se propuso hace más de un siglo (Kelly, 1982), pero sólo ha encontrado aplicación extensa durante las últimas dos décadas. Tal retraso halla su explicación en la falta de *hardware* sísmico adecuado que a lleve a cabo, eficaz y fiablemente, el desacoplamiento deseado de estructuras elevadas y sus cimentaciones.

3.1 Consideraciones generales

El Aislamiento Sísmico consiste esencialmente en la instalación de mecanismos que desacoplan la estructura y/o sus contenidos de los efectos potencialmente dañosos de los movimientos inducidos por el terremoto, a fin de limitar la cantidad de energía que penetra la estructura.

Tal desacoplamiento se obtiene aumentando la flexibilidad del sistema, adjunto a una amortiguación apropiada. En muchas –pero no todas– las aplicaciones, el sistema de aislamiento sísmico se instala debajo de la estructura. Por consiguiente, este principio, a veces, es llamado inadecuadamente *Aislamiento de Base*.

A fin de comprender mejor lo esencial del aislamiento sísmico, sería oportuno recapitular ciertos conceptos básicos.

Entre los miles de terremotos que ocurren cada día en el mundo, si uno diagramase sus curvas de aceleración vs. tiempo (acelerogramas), no se encontrarían dos de ellas idénticas ni por lo menos similares. Lo mismo sucede con los terremotos registrados en un mismo sitio.

No obstante eso, si uno examinase detenidamente los mismos, estos últimos sí tienen algo en común y es su contenido de frecuencias. Por lo tanto, existe una especie de factor tipo “DNA” común a tales terremotos.

Este hecho se puede representar con un diagrama llamado “Espectro Elástico de Respuesta”. La forma de este Espectro Elástico de Respuesta depende esencialmente del tipo de terreno y está disponible en el Anejo Nacional de los Eurocódigos. El Eurocódigo 8 identifica cinco tipos de terrenos a los cuales corresponden otros tantos Espectros de Respuesta.

Las aceleraciones sísmicas típicas tienen períodos dominantes de cerca 0,1 - 1 s, como se muestra en la Figura 4 – con una severidad máxima en el orden de 0,2 - 0,6 s.

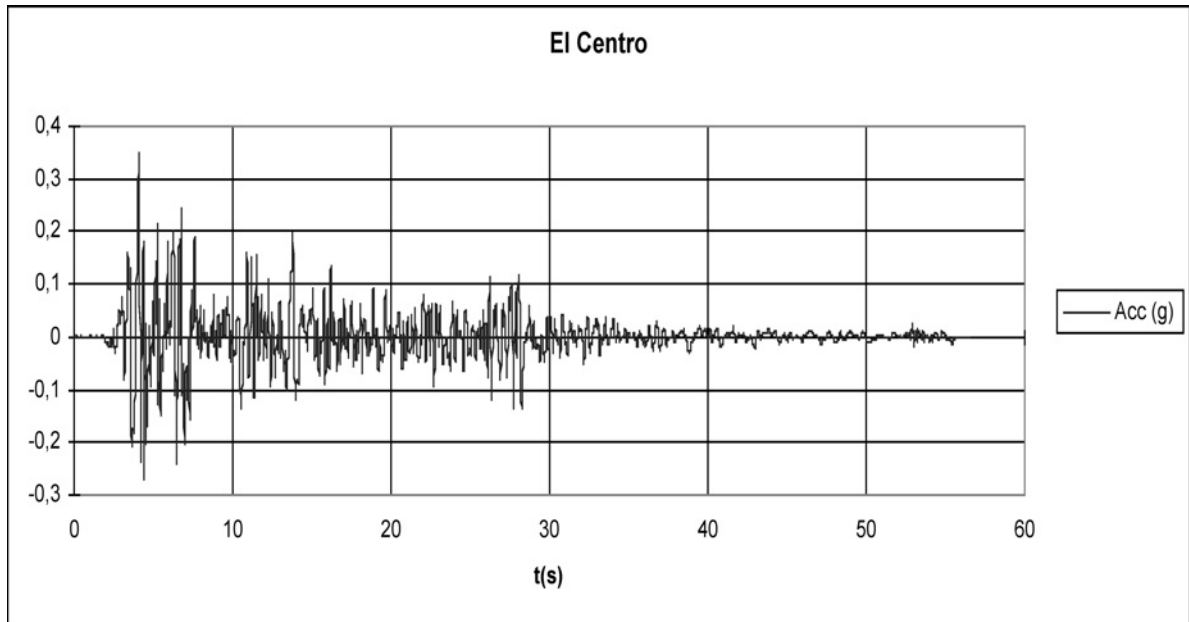


Figura 3. Acelerograma del terremoto de El Centro (México, 1940).

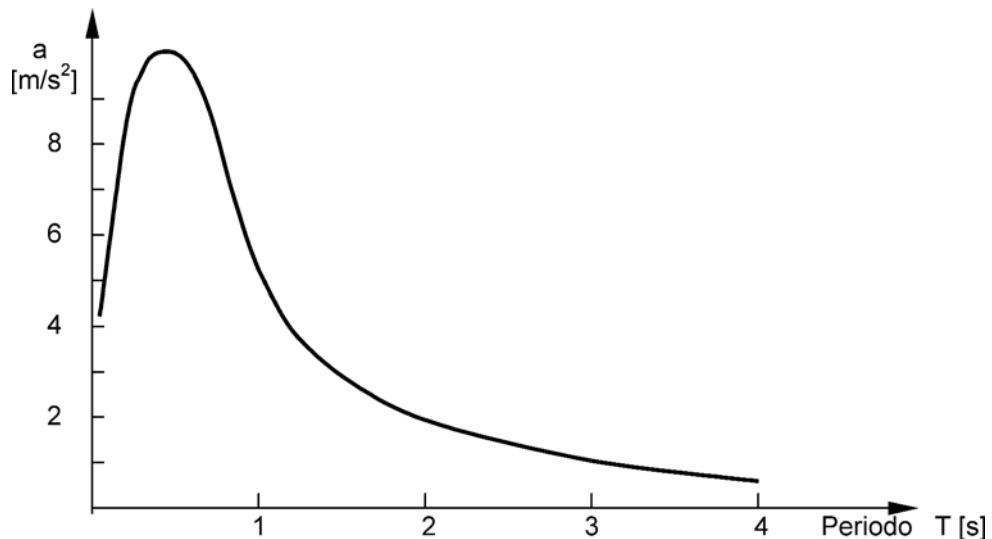


Figura 4. Espectro elástico de respuesta de un terremoto.

El uso del Espectro de Respuesta Elástica simplifica mucho el estudio del comportamiento dinámico de una estructura en presencia de un terremoto.

Supongamos que representamos la estructura aislada por medio de un modelo con un solo grado de libertad. Su masa m se asume que sea perfectamente rígida con respecto a los montajes flexibles (o sea, los apoyos) que en este caso se llaman "aisladores". Tal tipo de hipótesis es muy conservador.

Cada estructura se caracteriza por su frecuencia natural f_n (o su inversa, el periodo fundamental $T_n = 1/f_n$), el cual en este caso viene dado por la expresión:

$$T_n = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Considerando T_n en el Espectro Elástico de Respuesta podemos leer la aceleración máxima que la estructura encontrará

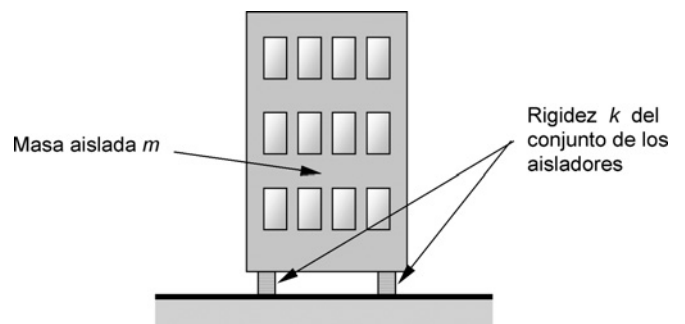


Figura 5. Esquema de una estructura aislada sísmicamente a un grado de libertad.

durante un terremoto. Después de evaluar la aceleración, podemos calcular las fuerzas generadas durante tal evento.

En este momento, uno espontáneamente se preguntaría lo que pasaría si el edificio estuviese solidamente fijado a sus

fundaciones. En tal caso, ya no seguirá siendo lícito ignorar la deformabilidad del edificio, o sea: asumir que el mismo pueda mantenerse en campo perfectamente rígido.

Una vez que el período fundamental es calculado, se puede siempre usar el Espectro Elástico de Respuesta.

Para los edificios, una fórmula empírica para calcular un período fundamental aproximado es lo siguiente:

$$T_n = \frac{h}{10 \cdot \sqrt{b}}$$

donde:

h es la altura (m)

b es el lado menor del edificio (m).

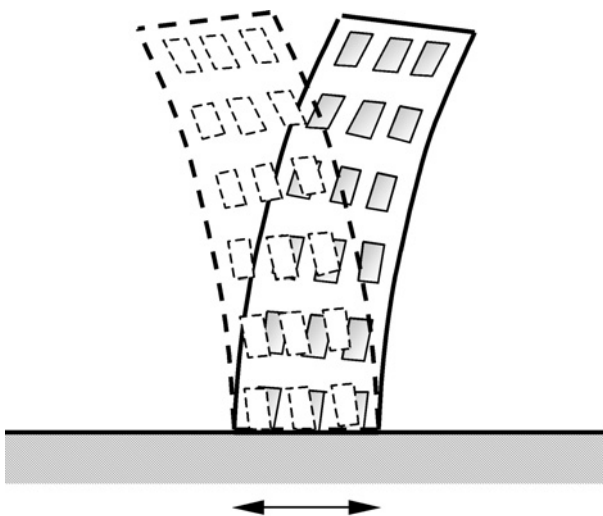


Figura 6. Deformación de una estructura convencional no aislada.

Consideremos un caso práctico asumiendo lo siguiente:
h = 21 m y b = 25 m; entonces $T_n = 0,42$ s.

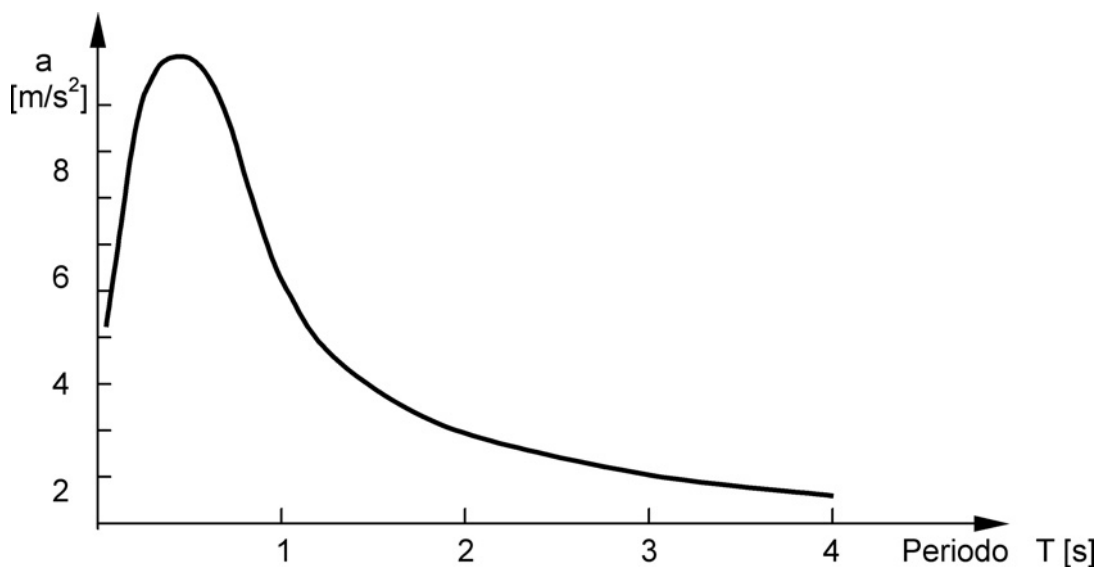


Figura 7. Efecto del cambio del período sobre la respuesta de la estructura.

Una amarga sorpresa se encontraría al fin: dicho período cae dentro de la zona en la cual la respuesta es máxima. Por lo tanto, la respuesta de aceleración de pico de un edificio convencional es mucho mayor (aproximadamente 2 veces y media) que la aceleración de pico del movimiento del terreno.

En otras palabras, los edificios son particularmente vulnerables a ataques sísmicos porque pueden resonar en una zona de máxima intensidad del espectro. Lo mismo también vale para los puentes.

De lo antedicho, se puede concluir que el aspecto más importante del aislamiento sísmico es aquél de cambiar el período natural hacia una zona del espectro de respuesta con aceleraciones menores. Con esto, se comprende la razón del nombre de “cambio de período” dado al mecanismo del aislamiento sísmico.

3.2. Cambio del Período y Amortiguación

Todo lo antedicho hace que uno pueda llegar a concluir que es posible reducir la respuesta de la estructura a propia voluntad simplemente aumentando el período natural de la estructura - en otras palabras - aumentando la flexibilidad de los aisladores.

Desafortunadamente, la cosa no es tan simple.

Hasta este momento, no se ha hecho mención de un parámetro de importancia que interviene durante un terremoto, y que es precisamente el desplazamiento relativo entre la masa aislada y sus cimentaciones.

El aumento de flexibilidad y consecuente aumento del período también afectan el desplazamiento sísmico horizontal de la estructura como demuestra la Figura 8 en el caso más simple de una estructura de una masa rígida única.

En otros términos, con el aumento del período se consigue también un aumento del desplazamiento total.

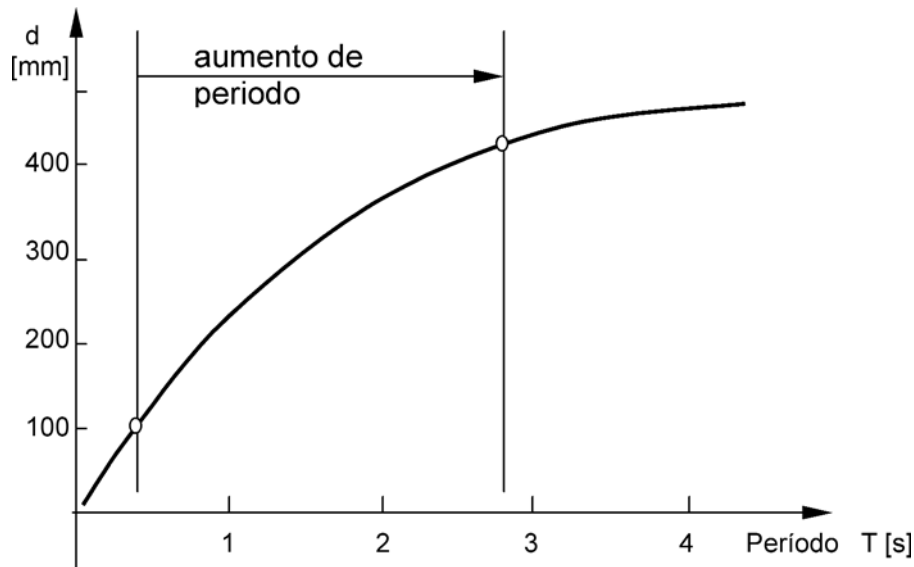


Figura 8. Desplazamiento vs. Período.

Con un período de 2-3 segundos, se puede llegar a una demanda de desplazamiento de 400 - 500 mm. Tal cosa haría difícil, si no imposible, la construcción de aisladores, especialmente en términos de un importante aumento de su costo.

A este punto, podemos contar con la ayuda de otra magnitud física: la **Disipación de Energía** o **Amortiguación** (Medeot R., 1998).

El parámetro que describe la capacidad de energía de disipación de un sistema es el Coeficiente del Amortiguamiento Equivalente ξ .

Si hacemos el diagrama del Desplazamiento vs. Período de la Estructura para diversos niveles de amortiguación, vemos que los desplazamientos excesivos se pueden contrastar con la introducción de mayor amortiguación.

La amortiguación también tiene un efecto beneficioso respecto a las aceleraciones (Buckle I. & Mayes R., 1990).

La Figura 11 ilustra la reducción de las fuerzas de corte generadas por el terremoto que se puede obtener con el Aislamiento Sísmico junto a la Amortiguación.

Al final de esta recapitulación teórica, podemos concluir que:

- en edificios convencionales la respuesta de aceleración de pico de la estructura es prácticamente siempre mayor que la aceleración de pico del terreno,
- las estrategias convencionales de diseño sísmico pueden únicamente proveer a la estructura de la fuerza suficiente para soportar las cargas generadas por un terremoto,
- el aislamiento sísmico es una estrategia de diseño mediante la cual se protege a las estructuras contra los daños limitando el ataque sísmico en vez de resistirlo,

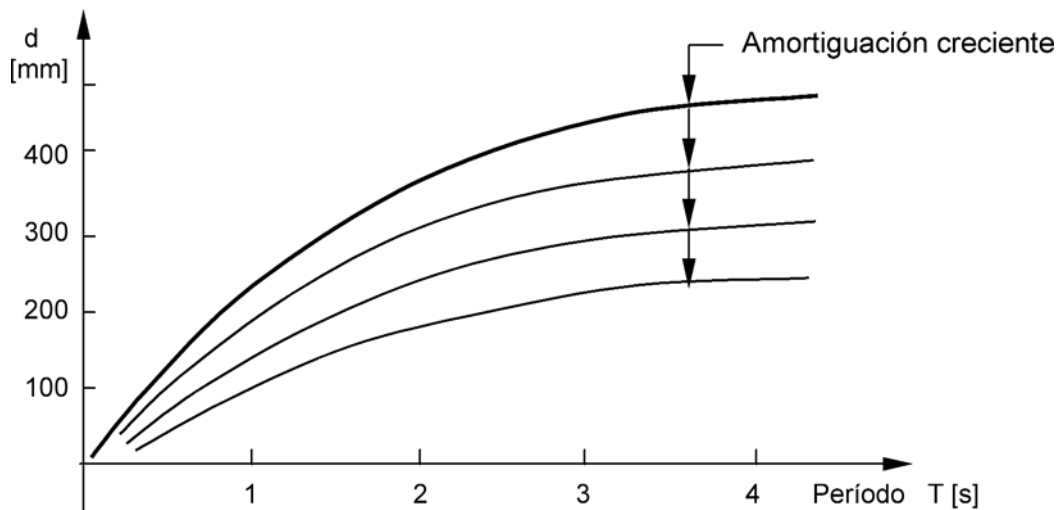


Figura 9. Efecto de la amortiguación sobre el desplazamiento.

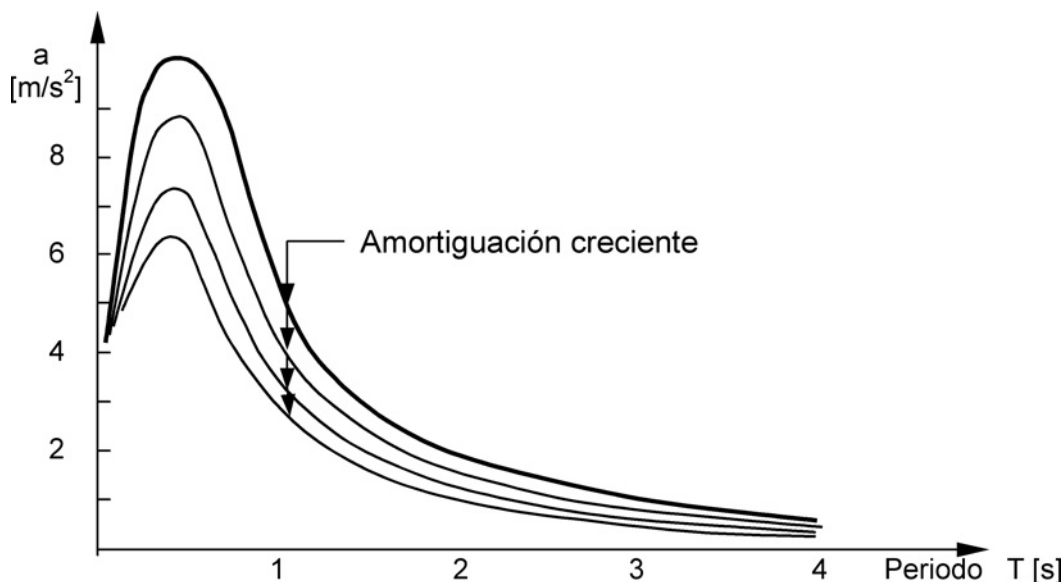


Figura 10. Efecto de la amortiguación sobre la aceleración.

- en la estructura aislada las fuerzas se reducen considerablemente y casi todo el desplazamiento se desarrolla en el sistema de aislamiento, con pocas deformaciones de la estructura misma, la cual se mueve como unidad rígida
- las aceleraciones y los desplazamientos generados por un terremoto se pueden reducir con el uso de dispositivos de amortiguación que disipen energía
- la mayor parte del desplazamiento de la estructura se puede concentrar en los componentes del aislador con relativamente poca deformación de la estructura misma, la cual se mueve en gran parte como un cuerpo rígido

3.3. Consideraciones prácticas

El Aislamiento Sísmico se puede usar para proveer soluciones eficaces a una vasta gama de problemas de diseño antisísmico. Se han realizado estudios muy exactos de las clases de

estructuras para las cuales el aislamiento sísmico se puede aplicar con éxito. Entre ellas pueden citarse, los edificios y los tipos comunes de puentes ferroviarios y de carretera.

La creciente aceptación del aislamiento sísmico como técnica se demuestra con el gran número de sistemas instalados en intervenciones de adecuación sísmica (“retrofit”).

El aislamiento muchas veces reduce el costo de proporcionar un nivel aceptable de resistencia a los terremotos. Estas rebajas de costo se deben principalmente a la reducción de las cargas sísmicas (y consecuentemente a las menores deformaciones estructurales) así como también a la reducción de demanda de ductilidad.

Por lo tanto, el Aislamiento Sísmico da muchos beneficios que no dan otros tipos de técnicas antisísmicas.

Cuando se usa el Aislamiento Sísmico, la estructura adquiere más flexibilidad y debe ser dotada de una mayor capacidad

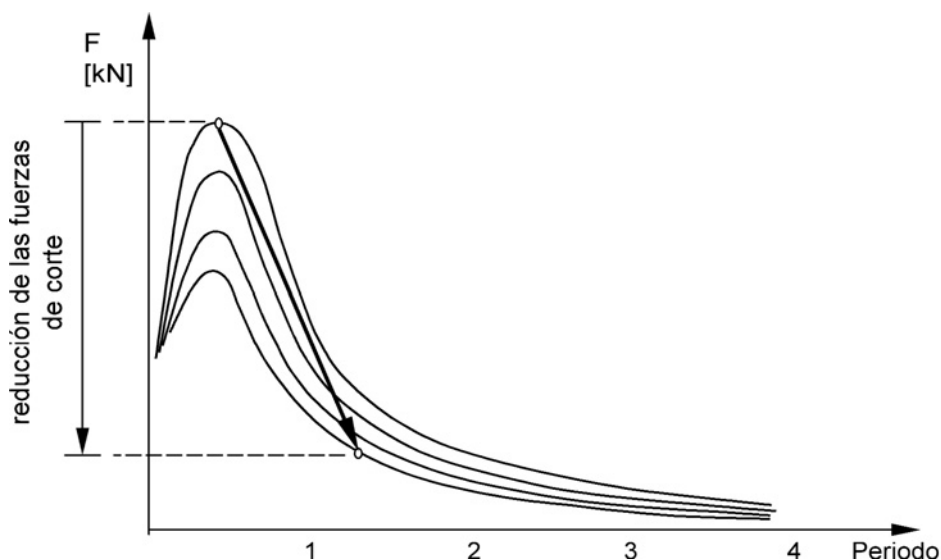


Figura 11. Reducción de las fuerzas de corte obtenida con el aislamiento y la amortiguación.

de desplazamiento horizontal. Por lo tanto se debe proveer un “seismic gap” o espacio que permita tal desplazamiento durante un terremoto.

Es imperativo que los presentes y futuros dueños y ocupantes de estructuras aisladas sísmicamente se den cuenta de la importancia funcional de este “seismic gap” (que prácticamente coincide con la junta de expansión) y la necesidad de que tal espacio se mantenga libre.

Por ejemplo, cuando la superficie de un camino o la entrada a un puente se deban reparar, debe tenerse mucho cuidado en asegurar que los materiales de sellado, piedras, etc. no caigan dentro del “gap”.

De manera similar, el “seismic gap” en torno a edificios se debe mantener libre de basura y nunca se debe usar como un útil “deposito” de ningún tipo de materiales.

Un cierto número de factores deben ser considerados por el ingeniero, arquitecto o cliente que desee decidir si una estructura propuesta debe incorporar aislamiento sísmico o no.

El primero de tales factores es el grado relativo de riesgo sísmico —el cual depende de la situación geológica— (proximidad a fallas geológicas, el terreno debajo de la estructura, etc.) la historia de terremotos en la región y cualquier otro factor conocido sobre las probables características de tales terremotos (severidad, período, etc.).

Se pueden entonces proponer varias soluciones al problema del diseño, con una variedad de formas estructurales y materiales, y diseños relativos —algunos con aislamiento sísmico y otros no.

Se puede entonces evaluar el nivel de daños probables que pueden acompañar a cada diseño, clasificando los daños sísmicos como:

- (1) menores
- (2) reparables (hasta un 30% del costo de construcción)
- (3) no-reparables (resultando en edificios condenados)

El cometido principal del aislamiento sísmico es cambiar el nivel de daños probables de (3) o (2) a (1) de acuerdo a la escala previamente citada, de manera que se reduzca el costo de los daños y, probablemente también, el costo del seguro.

El costo del sistema de aislamiento oscilará entre el 5 y el 8% del costo de la obra. No obstante, si se trata de un proyecto nuevo en vez de una intervención de adecuación antisísmica, tal costo se puede compensar con los ahorros logrados en otros componentes estructurales (por ejemplo, cimentaciones, estribos, etc.) que se dimensionan para acomodar cargas más reducidas.

En otras palabras, se puede afirmar que, para un mismo nivel de protección, el aislamiento sísmico resulta mucho más económico que cualquier otro diseño antisísmico convencional basado en el refuerzo de los elementos estructurales.

Los “costos” y “beneficios” totales de las varias soluciones se pueden evaluar con un análisis que incluya el “valor” de

mantener la estructura o sus contenidos en las mejores condiciones posibles después del terremoto y la reducción del riesgo en términos de víctimas humanas y daños a la estructura.

En muchos casos, tal tipo de beneficios pueden aumentarse con la adopción del aislamiento sísmico.

3.4. Comparación del Diseño Convencional con el Aislamiento Sísmico

El aislamiento sísmico se diferencia de las estrategias de diseño anti-sísmico convencional en la filosofía de como se soporta un ataque sísmico.

Las estrategias convencionales generalmente aceptan que considerables fuerzas telúricas y energía serán transmitidas a la estructura por el terreno. De tal manera, el problema abordado por el diseño es el de proveer a la estructura con la capacidad para soportar tales fuerzas.

Con el aislamiento sísmico, el objetivo principal es reducir substancialmente la transmisión de dichas fuerzas y energía a la estructura. Esto se efectúa montando la estructura sobre un sistema de aislamiento de considerable flexibilidad horizontal, de manera que solamente se induzcan movimientos moderados a la estructura durante el terremoto, cuando el terreno vibra fuertemente debajo de la misma.

En la práctica, los sistemas de aislamiento deben adquirir un compromiso entre el nivel del aislamiento de fuerzas y un nivel aceptable de desplazamientos relativos a través del sistema de aislamiento durante el movimiento telúrico.

Se pueden obtener desplazamientos aceptables junto a un alto grado de aislamiento de fuerzas proporcionando amortiguación y flexibilidad al aislador.

Un sistema de aislamiento sísmico provisto con características histeréticas de desplazamiento de fuerzas puede proporcionar las propiedades deseadas de flexibilidad, alta amortiguación y limitación de fuerzas del aislador bajo cargas telúricas horizontales, y la adición de alta rigidez bajo el efecto de cargas horizontales que limiten los movimientos inducidos por el viento.

El Aislamiento Sísmico y la Amortiguación representan hoy las herramientas más eficaces en manos de los ingenieros proyectistas para limitar en áreas sísmicas tanto los desplazamientos relativos como las fuerzas en los elementos estructurales adyacentes.

Esto significa poder controlar la respuesta sísmica de la estructura a voluntad y asegurar el grado de protección requerido.

4. ESTRATEGIAS DE DISEÑO Y HARDWARE SISMICO

En el capítulo 2 se interpretó la ecuación de balance de energía desde el punto de vista de las estrategias que pueden adoptarse durante la fase de diseño, para organizar protecciones antisísmicas.

Este capítulo presentará todas las estrategias de diseño sísmico y los diferentes tipos de dispositivos antisísmicos disponibles en el mercado.

Antes de comenzar a desarrollar un proyecto, el ingeniero sísmico debe tomar ciertas opciones estratégicas - más allá de las preferencias personales - dependiendo del tipo de la estructura, de la sismicidad y de la naturaleza geológica del lugar, de las vigentes normas, de cualquier requisito del cliente y otros parámetros incidentales.

En el pasado, también era necesario tener en cuenta una limitación adicional, es decir, la indisponibilidad de *hardware* sísmico conveniente, que demostrara ser fiable (Albajar, L., 1992; Medeot, R., 1996). Tal factor limitativo ya no existe.

Hoy, los ingenieros sísmicos pueden contar con numerosas soluciones y los pertinentes tipos de dispositivos sísmicos, que ya se han adoptado con éxito durante las dos últimas décadas. Como se ha aclarado en los anteriores capítulos, a pesar su gran variedad, dichas soluciones pueden agruparse, toscamente, en dos tipos principales:

a. los que proporcionan suficiente resistencia y ductilidad a los elementos estructurales para resistir a la entrada de energía sísmica; estas soluciones son parte de lo que ya hemos apuntado como “*critérios de diseño convencionales*”;

b. los que tienen el objetivo de proteger la estructura contra los daños del terremoto, limitando los efectos de un ataque sísmico (en lugar de resistiéndolo) a través del uso de dispositivos sísmicos apropiadamente introducidos en la estructura; esta estrategia de diseño normalmente se llama “*mitigación sísmica*.”

Sin ahondar más profundamente en los criterios de selección, que van más allá del alcance de este documento, lo que sigue ilustra algunos conceptos que interrelacionan las opciones de diseño y los dispositivos antisísmicos que habilitan su aplicación práctica. A este propósito, se usará el diagrama de flujo de la Figura 12.

El ingeniero proyectista que ha seleccionado la adopción de técnicas tradicionales - que como se declaró antes, esencialmente consisten en fortalecer la estructura - tiene ante él dos posibles alternativas:

- dotar la estructura sólo de *vínculos permanentes* y a sus elementos con la adecuada flexibilidad, resistencia y ductilidad
- la inserción de *vínculos temporales* en puntos estratégicos de la estructura

El comportamiento sísmico superior de las estructuras hiperestáticas y de los puentes en particular es bien conocido. La explicación simple del hecho es que en las estructuras hiperestáticas todos los elementos estructurales se obligan a trabajar juntos en un momento crítico.

Sin embargo, sobre todo en el caso de puentes, algunas técnicas de construcción (ej. vigas prefabricadas) y el riesgo de asentamientos diferenciales en las cimentaciones, a menudo hace pensar en la opción de soluciones isostáticas.

Pueden mantenerse las ventajas de los dos conceptos, con la adopción de **Transmisores Hidráulicos de Impacto** (o Transmisores de Choque), que crean vínculos temporales en puntos estructurales estratégicos. De hecho, estos permiten

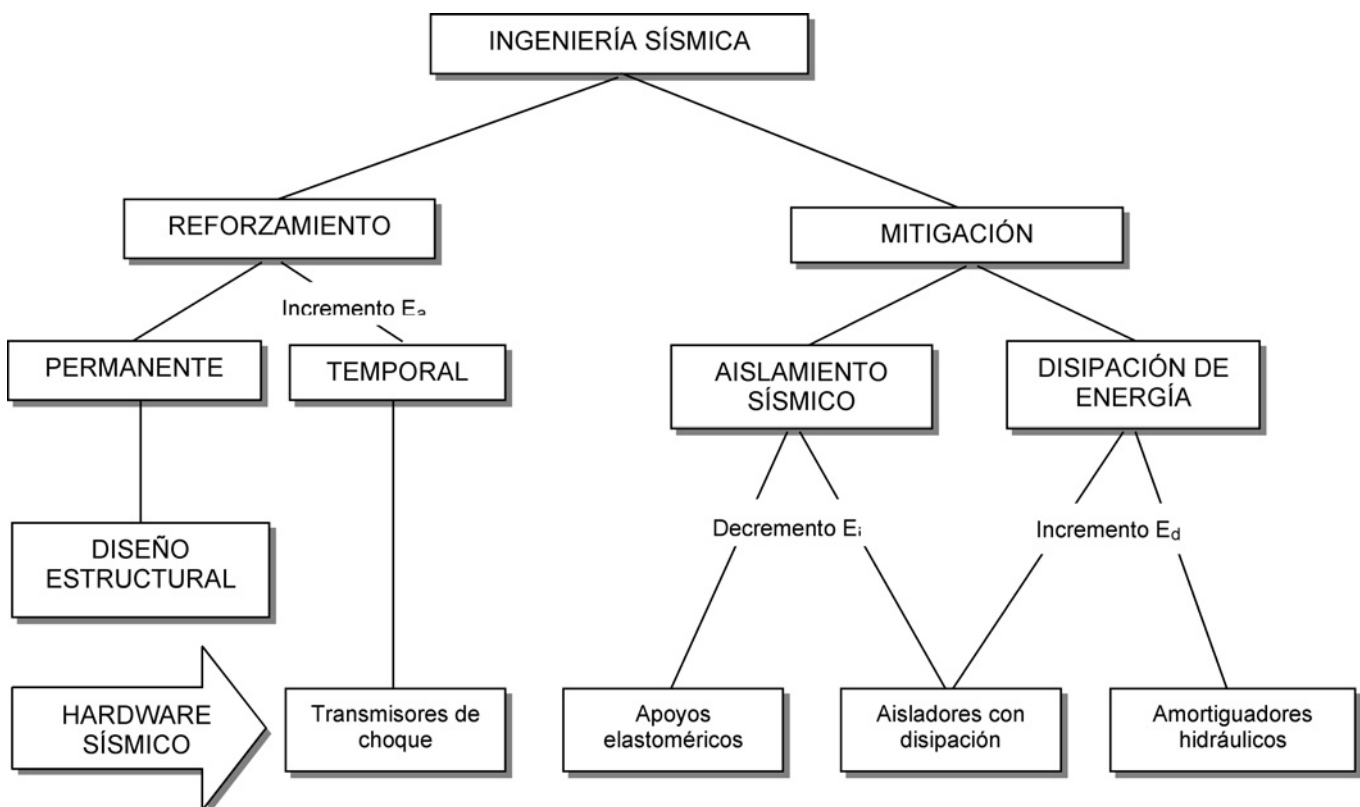


Figura 12. Criterios de Diseño Sísmico y el respectivo Hardware Sísmico.

desplazamientos lentos (ej.: los debidos a las variaciones térmicas) sin resistencia apreciable, pero impiden los de ataques súbitos, debidos a un terremoto.

Como consecuencia, la estructura sigue siendo isostática bajo cargas de servicio, mientras se vuelve hiperestática durante un ataque sísmico a través de la creación de vínculos temporales.

Los transmisores de impacto, obviamente, no pueden disipar energía. A pesar de esto, todavía es posible dar una interpretación de su función desde el punto de vista del principio basado en la energía.

De hecho, obligando a todos los elementos estructurales a que cooperen, moviéndose conjuntamente, se aumentan la capacidad global de la estructura para acumular energía y disiparla a través del mecanismo viscoso intrínseco (ver § 2).

La Figura 12 muestra que la alternativa al **Refuerzo** o al principio de *Diseño Convencional* es la **Mitigación Sísmica**. Se ha anticipado que esto puede lograrse a través del **Aislamiento Sísmico** o de la **Amortiguación** (Disipación de Energía), o mejor todavía, a través de una combinación de ambos.

El Aislamiento Sísmico puede llevarse a cabo usando **aisladores** o, más generalmente, **sistemas de aislamiento**. Estos últimos deben ser capaces de asegurar las siguientes cuatro funciones fundamentales:

- Transmitir cargas verticales
- Proporcionar flexibilidad lateral
- Proporcionar recentrado
- Proporcionar disipación de energía

La diferencia entre los *aisladores* y los *sistemas de aislamiento*, reside en el hecho de que en el primer caso, las cuatro funciones fundamentales son logradas por un solo dispositivo (aunque el mismo podría incluir distintos elementos dentro de él, qué las llevan a cabo separadamente) mientras en el segundo, las cuatro funciones son llevadas a cabo por dispositivos diferentes.

Un ejemplo de un *sistema de aislamiento* es el adoptado normalmente en los puentes suspendidos, donde las cargas del tablero (o masa prevaleciente) son transmitidas por cables verticales que también proporcionan flexibilidad transversal y recentrado (por la gravedad). Los cables verticales no son todavía capaces de disipar energía (cuarta función fundamental); así entre el tablero y las pilas se instalan dispositivos que disipan la energía, normalmente los *Amortiguadores Hidráulicos*.

Seguramente, el tipo más simple de aislador lo constituye el apoyo elastomérico armado tradicional. No obstante, su capacidad de disipación de energía es demasiado baja ($\xi = 5 - 6\%$) y se le utiliza generalmente en combinación con un amortiguador.

Desde el punto de vista del principio basado en la energía, este tipo de aislador puede ser interpretado como un reflector de energía a lo largo del espectro, con la excepción de las

frecuencias cercanas a la frecuencia natural de la estructura. Sin embargo, su modesta capacidad de amortiguación no impide la acumulación de energía a través del fenómeno de resonancia.

Los aparatos que son el resultado de una combinación de Aislamiento y Amortiguación constituyen, de largo, la más numerosa categoría presente hoy en el mercado, y sus tipos más importantes son los siguientes:

- *High Damping Rubber Bearing (HDRB)*, Apoyo Elastomérico de Alta Amortiguación
- *Lead Rubber bearing (LRB)*, Apoyo elastomérico con núcleo de plomo
- *Sliding Pendulum (FPS)*, Péndulo deslizante
- *Sliders with Steel Hysteretic Dampers*, Deslizadores con disipadores de acero

En el primer tipo, un solo elemento ejerce las cuatro funciones fundamentales descritas previamente. Esencialmente, son apoyos elastoméricos armados, fabricados con mezclas elastoméricas con capacidad de disipar energía. A pesar del nombre (alta disipación) su capacidad de disipación es limitada, porque su coeficiente de amortiguación equivalente no va más allá del 15%.

Sin embargo, para obtener las propiedades disipativas del elastómero, es necesario aceptar una importante reducción de su resistencia mecánica.

Los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo son aisladores sísmicos en los cuales tres mayores funciones (transmisión de cargas verticales, flexibilidad lateral y recentrado) se logran por medio de un apoyo elastomérico armado tradicional, mientras que la disipación de energía se obtiene a través de la deformación plástica de un injerto o tapón de plomo.

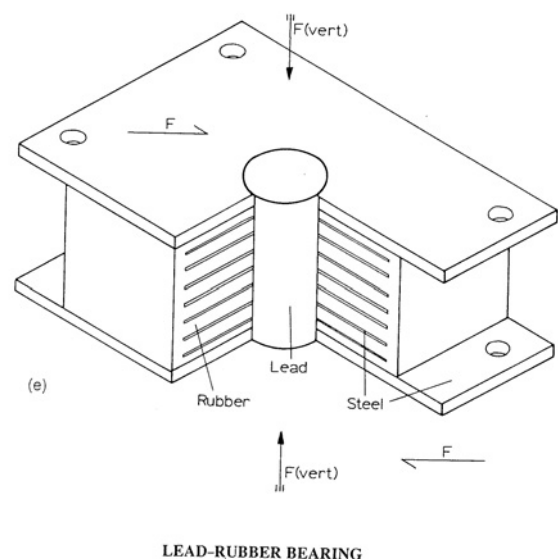
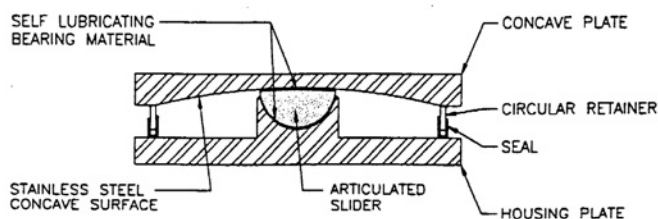


Figura 13. Apoyos elastomérico armado (Skinner et al., 1993).

El Péndulo Deslizante es un aislador sísmico que proporciona las susodichas cuatro funciones por medio del acuerdo de unas superficies deslizantes curvadas y, utilizando las propiedades del péndulo, alarga el período natural de la estructura aislada.



Section View of Friction Pendulum Isolation Bearing

Figura 14. Péndulo deslizante (Zayas, V., Stanley, L., 1995)

Una superficie cóncava produce la fuerza de recentrado y la flexibilidad lateral. La disipación de energía se logra a través de fricción.

Es interesante hacer notar que con este tipo de aparato el período T es independiente de la masa soportada, sino que depende solamente del radio de curvatura de la superficie esférica.

En el caso de Deslizadores con disipadores de acero por histéresis, las cargas verticales se transmiten a través de los apoyos deslizantes tradicionales del tipo "libre" lo que así también asegura la flexibilidad lateral y las otras dos funciones del aislador son proporcionadas por disipadores de histéresis de acero. Estos últimos pueden tener las formas geométricas más diversas y se han diseñado por lo menos una docena de tipos diferentes.

Son posibles varias combinaciones de apoyos (es decir: elastomérico, pot o esférico) y disipadores de histéresis de acero, y la combinación depende de los requisitos a cumplir (es decir: rigidez elástica, rigidez post-elástica, la cantidad de desplazamiento, disipación, etc.) o de consideraciones de naturaleza práctica.

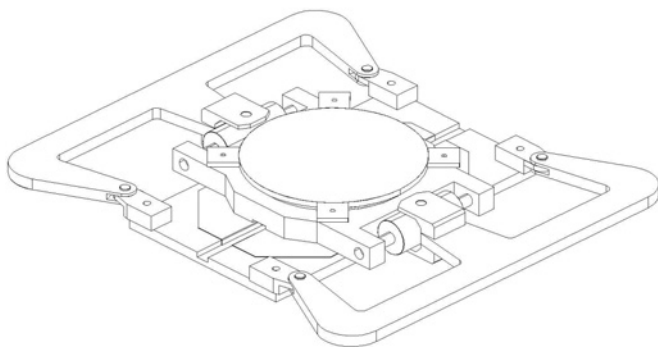


Figura 15. Deslizador con disipadores de acero por histéresis.

El coeficiente de amortiguación equivalente x de los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo y péndulos de fricción

puede alcanzar fácilmente el 30 %, mientras que en los deslizadores con disipadores de acero pueden exceder incluso el 50 %.

Debe notarse que casi todos los dispositivos de esta categoría tienen poca capacidad de recentrado. La disipación de energía y la capacidad de recentrado son, de hecho, dos funciones anti-téticas y se hace necesario encontrar un compromiso satisfactorio entre las dos en cada caso (Medeot, R., 1993, 2004).

En los Aisladores Sísmicos que implementan la Estrategia, la interpretación de su función según el principio basado en la energía es similar a la dada para los apoyos elastoméricos. Sin embargo, son reflectores imperfectos de energía, ya que permiten el paso de altas frecuencias. Esto no es significativo en el diseño de un puente, pero puede constituir una desventaja en algunas otras aplicaciones (e.g. edificios civiles).

Si la adopción del Aislamiento Sísmico no es factible, la mitigación sísmica puede ser llevada a cabo, acudiendo únicamente a la disipación de energía, como se indicó en la Figura 12, con tal de que la estructura en cuestión posea suficiente flexibilidad. En otras palabras, los desplazamientos relativos apreciables durante un terremoto, acaecen debido a la deformación elástica de sus elementos estructurales. En este caso, la reducción de la respuesta sísmica, se logra insertando Amortiguadores Hidráulicos en la estructura.

La interpretación de su función, en cuanto al principio basado en la energía, es elemental: constituyen una especie de válvulas de escape para liberar, en forma de calor, la energía mecánica transmitida por el terremoto, eliminando así (o por lo menos minimizando) la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales primarios.

¡Debe notarse que la cantidad de energía en juego en una estructura, dentro del nivel de diseño, en el ataque sísmico va de 1 a 50 MJ! Lo anterior nos lleva a la pregunta fundamental: "¿Sobrevivirá el dispositivo sísmico al daño producido en sí mismo por la energía que disipa durante un terremoto?" (Medeot, R., 1996).

A fecha de hoy, muy pocos dispositivos, a tamaño real, se han probado con una entrada sísmica real. La razón es bastante simple: hay muy pocos equipos de ensayo en el mundo, con poder adecuado para dirigir semejante prueba experimental, que requiere entre varios cientos de kW, o incluso más de un MW, dependiendo del tamaño del dispositivo.

En efecto, precisamente este nivel de potencia en juego, debe invitar a reflexión por parte de los ingenieros proyectistas al seleccionar el tipo de *hardware*, haciéndoles tender hacia los tipos que ofrecen mayor garantía, en cuanto a fiabilidad de supervivencia.

Para concluir esta exposición, por fuerza simplificada, de las estrategias de diseño, interpretadas en cuanto a conceptos de energía subyacentes y los respectivos dispositivos capaces de lograrlo, es importante señalar que en ambos, nuevo y antiguo proyecto sísmico, la selección del tipo de *hardware* sísmico no debe recaer, necesariamente, en un solo tipo de dispositivo en cada obra. En muchos casos, la adopción de combinaciones de dispositivos puede ser, significativamente, más ventajosa.

Los ingenieros sísmicos, están mostrando un aumento de interés, en la adopción de diferentes tipos de *hardware* sísmico, dentro de los confines de un solo proyecto.

La combinación que ciertamente se ha usado con mucho éxito en los últimos diez años es aquella basada en el uso de Apoyos Elastoméricos y Amortiguadores Hidráulicos.

El motivo de tal exitoso uso reside en la gran fiabilidad de estos dispositivos y la ausencia de problemas de recentrado que usualmente afligen a todas las soluciones de alta disipación de energía que usan la amortiguación histerética.

Como primer ejemplo de una aplicación exitosa, es apropiado mencionar la realizada en Los Angeles City Hall en los Estados Unidos. Existen también numerosos ejemplos de aplicaciones de este tipo de combinación en España, entre las cuales podemos citar el viaducto de la Rambla, el Viaducto De Las Piedras, el Puente sobre el Río Guadalhorce etc.

5. CONCLUSIONES

La Ingeniería Sísmica ha dado testimonio de un significativo desarrollo durante el curso de las dos últimas décadas. Dicho resultado se ha debido al desarrollo paralelo de nuevas estrategias de diseño (el “*software sísmico*”) y al perfeccionamiento de dispositivos mecánicos adecuados para llevar a cabo estas estrategias (el “*hardware sísmico*”).

El diseño sísmico de un puente no puede consistir en una aplicación simple de ecuaciones matemáticas, sino que requiere la evaluación y entendimiento de los fenómenos involucrados, para preparar un “diseño de defensa”, es decir: la delineación de una estrategia de diseño específica.

El uso de un principio de energía y particularmente el uso de una ecuación de balance de energía ofrecen una base racional prometedora para definir la estrategia de diseño, obteniendo así el máximo de ventajas para el tipo de estructura en estudio y el *hardware* sísmico existente.

La estrategia convencional de diseño anti-sísmico proporciona una estructura suficientemente fuerte, deformable y dúctil que puede soportar las fuerzas generadas por el terremoto y, frecuentemente, la respuesta de pico a las aceleraciones es mayor que la aceleración de pico del movimiento sísmico que la causa.

Desde el punto de vista del “estado del arte” del conocimiento técnico-científico, la estrategia de diseño anti-sísmico más innovadora y prometedora es la de proteger las estructuras contra los daños causados por un terremoto a través de la limitación del ataque sísmico en vez de resistirlo.

El Aislamiento Sísmico y la Amortiguación representan hoy las herramientas más eficaces en manos de los ingenieros proyectistas para limitar en áreas sísmicas tanto los desplazamientos relativos como las fuerzas en los elementos estructurales adyacentes.

Por lo tanto, se puede concluir que el Aislamiento y Amortiguación representan la apuesta segura a “ganador y

colocado” en una metafórica carrera hípica de la ingeniería sísmica.

REFERENCIAS

Albajar, L. y Medeot, R. (1992). “The Evolution of Seismic Devices for Bridges in Italy”, *Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain.

Bertero, V.V. (1988). “Earthquake Hazard Reduction: Technical Capability - U.S. Perspective”, *Proc. 2nd Japan-US Workshop on Urban EQ Hazards Reduction*, Shimizu: Tokai University, Japan.

Bertero V.V. (1992). “Seismic Upgrading of Existing Structures”, *Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain.

Buckle, I. Mayes, R. (1990). “These issue: seismic isolation” *Earthquake spectra*, EERI, 6, No. 2; 161-201

Dowrick, D. J. (1987). “Earthquake-resistant Design for Engineers and Architects”, *John Wiley & Sons, LTD*.

Kelly, J.M. (1982). “Seismic Base Isolation”, *Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures*, Vol. 1 – Pub. ACI

Medeot, R. (1993). “Self-Centering Mechanism in Elastic-Plastic Bridge Bearings”, *Post SMiRT Seminar on Isolation, Energy Dissipation and Control of Vibrations in Structures*-Capri, Italy.

Medeot, R. (1996). “Some Thoughts on Seismic Hardware Testing”, *International Joints and Bearings Research Council Newsletter*, USA.

Medeot, R. (1996). “The European Approach on Seismic Isolation of Bridges”, *Fourth World Congress on Joints and Bearings*, Sacramento, USA.

Medeot, R. (1997). “New Design Approaches To Reduce Seismic Risk”, *Natural Disaster Reduction for Roads International Seminar - New Delhi, India*.

Medeot, R. (1997). “Dampers Developed for Seismic Engineering Suitable for Use in Wind Engineering”, *2nd European and African Conference on Wind Engineering*, Genoa, Italy.

Medeot, R. (1998). “Energy Dissipation as Technological Answer to Highly Demanding Design Problems” *US-Italy Workshop*, Columbia University at N.Y., USA

Medeot R., (1999) “El principio de energía como ayuda al diseño de estructuras en zona sísmica y los dispositivos necesarios” - 1er Congreso de Puentes y Estructuras - Sevilla, España

Medeot, R. (2004). “Re-Centering Capability Evaluation of Seismic Isolation Systems Based on Energy Concepts”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada.

Medot, R. (2004). Development of the European Standard on Anti-seismic Devices - 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver - Canada.

Medeot, R. (2005). Projects and Applications of Semi-active Techniques - Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures - ASSLSI 9th World Seminar - Kobe (Japan).

Parducci A., Medeot R., (1987). "Special Dissipating Devices for Reducing the Seismic Response of Structures", *Pacific Conference on Earthquake Engineering. Wairakei, New Zealand.*

Skinner R.I., Robinson W.H., Mc Verry G.H. (1993). "An Introduction to Seismic Isolation", *John Wiley & Sons Ltd. West Sussex PO19 IUD, England.*

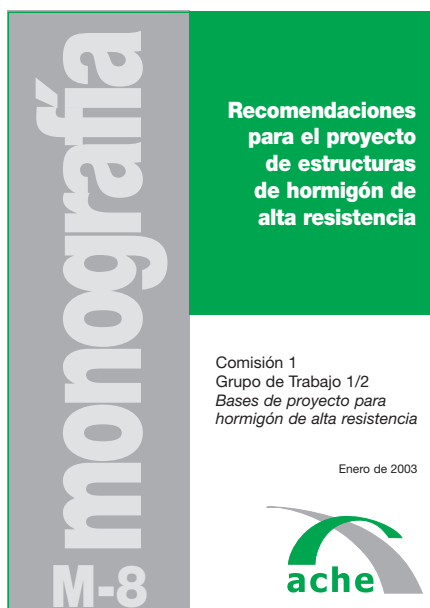
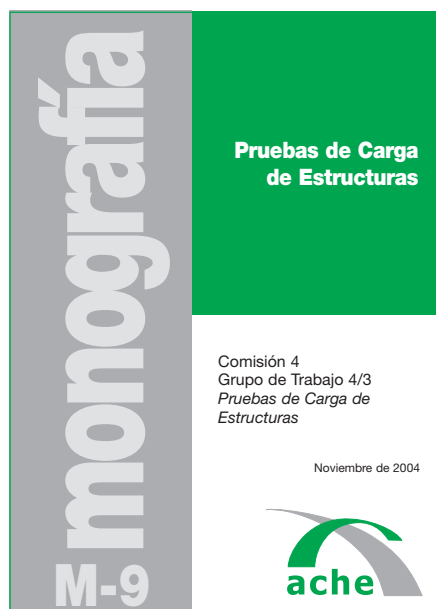
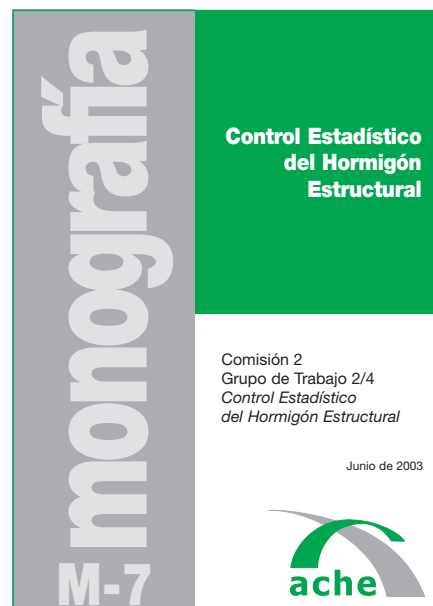
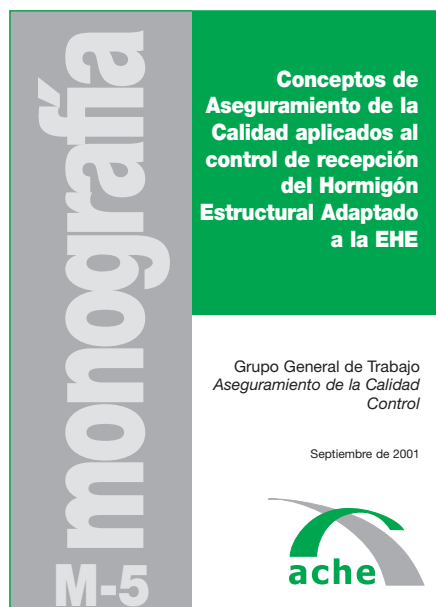
Uang C. M., (1988) "Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-resistant Design", *UCB/ERC-88/18, University of California at Berkeley, USA.*

Zayas V., Stanley L., (1995) "Sliding Isolation Systems and Their Applications" *ASCE Annual Seminar, United Engineering Center, New York -USA: 178-208.*



ÚLTIMAS
MONOGRAFÍAS
PUBLICADAS

Véase listado de monografías
publicadas y formulario de petición
de publicaciones en páginas
123 y 124 de este mismo número



<http://www.e-ache.net>

Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios*

Vulnerability and ductility concepts in the seismic design of buildings



Alex H. Barbat

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos,
Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona



Sergio Oller

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos,
Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona



Luis G. Pujades

Dr. en Ciencias Físicas,
Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona

RESUMEN

A pesar de la cada vez mejor comprensión y conocimiento de los factores que influyen en el comportamiento sísmico de los edificios, existe actualmente un gran desnivel entre los desarrollos teóricos que se realizan continuamente en el campo de la ingeniería sísmica y los conceptos que se aplican en las normativas de diseño de muchos países y, obviamente, en el diseño. Este hecho se refleja claramente en el comportamiento sísmico muy irregular de los edificios durante los grandes terremotos ocurridos en el mundo en los últimos años. Las normativas de diseño sismorresistente hacen recomendaciones exhaustivas referentes a las cargas sísmicas, a los métodos simplificados de cálculo de estructuras a aplicar, a los detalles que deben incorporarse en el proyecto sismorresistente y en la construcción de los elementos estructurales y, en menor medida, al diseño conceptual de los edificios. En este trabajo se hace especial referencia a la ductilidad estructural y a su influencia en la vulnerabilidad sísmica de los edificios y en la evaluación de su daño y riesgo sísmicos.

SUMMARY

In spite of the every time better understanding and knowledge of the factors that influence in the seismic behaviour of the buildings, there is a great difference at the moment between the theoretical developments that are carried out continually in the field of earthquake engineering and the concepts that are applied in the seismic design codes of many countries. This fact is reflected clearly in the very irregular seismic

behaviour of the buildings during the big earthquakes occurred in the world in the last years. The earthquake design codes make exhaustive recommendations concerning the seismic loads, the simplified methods of structural analysis to be applied, to the details that should incorporate in the seismic design and construction of the structural elements and, in lesser measure, to the conceptual design of the buildings. Therefore, special attention is paid in this work to the structural ductility and its influence on the seismic vulnerability of the buildings and on their seismic damage and risk.

1. INTRODUCCIÓN

La incorporación de requisitos de diseño sismorresistente en las normativas de diseño de edificios data de los años 20 y 30 del siglo pasado, cuando se observó claramente la necesidad de incluir en los cálculos los efectos de la acción sísmica. Al no disponerse de mediciones fiables de las características cinemáticas del movimiento sísmico del terreno y de conocimientos suficientes acerca de la respuesta dinámica de las estructuras, las fuerzas sísmicas de diseño se evaluaban de una manera muy simplificada. Habitualmente, se adoptaban para la acción sísmica fuerzas estáticas horizontales del orden del 10% del peso total del edificio. Puesto que se utilizaba un cálculo elástico con base en criterios de tensión admisible, las estructuras reales diseñadas tenían una resistencia a fuerzas laterales mayor que la calculada.

En el período transcurrido desde los años 40 hasta los años 60, al desarrollarse procedimientos de cálculo dinámico cada

* Este artículo está basado en la ponencia presentada por el Dr. Barbat en la Jornada Técnica Anual de Ache de Mayo de 2004, sobre Comportamiento de Estructuras de Hormigón en Zonas Sísmicas. En el número anterior de Hormigón y Acero se publicó otro artículo basado, asimismo, en ponencias de dicha Jornada.

vez más sofisticados, orientados hacia su aplicación en ordenadores, se pudieron realizar estudios mucho más rigurosos de la respuesta sísmica de las estructuras. El criterio de diseño que se utilizaba en las normativas de aquel tiempo requería que no se supere la capacidad de resistencia de la estructura. Sin embargo, se pudo comprobar que al diseñar las estructuras utilizando dichas normativas, no se aseguraba que su límite de resistencia en el campo lineal elástico no se supere durante algunos terremotos fuertes. Y, a pesar de ello, se pudo observar que esta falta de resistencia no siempre llevaba al fallo de la estructura y, muchas veces ni siquiera a daños sísmicos severos. La conclusión fue que las estructuras lograban sobrevivir a los terremotos si se conseguía mantener la degradación de su resistencia en ciertos límites durante la fase de deformación inelástica y que, en tal caso, hasta era posible su reparación con unos costes razonables. Una vez observado que la resistencia excesiva no es esencial y ni siquiera deseable, el objetivo del diseño sismorresistente sufrió un cambio: en vez de asegurar la resistencia de la estructuras a grandes fuerzas laterales, se tenía que evitar el efecto destructivo de dichas fuerzas sobre las estructuras. Como consecuencia, empezó a utilizarse el cálculo no lineal de las estructuras como una herramienta esencial en la evaluación del diseño sismorresistente. Más recientemente, se llegó a la conclusión que el diseño sismorresistente debe orientarse al uso de edificios con alta capacidad para deformarse en el campo inelástico, permitiendo que esta no linealidad se concentre en ciertas zonas preestablecidas de la estructuras. Más recientemente, en la década de los 90, se pusieron las bases del “Performance Based Design”, que se traducirá aquí como “Diseño por Prestaciones”, a fin de evitar, durante los terremotos fuertes, no solamente las pérdidas de vidas sino también reducir las pérdidas económicas, asegurar el funcionamiento de las estructuras esenciales, utilizando extensamente el concepto de *prevención* de los desastres sísmicos.

Las normativas de diseño sismorresistente de edificios existentes en el mundo hacen recomendaciones referentes a las cargas sísmicas que se deben considerar, a los métodos simplificados de cálculo de estructuras a aplicar, a los detalles de armado que se deben utilizar pero, en menor medida, a los criterios que deben aplicarse en el diseño conceptual de las estructuras. Sin embargo, en la fase de diseño conceptual se toman decisiones determinantes que condicionan el comportamiento sísmico de las estructuras, hasta tal punto que los cálculos y los detalles de armado que se apliquen posteriormente, pueden no tener el efecto esperado. Por ejemplo, se decide la tipología, la forma en planta de la estructura, la distribución en altura de la masa y de la rigidez, se especifica la organización del sistema resistente, etc.

Los avances que se realizan continuamente en el diseño de edificios se aplican básicamente a las estructuras nuevas y, en menor medida, a la rehabilitación de estructuras existentes. Sin embargo, para reducir las pérdidas debidas a los sismos, es necesario mejorar también el comportamiento sísmico de éstas. Para poder evaluar dicho comportamiento y para poder tomar decisiones acerca del posible refuerzo, rehabilitación o demolición de las estructuras existentes, es muy útil el concepto de *vulnerabilidad sísmica* que puede definirse como el grado de pérdida esperado en un elemento o grupo de elementos como resultado de la ocurrencia de un terremoto. La vulnerabilidad sísmica de los edificios puede también entender-

se como un factor de riesgo interno de las estructuras, correspondiente a su predisposición intrínseca de ser susceptible a sufrir un daño durante terremotos. Su evaluación proporciona información con base en criterios estructurales para tomar decisiones sobre la rehabilitación correctiva de las estructuras más vulnerables de una zona, con el objetivo de reducir la vulnerabilidad global de la misma (Cardona y Barbat 2000).

Las normativas de diseño recomiendan el uso de sistemas estructurales que controlen el daño por su capacidad de disipar una parte importante de la energía inducida por el sismo. Es decir, las normativas, al utilizar un criterio de diseño con base en el control del daño, admiten que se puedan producir daños estructurales y no estructurales durante los terremotos fuertes. Esto significa que admiten no sólo cierto grado de vulnerabilidad sísmica de las estructuras, sino también cierto nivel de *riesgo sísmico* que consideran aceptable, entendido dicho riesgo como la probabilidad de que se produzca una pérdida en una estructura como consecuencia de un suceso con una severidad dada.

En este artículo se comienza por examinar algunos aspectos esenciales del comportamiento de los edificios durante terremotos y su relación con el concepto de vulnerabilidad sísmica. En este sentido se destaca la gran influencia que tiene la ductilidad estructural y el diseño conceptual en el comportamiento sísmico de los edificios. A continuación se examina la forma en que se define la ductilidad estructural en las normativas de diseño sismorresistente y se describe un procedimiento de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios. Tanto el concepto de ductilidad estructural como el de vulnerabilidad sísmica de los edificios pueden fundamentarse en curvas de capacidad carga-desplazamiento obtenidas a partir de cálculos estáticos no lineales de los mismos y están relacionados con el daño sísmico global que los edificios pueden sufrir durante los terremotos y, consecuentemente, con el riesgo sísmico. Los proyectistas utilizan el confinamiento para controlar el daño sísmico y predefinen las zonas de la estructura más adecuadas a un comportamiento no lineal. Finalmente, se incluye un ejemplo de evaluación del daño sísmico de edificios de hormigón armado con forjados reticulares y se muestran mapas de riesgo sísmico para la ciudad de Barcelona.

2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Las fuerzas de inercia debidas a los terremotos fuertes generan en los edificios de hormigón armado sometidos a sismos fuertes, es común que se produzcan daños en los pilares, tales como grietas diagonales causadas por el esfuerzo cortante y/o de torsión, o grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del hormigón y pandeo debidos al exceso de esfuerzos de flexión y compresión. En vigas se producen grietas diagonales y rotura de estribos por cortante y/o torsión y grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del hormigón por la flexión debida a cargas alternativas. Las conexiones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-pilar, el cortante produce grietas diagonales y son habituales los fallos por insuficiente adherencia y anclaje del

refuerzo longitudinal de las vigas como consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. En las losas se pueden producir grietas por punzonamiento alrededor de los pilares y grietas longitudinales a lo largo de la losa debido a la excesiva demanda de flexión que puede imponer el sismo. Las irregularidades de rigidez y masa en altura hacen que la absorción y disipación de energía durante el sismo se concentren en los pisos más flexibles, donde los elementos estructurales pueden verse sometidos a sollicitaciones excesivas. Las irregularidades de masa, rigidez y resistencia en planta pueden originar vibraciones torsionales.

Los daños no estructurales suelen producir enormes pérdidas. Se deben a la excesiva flexibilidad de la estructura, que puede generar en los elementos no estructurales deformaciones que superan su límite elástico aun cuando la propia estructura se encuentra en el rango elástico. Otra causa es la unión inadecuada entre muros divisorios, instalaciones y estructura. Es decir, la vulnerabilidad mecánica de un edificio condiciona, en muchos casos, su vulnerabilidad funcional, que es fundamental para que aquellos edificios cuya función es vital después de un terremoto, tales como hospitales, cuarteles de bomberos, etc., se mantengan en servicio.

Durante los sismos fuertes, los edificios tienen un comportamiento fuertemente no lineal. Si dicho comportamiento da lugar a grandes deformaciones de los elementos estructurales antes de que se produzca su rotura, es decir, a un comportamiento dúctil, se evita una pérdida brusca de rigidez y de resistencia de la estructura. Sin embargo, un comportamiento frágil de los elementos estructurales sería indeseable, puesto que su rotura sería frágil, acompañada por la liberación de una gran cantidad de energía, pudiendo conducir a daños severos e incluso al colapso del edificio. Por esta razón, en el diseño sismorresistente se buscan soluciones que aseguren un equilibrio entre la rigidez, la resistencia y la ductilidad global de la estructura. Aplicar este criterio permite proyectar estructuras capaces de resistir la acción sísmica trabajando más allá del límite de fluencia sin una pérdida significativa de su resisten-

cia, lo que permite evitar el colapso y limitar los daños.

El daño sísmico severo más frecuente se concentra en los pilares de los edificios y se debe a los importantes momentos flectores combinados con grandes cortantes generados por los terremotos pero también con los esfuerzos axiales. Cuando en una estructura existen pilares cortos, o pilares cuya luz se ve acortada por elementos no estructurales excesivamente rígidos (pilares involuntariamente cortos), el efecto del cortante es mucho mayor y su rotura se produce de una manera frágil, tal como puede verse en la figura 1. Cuando la armadura longitudinal comprimida es insuficientemente arriostrada, puede producirse un pandeo local de ésta (véase la figura 2).

Es importante evitar, mediante aplicación de técnicas de diseño sismorresistentes, que la ubicación de las rótulas plásticas que se formen durante la acción de los terremotos den lugar a un mecanismo de colapso en los edificios. Por esta razón es imprescindible incrementar la resistencia de la zona del pilar cercana al nudo para impedir la aparición de rótulas plásticas en estas zonas. Esto se consigue mediante el confinamiento del hormigón. Puede afirmarse que, en el caso sísmico, el efecto más importante de la armadura transversal es el de confinar el hormigón del núcleo de la sección. En el caso de la figura 2 puede observarse la falta de confinamiento y su resultado.

También es importante evitar la rotura de los nudos que, al contrario de lo que se supone en los cálculos estructurales habituales que se realizan, son de dimensión finita y están sometidos a la acción de fuerzas de compresión y tracción transmitidas por los elementos estructurales que concurren en ellos (véase la figura 3).

Otro tipo de daño muy frecuente en edificios se debe a la pérdida de anclaje de las barras, tanto por el deterioro de adherencia bajo la acción sísmica como por la magnitud del esfuerzo cortante. En este sentido hay que señalar que, además de esto, existen aun zonas sísmicas en el mundo donde



Figura 1. Rotura por cortante de un pilar corto.



Figura 2. Pandeo de las barras longitudinales por falta de armadura transversal

se siguen utilizando armaduras lisas (véanse las figuras 2 y 3), hecho que contribuye a la ocurrencia de daños sísmicos muy severos en edificios por insuficiente adherencia. Evitar este efecto requiere utilizar barras de alta adherencia e

incrementar las longitudes de anclaje y solape. En las figuras 4 y 5 se muestran patologías por la presencia de disposiciones inadecuadas de armado y longitudes de anclaje o solape insuficientes.



Figura 3. Agotamiento de un nudo de conexión viga-pilar.



Figura 4. Refuerzos sin conexión en el nudo, con insuficiente recubrimiento.



Figura 5. Refuerzo longitudinal anclado en la zona del nudo.



Figura 6. Pilares cortos perimetrales en la base de un edificio.



Figura 7. Pilares cortos en todos los pisos de un edificio.

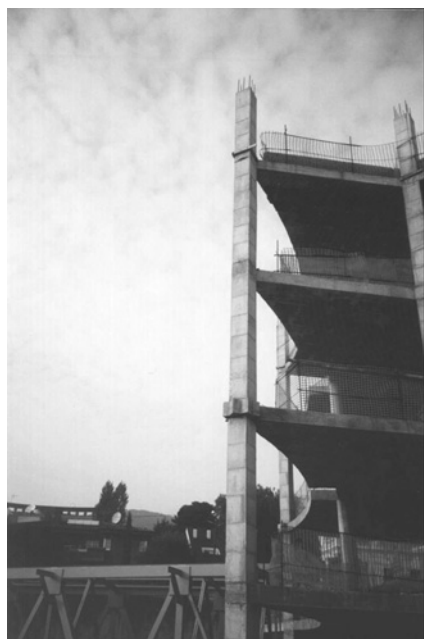


Figura 8. Edificio con nudos excesivamente débiles por la defectuosa colocación de los pilares.

Además de estos aspectos específicos del proyecto y construcción sismorresistente, debe observarse que en las zonas con una sismicidad moderada a baja no existe una conciencia ni de la población ni institucional de la amenaza sísmica. Esta tendencia puede tener como resultado la construcción de edificios utilizando sistemas constructivos no adecuados en zonas sísmicas, aumentando de esta manera la vulnerabilidad sísmica de la zona. Por ejemplo, los edificios con forjados reticulares no permiten un comportamiento sísmico dúctil. A este aspecto deben añadirse los frecuentes defectos de configuración estructural como, por ejemplo, la presencia de pilares cortos (figuras 6 y 7), de conexiones débiles forjado-pilar (figura 8) o de zonas sometidas a corte directo en caso de sismo (figura 9).

En zonas sísmicas, la influencia de las fuerzas horizontales en el cálculo de los esfuerzos y de las armaduras es importante. Sin embargo, en el edificio de la figura 10 puede verse, examinado las esperas, que en el cálculo de la cuantía de armadura longitudinal se ha considerado solamente la superficie de forjado que le corresponde al pilar: se han dispuesto pocos redondos en el pilar de esquina y un mayor número en los centrales. Es decir, no se observa la influencia del efecto las fuerzas horizontales y de la torsión, que es mayor en los pilares de esquina.

4. LA DUCTILIDAD Y LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SISMICO

Las normativas de diseño sismorresistente que han sido aplicadas en España a



Figura 9. Edificio con zonas de un pilar sometidas a corte directo en caso de sismo.

partir del mediados del siglo pasado han tenido siempre su ámbito de aplicación claramente definido al campo de las estructuras de edificación. Sin embargo, la apariencia de generalidad que se les ha dado ha producido a veces una cierta confusión entre los ingenieros y arquitectos que las debían aplicar. En realidad, dichas normativas son generales solamente en lo referente a la definición de la peligrosidad sísmica, es decir, al cálculo de la intensidad o aceleración máxima del terreno en un emplazamiento dado. De hecho, para el cálculo y diseño de estructuras no edilicias existen otras normativas específicas.

Es habitual que los cálculos dinámicos previstos en las normativas de diseño sismorresistente del mundo se utilice el modelo simplificado de edificio de cortante que, en realidad, es aplicable a la mayoría de los edificios utilizados en la práctica y que proporciona resultados con una precisión satisfactoria. Además, las diferentes normativas fundamentan los cálculos en el análisis modal añaden requisitos específicos de aplicación que vienen impuestos por los métodos simplificados de cálculo que proponen.

Cada normativa sísmica define sus propias expresiones para el cálculo de un coeficiente sísmico que, multiplicado por la masa, permite evaluar las fuerzas sísmicas equivalentes. Dicho coeficiente se calcula multiplicando factores que consideran diferentes aspectos que contribuyen a las fuerzas sísmicas, tales como la aceleración máxima del terreno, el período de retorno del terremoto de diseño, el período de vida útil de la estructura, la interacción estructura-terreno, la importancia de la estructura, la ductilidad global de la estructura, etc. Sin embargo, existen varios problemas del cálculo dinámico de los edificios que no pueden solucionarse mediante incorporación en el cálculo de factores de naturaleza empírica. Un primero es el de las grandes deformaciones que puede sufrir una estructura bajo las acciones sísmicas, es decir, el de la no linealidad geométrica. Un planteamiento simplificado de este problema, que admite la hipótesis de que las tensiones y deformaciones coinciden en la configuración inicial y deformada de la estructura, se conoce como análisis de segundo orden. En el análisis sísmico de edificios, dicho problema recibe, habitualmente, el nombre de efecto $P-\Delta$. Un segundo problema es el de la torsión global que sufren los edificios

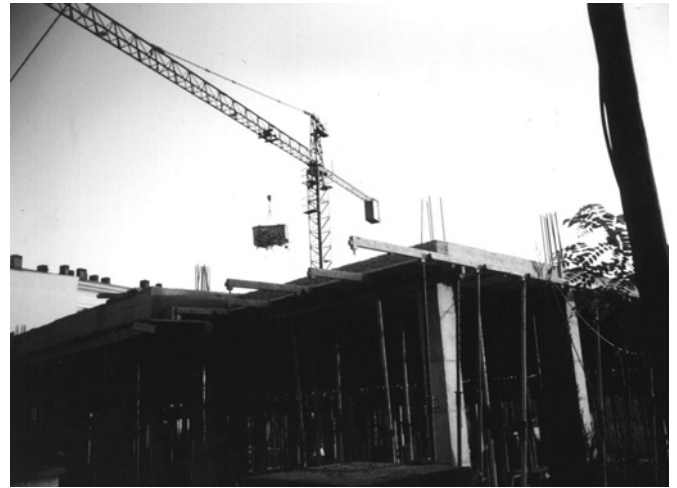


Figura 10. Edificio con el pilar de esquina insuficientemente armado frente a acciones sísmicas.

durante la acción de los terremotos. Un cálculo dinámico que contemple el fenómeno de torsión requiere utilizar grados de libertad de giro en el plano de los pisos y dichos grados de libertad no están incluidos en el modelo de edificio de cortante. Por este motivo, es posible considerar el efecto de la torsión de una manera desacoplada, es decir, calculando primeramente los esfuerzos seccionales debidos a las fuerzas sísmicas equivalentes correspondientes a los grados de libertad de traslación y sumarlas luego con los esfuerzos seccionales debidos a la torsión.

Sin embargo, de entre todos los factores utilizados para obtener los coeficientes sísmicos debe destacarse al que considera en el cálculo el efecto de la ductilidad estructural. Dicha ductilidad puede definirse como la capacidad de la estructura de deformarse en el rango no lineal sin pérdida significativa de resistencia. La importancia del factor de ductilidad en el cálculo sísmico se debe al hecho de que la ductilidad está estrechamente relacionada con el daño estructural, al estar ambos conceptos relacionados con la deformación no lineal que sufre la estructura.

La energía inducida por los terremotos en estructuras se disipa, en parte, por el efecto del amortiguamiento y, en parte, por el efecto de las deformaciones no elásticas en los elementos estructurales. Las estructuras bien diseñadas y construidas deben ser capaces de absorber y disipar la energía, sufriendo un daño mínimo durante terremotos moderados y daños limitados durante terremotos fuertes (Barbat y Oller 1998). En este contexto, puede definirse no solamente el concepto de ductilidad estructural, tal como se ha visto antes, sino también el de ductilidad de un material o de una sección de un elemento estructural.

Es sabido que la ductilidad de los materiales se mide a través de la curva tensión-deformación, que la ductilidad de las secciones se evalúa a través del diagrama momento-curvatura, mientras que la ductilidad de un edificio se determina a partir de la curva carga-desplazamiento de la estructura. Puesto que en las normativas de cálculo sismorresistente es este último el caso que interesa, es relevante destacar que la ductilidad estructural puede evaluarse mediante la relación entre la deformación última y la deformación de fluencia o

mediante la relación entre la energía de deformación disipada hasta la rotura y la energía disipada hasta haber alcanzado el límite de fluencia. De acuerdo con los criterios tradicionales de diseño, es necesario que un edificio tenga un comportamiento dúctil para que resista la acción sísmica sin roturas frágiles o colapsos prematuros (Astiz *et al.* 2005).

Para conseguir edificios con un comportamiento dúctil es necesario predefinir las zonas de la estructura donde se admite que se produzcan rótulas plásticas y aumentar la resistencia de aquellas las zonas en las que no se desea que éstas se produzcan. Dicho incremento de resistencia se realiza mediante el confinamiento del hormigón. Al tener el hormigón un comportamiento sumamente frágil cuando está sometido a un estado uniaxial de tensiones, su resistencia se puede incrementar si se impide su deformación transversal mediante armadura transversal en forma de espirales o cercos. De esta manera se consigue que, cuando un elemento está sometido a un esfuerzo axial, en el hormigón se produzca un estado multiaxial de tensiones de compresión que aumenta su resistencia. Este efecto del confinamiento, junto con el gran incremento de la deformación última, son esenciales para evitar roturas frágiles de los elementos estructurales y, consecuentemente, de la estructura.

Obviamente, existe una relación entre la ductilidad de los materiales, la seccional y la estructural: cuando la capacidad de rotación plástica de las secciones es alta, la estructura tendrá una mayor capacidad de deformarse sin que en ninguna de dichas secciones se produzca el agotamiento y, como consecuencia, la ductilidad estructural será mayor.

A pesar de sus numerosas ventajas, los espectros de respuesta, tienen la gran limitación de que pueden aplicarse sólo al análisis de estructuras lineales elásticas. Por otra parte, la simulación numérica del proceso de deterioro de las estructuras durante terremotos es complicada y requiere procedimientos sofisticados de cálculo no lineal. Por este motivo es de gran utilidad extender el concepto de espectro de respuesta a sistemas no lineales, especialmente para su uso en el cálculo de estructuras menos complejas como, por ejemplo, los que se adecuan al modelo de edificio de cortante. La no linealidad en el término de rigidez de las ecuaciones del movimiento de un modelo con un solo grado de libertad se puede representar de manera simplificada mediante una curva de capacidad (figu-

ra 11a), calculándose una respuesta estructural corregida, como si se tratase de una estructura elástica equivalente. La no linealidad en la rigidez se puede producir por dos motivos: uno por que se desarrollan grandes deformaciones, es decir, existe una relación no lineal entre el campo de desplazamientos y el de deformaciones; y otro por la no linealidad constitutiva o del material propiamente dicho, que se debe a fenómenos de plasticidad, degradación, fractura, etc.

Todos los fenómenos de no linealidad en la rigidez pueden incluirse de una manera simplificada dentro del concepto de ductilidad estructural. Es decir, se puede admitir que el comportamiento no lineal que se manifiesta en una estructura se produce por la acción conjunta de fenómenos plásticos, de degradación de rigidez, de microfisuración, etc. Por otra parte, estos fenómenos producen grandes incrementos en los desplazamientos, con incrementos pequeños, nulos o incluso negativos en las fuerzas así como una disipación energética no recuperable.

En el caso de estructuras porticadas, la relación carga-desplazamiento no muestra un comportamiento elastoplástico, pues es el resultado del deterioro progresivo de la rigidez estructural debido a la fisuración del hormigón y de la formación sucesiva de rótulas plásticas en secciones críticas. No obstante, a efectos prácticos se pueden utilizar curvas carga-desplazamiento idealmente bilineales, como la de la figura 11b (Astiz *et al.* 2005).

En este sentido, la ductilidad estructural está relacionada con la capacidad de disipación energética que tiene una estructura sometida a cargas cuasi-estáticas y que no tiene ninguna relación con la disipación producida por el amortiguamiento, que sólo depende de la velocidad. La disipación de energía independiente del tiempo (cuasi-estática) conduce a fuerzas reales que actúan sobre la estructura inferiores a las correspondientes al caso elástico, tal como puede verse en la figura 11b. De esto surge la definición del coeficiente ρ de reducción por ductilidad

$$\rho = \frac{F}{F^{in}}$$

donde F es la fuerza que actúa en una estructura cuyo comportamiento es idealmente elástico y F^{in} es la fuerza corres-

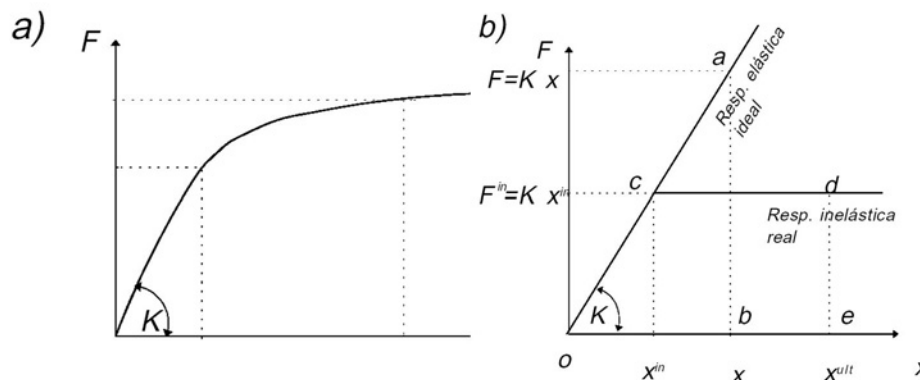


Figura 11. Diferente comportamiento no lineal de un modelo:

- a) Comportamiento real;
- b) Comportamiento ideal, útil para obtener el coeficiente de ductilidad ρ .

pendiente a la estructura real, cuyo comportamiento es inelástico.

Pueden establecerse tres tipos distintos de coeficientes r de reducción según la parte del espectro en que se encuentre el período fundamental del oscilador (véase la figura 12), cuya justificación es la siguiente:

- Para períodos T bajos, en la zona de aceleración constante (frecuencia alta en la figura 12), tanto en la estructura ideal elástica como en la real inelástica, la fuerza aplicada se debe mantener constante por lo que no hay reducción de las mismas

$$S_a = S_a^{in} \Rightarrow \rho = \frac{F}{F^{in}} = \frac{mS_a}{mS_a^{in}} = 1$$

siendo S_a es el espectro de respuesta en aceleraciones.

- Para períodos T intermedios, en la zona de velocidad constante, se mantiene constante la energía tanto en la estructura ideal elástica como en la real inelástica (véase la figura 12)

$$\text{Área (oab)} = \text{Área (ocde)}$$

Como consecuencia

$$\frac{1}{2}Fx = \frac{1}{2}F^{in}x^{in} + F^{in}(x_{ult} - x^{in})$$

$$\frac{1}{2}F\frac{F}{k} = \frac{1}{2}F^{in}\frac{F^{in}}{k} + F^{in}\left(\mu\frac{F^{in}}{k} - \frac{F}{k}\right)$$

$$F^2 = (F^{in})^2(2\mu - 1) \Rightarrow \rho = \frac{F}{F^{in}} = \sqrt{2\mu - 1} \Rightarrow S_a^{in} = \frac{S_a}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

donde μ representa la relación que hay entre el desplazamiento último y aquel correspondiente a la fluencia.

- Para períodos T altos, en la zona de desplazamiento constante (frecuencia baja en la figura 12), se mantiene constante la proporcionalidad entre desplazamientos y fuerzas tanto en la estructura ideal elástica como en la real inelástica

$$\rho = \frac{F}{F^{in}} = \frac{x_{ult}}{x^{in}} = \mu \Rightarrow \rho = \frac{mS_a}{mS_a^{in}} = \mu \Rightarrow S_a^{in} = \frac{S_a}{\mu}$$

Esta última forma de definir la ductilidad ha sido la adoptada por las normativas españolas. Aunque no existe una completa justificación de la aplicación de los espectros de respuesta no lineales al cálculo de la respuesta máxima de sistemas con varios grados de libertad, prácticamente todas las normativas sísmicas del mundo admiten su utilización en el diseño de edificios.

5. CUANTIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS UTILIZANDO CURVAS DE FRAGILIDAD

Las tendencias más recientes en el campo de la evaluación de la vulnerabilidad orientada hacia la evaluación del riesgo sísmico operan con modelos mecánicos simplificados con base en el Método del Espectro de Capacidad (Freeman 1998b; HAZUS 2002). Este método permite estimar el comportamiento sísmico esperado de edificios comparando su capacidad sísmica con la demanda descrita mediante espectros sísmicos de respuesta adecuadamente reducidos para tener en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras (Fajfar 2000). Tanto la capacidad como la demanda se describen en formato de espectros que relacionan la aceleración espectral (S_a) con el desplazamiento espectral (S_d) y su intersección corresponde al punto de máximo desplazamiento de la estructura que permite evaluar el nivel de las prestaciones sísmicas de un edificio o su desempeño (*performance point*) (Fajfar y Gaspersic 1996). El uso posterior de

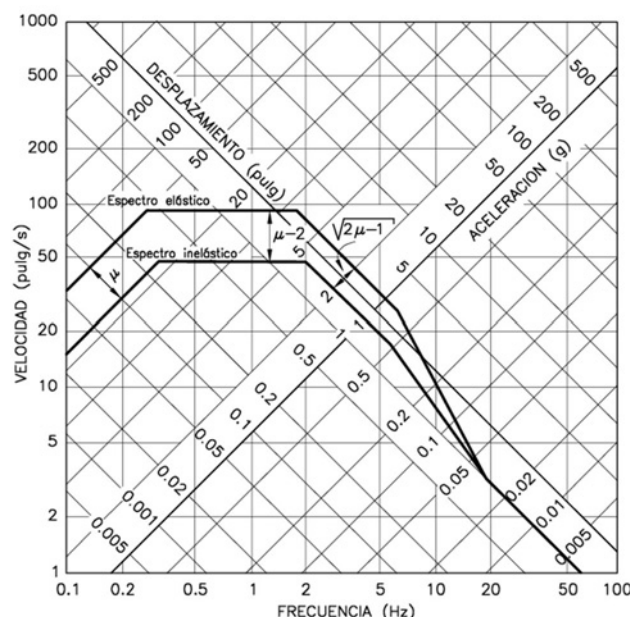


Figura 12. Espectro de diseño para una aceleración máxima del terreno de 1.0g, sin amortiguamiento.

curvas de fragilidad permite calcular la probabilidad de daño de la estructura para la acción sísmica esperada así como matrices de probabilidad de daño.

Las curvas de capacidad son diagramas carga-desplazamiento de una estructura, obtenidas mediante un análisis estático no lineal aplicando un patrón de cargas correspondiente a su respuesta máxima en el primer modo de vibración y que permiten describir el daño estructural. Dichas curvas dependen fundamentalmente del diseño sísmico del edificio y de la práctica constructiva utilizada. En la figura 13 puede verse un ejemplo de intersección de un espectro de demanda sísmica con un espectro de capacidad y la obtención del correspondiente punto de desempeño sísmico.

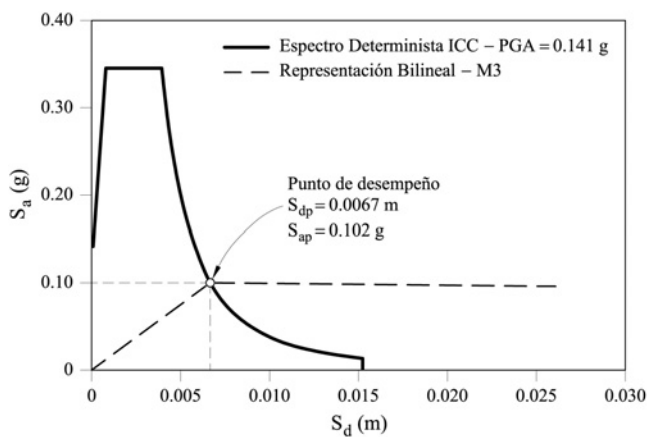


Figura 13. Punto de desempeño sísmico.

Las curvas de fragilidad definen la probabilidad de que el daño esperado d exceda un estado de daño dado dS , como una función de un parámetro que cuantifica la severidad de la acción sísmica. De esta manera, las curvas de fragilidad quedan completamente definidas representando gráficamente la probabilidad $P(d=dS)$ en ordenada y el desplazamiento espectral Sd en abscisa. Si se supone que las curvas de fragilidad obedecen a una distribución de probabilidad lognormal, quedan completamente definidas a través de sólo dos parámetros que, en este caso, son el desplazamiento espectral medio y la correspondiente desviación estándar.

Las curvas de fragilidad pueden obtenerse de manera simplificada partiendo de una representación bilineal de las curvas de capacidad (véase la figura 13). En tal caso no sería necesario utilizar curvas de capacidad obtenidas mediante un análisis estático carga-desplazamiento (*pushover*), sino se podría partir de curvas de capacidad bilineales, definidas por su punto de fluencia (D_y, A_y) y último (D_u, A_u) para cada tipología de edificio. Dichas curvas dependen de los parámetros geométricos y tecnológicos de los edificios (número de plantas, nivel de la normativa utilizada en el diseño sísmico, características del material, capacidad de deformación, etc.).

Para analizar el daño sísmico, han sido considerados 5 estados de daño: *sin daño*, *leve*, *moderado*, *severo* y *completo* a los que, en una escala numérica, se les asignan los valores 0, 1, 2, 3 y 4, respectivamente. Para un estado de daño dado, una

curva de fragilidad se describe por la siguiente función de densidad de probabilidad lognormal:

$$P[ds / Sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{Sd}{\bar{Sd}_{ds}} \right) \right]$$

donde \bar{Sd}_{ds} es el desplazamiento espectral para el cual la probabilidad del estado de daño dS es 50%, β_{ds} la desviación estándar del logaritmo natural de este desplazamiento espectral, Φ es la función de distribución acumulativa normal y Sd es el desplazamiento espectral. La figura 14 y la tabla 1 muestran cómo se definen los límites de estado de daño \bar{Sd}_{ds} a partir del espectro de capacidad. Referente a la desviación estándar β_{ds} , es sabido que el daño sísmico esperado en edificios obedece a una distribución de probabilidad binomial. Por este motivo se supone que, para el límite del estado de daño Sd_{ds} , la probabilidad de este estado de daño es igual a 50% y después se evalúan las probabilidades de los demás estados de daño.

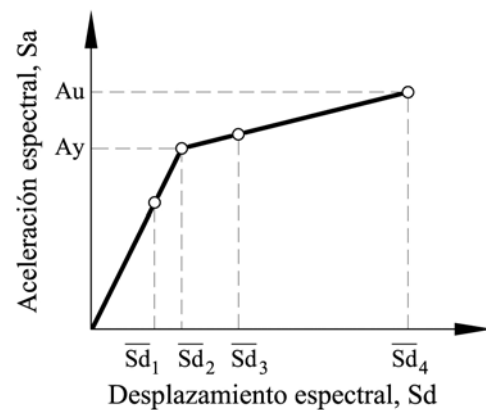


Figura 14. Límites de los estados de daño representados en el espectro de capacidad.

Tabla 1. Límite de los estados de daño definido de acuerdo con el espectro de capacidad

$\bar{Sd}_1 = 0.7 D_y$	leve
$\bar{Sd}_2 = D_y$	moderado
$\bar{Sd}_3 = D_y + 0.25 (D_u - D_y)$	severo
$\bar{Sd}_4 = D_u$	completo

Una vez obtenidas las matrices de probabilidad de daño, puede calcularse un índice de daño medio DS_m utilizando la siguiente ecuación:

$$DS_m = \sum_{i=0}^4 DS_i P[DS_i]$$

donde DS_i toma los valores 0, 1, 2, 3 y 4 para los estados de daño i considerados en el análisis y los valores $P[DS_i]$ son las correspondientes probabilidades. Puede afirmarse que DS_m es un valor próximo al estado de daño más probable de la estruc-

tura. De acuerdo con esta ecuación, un valor $DS_m=1.3$, por ejemplo, indica que el estado de daño más probable de un edificio se encuentra entre *leve* y *moderado*, siendo más probable el estado de daño *leve*. Este índice de daño medio permite representar gráficamente escenarios de daño sísmico utilizando este único parámetro. Evidentemente, como una alternativa puede representarse en mapas la distribución espacial de la probabilidad de ocurrencia de un estado de daño específico, es decir, $P[DS_i]$ para un estado de daño i .

El ámbito de aplicación del método del espectro de capacidad ha trascendido al diseño de edificios nuevos, para emplearse también en la predicción del comportamiento de edificios existentes, es decir, en la evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico. De particular interés es la aplicación de esta técnica en zonas urbanas de sismicidad moderada, donde el crecimiento económico ha tenido como consecuencia el aumento del riesgo sísmico.

Otro aspecto importante requiere un comentario. Tal como se ha explicado en el apartado 4, la ductilidad estructural de los edificios ha sido definida a partir de la curva de capacidad carga-desplazamiento de los edificios. Cuando un edificio experimenta desplazamientos más allá del límite de fluencia debido a su ductilidad, también sufre daños que los proyectistas controlan tratando de predefinir, mediante confinamiento, las zonas de la estructura más adecuadas a un comportamiento no lineal. La vulnerabilidad de los edificios también se define partiendo de las curvas de capacidad y describe cuan propensa es la estructura a sufrir daños en caso de sismo. Es decir, los dos conceptos de diseño sismorresistente de los edificios, tanto el de ductilidad como el de vulnerabilidad, se pueden definir a partir de curvas de capacidad estructural y están relacionados con el daño sísmico global de los edificios.

6. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Como ejemplo de aplicación se consideran los edificios de hormigón armado de Barcelona, que en su gran mayoría son

de forjados reticulares, una tipología estructural desaconsejada en zonas sísmicas. El nivel de amenaza sísmica en Barcelona es moderado. Desde el punto de vista sísmico, el suelo de la ciudad está clasificado en cuatro zonas (Cid 1998). Una reevaluación reciente, tanto desde una óptica determinista como desde una probabilista, considerando la severidad de la acción en términos de la intensidad y en términos de las aceleraciones espectrales para los periodos de 0, 0.3, 0.6, 1.0 y 2.0 segundos, ha proporcionado resultados como el de la figura 15 (Irizarry *et al.* 2003). El caso probabilista corresponde al escenario con una probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años, es decir, a un período de retorno de 575 años, que es el escenario habitual considerado en estudios de riesgo sísmico. El caso determinista corresponde a un terremoto histórico ocurrido a 25 Km de la ciudad.

La alta vulnerabilidad de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares de España ha sido ya comentada en el apartado 2 y, tal como se ha visto, se debe, en primer lugar, a la tipología estructural inadecuada que no permite un comportamiento sísmico dúctil. En segundo lugar, en el diseño sismorresistente de dichos edificios no se aplicaron adecuadamente los requisitos de la normativa en lo referente a los detalles que aseguren la ductilidad estructural. Por último, muchos edificios presentan defectos graves de configuración estructural que tienden a incrementar su ya alta vulnerabilidad estructural.

Las curvas de capacidad de este tipo de edificios se han obtenido mediante un análisis estático no lineal utilizándose el programa de ordenador RUAUMOKO (Carr 2000). Las estructuras han sido modelizadas utilizando varios pórticos planos conectados entre sí. El efecto de la rigidez de los forjados se ha considerado compatibilizando el movimiento de los nodos que pertenecen al mismo nivel. El patrón de cargas utilizado corresponde a la forma del primer modo de vibración de la estructura. Para los edificios de gran y media altura se ha considerado una planta de 25,65 m \times 21,90 m mientras que para las estructuras de baja altura la planta ha sido de 13.6 m \times 13.6 m. Se han considerado los siguientes valores medios de las características mecánicas de los materiales:

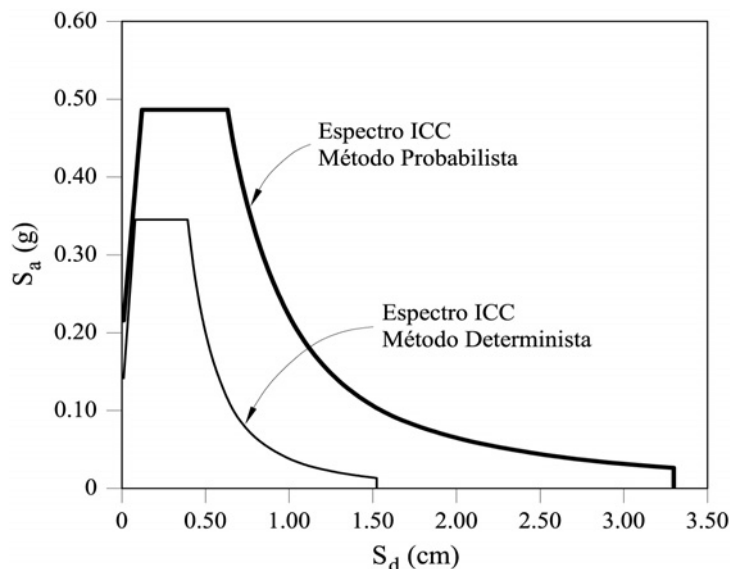


Figura 15. Espectros de respuesta propuestos por el ICC para los escenarios de amenaza sísmica determinista y probabilista en formato aceleración-desplazamiento (AD) para la zona II (Irizarry *et al.* 2003).

Tabla 2. Capacidad de fluencia y última para edificios con forjados reticulares.

Tipo de edificio	Capacidad de fluencia		Capacidad última	
	Dy (cm)	Ay (g)	Du (cm)	Au (g)
Bajos	0.70	0.129	5.240	0.138
Medios	1.418	0.083	5.107	0.117
Altos	1.894	0.059	4.675	0.079

resistencia a compresión del hormigón $f_{ck}=20$ MPa; tensión de fluencia del acero $f_y=510$ Mpa; módulo de elasticidad del hormigón armado $E_c=30$ GPa; y módulo de elasticidad a cortante del hormigón armado $G=12,5$ GPa. La tabla 2 muestra los puntos que corresponden a la capacidad de fluencia y última de los edificios en función de su altura.

Una forma simplificada para la estimación del daño esperado de las estructuras consiste en considerar una probabilidad de ocurrencia de 50% para los límites de los estados de daño que han sido definidos en la tabla 1 y en la figura 14. Si se supone, de acuerdo con Grünthal (1999) que las probabilidades de daño se distribuyen siguiendo una ley de probabilidad binomial o Beta equivalente, se obtienen las probabilidades de los estados de daño que pueden verse en la tabla 3. Estas pro-

habilidades son cumulativas y corresponden a los puntos que se muestran en la figura 16. Luego se ajusta por mínimos cuadrados a estos puntos una función de densidad de probabilidad. En Hazus-99-SR2 (2002) se supone que la función de probabilidad es lognormal, caso que se ha utilizado en este estudio. La figura 16 muestra un ejemplo de tal ajuste. Los puntos corresponden a las probabilidades de los estados de daño y las líneas son las curvas de fragilidad ajustadas. La tabla 4 contiene los parámetros que caracterizan estas curvas, concretamente \bar{S}_d y β_i .

La figura 17 muestra un ejemplo de escenario de riesgo sísmico para el distrito del Ensanche, representado en términos de probabilidad de daño correspondiente a un terremoto moderado y a una amenaza definida de manera determinista.

Tabla 3. Probabilidades de los estados de daño esperados cuando se fija una probabilidad de 50% para cada estado de daño: 1-leve, 2-moderado, 3-severo y 4-completo

Condición	DS_m	$P_\beta(1)$	$P_\beta(2)$	$P_\beta(3)$	$P_\beta(4)$
$P_\beta(1) = 0.5$	0.911	0.500	0.119	0.012	0.00
$P_\beta(2) = 0.5$	1.919	0.896	0.500	0.135	0.008
$P_\beta(3) = 0.5$	3.081	0.992	0.866	0.500	0.104
$P_\beta(4) = 0.5$	4.089	1.000	0.988	0.881	0.500

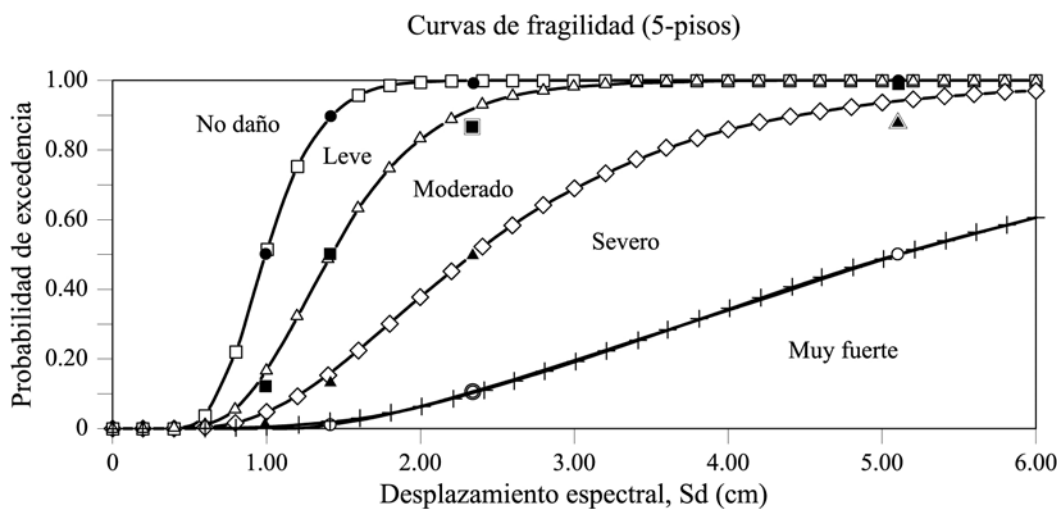


Figura 16. Curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado de altura media.

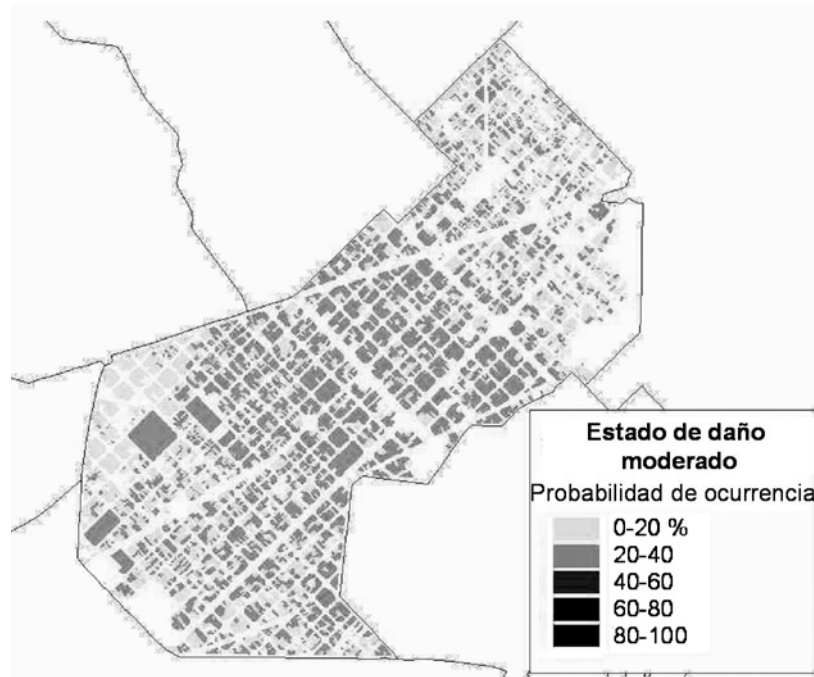


Figura 17. Probabilidad del estado de daño moderado en el distrito del Ensanche y para un escenario determinista de amenaza sísmica.

Tabla 4. Parámetros que caracterizan las curvas de fragilidad de los edificios de hormigón armado con forjados reticulares.

Clase de edificio	Límites de los estados de daño							
	$\bar{S}d_1$ (cm)	β_1	$\bar{S}d_2$ (cm)	β_2	$\bar{S}d_3$ (cm)	β_3	$\bar{S}d_4$ (cm)	β_4
bajos	0.49	0.28	0.70	0.37	1.84	0.82	5.24	0.83
medios	0.99	0.28	1.42	0.36	2.34	0.50	5.11	0.61
altos	1.33	0.28	1.89	0.29	2.59	0.34	4.68	0.45

La figura 18 muestra un escenario de riesgo sísmico –que representa un mapa del índice de daño medio DS_m – para toda la ciudad de Barcelona, para el escenario probabilista de ame-

naza. En las dos figuras han sido incluidos también edificios con otras tipologías, de los cuales los más representativos son los de mampostería no reforzada (Barbat *et al.* 2005).

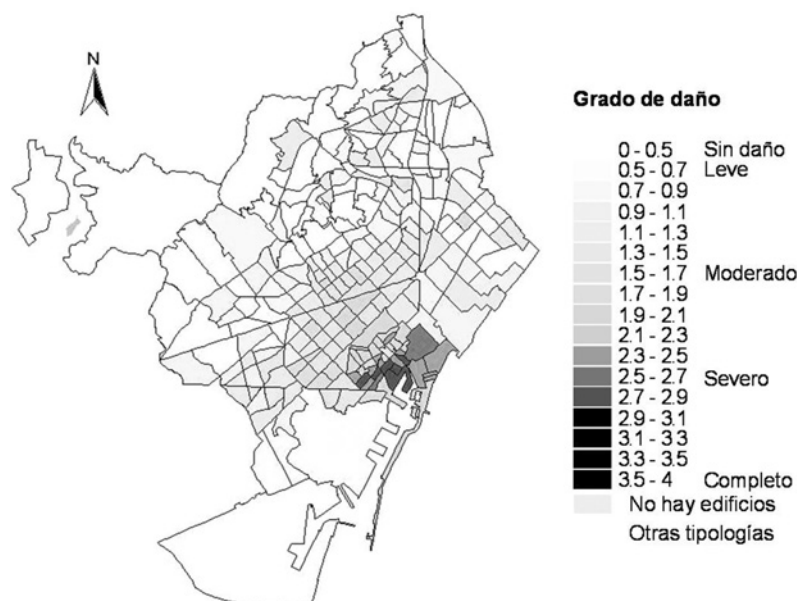


Figura 18. Escenario de daño sísmico en la ciudad de Barcelona para el caso de definición probabilista de la amenaza.

6. CONCLUSIONES

Una ductilidad estructural alta, tan necesaria en el caso de los edificios emplazados en zonas sísmicas y un requisito previsto en las normativas de diseño, se consigue utilizando tipologías estructurales adecuadas para ser usadas en zonas sísmicas, un acero de refuerzo dúctil y detalles de armado correctos. De esta manera, desde el punto de vista del comportamiento dinámico no lineal de un edificio, la ductilidad incrementa la absorción de la energía inducida por los terremotos al permitir una alta deformación inelástica del mismo. Desde el punto de vista de la seguridad del edificio, la ductilidad permite predefinir eficazmente las zonas de la estructura donde se admite un comportamiento no lineal (rótulas plásticas), evitándose, de esta manera, un comportamiento estructural con fallos frágiles, o pérdidas excesivas de resistencia. Sin duda, al utilizarse los elementos dúctiles como una línea de defensa de un edificio contra el efecto del sismo, éste sufre daños que pueden ser importantes, hasta tal punto que su reparación puede ser, a veces, problemática.

Tal como se ha demostrado en el artículo, tanto el concepto de ductilidad estructural como el de vulnerabilidad sísmica de los se pueden definir a partir de curvas de capacidad estructural obtenidas mediante procedimientos de cálculo estático no lineal y están relacionados con el daño global que los edificios pueden sufrir durante los terremotos.

El método del espectro de capacidad, que se analiza en el artículo, permite evaluar el comportamiento sísmico esperado de edificios comparando la capacidad con la demanda sísmica descrita en formato de espectros.

Este método se ha aplicado a la evaluación del riesgo sísmico de la ciudad de Barcelona. Para su aplicación han sido calculados espectros de capacidad y curvas de fragilidad para los principales tipos de edificios existentes en la ciudad, con especial énfasis en los edificios de hormigón armado. De acuerdo con los resultados obtenidos, puede afirmarse que un alto porcentaje de los edificios de la ciudad están en un riesgo sísmico significativo, pese a no encontrarse en una zona de alta peligrosidad. Esta situación se debe a que la mayoría de ellos son muy vulnerables y, por lo tanto, en caso de un sismo con una severidad incluso moderada, podrían esperarse serias consecuencias no sólo en términos de daño físico, sino también de orden económico y social. Si bien es cierto que actualmente no hay razones para esperar la ocurrencia de sismos severos frecuentes en Barcelona, la ciencia es cada vez más consciente de que en una zona donde ya se han producido eventos moderados o fuertes en el pasado, tarde o temprano volverán a ocurrir.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el soporte financiero del Ministerio de Educación y Ciencia de España, proyecto "Desarrollo y aplicación de procedimientos avanzados para la evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico de estructuras (EVASIS)"

(REN2002-03365/RIES) y acción complementaria CGL2004-22325-E y de la Comisión Europea, proyecto RISK-UE, contrato EVK4-CT-2000-00014.

REFERENCIAS

Astiz Suárez, M. A., Marí Bernat, A. y Perepérez, B. (2005). "Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas", *Hormigón y Acero*, 237.

Barbat, A.H. y Oller, S. (1998). *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona.

Barbat, A.H., Lagomarsino, S. y Pujades, L.G. (2005). "Vulnerability assessment of dwelling buildings", capítulo 6 de *Assessing and managing earthquake risk*, editores Sousa Oliveira, C., Roca, A. y Goula, X., Kluwer Academic Publishers, B.V. (en prensa).

Cardona, O. D. y Barbat, A.H. (2000). *El riesgo sísmico y su prevención*, Calidad Siderúrgica, Madrid.

Carr, A. (2000) Inelastic Dynamic Analysis Program: RUAUMOKO and Post-processor for RUAUMOKO, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Cid, J. (1998). *Zonificación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Fajfar, P. (2000). "A non linear analysis method for performance-based seismic design", *Earthquake Spectra*, 16(3) pp: 573-5924.

Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996). "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 23-67.

Freeman S.A. (1998). "The Capacity Spectrum Method", *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris.

Grünthal, G. (editor) (1999). *European Macroseismic Scale 1998*, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, European Seismological Commission.

HAZUS-99-SR2 (2002). *HAZUS Technical Manual*, Federal Emergency Management Agency, FEMA & National Institute of Building Sciences, NIBS, Washington D.C., Vol.1, 2, 3.

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 Cartográfico de Cataluña, Barcelona.



ÚLTIMAS
TESIS
PUBLICADAS



Véase listado de tesis
publicadas y formulario de petición
de publicaciones en páginas
123 y 124 de este mismo número

<http://www.e-ache.net>

Principios estructurales del proyecto de puentes de hormigón en zonas sísmicas*

Structurals principles in the seismic design of concrete bridges



Hugo Corres Peiretti

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



María Fernanda Defant Erimbaue

Ingeniero Civil

RESUMEN

A diferencia de las estructuras de edificación, los puentes, en general, son sistemas poco redundantes y por tal motivo requieren un tratamiento especial y cuidadoso en el proyecto y detalle de armado de cada uno de sus elementos.

En este trabajo se realiza un resumen de las bases de proyecto y diseño conceptual de este tipo de estructuras en zona sísmica introduciendo el concepto de diseño por capacidad.

SUMMARY

Unlike buildings structures, bridges, in general, are not highly redundant systems and for this reasons they need a special and careful treatment in the design and detailing of each of element.

This work presents a summary of the basic project and conceptual design of bridges in seismic regions, based on the concept of design by capacity.

1. INTRODUCCIÓN

En recientes terremotos ocurridos en California [2], Japón [3], América central y del sur, numerosos puentes proyectados con arreglo a códigos relativamente modernos se han caído o han resultado severamente dañados. Este comportamiento tan pobre puede ser atribuido, en la mayoría de los

casos, a la filosofía de proyecto y a la poca atención dedicada a los detalles.

Los esquemas estructurales de los puentes son, en general, sistemas poco redundantes. La rotura de un elemento estructural puede desencadenar el colapso de toda la estructura. Mientras que por un lado esta simplicidad estructural puede dar lugar a una mayor precisión en la definición de la respuesta sísmica, tiene la desventaja de que cualquier error puede conducir al colapso del puente.

Los puentes, por otra parte, son muy sensibles a la interacción suelo-estructura. Muchos están construidos en zonas con condiciones geotécnicas complicadas. La acción sísmica en este tipo de terrenos puede producir la aparición de problemas de licuefacción, para puentes largos sobre terrenos variables la acción sísmica puede variar a lo largo del puente, etc.

Todas estas consideraciones requieren un tratamiento especial y cuidadoso en el proyecto de puentes en zonas sísmicas.

2. BASES DE PROYECTO PARA PUENTES DE HORMIGÓN EN ZONAS SÍSMICAS

A la luz de los resultados observados en los últimos sismos se ha producido en las últimas décadas un replanteamiento del diseño de puentes y en general del diseño de estructuras en zonas sísmicas.

En términos generales se puede decir que el nuevo planteamiento es que se eviten daños para sismo con alta probabili-

* Este artículo está basado en la ponencia presentada por el Prof. Corres en la Jornada Técnica Anual de Ache de Mayo de 2004, sobre Comportamiento de Estructuras de Hormigón en Zonas Sísmicas. En el número anterior de Hormigón y Acero se publicó otro artículo basado, asimismo, en ponencias de dicha Jornada.

dad de ocurrencia y que se admitan daños reparables y ausencia de colapso, para sismos con baja probabilidad de ocurrencia.

En la bibliografía [1] se han planteado distintas propuestas. Las últimas normas [2] [3] [4] que han aparecido presentan dos niveles para la acción sísmica y dos niveles de exigencia para la estructura, relacionados con cada nivel de acción, tal como se ha comentado en el párrafo anterior.

Por un lado, un sismo frecuente es un sismo que tiene una alta probabilidad de ocurrencia y generalmente corresponde a un periodo de retorno de 100 o 200 años, dependiendo de la importancia del puente. Teniendo en cuenta que los puentes se proyectan con una vida útil de 100 años, estos terremotos tienen una probabilidad del 100%, para un periodo de retorno de 100 años, o del 50%, para un periodo de retorno de 200 años, de ser superados a lo largo de su vida útil.

Para esta acción se admite que la estructura puede sufrir daños menores, únicamente en los elementos secundarios (juntas de dilatación, losas de continuidad, etc.) y en aquellas partes del puente específicamente proyectadas para contribuir a la disipación de energía. Es decir, después de un terremoto de esas características, la estructura no requerirá reparaciones inmediatas ni restricciones de tráfico.

En algunos códigos se llama a este sismo o esta situación de proyecto, sismo de Servicio. Debe notarse, adicionalmente, que las condiciones exigidas a la estructura son condiciones propias de Estados Límite de Servicio. Esta situación puede crear una cierta confusión porque el sismo, en si mismo, es una situación de proyecto accidental y por lo tanto de Estado Límite Último.

Según esta propuesta, y este es un concepto nuevo, el sismo frecuente es un sismo que sirve para comprobar condiciones de servicio, que son particulares porque se trata de una acción especial.

Adicionalmente debe considerarse un sismo característico que tiene baja probabilidad de ocurrencia y generalmente corresponde a un periodo de retorno de 500 o 1000 años, dependiendo de la importancia del puente. Teniendo en cuenta que los puentes se proyectan con una vida útil de 100 años, estos terremotos tienen una probabilidad del 20%, para el periodo de retorno de 500 años, o 10%, para el periodo de retorno de 1000 años, de ser superados a lo largo de su vida útil.

Para esta acción se exige que el puente soporte este sismo sin que se produzca colapso, local o global. Es decir, después de que ocurra un evento sísmico de estas características, el puente debe mantener su integridad estructural y una capacidad resistente residual suficiente para permitir el tráfico de emergencia, aunque los daños producidos puedan ser importantes y requerir reparaciones posteriores para restablecer las condiciones iniciales de la estructura.

Esta situación es más una situación correspondiente a Estados Límites Últimos y en algunos códigos se define este sismo como el sismo de Estado Límite Último. Estrictamente hablando, este sismo y las condiciones de comportamiento

que se exigen a la estructura en estas condiciones no son exactamente las que se plantean para otros Estados Límites Últimos. Esta situación también puede crear un poco de confusión pero puede justificarse por las características extraordinarias de la acción, su elevada probabilidad de ocurrencia, si se compara con otras acciones en relación con la vida útil de la estructura, y por los costos de reparación. En realidad se plantea como sismo característico un sismo con un 20 o 10 % de probabilidad de ocurrencia en la vida útil de la obra, mayor que para otras acciones, y para esta situación lógicamente se propone mantener el daño estructural a niveles reparables y la posibilidad de reutilización de la estructura.

Para el caso de puentes muy especiales, por sus características e importancia, en la literatura especializada [5] se plantea la definición de un sismo de colapso con un periodo propio superior a los 5000 años y, consecuentemente, una probabilidad de ocurrencia muy pequeña.

Cuando se considere necesario tener en cuenta la acción sísmica durante la construcción puede definirse un sismo de construcción correspondiente a un periodo de retorno no menor de 5 veces la duración de la etapa constructiva, lo que implica una probabilidad de ocurrencia del orden del 20% durante esa etapa.

En estos casos, cuando el procedimiento constructivo supone cambios significativos del esquema estructural respecto del correspondiente a la situación de servicio, puentes construidos por voladizos sucesivos o puentes con procedimientos constructivos que supongan una construcción evolutiva de la estructura, o cuando el periodo de construcción sea muy grande, también puede exigirse el requisito de ausencia de colapso para el sismo de construcción. Esta situación se justifica por razones económicas ya que la reconstrucción de un puente de este tipo puede resultar extremadamente cara.

En la figura 2.1 se muestran superpuestos tres espectros de respuesta [8] correspondientes a los tres sismos descritos, característico, frecuente y de construcción, para estructuras de importancia normal y para un terreno tipo I.

La definición de la acción sísmica correspondiente a cada sismo de cálculo debe hacerse de acuerdo con los datos sísmicos de cada zona y sus condiciones geológicas.

3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Frente a los distintos sismos que se han definido, como acciones a tener en cuenta en el proyecto de un puente, y teniendo en cuenta las exigencias planteadas para cada situación de proyecto, es necesario definir qué comportamiento estructural se requiere en cada caso.

En la figura 3.1 se muestra la respuesta de un puente de losa aligerada apoyado sobre fustes circulares. La verdad es que la figura muestra más que el comportamiento de un puente el comportamiento de una pila empotrada en la cimentación, en este caso una cimentación con pilotes, y apoyada en el table-ro con un sistema de apoyo fijo con capacidad de rotación. En términos genéricos se puede decir que el comportamiento de esta pila puede considerarse representativo del comporta-

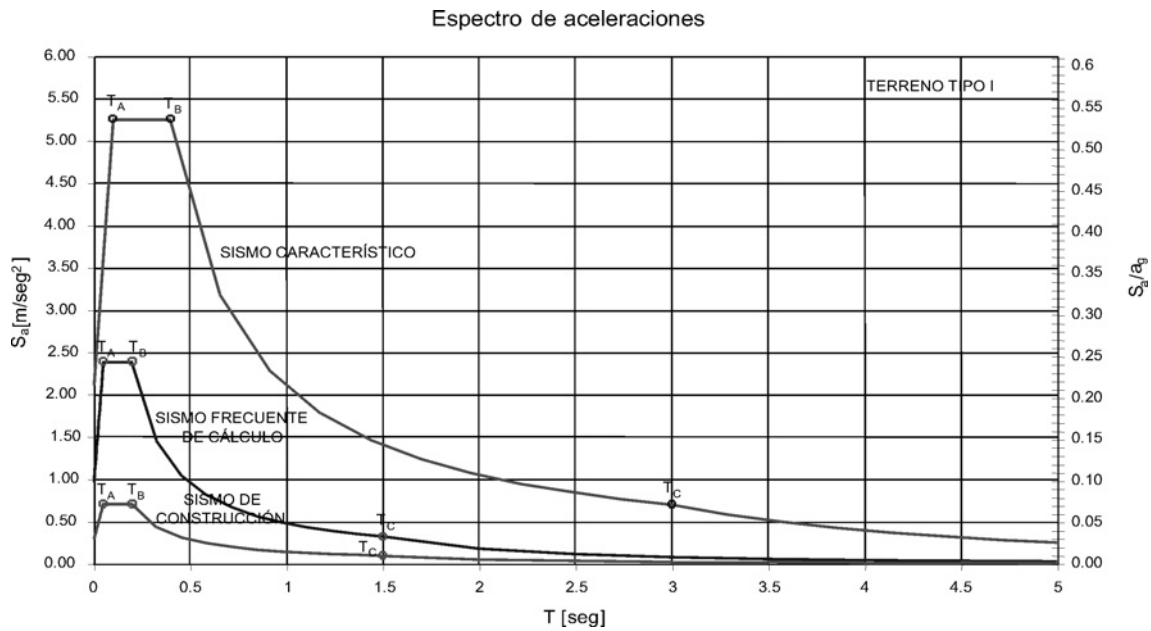


Figura 2.1. Espectro de aceleraciones, para los sismos característico, frecuente y de construcción, para puentes de importancia normal y para un terreno tipo I.

miento del puente, si todas las pilas tienen aproximadamente igual altura y si las condiciones de apoyo en los estribos son tales que permitan a las pilas tener el mayor protagonismo en el esquema resistente frente a la acción sísmica.

Está claro que la estructura puede comportarse de forma elástica o casi elástica. En estos casos, para las sollicitaciones debidas al sismo, las secciones más sollicitadas tendrán un comportamiento esencialmente elástico o moderadamente no lineal. Este sería el caso de una estructura en la que para la acción sísmica, las secciones más comprometidas pueden superar la deformación del límite elástico del acero y alcanzar las deformaciones plásticas moderadas máximas del hormigón.

En la figura 3.1 esta situación estaría representada por una estructura que con un comportamiento elástico perfecto estaría sollicitada con un cortante en la base de V2. Sin embargo,

debido al moderado comportamiento no lineal aceptado el cortante máximo resulta V1, ligeramente inferior que V2.

Este tipo de comportamiento es el que se exige para el sismo frecuente, con una alta probabilidad de ocurrencia. Se admite que después de un sismo de este tipo, que tiene una probabilidad 100 o del 50 % de producirse a lo largo de la vida útil de la obra, la estructura pueda fisurarse, pero la fisuración será pequeña y después del sismo, debido a la influencia favorable de las acciones verticales permanentes y al ablandamiento del acero debido al efecto Bauschinger [9], se cerrará casi completamente. También se puede admitir que el hormigón se deforme en rango no lineal pero limitando esta deformación a valores próximos al 2% o similares.

También puede aceptarse este comportamiento para el sismo característico. En este caso el rango de comportamien-

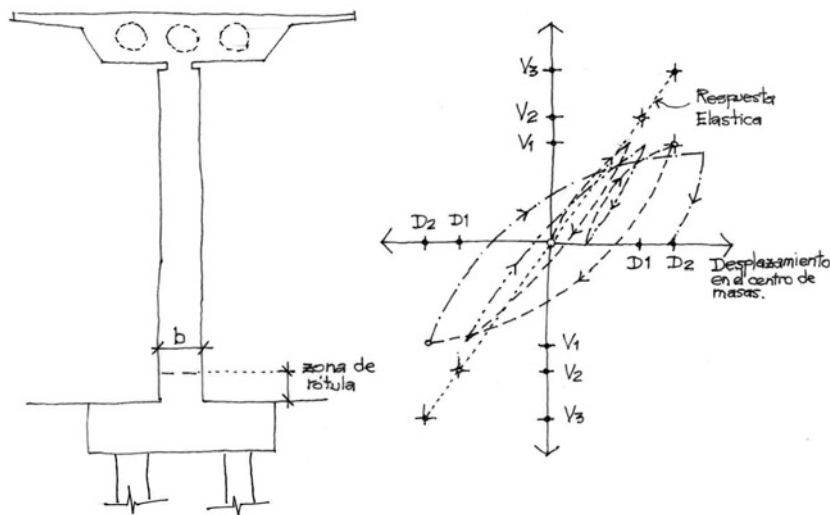


Figura 3.1 Comportamiento de un puente de hormigón [1]

to admitido para las secciones más solicitadas es el mismo que se admite en estado límite último para situaciones de proyecto accidentales frente a acciones estáticas. El nivel de no linealidad aceptado es un nivel que puede causar daños reparables, pero muy leves. La armadura se plastifica pero con valores máximos de deformación que no sobrepasan cuatro veces la deformación de plastificación y el hormigón se deforma en rango no lineal, limitando su deformación a la que produce la rotura del recubrimiento.

El lector acostumbrado a trabajar con diagramas momento curvatura sabe que, a nivel de sección, unas condiciones como las indicadas pueden dar lugar, en función de la cuantía o del nivel de axil de la sección, a diagramas momento curvatura no lineales y valores de ductilidad en términos de curvaturas, relación entre la curvatura última y la curvatura que produce la plastificación del acero traccionado $\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$, del orden de 3 o 4. Estos valores de ductilidades seccionales, como se verá seguidamente, no producen una gran ductilidad en términos de deformaciones, relación entre la deformación máxima admitida por el elemento estructural y la deformación que produce la plastificación de la armadura traccionada $\mu_\Delta = \delta_u / \delta_y$, tal como se muestra en la figura 3.1. La ductilidad en términos de deformaciones es la que condiciona el comportamiento de las estructuras frente a acciones sísmicas.

Otra alternativa es admitir para la estructura un comportamiento dúctil, con lo que se consigue una reducción importante de la acción sísmica. Si la estructura tiene un comportamiento dúctil adecuado, tal como se muestra en la figura 3.1, podrá desarrollar un desplazamiento adecuado, equivalente al elástico, D3 en la figura, pero con cortante de base considerablemente reducido V2 en relación con el elástico V3. Esta reducción será tanto mayor como mayor sea la capacidad de deformación de la estructura manteniendo una adecuada capacidad resistente constante.

Para este tipo de comportamiento, con grandes desplazamientos, el hormigón comprimido sufre grandes deformaciones plásticas y pierde el recubrimiento. El acero debe disponer de gran ductilidad y las deformaciones a las que está sometido son grandes deformaciones plásticas que provocan una fisuración importante que no se cierra después del sismo. En definitiva la reducción de la acción sísmica, disipación de energía por histéresis, se consigue con un comportamiento plástico y con daño.

En cualquier caso, si las secciones donde se forman las rotulas plásticas están adecuadamente dimensionadas y confinadas, el hormigón interior a los cercos permanece competente y con capacidad resistente suficiente después del sismo y puede resistir las acciones permanentes, pero requiere reparaciones para restituir el recubrimiento y sellar las fisuras.

El inconveniente que tiene adoptar este tipo de comportamiento para la estructura, o dicho de otra manera de no proyectar con las fuerzas correspondientes a la respuesta elástica de la estructura, es la posibilidad de tener que reparar los daños a lo largo de su vida útil. Por el contrario el beneficio es que la estructura se proyecta para una acción sísmica menor, lo que implica unos costos iniciales menores.

Como resumen de las ideas expuestas, se puede decir que los puentes tienen, en general, que comprobarse para un sismo característico y otro frecuente. Ocasionalmente, dependiendo del tipo de estructura, puede ser necesario comprobar la estructura durante la construcción para la acción de un sismo definido específicamente para tal fin.

Para el **sismo característico** los puentes pueden proyectarse para que su comportamiento sea dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico.

En los puentes con comportamiento dúctil, se supone que la disipación de energía se produce por la formación de rótulas plásticas, cuya ductilidad debe ser suficiente.

Para asegurar un comportamiento dúctil es necesario que se cumplan las condiciones indicadas a continuación.

- *Condición de resistencia.* Debe comprobarse que las rótulas plásticas disponen de una resistencia adecuada, tanto a flexión como a cortante, y que el resto de las zonas de la estructura, fuera de las rótulas plásticas, disponen también de resistencias adecuadas, todo ello de acuerdo con los criterios de proyecto, que se exponen en el apartado siguiente. Ya que el comportamiento dúctil supone necesariamente grandes deformaciones, cuando sea necesario, deberán tenerse en cuenta los efectos de segundo orden inducidos en las pilas.
- *Condición de desplazamientos.* Debe comprobarse que la longitud de entrega en apoyos es suficiente para evitar descalces y que la anchura de juntas es suficiente para evitar el martilleo entre elementos estructurales. Estas longitudes deben estimarse de acuerdo con los criterios que se exponen en el apartado siguiente.
- *Condición de ductilidad.* Debe garantizarse una ductilidad local adecuada en las zonas en las que se admita la formación de rótulas plásticas. Para puentes sencillos puede considerarse que se cumple la condición de ductilidad, si se adoptan unos detalles de armado adecuados, como los indicados en el apartado siguiente.

En el caso de puentes menos normales o singulares, si se adopta un comportamiento dúctil deberán armarse las zonas de las rotulas plásticas para asegurar tal ductilidad y deberá comprobarse mediante cálculos específicos que la ductilidad adoptada esta asegurada.

En los puentes con comportamiento de ductilidad limitada, se supone que se alcanza un determinado nivel de plastificaciones que, sin ser significativo, da lugar a una cierta disipación de energía.

Para asegurar este tipo de comportamiento deben cumplirse las condiciones indicadas a continuación.

- *Condición de resistencia.* Debe comprobarse que todas las secciones y elementos estructurales tienen una resistencia adecuada, de acuerdo con los mismos criterios que los utilizados para situaciones persistentes, no sísmicas.
- *Condición de desplazamientos.* Debe comprobarse que la longitud de entrega en apoyos es suficiente para evitar des-

calces y que la anchura de juntas es suficiente para evitar el martilleo entre elementos estructurales.

- *Condición de ductilidad.* En las zonas donde se prevea la formación de rótulas plásticas, es recomendable que se adopten los detalles de armado exigidos para comportamiento dúctil.

En los puentes con comportamiento esencialmente elástico, se supone que no se produce disipación de energía por la formación de rótulas plásticas y, por tanto, los efectos de la acción sísmica no se reducen como en los casos anteriores.

Para asegurar este tipo de comportamiento deben cumplirse las siguientes condiciones.

- *Condición de resistencia.* Debe comprobarse que todas las secciones y elementos estructurales tienen una resistencia adecuada, de acuerdo con los mismos criterios que los utilizados para situaciones persistentes, no sísmicas.
- *Condición de desplazamientos.* Debe comprobarse que la longitud de entrega en apoyos es suficiente para evitar descalces y que la anchura de juntas es suficiente para evitar el martilleo entre elementos estructurales.
- *Condición de ductilidad.* Para este tipo de comportamiento, no es necesario hacer ninguna comprobación específica de ductilidad ni adoptar ningún tipo de detalle constructivo específico.

Para el **sismo frecuente** el comportamiento de los puentes deberá ser elástico. Este comportamiento queda asegurado sin necesidad de comprobaciones adicionales, cuando el puente ha sido proyectado para tener un comportamiento esencialmente elástico o de ductilidad limitada bajo la acción del sismo último de cálculo. Si para esta acción, se ha previsto un comportamiento dúctil, será necesario efectuar las comprobaciones indicadas a continuación para la combinación de acciones correspondiente al sismo frecuente.

- *Condición de plastificaciones.* Debe comprobarse que en ninguna sección se alcance el límite elástico del acero ni se produzcan pérdidas de recubrimiento de las armaduras.
- *Condición de desplazamientos.* Desde el punto de vista de los desplazamientos del tablero debe tenerse en cuenta que en esta situación se supone que el puente queda abierto al tráfico después del sismo, por lo que es necesario comprobar que las juntas de calzada permiten los desplazamientos máximos y mínimos calculados teniendo en cuenta la acción sísmica.

Para el **sismo de construcción** el comportamiento de los puentes podrá ser dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico, igual que para el sismo característico.

4. ESTRUCTURAS CON COMPORTAMIENTO DÚCTIL Y PROYECTO POR CAPACIDAD

Tal como se ha comentado en el apartado anterior, para el sismo característico se admite que los puentes puedan comportarse como estructuras dúctiles. Con este comportamiento dúc-

til se puede conseguir que la estructura disipe energía por deformación plástica, energía plástica o histerética, con el consiguiente daño localizado en las zonas de formación de las rotulas plásticas y que la acción sísmica resultante sea menor que la correspondiente a la estructura con comportamiento elástico.

Tradicionalmente, se ha permitido utilizar un análisis modal empleando un espectro elástico y luego, para las comprobaciones resistentes, se disminuían los esfuerzos obtenidos por un coeficiente de ductilidad global o coeficiente de comportamiento.

Este coeficiente de ductilidad depende de la tipología del puente y de las características no lineales de los elementos estructurales comprometidos en la resistencia de los esfuerzos sísmicos.

Este coeficiente global no se puede determinar de forma precisa para cualquier tipo de puente. Para puentes sencillos, las distintas normativas dan unos valores [4] [8], a partir de estudios, más o menos sencillos y generales, realizados y del comportamiento observado en terremotos reales.

Para puentes en los que la capacidad resistente al sismo esta resuelta con las pilas y todas tienen las mismas características, es posible determinar de forma aproximada el coeficiente de comportamiento.

En la figura 4.1 se muestra el diagrama momento curvatura experimental de una sección de una pila sometida a carga cíclica [11]. En la misma figura se muestra una predicción teórica frente a carga monótona creciente de la misma sección. En la referencia [11] se comprueba con una serie de ensayos que los diagramas momento curvatura correspondientes a una carga monótona creciente son una especie de envolvente del diagrama correspondiente a carga cíclica. A partir de esta comprobación se acepta, por su mayor facilidad, trabajar con diagramas momento curvaturas para cargas monótonas.

El comportamiento dúctil seccional depende de la magnitud del axil y de la ductilidad de los materiales que constituyen la sección.

En la figura 4.2 se ve el comportamiento de una sección circular, con dos tipos de ecuaciones constitutivas. En el cuadrante superior izquierdo se muestran los diagramas de interacción, en el derecho los diagramas momento curvatura y en el inferior izquierdo valores de ductilidad seccional y de deformaciones para una pila empotrada articulada con sección circular y armadura constante.

En las figuras 4.2.a y b se representan dos diagramas de interacción. El de menor capacidad resistente se ha obtenido teniendo en cuenta las hipótesis que se utilizan para calcular la capacidad resistente de una sección sometida a tensiones normales en estado límite último.

Se ha considerado que el acero rompe con una deformación de 10 ‰ y que trabaja con un diagrama tensión deformación bilineal con un valor de límite elástico igual a $f_{yd} = f_{yk} / 1.0$.

Para el hormigón se ha utilizado un diagrama parábola rectángulo con una deformación máxima de 3.5 ‰ y una tensión máxima de $0.85 f_{cd}$ siendo $f_{cd} = f_{ck} / 1.3$.

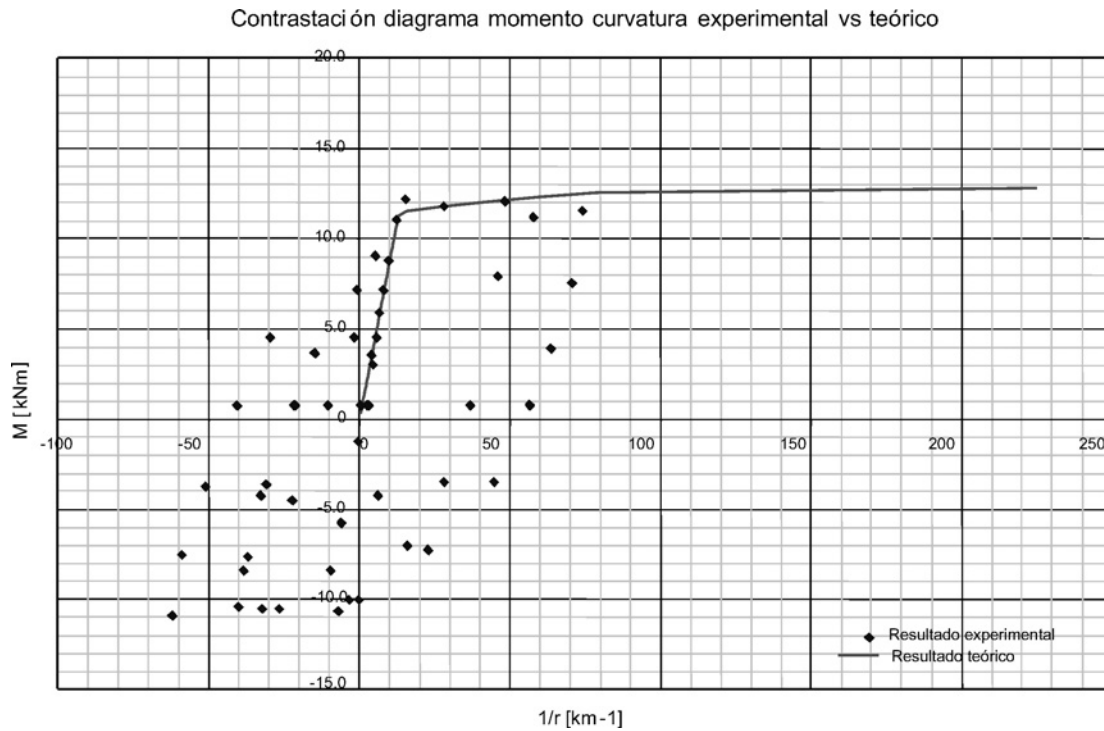


Figura 4.1 Diagrama momento curvatura experimental un pilar sometido a carga cíclica superpuesto con un diagrama momento curvatura teórico para una carga monótona creciente.

Los coeficientes de minoración de los materiales son los que corresponden a la situación accidental sísmica.

Exteriormente se ha representado el diagrama de interacción de la sección para unas condiciones que se podrían definir como capacidad resistente más probable. El diagrama

completo dibujado tiene una cuantía volumétrica de confinamiento constante e igual a 0.12. Además, para distintos axiles, se han representado puntos sueltos que corresponden a distintas cuantías de confinamiento, mayores a medida que aumenta el axil.

Gráfico comparativo. Diagrama de interacción – Diagrama momento curvatura – Ductilidad en términos de curvaturas
Cuantía volumétrica de confinamiento variable. Hormigón sin confinar

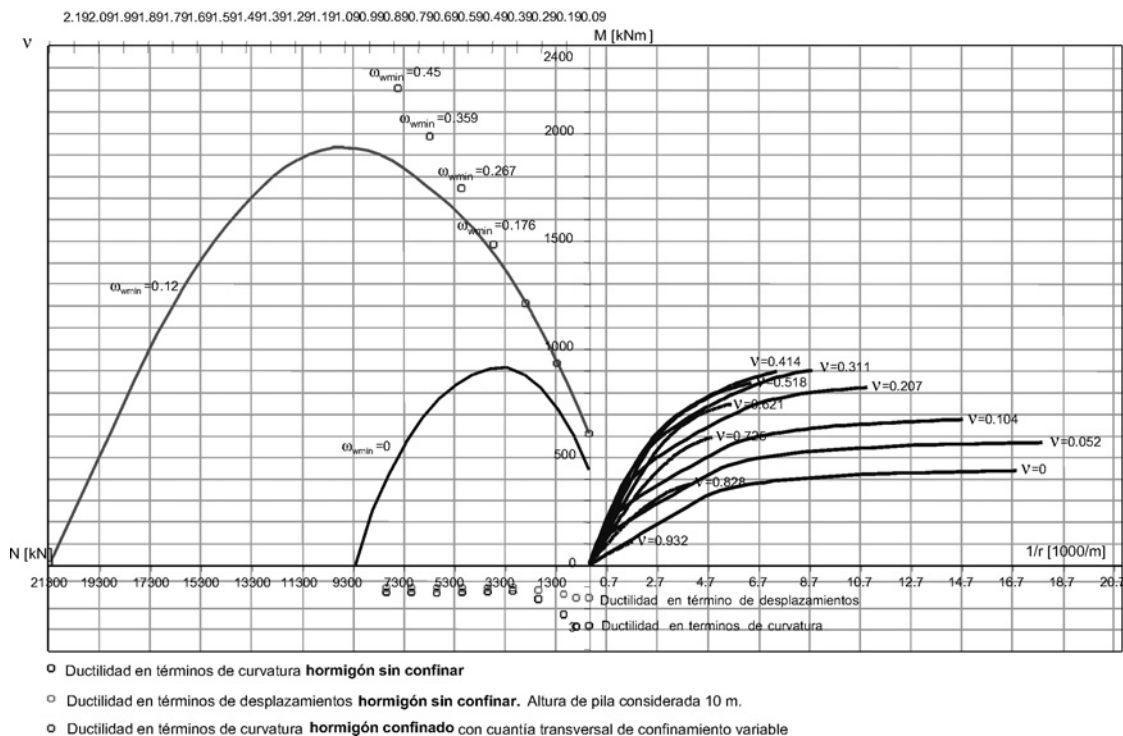


Figura 4.2.a Comportamiento de una sección circular. Ecuaciones constitutivas de estado límite último.

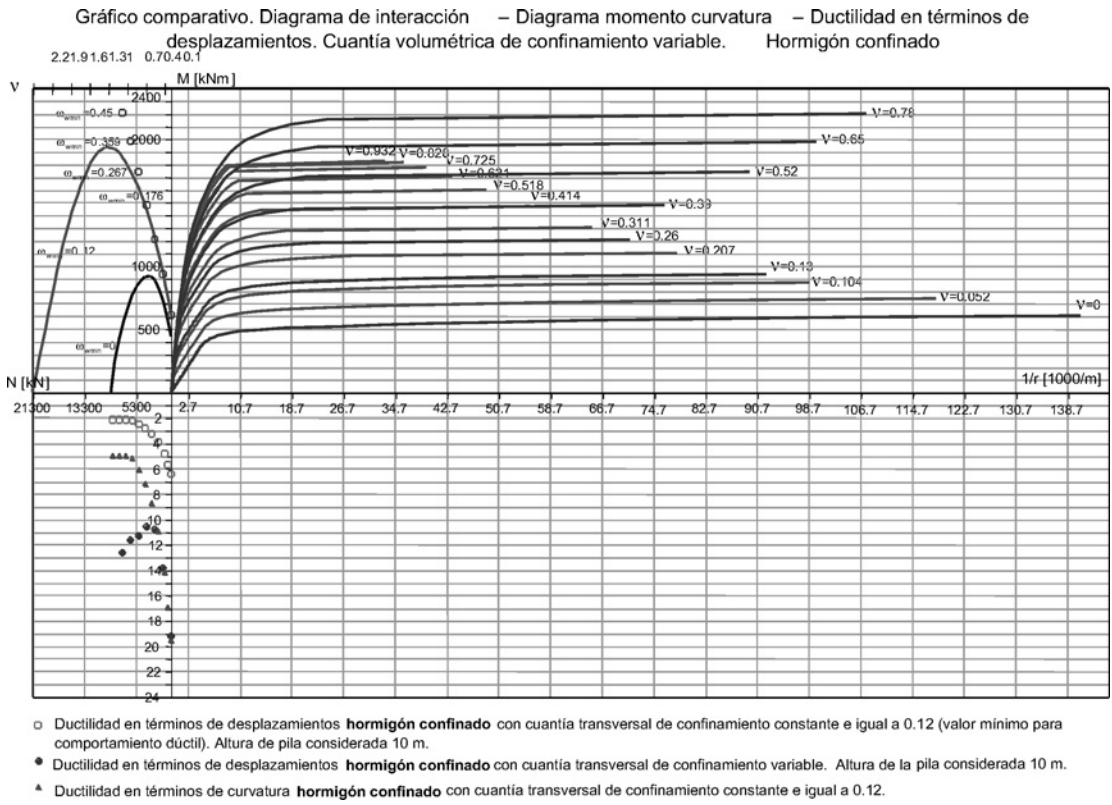


Figura 4.2.b Comportamiento de una sección circular. Ecuaciones constitutivas representativas del comportamiento nominalmente real.

Para su determinación se ha utilizado un diagrama tensión deformación medio para el acero. El acero utilizado es el de alta ductilidad B500SD. Para este tipo de aceros los fabricantes definen un diagrama tensión deformación característico y medio [12].

Para el hormigón se ha utilizado un diagrama tensión deformación que permite tener en cuenta el efecto del confinamiento. El confinamiento produce un aumento de la capaci-

dad resistente a compresión, especialmente en secciones circulares con armadura transversal helicoidal, y un aumento muy importante de la ductilidad del hormigón. En la figura 4.4 se representan distintos diagramas tensión deformación para el hormigón comprimido, para distintas cuantías de confinamiento, utilizando el modelo propuesto por Mander [13].

En las mismas figuras se han representado diagramas momento curvatura. En la figura 4.2.a se representan, para

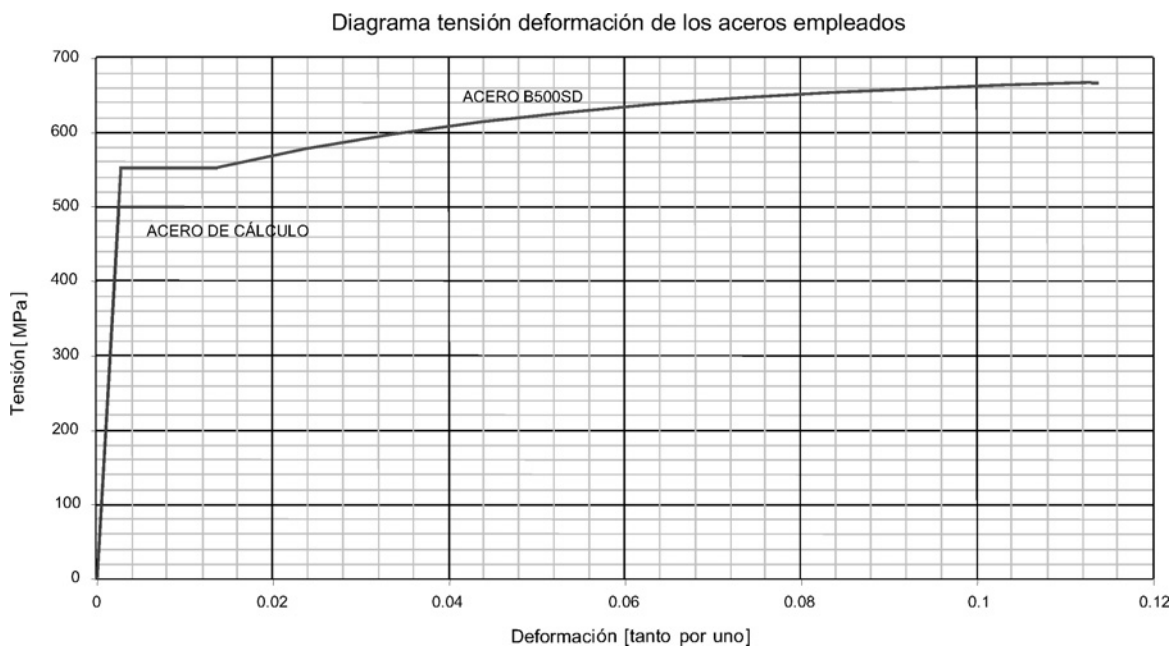


Figura 4.3 Diagrama tensión deformación medio del acero de alta ductilidad B500SD y de cálculo.

Diagrama tensión deformación comprativo del hormigón confinado H25
Eurocódigo 8: parte 2

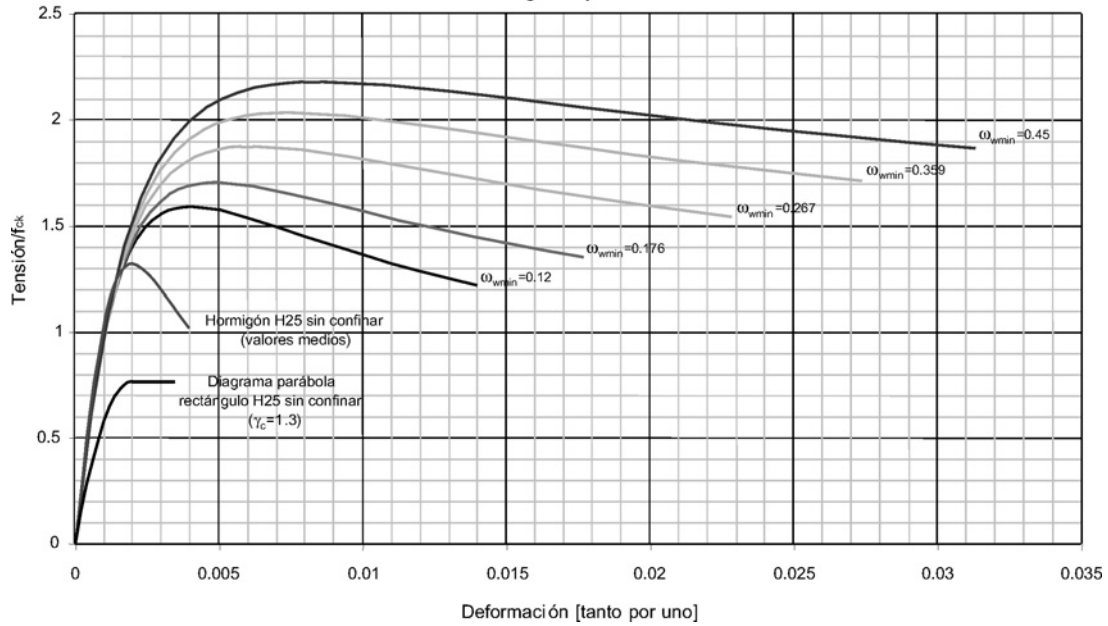


Figura 4.4 Diagramas tensión deformación del hormigón para una sección circular con distintas armaduras de confinamiento y de cálculo.

distintos axiles, los diagramas momento curvatura con las ecuaciones constitutivas de estado límite último. En el cuadrante inferior izquierdo se representa la ductilidad seccional para cada axil. Como puede verse la ductilidad seccional que se obtiene con estas ecuaciones constitutivas es muy modesta. Además, puede verse que con el aumento del axil el comportamiento se hace cada vez menos dúctil. El comportamiento dúctil en secciones de hormigón se consigue por la ductilidad del acero y, consecuentemente, se consigue para secciones que rompen con el acero.

En la figura 4.2.b se muestra, también para distintos axiles, diagramas momento curvatura teniendo en cuenta para el acero un diagrama tensión deformación con valores medios y

para el hormigón el efecto del confinado. Puede verse que el comportamiento tiene la misma tendencia que para los diagramas anteriores, el aumento del axil disminuye la ductilidad. Sin embargo, la ductilidad seccional real que se obtiene es mucho mayor debido a la mayor ductilidad del acero. Asimismo la disminución de ductilidad aparece para axiles mayores porque debido al comportamiento más resistente y especialmente más dúctil del hormigón confinado, la rotura por el acero se produce para axiles mucho mayores.

En la figura 4.5 se representa el comportamiento de una pila empotrada en la cimentación y articulada en el tablero, con ductilidad suficiente para la formación de una rótula plástica en el empotramiento con la cimentación.

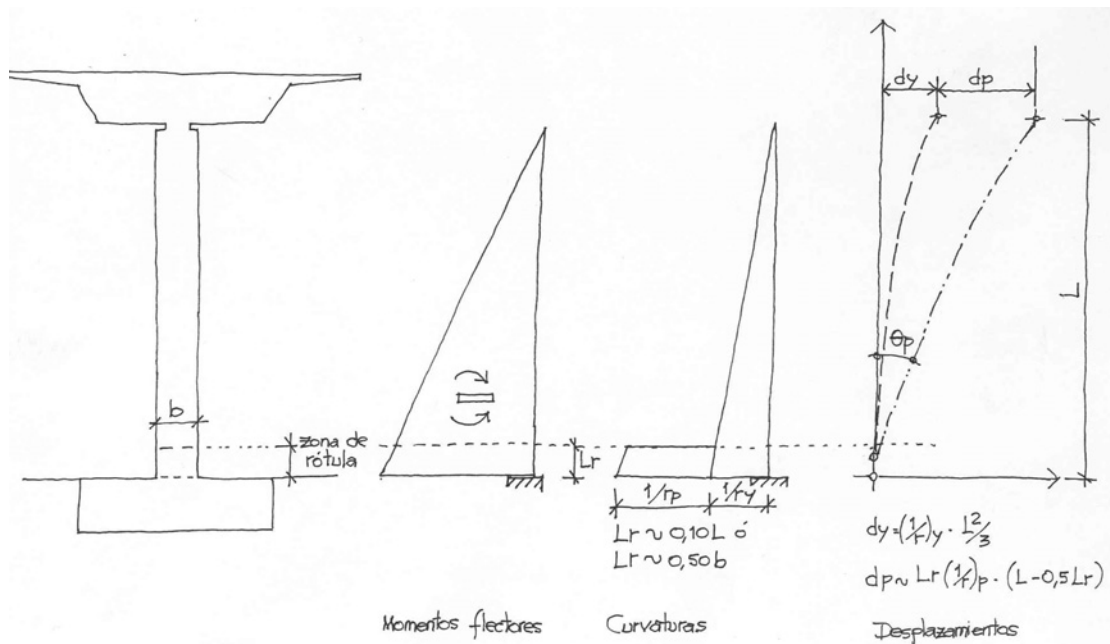


Figura 4.5 Comportamiento dúctil de una pila [14].

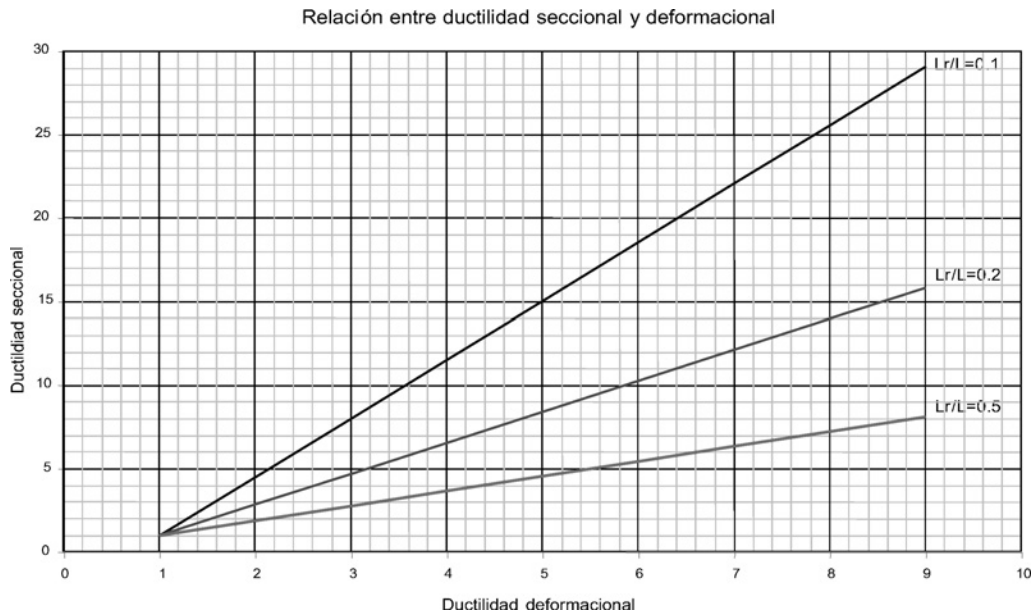


Figura 4.6 Relación entre la ductilidad en términos de deformaciones y la ductilidad seccional, para distintas relaciones de longitud de la rótula plástica y la longitud de la pila.

El desplazamiento en cabeza tiene dos componentes, una elástica d_y y otra no lineal d_p . La ductilidad en términos de deformaciones se define como

$$\mu_{\Delta} = \frac{(d_y + d_p)}{d_y} \quad [4.1]$$

Además puede relacionarse la ductilidad seccional con la ductilidad deformacional, representada en la figura 4.2.

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{3(L_r / L)[1 - 0,5(L_r - L)]} \quad [4.2]$$

Como puede verse esta ecuación pone en evidencia que para conseguir una ductilidad en términos de deformaciones relativamente pequeña hace falta una ductilidad seccional alta.

Además esta relación depende de la relación entre la longitud de la rótula plástica y la longitud de la pila. Cuanto mayor es la longitud de la rótula plástica mayor es la demanda de ductilidad seccional.

En la figura 4.2.b se muestra la ductilidad en términos de deformaciones para una pila con la sección circular estudiada de 10 m de altura. La rótula plástica se ha determinado de acuerdo con el diagrama momento curvatura, y resulta aproximadamente igual a 1/10 de la altura de la pila.

En este tipo de puentes, es posible relacionar la ductilidad en términos de deformaciones con el coeficiente de comportamiento y para ello hay que estudiar el comportamiento de las estructuras dúctiles con distintas características en términos de frecuencia.

En la figura 4.7 se muestra el espectro de repuesta y los distintos comportamientos estructurales posibles, dependiendo de las características dinámicas de las estructuras [15].

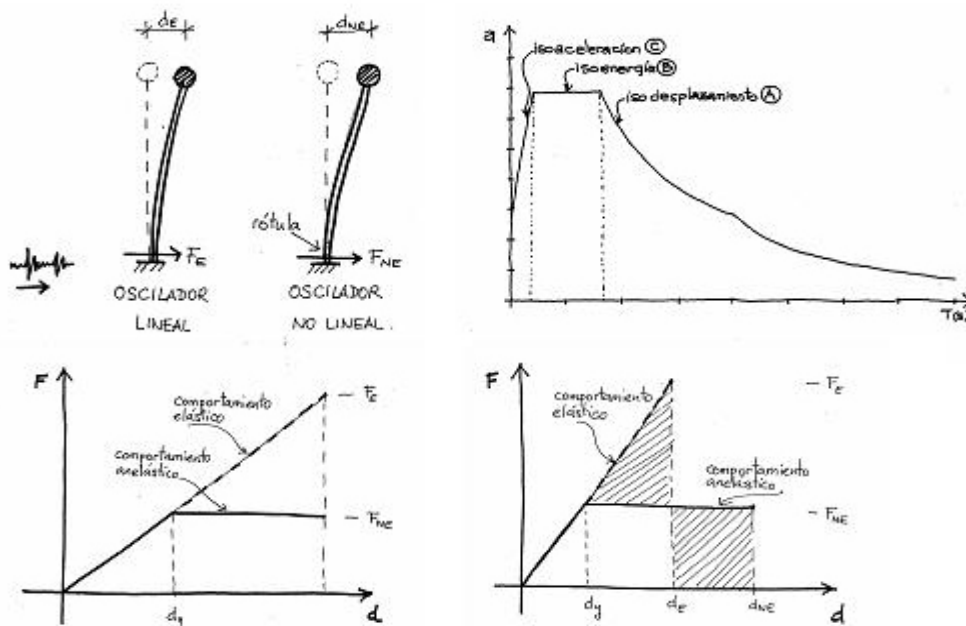


Figura 4.7. Espectro de repuesta y diferentes comportamientos estructurales de puentes dúctiles.

El comportamiento dinámico no lineal de las estructuras depende del rango de periodos en el que se encuentre el modo fundamental de vibración en la dirección considerada. A estos efectos el espectro se suele dividir en tres zonas.

Zona descendente (A). En esta zona, que corresponde a periodos altos, la deformación máxima observada en un oscilador simple con un comportamiento elástico y lineal es similar a la de un oscilador no lineal. Principio de igual desplazamiento. En este caso el coeficiente de comportamiento q , que permite reducir los esfuerzos obtenidos a partir del espectro

elástico, $F_{NE} = \frac{F_E}{\mu}$ coincide con la ductilidad en término de deformaciones. Muchos de los puentes que se proyectan tienen periodos que se encuentran en esta zona.

Zona de meseta (B). Esta zona corresponde a la zona de aceleraciones máximas. En esta zona se observa que la energía de deformación de los osciladores lineales y no lineales son semejantes. El coeficiente de comportamiento ya no coincide con la ductilidad en términos de desplazamientos,

$$F_{NE} = \frac{F_E}{\sqrt{(2\mu - 1)}} \text{ Para el mismo coeficiente de comporta-}$$

miento q se requiere mayor ductilidad en término de deformaciones. En este caso las deformaciones son también mayores que las elásticas y deben tenerse en cuenta en las estimaciones de deformaciones que se realicen para el proyecto.

Zona de periodos muy bajos (C). Esta zona corresponde a los elementos muy rígidos, como pasos inferiores, que sufren

una aceleración similar a la del suelo. En esta zona es de aplicación el principio de igual aceleración entre el sistema lineal y no lineal y por tanto no puede existir reducción en los esfuerzos elásticos por lo que el coeficiente de comportamiento debe siempre ser igual a 1.

En la tabla 4.1 se resumen los conceptos expuestos.

Los coeficientes de comportamiento para los distintos tipos de puentes pueden venir definidos en la normativa, para puentes normales, y para otro tipo de puentes deben adoptarse valores, proceder al dimensionamiento de los distintos elementos estructurales y luego comprobar, realizando cálculos especiales (Empuje progresivo no lineal estático [15]), que la ductilidad adoptada es posible en el puente proyectado.

Hay otro aspecto, formulado desde hace mucho tiempo [16], que es la necesidad de proyectar la estructura teniendo en cuenta la capacidad resistente de las secciones que condicionan el comportamiento, este es el proyecto por capacidad. Es evidente que si se quiere tener un comportamiento dúctil en las secciones de las rotulas plásticas, la capacidad resistente de éstas debe condicionar la capacidad resistente del resto de las secciones y de esas secciones solicitadas a otros esfuerzos.

El la figura 4.8 se muestra el caso de la pila de un puente sometida a la acción sísmica.

Las secciones más solicitadas, las del empotramiento pila cimentación, están sometidas a unos esfuerzos determinados con el espectro elástico, M_E en la figura.

Tabla 4.1 Diferentes comportamientos de estructuras con comportamiento no lineal dependiendo del periodo de modo principal de vibración [14].

Zona A	Igual desplazamiento	$F_{NE} = F_E/\mu$	$d_{NE} = d_E$
Zona B	Igual energía	$d_{NE} = \frac{d_E \cdot q}{\sqrt{(2\mu - 1)}}$	$d_{NE} = \frac{d_E \cdot q}{\sqrt{(2\mu - 1)}}$
Zona C	Igual aceleración	No hay reducción de esfuerzos $q=1$	

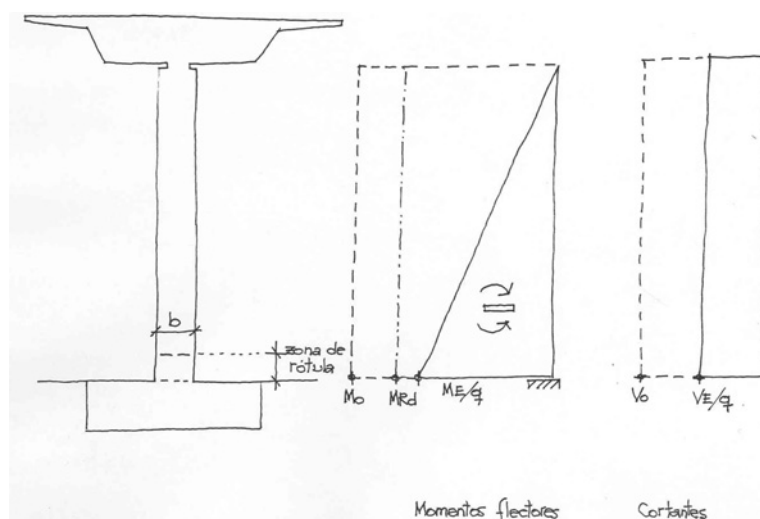


Figura 4.8 Capacidad resistencia de una pila sometida a acciones sísmicas. Proyecto por capacidad.

Si el comportamiento se supone dúctil, estos esfuerzos se reducen en la magnitud M_E/q . Con este momento reducido, concomitante con el axil debido las acciones involucradas en la situación sísmica, se procede al dimensionamiento de la armadura, utilizando los criterios generales establecidos por el método de los estados límites.

La capacidad resistente así obtenida M_{Rd} es una capacidad teórica que subestima la capacidad resistente real. La sobre-resistencia sobre esta capacidad teórica de proyecto, definida según el método de los estados límites, se debe a varias cuestiones. En primer lugar, a que la armadura dispuesta normalmente es mayor que la teóricamente requerida y, en segundo lugar, a que las ecuaciones constitutivas de los materiales subestiman la resistencia real. Esto último debido a que los valores más probables son los medios, no los característicos y, mucho menos los de cálculo y luego porque los materiales (el acero de alta ductilidad y el hormigón confinado) tienen un comportamiento, tanto en aspectos resistentes como de ductilidad, que no quedan reflejados en el dimensionamiento realizado.

Si se evalúa con ecuaciones constitutivas más realistas la capacidad resistente de las secciones de las zonas de rotulas plásticas, se puede determinar la hiperresistencia que disponen.

En la figura 4.9 se ha representado la hiperresistencia de la pila circular estudiada en la figura 4.2. Se representan los diagramas de interacción correspondientes a las ecuaciones constitutivas utilizadas para el dimensionamiento en estado límite último. Se ha representado la capacidad resistente para las ecuaciones constitutivas con valores medios para el acero de alta ductilidad utilizado y el hormigón confinado. Queda

claro que la capacidad resistente a flexión compuesta es mucho mayor que la supuesta en el dimensionamiento. El aumento es mayor a medida que crece el axil.

Si las secciones tienen capacidad resistente para resistir tensiones normales, frente a la acción del sismo tienen que tener también capacidad resistente para resistir los esfuerzos complementarios, de cortante por ejemplo.

5. DISEÑO CONCEPTUAL DE PUENTES EN ZONA SÍSMICA

En el último tiempo todo el mundo habla de diseño conceptual y seguramente para cada uno tiene una definición distinta. Quizás lo más grave es que no se ha hecho un esfuerzo para su definición y esto no ayuda mucho a su difusión, tan necesaria en el mundo de la ingeniería estructural.

Aunque los autores de esta comunicación tienen que hacer un esfuerzo improvisado para intentar definir diseño conceptual, creemos que se puede definir como la acción de plantear una solución estructural óptima a un problema estructural correctamente establecido.

El ingeniero estructural debe hacer un esfuerzo para definir lo más detalladamente que pueda el problema y esta definición muchas veces requiere de la capacidad del cliente para fijar condiciones para las que muchas de las veces no está preparado. El ingeniero estructural debe participar activamente en la definición de problema, incluso dando todas las indicaciones que permitan al cliente asumir las responsabilidades que le corresponden.

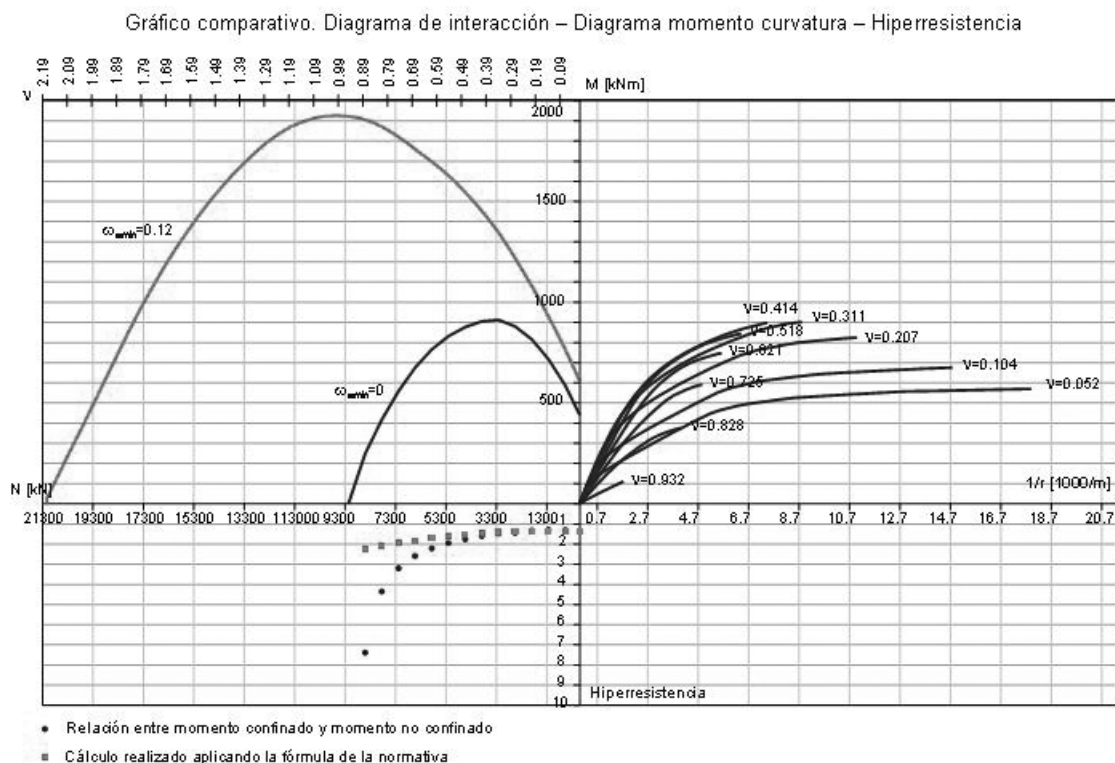


Figura 4.9 Hiperresistencia de secciones sometidas a flexión compuesta.

El diseño conceptual entonces es el proceso de la búsqueda de la solución óptima, que requiere la resolución de un problema multivariable que no puede ser resuelto con el mismo nivel de excelencia en todos y cada uno de los aspectos. Es un proceso personal, que cada uno puede abordar de distinta forma. No obstante, requiere, en opinión de los autores de este documento, de una metodología y algunos aspectos mínimos:

- Conocimiento o más precisamente entendimiento de los problemas estructurales.
- Trabajo duro. Capacidad de buscar la solución adecuada sin resignarse con la primera que le parezca.
- Permeabilidad. De poder pensar distintas soluciones, con distintos materiales, con distintos procesos, con distintas tipologías, en distintos momentos de la vida útil de la estructura.
- Humanidad.

Expresado lo anterior, y solo después de estos principios generales, es posible abordar algunas ideas que pueden tenerse en cuenta en el diseño conceptual, el descubrimiento de una solución idónea, para un puente en zona sísmica.

Es evidente que el planteamiento de la solución para un puente en zona sísmica no depende solo de la acción sísmica y deben tenerse en cuenta todos los condicionantes del problema globalmente. En la referencia [1] se propone una lista de características estructurales ideales que debería tener un puente en zona sísmica.

- Los puentes deben ser predominantemente rectos. El comportamiento de puentes curvos así como los puentes esviados tienen una respuesta más compleja.
- Los tableros deben ser preferiblemente continuos, con el menor número de juntas posibles. Los tableros isostáticos o con muchas juntas no son redundantes y pueden tener problemas de soporte si se subestima la longitud de entrega en los apoyos.
- Las cimentaciones deben realizarse sobre materiales competentes. Los suelos blandos amplifican los desplazamientos, pueden dar problemas de licuefacción y movimientos de terraplenes.
- La altura de las pilas debería ser similar. La diferencia de alturas suponen diferentes rigideces y concentración del daño en las pilas más rígidas.
- Las pilas deberían tener igual rigidez y resistencia en todas las direcciones. Diferentes rigideces y resistencias en la dirección longitudinal y transversal, implica ineficiencia estructural.
- Las luces de los vanos deben mantenerse modestas. Grandes luces implican grandes cargas verticales con una potencial reducción de la ductilidad.
- Las rótulas plásticas, cuando se adopta un comportamiento dúctil, deben aparecer fundamentalmente en las

pilas y en zonas accesibles para la inspección y reparación.

Evidentemente, en la mayoría de los casos no se pueden cumplir más que algunas de estas condiciones, pero es interesante tenerlas en cuenta para procurar mitigar, con la solución planteada, algunos de los aspectos que se producen si no se cumplen las características ideales expuestas.

Esta lista pone de manifiesto asimismo, otro aspecto a tener en cuenta de forma fundamental en el diseño conceptual, y es la enorme cantidad de incertidumbres y lagunas de conocimiento o entendimiento con las que hay que convivir y que solo se pueden resolver adecuadamente, a nivel de proyecto, si se sobrepasa la frontera de lo resuelto y se apuesta por ideas innovadoras.

A continuación se pasa revista a distintos aspectos a considerar para el diseño de un puente.

El tablero, en general, no está incorporado al esquema resistente del puente frente a la acción sísmica. No obstante deben tenerse en cuenta, al menos, las siguientes cuestiones.

En primer lugar, es muy importante definir adecuadamente las condiciones de apoyo entre el tablero y la infraestructura para garantizar que se pueden producir las deformaciones necesarias debidas al sismo teniendo el tablero siempre apoyado. La definición de las entregas del tablero en los apoyos, con suficiente holgura es muy importante para conseguir este objetivo.

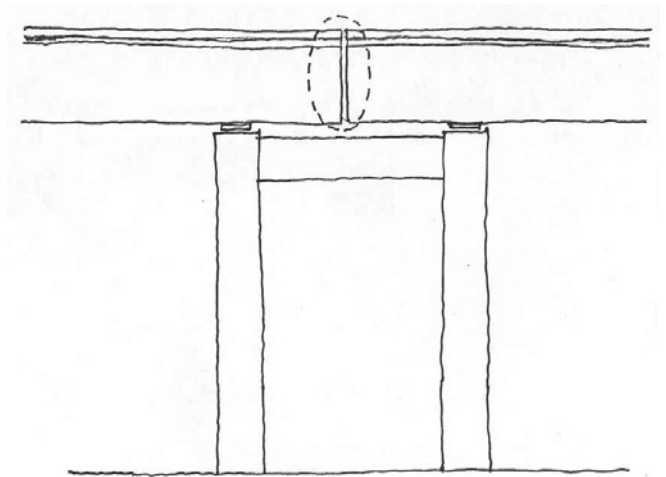


Figura 5.1 Condiciones de apoyo del tablero en la infraestructura.

Otro problema importante es la definición de las juntas para permitir los movimientos estimados y evitar el martilleo entre el tablero y el espaldón del estribo o entre tableros, lateralmente, cuando se trata de puentes de doble calzada separados por una mediana mínima.

Además de estos problemas geométricos, para puentes de hormigón pretensado debe comprobarse el efecto que puede producir la acción sísmica vertical. En general, el pretensado se dimensiona para compensar el efecto de las cargas verticales, generalmente las permanentes. Debido a la acción sísmica

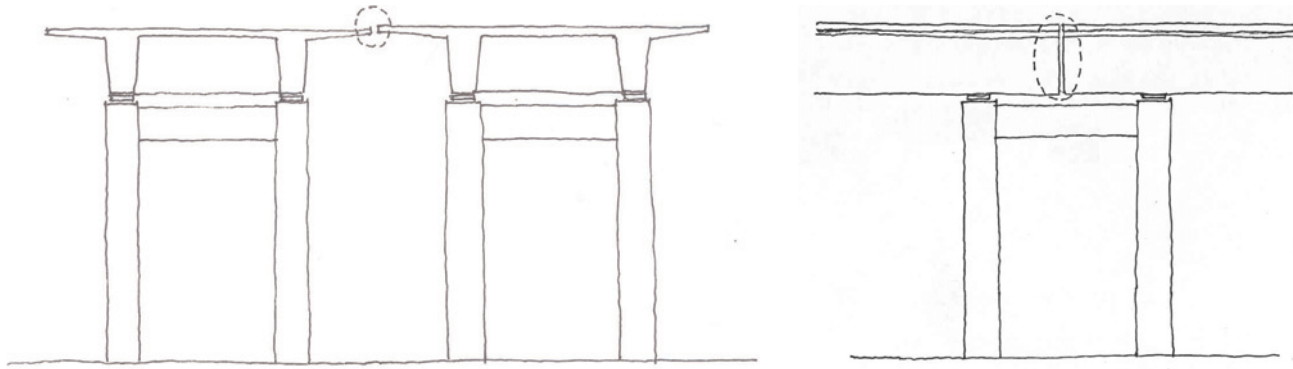


Figura 5.2 Juntas longitudinales entre vanos o tablero y estribo o transversales entre tableros.

ca vertical el efecto de la carga permanente disminuye y el pretensado puede producir unos esfuerzos no deseados en algunas zonas que deben controlarse.

Es evidente que es muy importante minimizar el peso propio de las soluciones de hormigón, ya que la acción sísmica será función de éste.

Como se ha dicho, la resistencia a las acciones del sismo, en general, son resistidas por la **infraestructura**.

Para estructuras con comportamiento dúctil, en las que se admite un cierto daño para disipar la energía sísmica que debe repararse, debe plantearse que las zonas de rotulas plásticas sean visibles, para su inspección, y accesibles, para su reparación.

Tal como se ha visto, son las pilas en las que generalmente se producen las rótulas plásticas. Para que un comportamiento como el explicado en el apartado 4 se produzca, las pilas deben estar empotradas en la cimentación y fijas al tablero.

En puentes cortos, las pilas pueden fijarse en el tablero con una rótula que permita pasar las cargas inerciales del tablero y permitir rotaciones para no transferir momentos. Esta solu-

ción, que permite una gestión adecuada de los movimientos del tablero sin causar grandes efectos sobre las pilas, no es utilizada, prácticamente, en España.

Para puentes de longitudes medias, para minimizar el efecto de las fluctuaciones de temperatura y de los efectos reológicos de fluencia y retracción, la tendencia generalizada es apoyar el tablero con neoprenos.

Los neoprenos aumentan la flexibilidad del tablero y consecuentemente el periodo propio de la estructura. Esta situación puede ser muy adecuada para puentes en terrenos duros, ya que el aumento del periodo propio permite una disminución de la acción sísmica. Esta situación puede no producirse para terrenos blandos por la forma del espectro, generalmente desplazado hacia las frecuencias bajas.

Por el contrario la flexibilidad que confieren los neoprenos hace casi imposible la formación de las rotulas plásticas, parte de la deformación de la pila se gasta en deformar a los neoprenos por lo que no puede conseguirse la formación de las rotulas plásticas. En la figura 5.5 se muestra el caso de una pila con neopreno en la que se muestran estos conceptos.

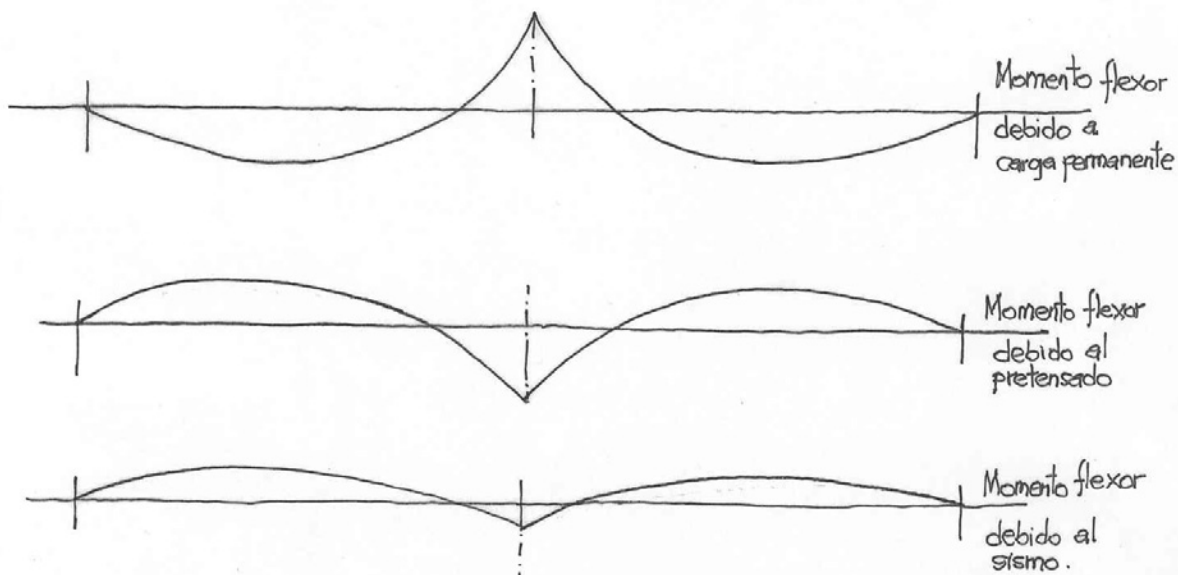


Figura 5.3 Efecto de la acción del sismo vertical en puentes de hormigón pretensado.

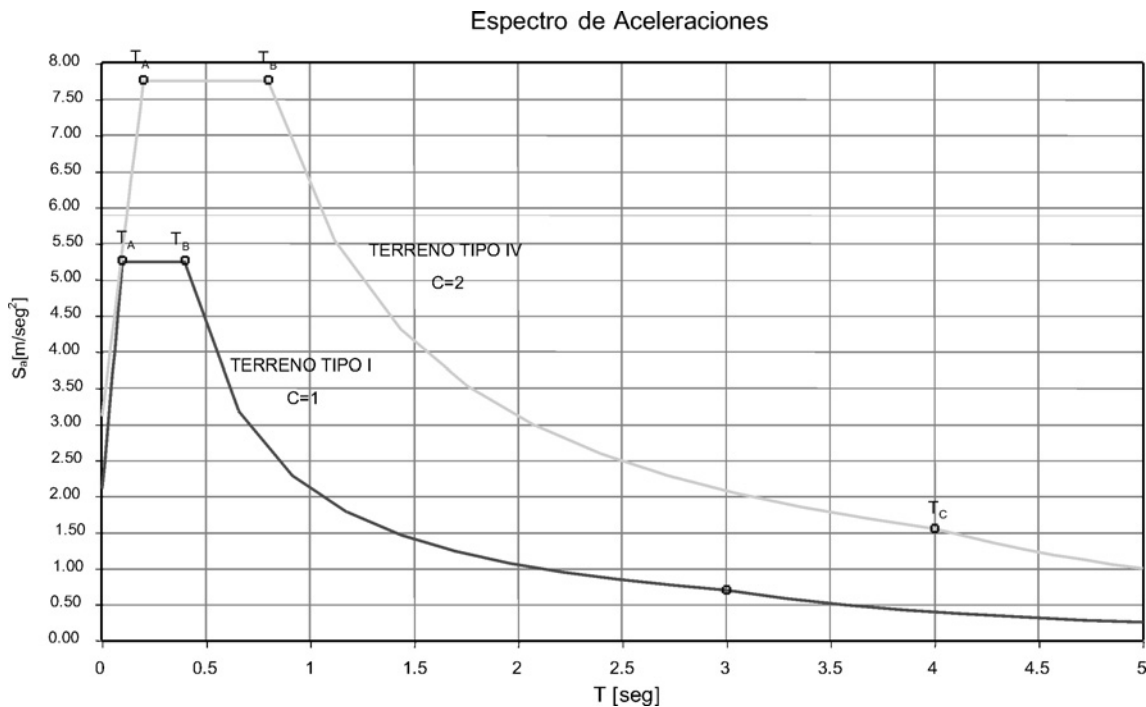


Figura 5.4 Efecto de la flexibilidad que producen los neoprenos en relación con la acción sísmica.

En estos casos para conseguir un comportamiento dúctil deben garantizarse que para la acción sísmica el tablero quede fijo a la infraestructura, las pilas.

Transversalmente se puede obtener este comportamiento utilizando topes sísmicos. Longitudinalmente, utilizando elementos de bloqueo frente a acciones rápidas. Existen en el mercado dispositivos que permiten el movimiento del tablero frente a acciones lentas, como la temperatura y las reológicas, sobre los neoprenos pero que se bloquean frente a acciones rápidas, como el frenado y las acciones sísmicas, fijando el tablero a las pilas.

Para puentes de gran longitud, para permitir los movimientos horizontales con el tiempo, se suele apoyar el tablero sobre neoprenos, para las pilas más próximas al punto fijo y con

menores movimientos, y sobre teflones, para las pilas más lejanas al punto fijo y con mayores movimientos.

En estos casos, para fijar el tablero a las pilas frente a la acción sísmica se pueden utilizar transversalmente o longitudinalmente las mismas soluciones apuntadas para los casos de luces medias. Cuando se utilizan teflones puede anclarse el tablero transversalmente utilizando teflones guiados con adecuada capacidad resistente transversal.

Adicionalmente hay que tener en cuenta que los apoyos de neopreno aumentan su rigidez frente a acciones dinámicas. Lo mismo ocurre con el rozamiento de los apoyos de teflón deslizantes, que tienen un rozamiento del orden del 3 % para movimientos lentos y puede aumentar al 10 % para esfuerzos dinámicos.

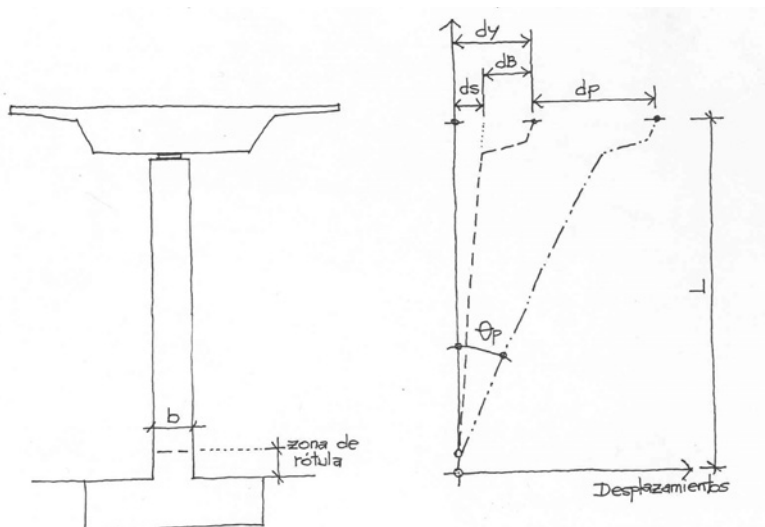


Figura 5.5 Comportamiento de una pila empotrada en la cimentación y unida al tablero con un neopreno.

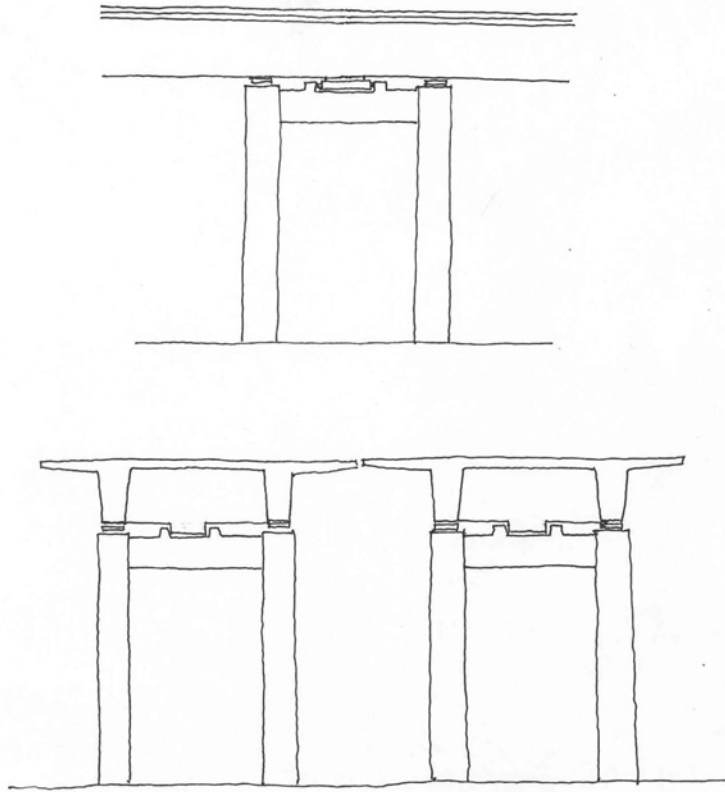


Figura 5.6 Topes sísmicos y elementos de bloqueo para la fijación longitudinal de puentes apoyados con neoprenos o teflones.

Por último hay que tener en cuenta que debido a la acción vertical del sismo pueden aparecer variaciones en el axil de los apoyos que deben ser considerados en el proyecto de los mismos. Especialmente importante es la disminución del axil que puede dejar el tablero despegado del apoyo.

En cuanto a la geometría de las pilas, las circulares para alturas modestas y huecas para alturas mayores, que tienen

igual resistencia en todas las direcciones, son las que mejor se adaptan a la acción sísmica. En general es importante tener la mayor simetría en las dos direcciones principales.

Para puentes con comportamiento dúctil las secciones circulares, además, pueden armarse con cercos circulares que optimizan su capacidad de confinamiento. En secciones huecas circulares las condiciones de confinamientos no son tan

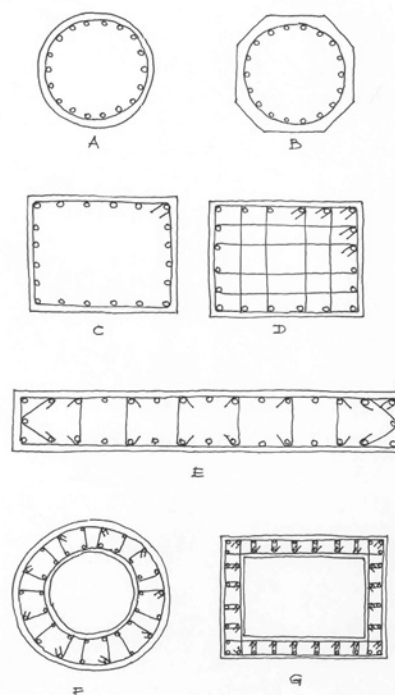


Figura 5.7 Distintas secciones transversales de pilas.

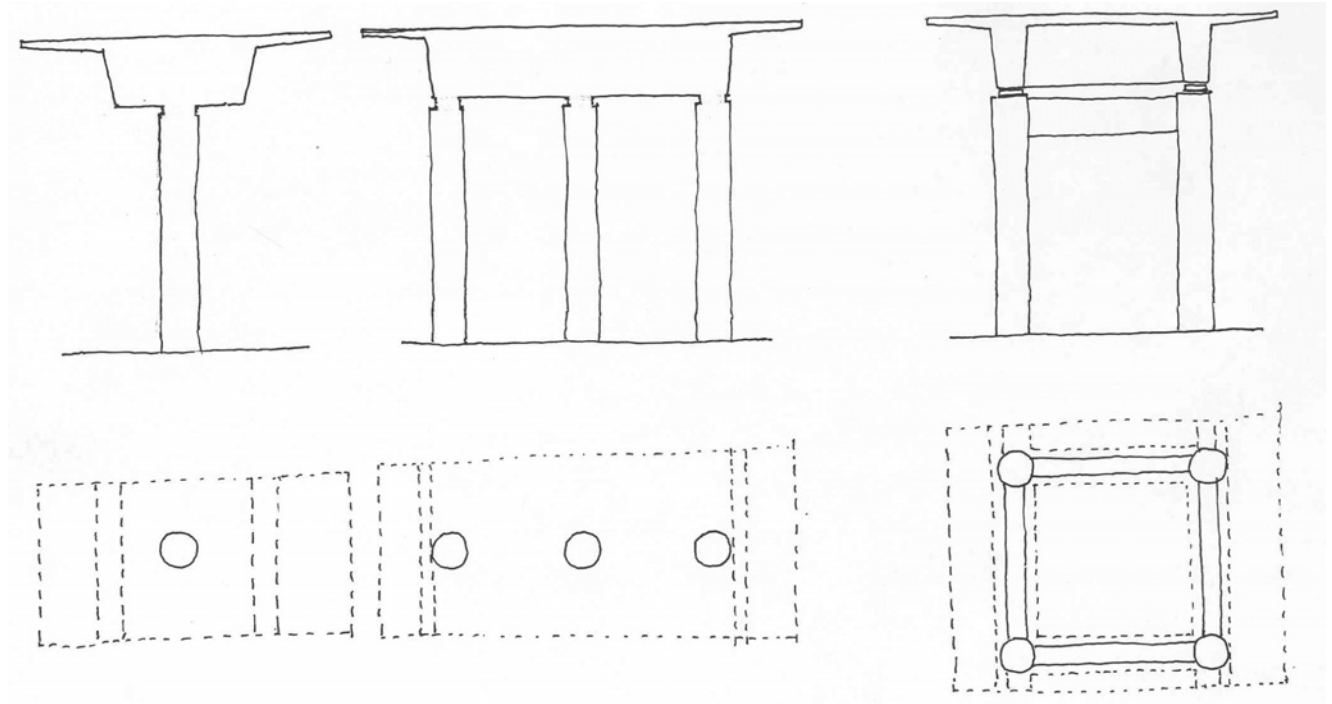


Figura 5.8 Distintas disposiciones de pilas.

favorables para el cerco interior, que para garantizar un comportamiento dúctil debe estar arriostrado con horquillas.

Para puentes con luces y ancho modestos puede resolverse la infraestructura con una única pila. Para puentes de mayor anchura o cargas es imprescindible optar por disposiciones con muchos fustes. Una solución adecuada, en estos casos, puede ser la disposición de pilas con cuatro fustes.

Los estribos tienen un comportamiento muy condicionado por su intervención en la capacidad resistente a las acciones sísmicas.

Para puentes cortos, puede llevarse la acción del sismo al estribo, para que este lo resista completamente. En este caso la estructura resulta muy rígida y con aceleraciones próximas a las del terreno. En este caso, las pilas intermedias de rigidez despreciable en comparación con la del estribo, no contribuyen a resistir el sismo. Puede además considerarse el efecto del empuje pasivo del terreno en la dirección del sismo, que resulta muy efectivo.

Para puentes en los que las fuerzas horizontales son resistidas por las pilas, la conexión entre el tablero y el estribo debe ser muy flexible, para no transferir fuerzas inerciales del

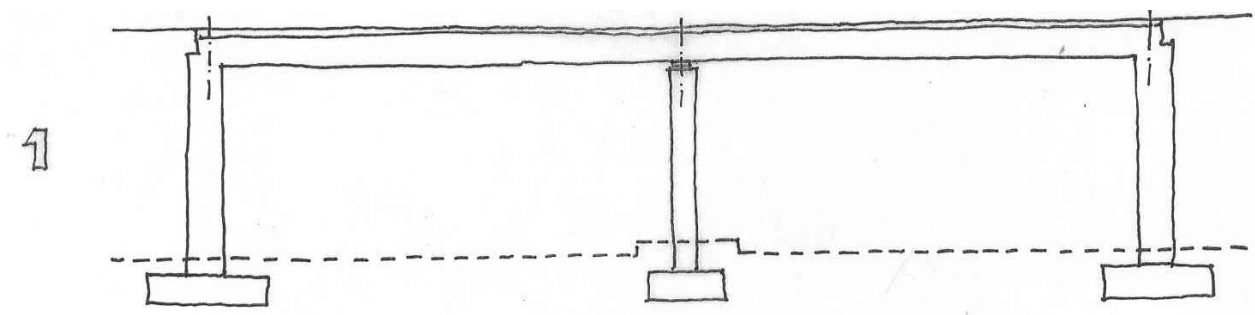


Figura 5.9 Puentes cortos con estribos activos sísmicamente, para las fuerzas inerciales del tablero

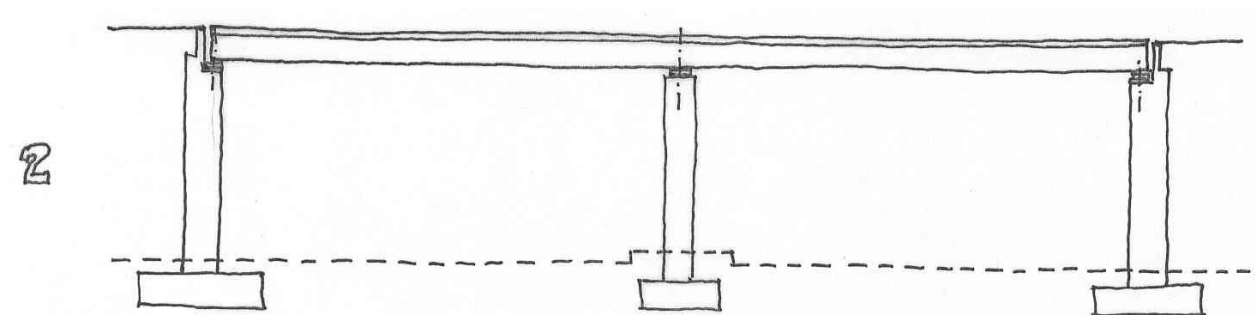


Figura 5.10 Puentes con estribos pasivos sísmicamente para las fuerzas inerciales del tablero.

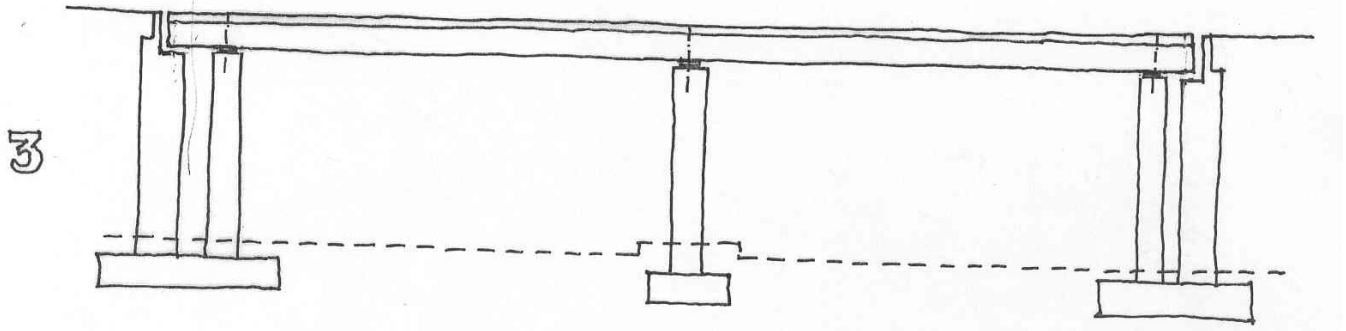


Figura 5.11 Pila-estribo.

tablero. Por otro lado el estribo debe absorber desde el punto de vista resistente, los empujes del terreno aumentados por el efecto sísmico.

En algunos casos, para tener una rigidez uniforme puede plantearse la posibilidad de utilizar una pila delante del estribo, para evitar involucrar al estribo en el mecanismo resistente.

Para puentes ferroviarios, donde las acciones de frenado son tan importantes, en muchos casos se resisten en el estribo. En este tipo de puentes, cuando se encuentran en zonas sísmicas, es interesante mantener el estribo como elemento resistente del sismo longitudinal y utilizar amortiguadores que pongan como límite superior de la acción sísmica valores un poco por encima que los debidos al frenado [14].

En cuanto a las cimentaciones es necesario tener en cuenta tres aspectos básicos.

En primer lugar, las cimentaciones deben realizarse en terrenos competentes.

En segundo lugar, las cimentaciones deberían mantenerse con un comportamiento esencialmente elástico, entendiéndose

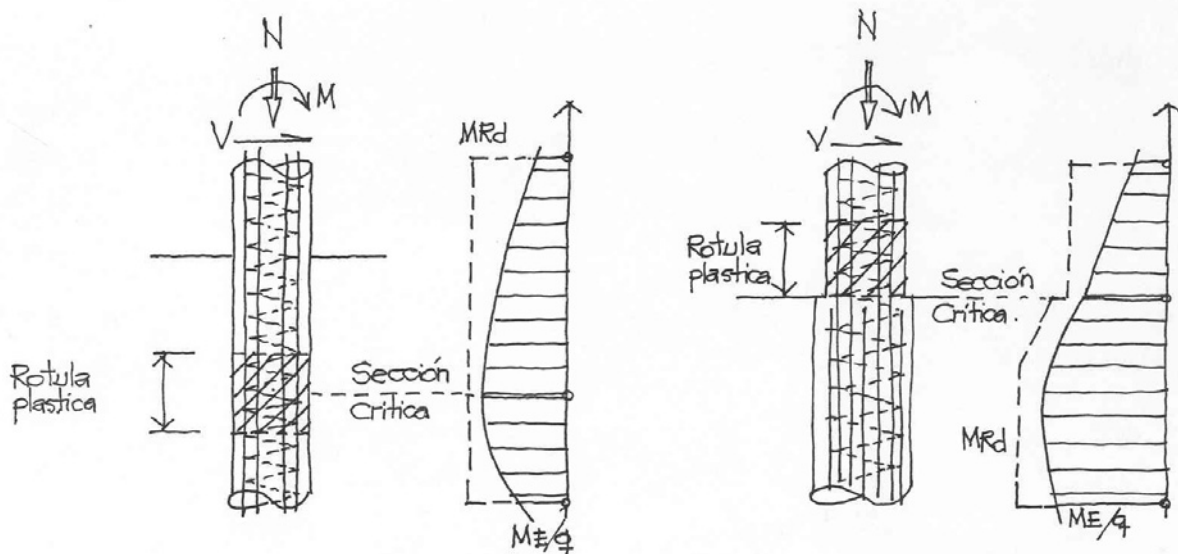
como tal el comportamiento que se ha explicado en el apartado de comportamiento estructural.

En tercer lugar, deben dimensionarse con esfuerzos adecuados a la máxima capacidad resistente de los elementos que le transmiten la carga.

Finalmente decir que, también en zonas sísmicas, la definición de la solución de un puente constituye el ejercicio más interesante de la vida profesional de un ingeniero estructural. Conocer, tantear, valorar, definir, detallar, ... , en definitiva, hacer buena ingeniería.

6. CONSIDERACIONES FINALES

1. El proyecto de un puente debe hacerse teniendo en cuenta distintas acciones sísmicas, en función de la probabilidad de ocurrencia de los eventos sísmicos de la zona, y con distintas exigencias en cada caso. De esta forma se puede minimizar la inversión inicial, se tiene una garantía razonable de comportamiento para sismos frecuentes y se admite un cierto daño reparable para sismos poco frecuentes.



a) Pila-pilote Sección Constante

b) Pila-pilote Sección Variable.

Figura 5.12 Pilas pilote. Variación de rigidez para conseguir la formación de la rotula plástica en una zona accesible para inspección y reparación [1].

2. El comportamiento estructural del puente es, en cierta medida, una opción de proyecto bien definida por el cliente o bien definida por el proyectista.

El diseño de pilas de puentes en zona sísmica con comportamiento dúctil requiere un conocimiento profundo del comportamiento dinámico lineal y no lineal de la estructura. Para ello se debe establecer cual será la jerarquía de funcionamiento de las distintas rótulas plásticas, debiendo verificarse durante la etapa de diseño la posibilidad real de formación de dichas rótulas y su capacidad para alcanzar los niveles de ductilidad no sólo en términos de su capacidad de rotación (ductilidad seccional), como en términos de desplazamientos (ductilidad en término de desplazamientos).

La aplicación de reducción de esfuerzos por comportamiento dúctil depende de la vinculación entre tablero, pilas y estribos; no pudiéndose, por ejemplo, aplicarse reducciones significativas en el caso de pilas con apoyos de neopreno.

3. Los puentes deben proyectarse para las acciones máximas que pueden resultar en los distintos elementos estructurales, función de su máxima capacidad resistente. La dificultad de definir la acción sísmica conduce a que el proyecto se realice condicionado por la capacidad máxima de una serie de secciones o elementos estructurales que funcionan como fusibles del comportamiento del resto de la estructura. Para puentes con comportamiento dúctil estos fusibles se localizan en las zonas donde se prevé la formación de las rótulas plásticas.
4. Finalmente, también en zonas sísmicas, la definición de la solución de un puente constituye el ejercicio más interesante de la vida profesional de un ingeniero estructural. Conocer, tantear, valorar, definir, detallar, ... ,en definitiva, hacer buena ingeniería.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se realizó bajo la dirección de D. Hugo Corres Peiretti y con participación de Dña. María Fernanda Defant Erimbaue, como parte del trabajo de investigación que se está realizando de acuerdo al convenio firmado entre IPAC y la fundación Agustín de Betancourt, en la Universidad Politécnica de Madrid, Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

BIBLIOGRAFÍA

[1] N. Priestley, F. Seible, G. Calvi. *Seismic design and Retrofit of Bridges*. Wiley-Interscience. 1996.

[2] EERI, "Northridge Earthquake Reconnaissance Report," *Earthquake Spectra*, Special Supplement to Vol. 11, Feb 1995, página 166.

[3] Priestley, M. J. N., F. Seible, and G. MacRae, *The Kobe Earthquake of January 17, 1995: Initial Impressions from a Quick Reconnaissance*, Structural Systems Research Project, Report SSRP-95/03, Universidad de California, San Diego, Febrero 1995, página 71.

[4] Eurocódigo 8 Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes Parte 2 Puentes 1998. Parte 1 y 2.

[5] Caltrans, *Seismic Design Referentes*, California Department of Transportation, Sacramento, California, 1992.

[6] Cheney, R. S., and R. G. Chassie, *Soils and Foundations Workshop Manual*, FHWA-HI-88-009, NHI Course 13212, Federal Highways Administration, Washington, D.C., 1982.

[7] Calvi, G. M., M. Ciampoli, and P.E. Pinto, "Guidelines for Seismic Design of Bridges: Background Studies, Part 1" página 114: *European Earthquake Engineering*, Vol. 2, página 3-16.

[8] Borrador de la nueva norma sismorresistente para puentes de hormigón.

[9] Efecto Bauschinger.

[10] Medot R. Aislamiento y amortiguación en el diseño sísmico. Jornadas ACHE Mayo 2004.

[11] Oladapo, I. O., "Rate of Loading Effect on Moment – Curvature Relation in Prestressed Concrete Beams", *ACI Journal*, Proceedings V. 61, N°7, Julio 1964, páginas 871-887.

[12] AR CER, "Diagramas característicos de tracción de los aceros con características Especiales de Ductilidad, con Marca Arcer".

[13] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, ASCE, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol 114, N°8, Agosto 1988, páginas 1804-1826.

[14] Romo J., Sánchez J., Corres H. Discusión sobre los criterios de diseño de la subestructura de puentes de ferrocarril en zonas sísmicas. Congreso de Puentes de Ferrocarril. Grupo Español del IABSE. Junio 2002.

[15] Corres H., Romo J., Pérez A.. Chacao Channel Bridge. Seismic Design Basis and Seismic Bridge Design. Fib Symposium Concrete Structures en Seismic Regions. Atenas. 2003.

[16] Park R., Paulay T. "Reinforced Concrete Structures", Wiley – Interscience Publication, 1975.

Tendencias en la normativa sismorresistente*

New trends in seismic codes



José Romo Martín

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
FHECOR, Ingenieros Consultores

RESUMEN

En los últimos años las normas de construcción sismorresistente han sufrido importantes modificaciones que indican una tendencia hacia el tratamiento o definición de los siguientes aspectos:

- Introducción de los conceptos de sismo frecuente con el fin de asegurar la funcionalidad de la estructura frente a terremotos de cierta intensidad asociados a una probabilidad de ocurrencia frecuente, y sismo característico o de diseño para el que se debe asegurar la ausencia de colapso.
- Cambios en la forma de caracterizar de la acción sísmica: modificación de la forma de los espectros de respuesta para hacerlos compatibles con las técnicas de diseño basados en desplazamientos y definición de la forma de trabajar con acelerogramas.
- Introducción de nuevas estrategias de diseño: proyecto según capacidad, o de nuevos métodos de cálculo basados en una aproximación al diseño basado en deformaciones: método del empuje incremental “push over”
- Definición de los criterios de evaluación de resistencia de las zonas críticas (rótulas)
- Inclusión de principios generales de diseño antisísmico y definición de detalles en zonas especiales.

En el presente artículo se describen y analizan los citados aspectos que suponen sin duda una mayor aproximación al comportamiento de las estructuras situadas en zona sísmica.

SUMMARY

The codes of seismic construction have been reviewed during the last few years. The new trends in those codes are focused on the following aspects:

- *Introduction of two levels of seismic action, one to determine the functionality of the structure after the seismic action, and other related to a higher return period, to ensure the structural stability after a major seismic event.*
- *A change in the spectrum shape in order to adapt them to the method of calculus related to the required displacements. Also the way of working with artificial accelerograms has been included in the new codes.*
- *A new strategy of design based on capacity and the push-over method of analysis are also incorporated in the new version of the modern codes.*
- *The criteria of the resistance of plastic hinges are also included*
- *Finally the definition of the Basic principles of seismic design and the necessary details in special zones are also dealt in the new codes.*

In the present article those aspects, which introduce a more precise analytical behaviour of the structure are described and analyzed.

1. INTRODUCCIÓN

Como consecuencia de los terremotos de California (EEUU) ocurridos en 1989 y 1994 y el que se produjo en

* Este artículo está basado en la ponencia presentada por el autor en la Jornada Técnica Anual de Ache de Mayo de 2004, sobre Comportamiento de Estructuras de Hormigón en Zonas Sísmicas. En el número anterior de Hormigón y Acero se publicó otro artículo basado, asimismo, en ponencias de dicha Jornada.

Kobe (Japón) en 1995, se realizó una importante revisión de los criterios de proyecto de las estructuras sismorresistentes. Los conceptos de proyecto por capacidad y la importancia del control de las posibilidades deformacionales de las estructuras en situación sísmica, han surgido como técnicas que debían explicitarse en la normativa. Por otra parte la necesidad de hacer un planteamiento más racional introduciendo los conceptos de sismo característico y sismo frecuente, unidos a periodos de retorno y comprobaciones diferentes han comenzado a producir cambios fundamentales en la normativa, que serán completados en el futuro.

En los apartados siguientes se indican las modificaciones más importantes que se han introducido en las normas más recientes, así como las expectativas de cambio o ampliación previstas en la normativa en desarrollo.

2. NORMATIVA EN VIGOR Y NORMATIVA EN DESARROLLO

La inclusión de los aspectos indicados anteriormente ha conducido a una gran renovación en la normativa sísmica internacional.

Dentro de la normativa en vigor que recogen los conceptos y criterios indicados anteriormente y que serán desarrollados en los apartados siguientes están:

- Normas o recomendaciones en vigor:
 - Eurocódigo 8 [1].
 - Improved Seismic Design Criteria for California Bridges [2].
 - Ponts courants en zone sismique. Guide de Conception [3].
- Normas en desarrollo:
 - prEN 1998-1 Eurocódigo 8 Parte general Borrador nº6 [4]
 - prEN 1998-2 Eurocódigo 8 Puentes Borrador nº5 (Abril 2004) [5]
 - Borrador del Proyecto de Norma Sismorresistente de Puentes

Dentro de estas normas, se recogen una serie de conceptos, que si bien muchos de ellos no son nuevos en la normativa internacional más actualizada si lo son en la normativa española.

Con el fin de ordenar los aspectos más novedosos presentes en estas normas, se han agrupado en los siguientes apartados, que se desarrollan en los apartados siguientes:

- Introducción del concepto de sismo frecuente y de sismo característico o de diseño.
- Modificaciones en el modo de caracterizar la acción sísmica.

- Inclusión en la normativa de nuevos métodos de cálculo o proyecto.
- Definición de ecuaciones constitutivas de los materiales y del comportamiento de elementos estructurales frente a la acción del sismo.
- Incorporación de detalles constructivos específicos de estructuras de hormigón con el fin de dotar a la estructura de un comportamiento adecuado en situación sísmica.
- Inclusión de los dispositivos de aislamiento-amortiguamiento.

3. CONCEPTO DE SISMO DE SERVICIO Y DE SISMO CARACTERÍSTICO O DE DISEÑO

Tradicionalmente el sismo ha sido tratado como una acción accidental con la que se hacían las comprobaciones o se dimensionaban los distintos elementos estructurales que constituían la estructura. Estas comprobaciones se realizaban siempre en estado límite último, sin tener en cuenta la necesidad de mantener en servicio la estructura en situación postsísmica.

En la normativa más reciente o en desarrollo [1],[2],[3] se establecen distintos grados de la acción sísmica asociados a distintos periodos de retorno y distintos criterios de comprobación o diseño asociados a cada nivel de la acción sísmica.

Así por ejemplo, en el EC8 [1] se establecen dos condiciones fundamentales que debe de cumplir una estructura en función de la intensidad del terremoto: ausencia de colapso frente al terremoto de diseño o característico y, un nivel de daños moderados frente al sismo frecuente o de servicio.

Sismo característico

Para un terremoto que se podría denominar terremoto característico, la estructura debe permanecer en pie sin colapsar global o localmente, de forma que mantenga una capacidad residual de carga después de la actuación del sismo. Este terremoto está, en la citada norma [1] ligado a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, para un periodo de retorno del terremoto de 475 años.

Lógicamente, ante este sismo excepcional se pretende evitar la pérdida de vidas humanas, aunque posiblemente la estructura tendrá daños considerables, por lo que deberá ser reparada en profundidad o demolida tras la acción del sismo.

Sismo de servicio o frecuente

Este nivel de terremoto se asocia en el EC-8 [1] a una probabilidad de excedencia del 10% en 10 años para un periodo de retorno de 95 años. Se pretende que para este nivel de sismo, la estructura siga manteniendo su función y el nivel de daños sea pequeño, siendo el coste de la reparación poco sig-

nificativo en comparación con el coste del puente o el edificio.

Por último se suele definir otro nivel sísmico para la situación de construcción asociado a un periodo de retorno proporcional al plazo de la obra.

La definición de distintos niveles de la acción sísmica y de diferentes niveles de daños asociados a ellos, supone indirectamente que la estructura se diseñará buscando un comportamiento diferente para cada nivel de la acción. Así para cumplir los requisitos de funcionalidad para el nivel de sismo frecuente o de servicio, la estructura deberá presentar un comportamiento fundamentalmente elástico sin formación de rótulas en los puntos más solicitados ya que éstas producirían daños considerables en la estructura o el edificio.

Por el contrario, para el sismo asociado a la situación de no colapso, lo lógico es diseñar la estructura suponiendo un nivel de ductilidad importante (si físicamente es posible) ya que se asume que para esta situación el nivel de daños será alto, o bien controlar los daños empleando dispositivos aisladores o disipadores de energía que mitiguen los daños sobre la estructura.

Estos conceptos, aunque parecen evidentes se están empezando a implantar en la normativa más moderna [1], [2], [3], ya que hasta ahora, las normativas de acciones [6], [7] y [8] proporcionaban tan sólo un valor de la aceleración básica en función de la categoría del puente o del edificio, sin indicar las condiciones en que debería quedar la estructura tras la acción sísmica. Esto ha permitido el diseño de estructuras con un coeficiente de comportamiento alto y por tanto, con unos daños previsibles importantes asociados al sismo de proyecto. La introducción en las normas del coeficiente de importancia, que en la normativa española [6], [7], [8] puede alcanzar el valor de 1,30, permite que el nivel de seguridad de las estructuras importantes sea algo mayor; sin embargo, al ser posible utilizar valores de ductilidad del orden de 2 ó 3, no queda siempre asegurada la funcionalidad de la obra en la situación post-sísmica con valores sísmicos inferiores al sismo característico.

La introducción de los conceptos anteriores: sismo frente al que se debe asegurar la ausencia de colapso de la estructura (sismo característico), y sismo frente al que se debe mantener la funcionalidad del puente o del edificio (sismo frecuente), permiten que el cliente final tenga una idea sobre cuál será la situación y nivel de daños de la estructura y por ello, debería participar decisivamente en la elección del coeficiente de comportamiento a utilizar en los proyectos. La premisa fundamental del diseño antisísmico es evitar la pérdida de vidas humanas, sin embargo, el nivel de daños y consecuentemente el coste de la reparación y la pérdida de funcionalidad puede escogerse en el proyecto, de la decisión adoptada dependerá el coste final de la obra.

4. DEFINICIÓN DE LOS CRITERIOS DE DAÑO Y FUNCIONALIDAD

Este es uno de los aspectos que las normas deben recoger para la definición de las comprobaciones a realizar para el sismo frecuente.

En el borrador de la norma [4], se indican los valores de las deformaciones relativas entre plantas en estructuras de edificación, con el fin de controlar para el sismo de servicio, los daños en elementos no estructurales: Tabla 1.

En la tabla 1 se indica la deformación entre plantas anterior d_r en función de la altura entre plantas h y de la importancia del edificio.

En el caso de puentes, los daños se refieren fundamentalmente a la propia estructura, aunque también se pueden producir en elementos auxiliares, tales como juntas de dilatación, conducciones de servicios que se sitúan sobre el puente, etc.

La relación entre los daños en la estructura y las deformaciones unitarias máximas en rótulas (zonas en las que se concentran los daños), está recogida en la norma [2] y en [9] (Tabla 2).

Tabla 1 Deformaciones relativas entre plantas frente a nivel de daños [4]

TIPO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	Deformación relativa entre plantas
Elementos no estructurales frágiles	$d_r v \leq 0,0050 h$
Elementos no estructurales dúctiles	$d_r v \leq 0,0075 h$
Elementos no estructurales que no interfieren con la deformación de la estructura	$d_r v \leq 0,0010 h$
$v = 0,40$ para edificios clase I y II; $v = 0,50$ clase III y IV para edificios tipos III y IV ver [4]	

Tabla 2 Deformaciones unitarias frente a nivel de daños [9].

Deformaciones Unitarias		
Nivel de Daños	Hormigón	Acero
Importante	ϵ_{cc}	ϵ_{sh}
Reparable	$0,005$ ó $2\epsilon_{cc}/3$	$0,08$ ó $2\epsilon_{sh}/3$
Mínimo	$0,004$ ó ϵ_{cu}	$0,03$ ó $15 \epsilon_y$

Siendo:

- ϵ_{cc} : Deformación última del hormigón teniendo en cuenta el confinamiento.
- ϵ_{cu} : Deformación última del hormigón sin tener en cuenta el confinamiento.
- ϵ_{sh} : Deformación correspondiente a la deformación última del acero.
- ϵ_y : Deformación correspondiente al límite elástico del acero.

5. CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

En general para una ubicación dada, la acción sísmica puede proceder de fallas o centros de acción relativamente cercanos (campo próximo) o muy alejados de la ubicación de la estructura (campo lejano), en general estas fuentes distintas, generarán acciones diferentes sobre la estructura en cuanto a magnitud y características. Tradicionalmente la normativa caracteriza la acción sísmica en el dominio de la frecuencia (espectro de respuesta), sin embargo si se trata de estructuras con dispositivos para disipar energía, o para producir el aislamiento de la estructura, se requiere la caracterización de terremoto en el dominio del tiempo.

5.1. Caracterización en el dominio de la frecuencia

La normativa [6], [7] y [8] proporciona en general espectros de respuestas que suelen ser las envolventes de los terremotos de campo próximo o lejano. A veces se dan espectros diferentes para cada fuente (próxima o lejana).

Los espectros de respuesta dados por la normativa permiten la caracterización de la acción sísmica para su análisis en el dominio de la frecuencia realizado habitualmente mediante el análisis modal.

En general, cada nueva versión de las normas de acciones proporciona una serie de espectros de respuesta que cubren un territorio, que habitualmente introducen variaciones sobre normativas anteriores.

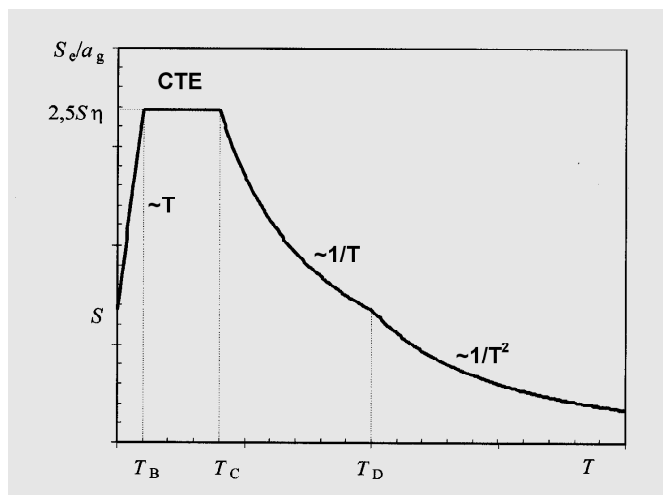


Figura 1: Espectro indicado en [1].

Uno de los aspectos significativos aparecidos en la norma prEN 1998-1 Borrador 6 [4] es la presencia de un cuarto tramo del espectro, válido a partir del periodo T_D (ver figura 1). Este último tramo del espectro se ha introducido para que exista una coherencia entre el espectro de aceleraciones, y el de pseudo-desplazamientos, ya que si el espectro mantuviese únicamente una rama decreciente del espectro con una ley proporcional $1/T$, los desplazamientos asociados crecerían indefinidamente al crecer el periodo lo que no tiene ningún sentido físico, tal y como ocurre en los espectros recogidos en la norma NCSE-02, ya que el desplazamiento relativo máximo no puede ser superior al desplazamiento del suelo. Esta falta de una rama para periodos altos en los que las aceleraciones sean proporcionales a $1/T^2$ perjudican de una forma importante a los edificios altos y a los puentes más flexibles (atirantados o colgantes) cuyos periodos propios principales se encuentran en la gama alta de periodos.

Con una rama con ley proporcional $1/T^2$ el desplazamiento es asintótico a un valor máximo que es el valor del desplazamiento del suelo.

Si se comparan los espectros correspondientes a las normas NCSE-02 y prEN 1998-1, se aprecia que la normativa española todavía no recoge la cuarta rama del espectro proporcional a $1/T^2$ (ver figuras 2 y 3).

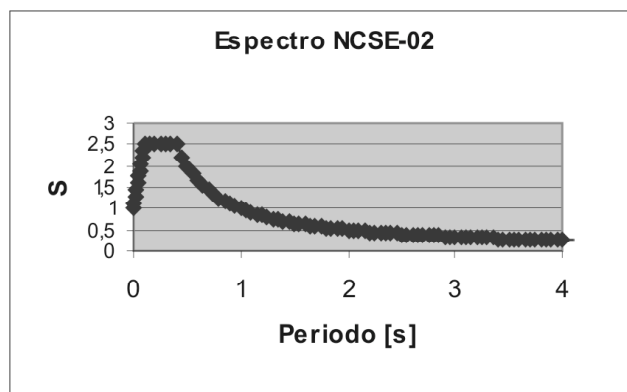


Figura 2. Espectro de aceleraciones según NCSE-02.

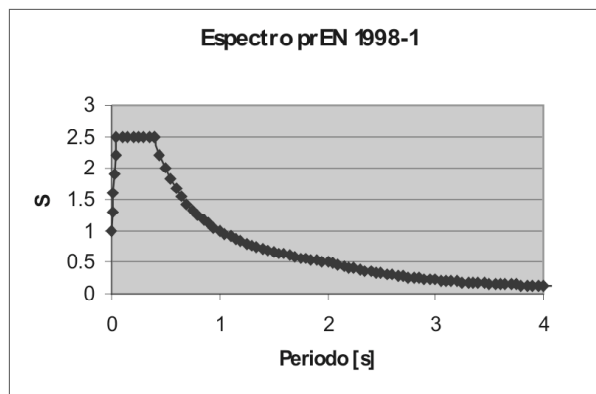


Figura 3 Espectro de aceleraciones según prEN 1998-1.

Si a partir de los espectros anteriores se construyen los pseudo-espectros de desplazamientos, se comprueba que los desplazamientos obtenidos con la norma española crecen

indefinidamente al aumentar la flexibilidad de la estructura sin límite alguno (figura 4).

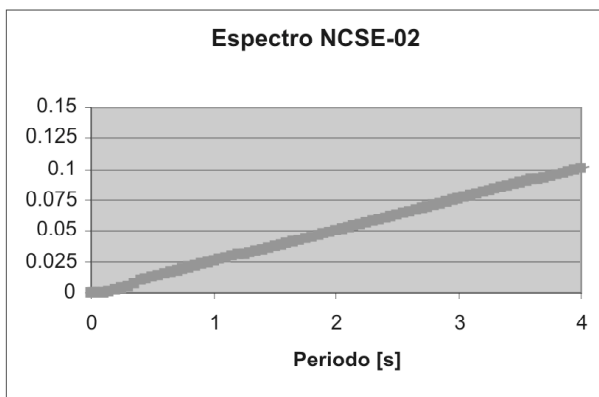


Figura 4: Espectro de pseudodesplazamientos según NCSE-02.

Por el contrario, si se utiliza la prEN 1998-1, los valores máximos relativos entre el suelo y la estructura están lógicamente acotados al valor correspondiente al máximo movimiento del suelo (figura 5).

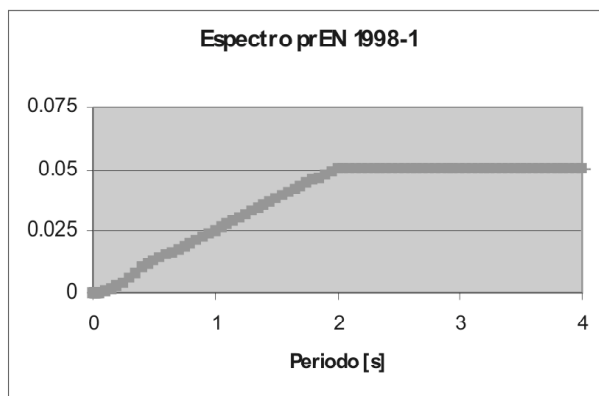


Figura 5 Espectro de pseudodesplazamientos según prEN 1998-1.

La introducción de esta modificación del espectro, permite el análisis de estructuras muy flexibles, como por ejemplo las aisladas con neoprenos, ya que suelen presentar periodos de vibración muy altos, que antes estaban penalizados (bajo el punto de vista de la estimación de movimientos), por los espectros que no incorporaban la cuarta rama de ley proporcional a $1/T^2$

5.2. Representación de la acción sísmica en el dominio del tiempo

En la actualidad existe una tendencia creciente a proyectar dispositivos de aislamiento o de disipación de energía con el fin de proteger las estructuras de la acción del terremoto. El proyecto de estos dispositivos requiere en la mayor parte de los casos de un análisis paso a paso en el tiempo de la estructura, ya que se trata en general de sistemas fuertemente no lineales. Las normas más modernas [4], [5] proporcionan criterios que deben de cumplir los acelerogramas de proyecto. Así en la referencia [4], se indica que los acelerogramas generados deben de:

- Ajustarse al espectro de respuesta dado por la propia norma
- Tener una duración total del terremoto acorde con la magnitud del terremoto
- Presentar una duración mínima de la parte estacionaria del sismo

6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1. Análisis en el dominio de la frecuencia

El análisis modal usando el método de los espectros de respuesta es una de las técnicas más habituales de cálculo de la acción sísmica sobre una estructura.

La masa movilizada y por tanto la tenida en cuenta en el cálculo de los esfuerzos generados por el sismo, está relacionada con el número de modos de vibración empleados. Gran parte de las normas actuales indican el porcentaje mínimo de la masa que debe ser movilizada en el análisis (en general se suele exigir entre un 90 a un 95%).

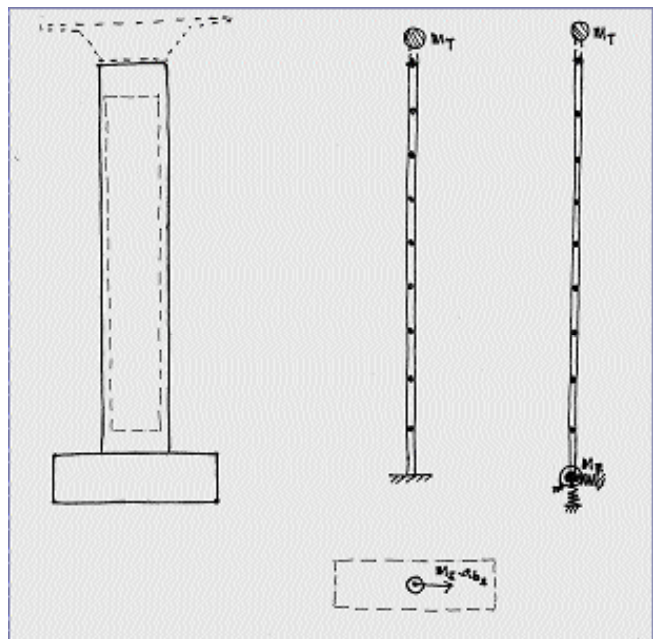


Figura 6. Modelización de una pila de puente con cimentación rígida.

En la figura 6 se indican las dos posibilidades de modelización de la pila indicada a la derecha de la figura. En la parte central se indica la primera alternativa en la que la cimentación no se encuentra incluida en el modelo de cálculo. En este caso es posible incluir la acción del sismo sobre estos elementos multiplicando su masa por la aceleración del suelo.

Otra alternativa es la indicada en la parte derecha de la figura 6, en el que la masa de la zapata se incorpora al modelo y sus vinculaciones con el suelo (mediante los muelles indicados en la figura), con el fin de tener en cuenta la acción del sismo sobre la zapata. Si el número de modos necesarios para

movilizar esta masa fuese desproporcionadamente alto podrá tenerse en cuenta de la forma indicada anteriormente.

6.2. Análisis en el dominio del tiempo

El empleo de acelerogramas (figura 7) requiere una serie de precauciones, con el fin de asegurar un nivel global de seguridad similar al obtenido con el análisis modal espectral. En general las normas más modernas [4], proporcionan unos criterios generales para que se cumpla esa condición:

- Número mínimo de acelerogramas
- Calibración basada en la comparación entre las aceleraciones para un cierto rango de periodos.
- Comprobación del ajuste entre los espectros generados a partir de los acelerogramas artificiales y los espectros propuestos por la norma.

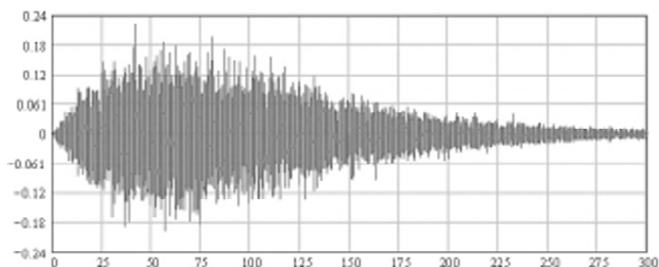


Figura 7. Ejemplo de acelerograma.

7. PROYECTO SEGÚN CAPACIDAD

El proyecto según capacidad es una herramienta de diseño que se ha introducido en los últimos años en la normativa [2], [3], [4] y [5], a la vista de los problemas que pueden aparecer cuando el diseño se realiza basándose en el análisis estructural mediante un análisis modal, con un espectro de respuesta corregido a la baja para tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

Tradicionalmente, se establecía mediante unos criterios simples dados por la normativa [6],[7],[8], el coeficiente de comportamiento de la estructura era en general función del nivel de axil reducido de los pilares o soportes. Este valor del coeficiente de comportamiento (ductilidad) permitía una reducción directa del espectro de respuesta. Los esfuerzos obtenidos con el espectro de respuesta reducido servían para comprobar o dimensionar la estructura.

El coeficiente de comportamiento definido de esta forma simplificada, tiene en cuenta la posibilidad de alcanzar un determinado nivel de desplazamientos con un nivel de esfuerzos inferior al requerido si el sistema presentase un comportamiento elástico y lineal.

En realidad, esta reducción de esfuerzos es función de las características dinámicas de la estructura. Si el periodo fundamental de la estructura corresponde a la rama creciente del espectro, no se produce una reducción de esfuerzos entre un

oscilador con un comportamiento lineal y otro con comportamiento no lineal: zona de isoaceleración del espectro de respuesta (figura 8).

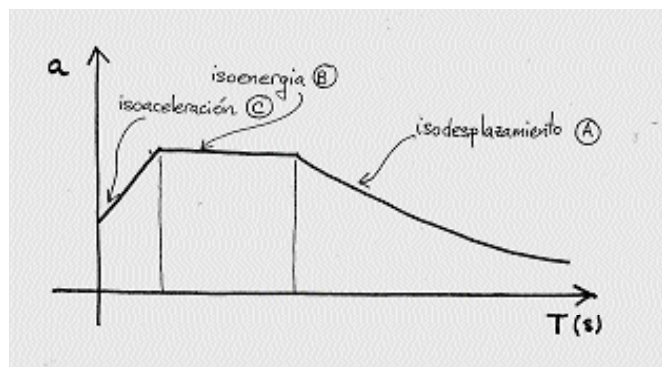


Figura 8. Zonas del espectro de respuesta.

Por el contrario, en la zona de la meseta del espectro (figura 8), la energía disipada por un oscilador elástico es similar a la que corresponde a un oscilador con comportamiento inelástico, reduciéndose el nivel de esfuerzos en éste último caso al valor indicado en la figura 9.

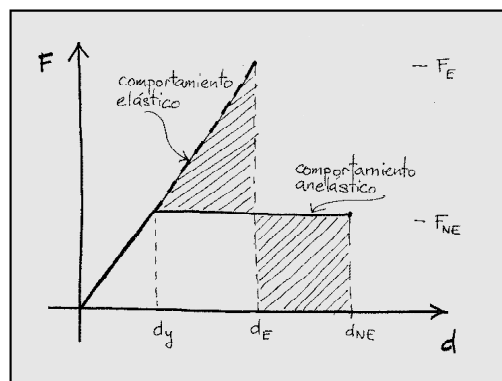


Figura 9. Comportamiento en la zona de isoenergía.

Por último, en la rama decreciente del espectro se produce una igualdad de desplazamientos entre una estructura con comportamiento elástico y lineal y otra con comportamiento no lineal con la consecuente deducción de esfuerzos (Figura10).

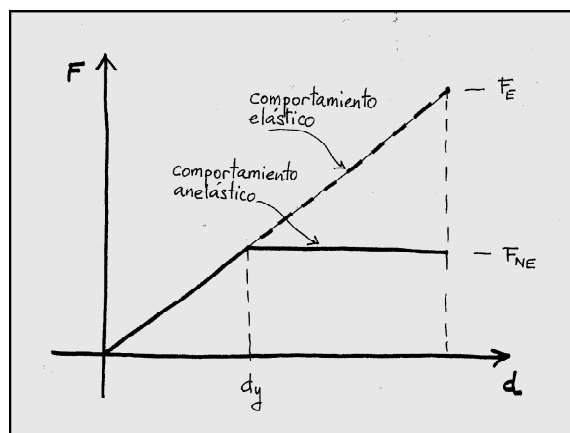


Figura 10. Zona de isodesplazamientos.

Tabla 3 Características de las diferentes zonas del espectro

Zona A	Igual desplazamiento	$F_{NE} = F_E/q$	$d_{NE} = d_E$
Zona B	Igual energía	$F_{NE} = \frac{F_E}{\sqrt{(2q-1)}}$	$d_{NE} = \frac{d_E \cdot q}{\sqrt{(2q-1)}}$
Zona A	Igual aceleración	No hay reducción de esfuerzos $q=1$	

Si se denomina:

F_E : a la fuerza sobre la estructura trabajando en régimen elástico

F_{NE} : a la fuerza sobre la estructura trabajando en régimen anelástico

d_E : al desplazamiento que tendría la estructura en régimen elástico

d_{NE} : al desplazamiento que tendría la estructura en régimen anelástico

q : al coeficiente de ductilidad

Dentro de las tres zonas del espectro son de aplicación las expresiones de la tabla 3

El método tradicional de proyecto, consiste en reducir los esfuerzos obtenidos en un cálculo dinámico elástico por el coeficiente de comportamiento correspondiente a la zona del espectro en que se sitúa la estructura. Con estos esfuerzos reducidos se diseña la estructura, dotando a los elementos

estructurados en la zona de formación de rótulas plásticas de los detalles necesarios para asegurar la ductilidad supuesta.

Este procedimiento empleado habitualmente no conduce a estructuras suficientemente seguras si no se tiene en cuenta la capacidad real de transmitir esfuerzos a través de las rótulas plásticas.

Supóngase a modo de ejemplo el caso del soporte biempotrado de la figura 11. A partir de un análisis modal o de cualquier otro método de cálculo, se ha obtenido un cortante V_E producido por el sismo suponiendo un comportamiento elástico y lineal del material.

Si se adopta un coeficiente de comportamiento q , el cortante para el cual se diseñará el soporte, suponiendo que sea el sismo la acción condicionante, será $V_{sd} = V_E/q$.

Este valor del cortante será el compatible con un momento flector $M_{sd} = M_E/q$.

Sin embargo si se arma la rótula para este valor del momento M_{sd} no se asegura que éste sea el máximo valor del momento que se puede transmitir a través de la rótula, ya que por una

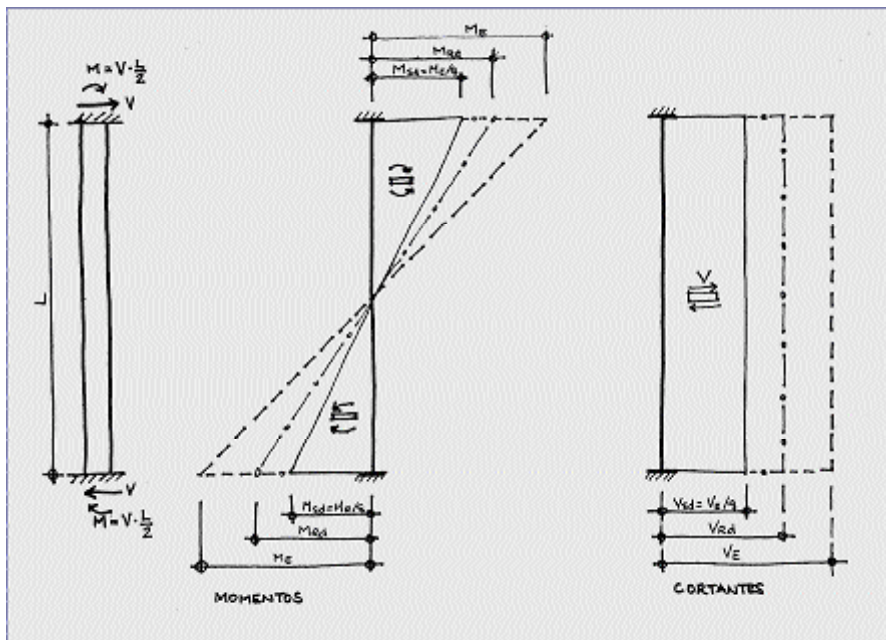


Figura 11. Esquema de soporte biarticulado sometido a carga sísmica.

parte, la armadura dispuesta puede ser algo superior a la requerida y por otra el valor de la resistencia de los materiales puede ser algo mayor que el previsto.

Si se denomina M_{Rd} al momento que es capaz de transmitir la rótula debido a su sobrerresistencia, el valor del cortante en el soporte subirá hasta V_{Rd} lo que supone que si la armadura de cortante se hubiese diseñado estrictamente para V_{sd} podría aparecer una rotura por cortante inesperada.

Por ello se debe diseñar el resto de la estructura en función de la verdadera capacidad de las rótulas: diseño según capacidad, para ello las normas, por ejemplo [4], [5] proporcionan las herramientas necesarias para establecer con seguridad el valor de la sobrerresistencia.

El proyecto según capacidad permite la evaluación de las capacidades resistentes de las rótulas (sobrerresistencias) y consecuentemente de la carga capaz de ser transmitida a través de ellas. Esto permite evaluar los esfuerzos máximos en cualquier otro punto de la estructura permitiendo su comprobación o dimensionamiento.

8. MÉTODO DEL EMPUJE INCREMENTAL: "PUSH-OVER"

Este método de cálculo, que se encuadra dentro del proyecto por capacidad, no está contemplado en la normativa española en vigor, aunque sí se incluye en la normativa internacional más moderna [1], [2], [3], [4], [5] y en la normativa española en desarrollo.

Este método está basado en la comprobación de la capacidad de la estructura para llegar a la deformación objetivo sin que se produzca el colapso.

La acción sísmica produce una deformación en la estructura que es función de la rigidez de la misma. En el caso de una

estructura con una gran flexibilidad el movimiento máximo de la estructura estará próximo al movimiento del suelo, produciéndose un nivel de esfuerzos moderado. Las estructuras reales desarrollan el movimiento requerido mediante deformación elástica, a la que se puede añadir la deformación no elástica debida a la pérdida de rigidez consecuencia de la fisuración de las secciones (en el caso de estructuras de hormigón), y en su caso la deformación producida por la rotación plástica concentrada en una serie de puntos críticos (rótulas) de la estructura.

Las acciones sísmicas reducen la rigidez de la estructura (fisuración y rótulas), lo que aumenta sus periodos propios, que a su vez influyen en la acción sísmica, reduciéndola. Las ecuaciones de comportamiento estático de la estructura regulan la relación acción sísmica-rigidez, las ecuaciones dinámicas establecen la relación rigidez-periodo y el espectro de respuesta periodo-acción sísmica.

El método del empuje incremental, establece de forma iterativa el nivel de desplazamientos requeridos y la capacidad de la estructura en alcanzarlos teniendo en cuenta las características mecánicas de las secciones críticas (dimensiones, características de los materiales y armadura prevista).

Este método supone un cambio en la forma de encarar el análisis de la estructura. En primer lugar se trata de averiguar cuál es la demanda de desplazamientos en la hipótesis de un comportamiento elástico de la estructura, para a continuación, ir dibujando la curva de demanda de desplazamientos dinámicos (figura 12) según se va produciendo la pérdida de rigidez de la estructura, primero debido al efecto de la fisuración, y para estados de desplazamientos más avanzados cuando se producen cambios en la configuración estructural consecuencia de la formación de sucesivas rótulas en la estructura. Estas demandas de desplazamientos se calculan mediante sucesivos análisis modales que permiten evaluar el nivel de movimientos de la estructura bajo la situación sísmica.

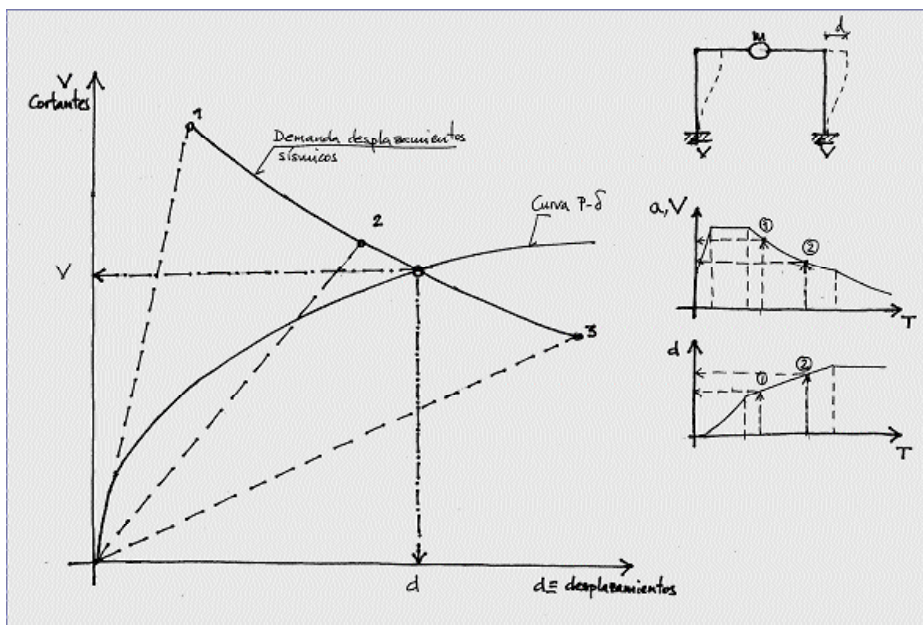


Figura 12. Determinación del punto de funcionamiento dinámico.

Paralelamente se realiza un cálculo estático no lineal geométrico y mecánico de la estructura para una carga horizontal que actúa en la dirección analizada proporcional a la masa movilizada de forma homotética al primer modo de vibración de la estructura y monótona creciente.

La intersección de ambas curvas permite establecer el punto de funcionamiento y consecuentemente el nivel de esfuerzos y de deformaciones de la estructura bajo la acción del sismo (figura 12).

Una de las principales ventajas de este método es la visualización del comportamiento de la estructura según se va degradando, frente a niveles de acción crecientes. Permite por tanto conocer cuál es el nivel de ductilidad requerido en los puntos críticos (rótulas) y por tanto, el nivel de daños asociado a éste comportamiento dúctil [10] [11].

9. COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES-CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Con el fin de poder realizar los análisis anteriores, las normas más recientes [3],[4],[5] incorporan criterios para definir el comportamiento de las zonas de rótulas; para ello se incluyen diagramas tensión-deformación del acero para altas deformaciones (figura 14), así como del hormigón en función de su grado de confinamiento (figura 13), con el fin de poder calcular la ductilidad a nivel seccional de la rótula.

Por otra parte, las citadas normas definen las longitudes de rótula que van a permitir el cálculo de los giros en estas zonas como producto entre la curvatura y la longitud de rótula, y a través de éstos los desplazamientos en rango plástico [11] (figura 15).

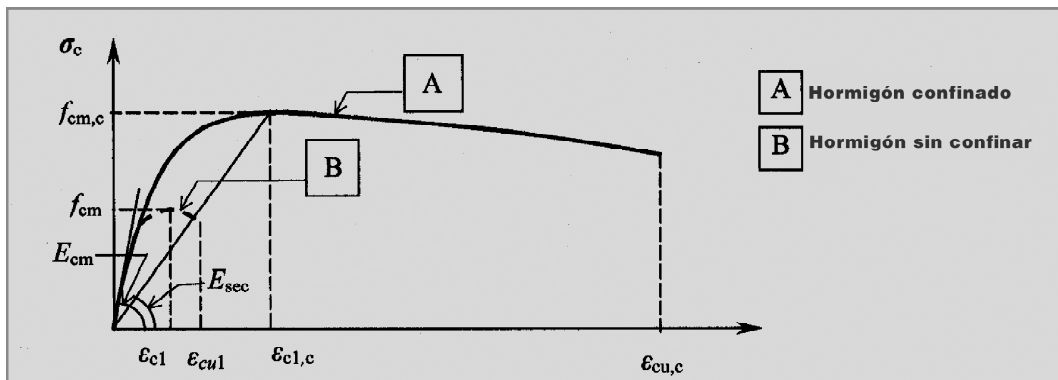
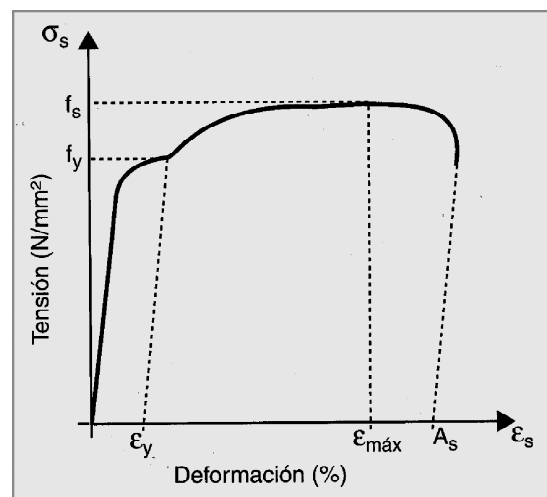


Figura 13. Diagrama tensión deformación para el hormigón confinado.



Tipo de acero	f_{yk} (N/mm ²)	f_s (N/mm ²)	ϵ_y	$\epsilon_{m\acute{a}x}$
B 400 SD	400	1,20 f_{yk}	0,20%	9%
B 500 SD	500	1,15 f_{yk}	0,25%	8%
B 500 S	500	1,05 f_{yk}	0,25%	5%

Figura 14: Diagrama tensión-deformación para el acero.

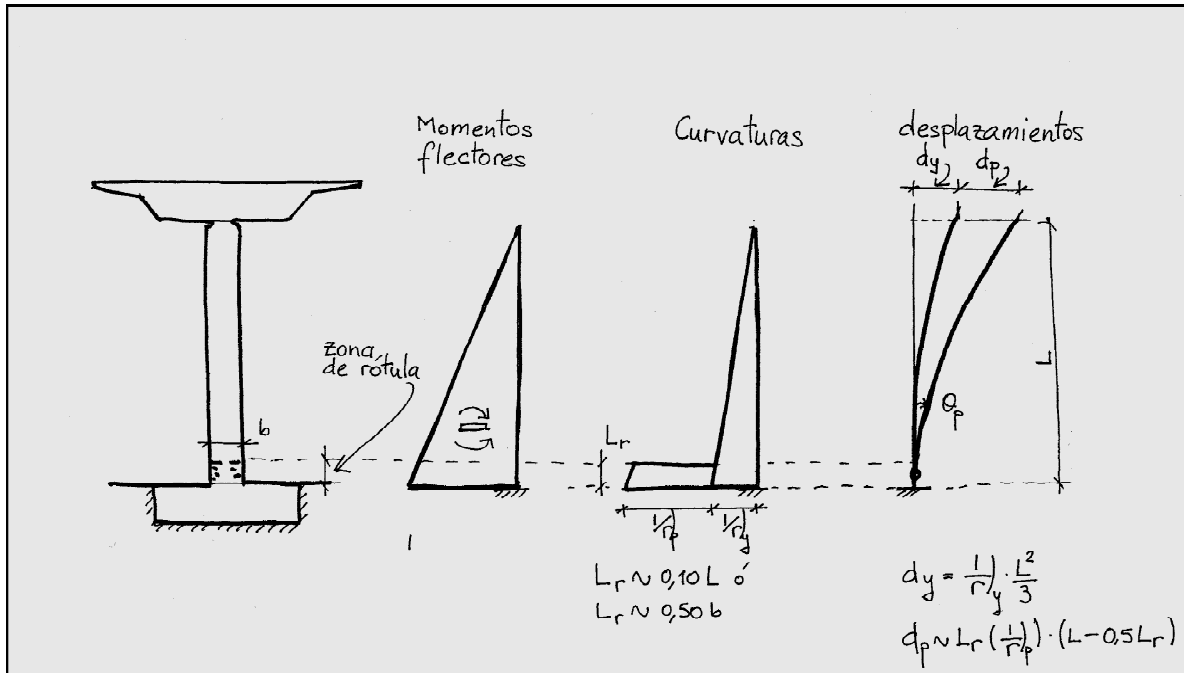


Figura 15. Estimación de la longitud de la zona de rótulas.

La longitud de las rótulas depende del canto del elemento, de la distancia entre la rótula y el punto más próximo de momento nulo y del diámetro de la armadura longitudinal de flexión.

mismas, lo que permite completar el análisis y dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales.

10. DETALLES

Por otra parte, la normativa comienza a proporcionar también expresiones para determinar la capacidad de las rótulas a cortante [1], [4], [5] y la forma de evaluar la resistencia en las

El éxito de todo diseño antisísmico está basado en la realización de unos detalles constructivos que permitan asegurar el comportamiento previsto.

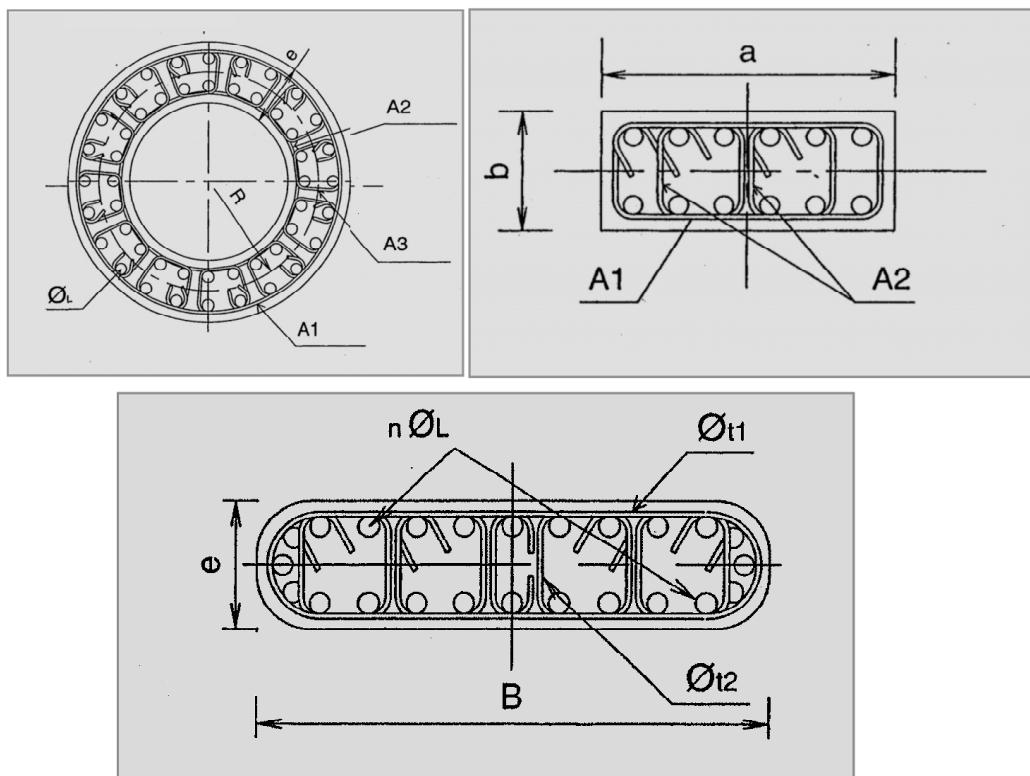


Figura 16. Detalles de armadura en zona de rótulas según [3].

Los detalles específicos de las zonas de rótulas están incluidos en varias normas [3], [4] y [5] refiriéndose en general a sección simples (circulares o rectangulares) (figura 16), es de prever que el catálogo de detalles se amplíe en años próximos a otras secciones en base a la observación del comportamiento real de las estructuras en situación sísmica o a resultados experimentales.

11. CONCLUSIONES

De las reflexiones anteriores se deduce que se está produciendo en la actualidad una revisión importante de la normativa correspondiente a estructuras situadas en zonas sísmicas. En estas nuevas normas el enfoque del proyecto se realiza evaluando la demanda (de desplazamientos o de ductilidad) producida por la acción sísmica y diseñando la estructura para que tenga la capacidad necesaria para hacer frente a dicha demanda.

En la normativa se están incluyendo también métodos de protección mediante aisladores y amortiguadores que se están incorporando de forma creciente al proyecto de estructuras en zona sísmica.

Estos aspectos suponen una modificación importante en el concepto de proyecto de estructuras antisísmicas con el fin de adaptarse a la experiencia recogida tras los últimos terremotos importantes.

12. REFERENCIAS

[1] UNE-ENV 1998-1-1. Eurocodigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1-1:

Reglas generales acciones sísmicas y requisitos generales de las estructuras.

[2] ATC 32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges 1996.

[3] Ponts courants en zone sismique. Guide de Conception SETRA Enero 2000.

[4] prEN 1998-1 Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Draft n°6 Version for translation (Stage 49) January 2003.

[5] prEN 1998-2. Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. Draft n° 5. April 2004).

[6] Norma de construcción sismorresistente NCSE-02.

[7] Instrucción de acciones en puentes de carretera IAP-96.

[8] Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril IAPF 03.

[9] Bridge Engineering Handbook. Wai-Fah Chen & Lian Duan.

[10] Seismic Design and Retrofit of Bridges. Priestley, Seible and Calvi, 1996.

[11] Diseño de pilas de hormigón armado de puentes normales frente a cargas sísmicas. José Romo Martín. II Congreso de ACHE Puentes y Estructuras Edificación.

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Invierno 2006
Ciclo 50



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.

26 ENERO

Miguel Ortega Cornejo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
IDEAM, S.A.

Francisco Millanes Mato

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
IDEA, S.A.

Proyecto y Construcción del Edificio Colgado "Parc de Recerca Biomèdica" en Barcelona

9 FEBRERO

Luis Vega Catalán

Arquitecto
INSTITUTO EDUARDO TORROJA, CSIC, MADRID

Aurelio Domínguez Álvarez

Arquitecto
INSTITUTO EDUARDO TORROJA, CSIC, MADRID

Comportamiento frente al Fuego de Losas Alveolares Pretensadas

23 FEBRERO

José Luis Lleyda Dionis

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Nueva Torre de Control del Aeropuerto de Barcelona

9 MARZO

José Antonio Llombart Jaques

Ingeniero de Caminos

ESTUDIO DE INGENIERÍA Y PROYECTOS (EIPSA), MADRID

Puente en arco sobre el río Tajo en el embalse de Alcántara

30 MARZO

Julio Martínez Calzón

Dr. Ingeniero de Caminos
MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, MADRID

Álvaro Serrano Corral

Ingeniero de Caminos
MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, MADRID

Nuevas líneas de diseño estructural: Los Teatros del Canal en Madrid

Estos Seminarios se celebran en el **Aula Eduardo Torroja** del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 (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.

Obras en Chipre. Viaducto urbano en Limassol Viaducto Petra Tou Romiou*

**Constructions works in Cyprus.
Town Viaduct in Limassol, Petra Tou Romiou Viaduct**



José Antonio Llombart

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA



Jordi Revoltós

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA



Jorge Cascales

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA

RESUMEN

En el presente artículo se presentan las características más importantes y criterios seguidos en el proyecto de dos viaductos situados en la isla de Chipre, cuyo diseño estructural se ha llevado a cabo teniendo en cuenta la circunstancia propia de la sismicidad de la zona.

Existen importantes diferencias entre ambos viaductos en lo referente a la tipología estructural, al sistema constructivo y algunas de las características fundamentales, tales como la longitud total y la altura de pilas. Sin embargo, en la concepción antisísmica de los dos viaductos se han tenido en cuenta los mismos principios basados en el aislamiento sísmico, la amortiguación y la capacidad elástica de la estructura para recuperar su posición inicial tras haberse producido un sismo. En ambos casos se han dispuesto elementos parasísmicos con capacidad de disipación de energía.

SUMMARY

This article presents the major features and the criteria as used in the project for two viaducts located on the island of Cyprus, which were structurally designed taking into account the area's seismic nature.

The viaducts are very different as regards their type of structure, the construction system used and in various fundamental characteristics such as the overall length and the

height of the piers. However, their earthquake resistant conception followed the same principles based on the seismic isolation, damping and the elastic capacity of the structure to regain its initial position after an earthquake. Paraseismic elements with an energy dissipation capability were used in both cases.

1. VIADUCTO URBANO EN LIMASSOL

1.1. Descripción de la estructura

La Autopista que conecta Larnaca con Pafos cruza la ciudad de Limassol mediante una vía rápida de doble calzada que ve dificultado su tráfico por diversas rotondas. La creciente congestión de tráfico ha motivado la realización de distintos proyectos en los que se salvan las rotondas mediante una estructura elevada. En particular, el primero de estos proyectos define un viaducto de 1.108 m de longitud que libra consecutivamente las rotondas del Puerto de Limassol y del barrio de Polemidhia.

El viaducto, actualmente en fase de construcción, está enclavado en un entorno urbano (Fig.1). Dispone de múltiples vanos de 36,75 m de luz que se incrementan a 40,00 m sobre las rotondas. El tablero discurre a escasa altura sobre el terreno, de tal forma que la pila más alta no supera los 9 metros. El trazado en planta es recto en unos dos tercios de su longitud y curvo, con 510 m de radio en el resto. La plataforma tiene 23,50 m de anchura, conteniendo dos carriles por cada sentido de tráfico.

* Este artículo está basado en la ponencia presentada por el Sr. Llombart en la Jornada Técnica Anual de Ache de Mayo de 2004, sobre Comportamiento de Estructuras de Hormigón en Zonas Sísmicas. En el número anterior de Hormigón y Acero se publicó otro artículo basado, asimismo, en ponencias de dicha Jornada.



Figura 1. Viaducto de Limassol, en construcción.

El viaducto está formado por dos estructuras gemelas independientes, cuyo tablero es de hormigón postesado con sección de losa aligerada (Fig 2). Dada la longitud total a construir (2×1.108 m), se ha empleado un sistema constructivo industrializado y adaptado a las particularidades del trazado, mediante construcción vano a vano sobre cimbra móvil (Fig. 3).

He aquí un resumen de las principales características:

- Luces: $32 + 3 \times 36 + 3 \times 40 + 16 \times 36,75 + 3 \times 40 + 3 \times 36 + 32$

- Tablero: 2 Losas gemelas aligeradas de 1,90 m de canto y ancho 11,75 m
- Pilas macizas de $3,00 \times 1,50$ m. Altura máxima, 9 m
- Cimentación profunda. Pilotes $\phi = 1,00$ m.

1. 2. Acción sísmica

El análisis sísmico se ha desarrollado siguiendo el Eurocódigo-8. La acción sísmica básica está definida de la siguiente forma:

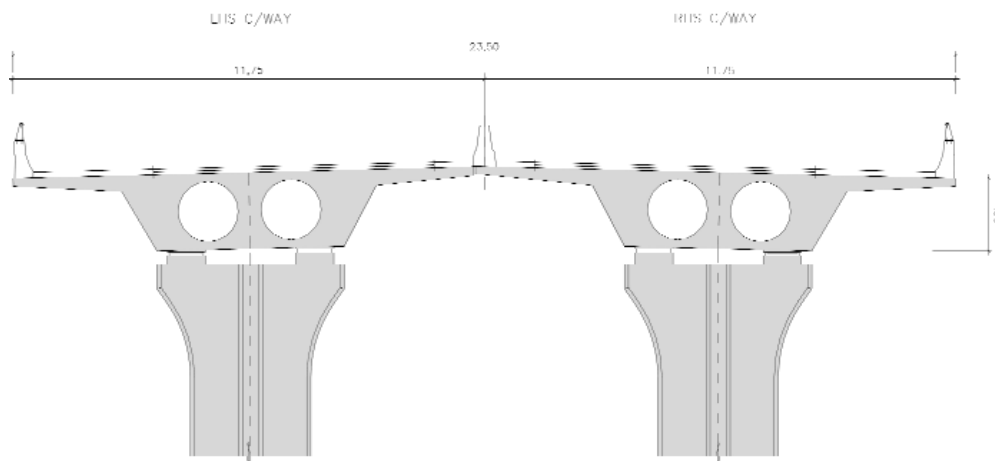


Figura 2. Viaducto de Limassol. Sección transversal.



Figura 3. Viaducto de Limassol. Construcción del tablero con cimbra móvil.

Aceleración básica de cálculo:	0,2 g
Factor de importancia:	1,3
Suelo tipo:	B

La acción sísmica debe ser considerada actuando simultáneamente en dos direcciones:

Caso 1:	100% longitudinal + 30% transversal.
Caso 2:	30% longitudinal + 100% transversal.

1.3. Esquema estructural. Aislamiento sísmico

Las verificaciones realizadas en fase de proyecto y su aplicación al estudio comparativo entre las posibles soluciones alternativas han mostrado la gran influencia que existe entre la magnitud de las fuerzas que va a tener que resistir la infraestructura en caso de sismo y los conceptos derivados de la elección del tipo de apoyos, la colocación de amortiguadores sísmicos o de topes rígidos, así como de la disposición de juntas de tablero.

En lo referente a la continuidad del tablero, a fin de obtener el mejor rendimiento posible del sistema constructivo elegido, se ha limitado al máximo el número de juntas intermedias. Se ha dispuesto una única junta transversal en la mitad de la estructura, de tal forma que cada tablero queda dividido en dos tramos continuos de 554 m de longitud, con el fin de poder asegurar el *recentrado* de cada tramo. Se entiende como *recentrado* a la capacidad elástica que tiene la estructura de

recuperar su posición inicial, una vez ha ocurrido un sismo. En cada uno de los dos tramos de los que consta el tablero se establece de antemano la posición del punto fijo de desplazamiento longitudinal frente a deformaciones reológicas y de temperatura, mediante la colocación de aparatos de apoyo de neopreno en las 4 pilas centrales, mientras que en el resto de las pilas se disponen apoyos deslizantes para poder absorber los grandes movimientos a los que se ven sometidos (Fig 4). Estas pilas centrales tienen la función de producir el *recentrado* del tramo en caso de sismo.

Las pilas del viaducto de Limassol tienen escasa altura y por lo tanto, una gran rigidez. El necesario *aislamiento sísmico* se consigue gracias a la existencia de una alta capacidad de distorsión de los apoyos de neopreno de las citadas pilas centrales.

En cuanto al mecanismo resistente frente al sismo, se aprovecha el carácter masivo de los estribos y se vincula cada tramo de tablero a su estribo correspondiente, mediante unos amortiguadores viscosos longitudinales con capacidad de *disipación de energía*.

La junta intermedia independiza la zona curva del tablero de la zona recta, limitando la longitud de cada tramo a un valor inferior a 600 m, con lo cual no es necesario considerar una variación espacial de la acción sísmica.

Transversalmente, con el fin de aislar el tablero de la acción sísmica, se han colocado aparatos de apoyo con capacidad de respuesta elástica en todas las pilas (Apoyos de neopreno con-

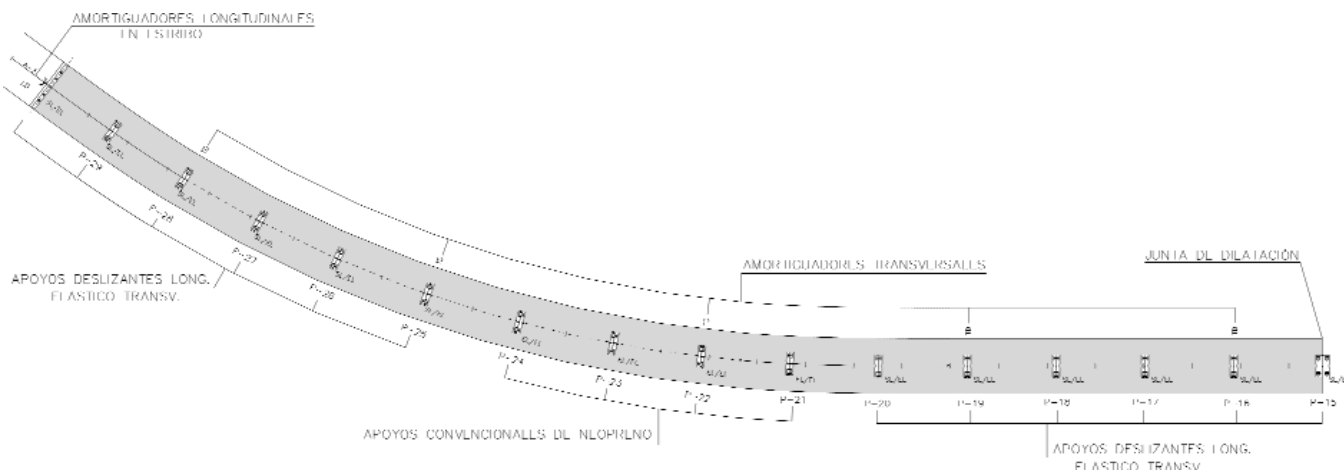


Figura 4. Esquema en planta de un semi-tablero correspondiente a una calzada.

vencionales en las 4 pilas centrales, tal como se ha indicado anteriormente y apoyos de neopreno deslizantes longitudinalmente en las restantes). En este proyecto se ha aplicado un nuevo diseño de aparatos de apoyo deslizantes de neopreno, provistos de una sola guía central semejante a la que se usa en los apoyos POT, con el fin de evitar los problemas de acodamiento que se suelen presentar cuando se guían los movimientos mediante dos guías longitudinales dispuestas en ambos lados del apoyo.

Con el fin de limitar los movimientos del tablero en caso de sismo, se han colocado también amortiguadores transversales cada tres pilas (Fig 5).

Los amortiguadores empleados, tanto los longitudinales como los transversales son de tipo viscoso, siendo su ley de comportamiento:

$$F = C_v \alpha^\alpha \text{ con } \alpha = 0.15 \text{ en dirección transversal y } \alpha = 0.20 \text{ en dirección longitudinal.}$$

El uso de estos dispositivos, con un carácter marcadamente no lineal, requiere el desarrollo de un cálculo paso a paso en el tiempo, conocido en inglés como Time-History. Estos medios de cálculo se están introduciendo paulatinamente en

los procedimientos de análisis de estructuras sometidas a la acción sísmica, sin embargo hoy en día no están al alcance de todas las ingenierías puesto que, aparte de su complejidad, resultan relativamente caros y requieren un considerable tiempo para el laborioso desarrollo del análisis.

En el proceso de diseño y análisis antisísmico, previamente a la adopción de modelos complejos y posteriores desarrollos de cálculos no lineales en el tiempo, resulta conveniente empezar por obtener resultados procedentes de análisis más sencillos, tales como el cálculo espectral. El cálculo espectral sirve realmente para dar una visión global, conocer cómo se comporta una estructura, detectar los elementos críticos, plantear las primeras alternativas y para calibrar los modelos en los que luego se introducirán elementos no lineales. Sin embargo, no permite reproducir y modelizar adecuadamente los dispositivos antisísmicos.

1.4. Análisis de alternativas

Dada la longitud de cada uno de los dos tramos de tablero separados por una junta, durante el proceso de diseño general se consideró desde un principio la conveniencia de unir longi-

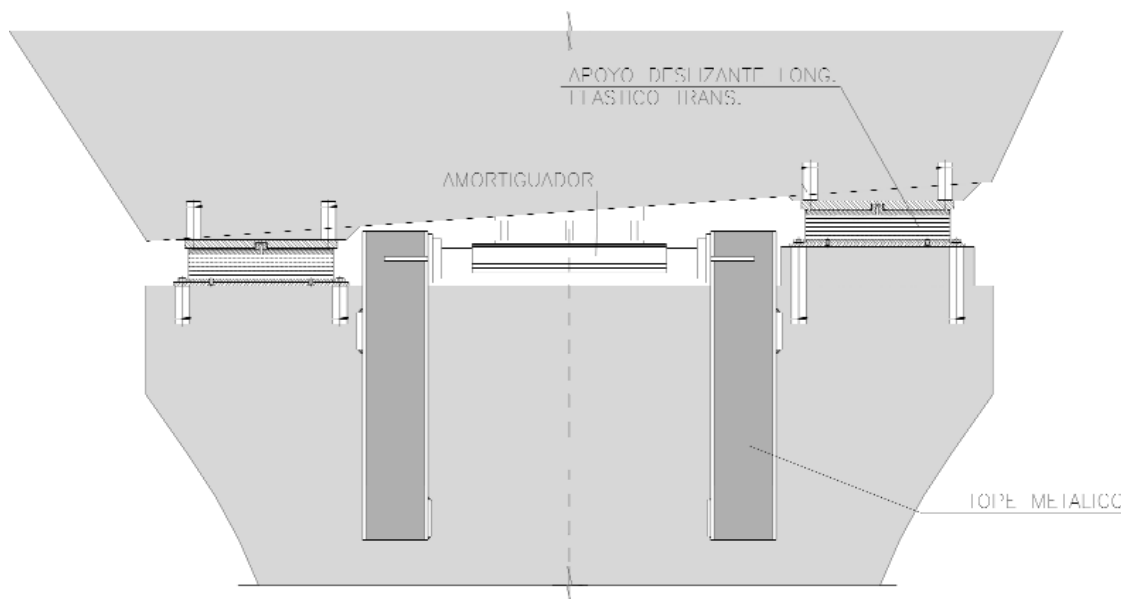


Figura 5. Esquema de amortiguador transversal en cabeza de pilas.

tudinalmente los extremos del tablero a los estribos mediante amortiguadores viscosos. Se estudiaron además unas soluciones alternativas, que si bien fueron desechadas, se estima oportuno exponerlas a continuación, indicando los resultados que se obtuvieron a partir del cálculo espectral en los dos supuestos siguientes:

1.4.1. Alternativas relativas al comportamiento longitudinal

a) Conexión rígida entre cada semi-tablero y su estribo

Con este esquema se generan fuerzas longitudinales que alcanzan 87000 kN en el caso de sismo. La magnitud de esta fuerza resulta desmesurada para ser tenida en cuenta en el dimensionamiento de la estructura que constituye el estribo, así como el sistema de conexión con el tablero, llegándose a la conclusión de que tal solución es inviable. Este tipo de esquema se obtiene cuando se colocan transmisores de impacto, comercialmente conocidos como STU (Shock Transmission Units) y que a veces se suelen identificar erróneamente con los amortiguadores, siendo su comportamiento totalmente contrario al deseado. En efecto, los STU son unos dispositivos que en cuanto se produce una carga rápida se bloquean y actúan como una conexión rígida entre los elementos que conectan. Estos dispositivos son, por tanto, adecuados para transmitir cargas de frenado en puentes de ferrocarril, pero no para viaductos en zonas con alta sismicidad, puesto que no tienen capacidad de disipación de energía, a la vez que rigidizan la estructura eliminando cualquier esquema de aislamiento sísmico.

b) Resistir el sismo con las 4 pilas centrales de cada tramo

Con este sistema resistente, basado únicamente en el aislamiento sísmico que proporciona la distorsión de los apoyos centrales de neopreno, se obtienen unos movimientos longitudinales del tablero de 210 mm y unas fuerzas en cabeza de las pilas centrales de 3000 kN, resultando ambos valores excesivos para el correcto funcionamiento global de la estructura.

A modo de comparación, se expone a continuación un resumen los resultados obtenidos con la aplicación del procedi-

miento de análisis en el tiempo, utilizado en la solución desarrollada:

Fuerza longitudinal transmitida al estribo: 6000 kN

Fuerza longitudinal transmitida en cabeza de pilas centrales: 1500 kN

Desplazamiento longitudinal máximo del tablero: 100 mm

1.4.2. Alternativas relativas al comportamiento transversal

a) Disponer topes rígidos transversales en todas las pilas.

b) Disponer únicamente apoyos elásticos transversales en todas las pilas.

He aquí los resultados obtenidos:

	Períodos fundamentales (s)	Fuerza transversal (kN)	Mov. relativo pila-tablero (mm)
Topes rígidos	0.5-0.1	10000	-
Apoyos elásticos	1.9-1.7	3500	250

La diferencia de esfuerzos que tienen que soportar las pilas puede explicarse por los períodos propios transversales en cada alternativa y la aceleración sísmica equivalente deducida del espectro de cálculo. Al disponer apoyos elásticos se consigue una estructura más flexible desplazando los períodos propios hacia la rama descendente del espectro de cálculo, minimizando de esta manera las fuerzas sísmicas resistidas (Fig. 6).

En el caso de topes rígidos, la fuerza transversal que deben soportar las pilas es excesiva (la fuerza máxima que podrían resistir las pilas diseñadas es de unos 3000 kN aproximadamente). Si bien se podría optar por utilizar un coeficiente de ductilidad para el dimensionamiento de las mismas y reducir de esta manera el momento flector en la base, el esfuerzo cortante en la conexión pila-tablero siempre tendría que ser resis-

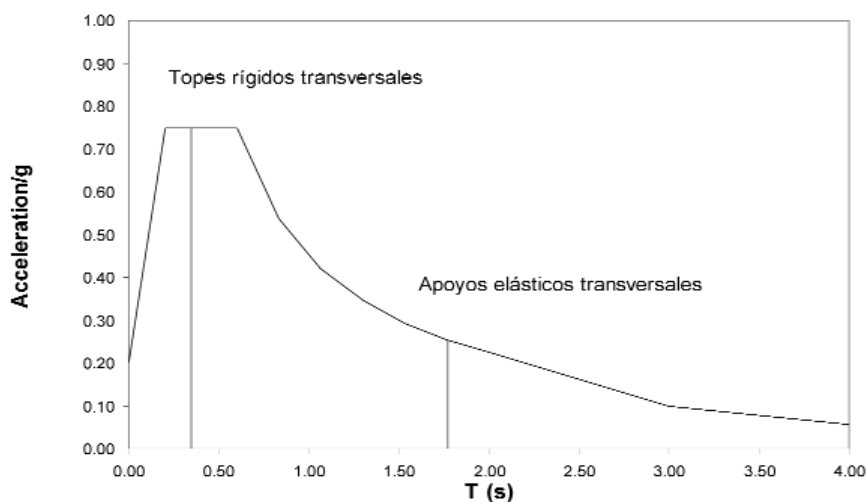


Figura 6. Espectro de diseño.

tido en toda su magnitud, según lo dispuesto en el EC-8. Además, debido a la relación existente entre el ancho y la altura de estas pilas, la ductilidad es limitada.

En este punto cabe comentar que en el caso de haber usado apoyos tipo POT, éstos no tienen la capacidad de actuar elásticamente ya que, o bien liberan el movimiento del tablero en una dirección o lo coaccionan rígidamente, actuando como toques rígidos. Si además se tiene en cuenta que sus guías normalmente están dimensionadas para cargas transversales inferiores al 30% de la carga vertical que actúa sobre el apoyo, podemos concluir que en caso de sismo se produciría su rotura, puesto que el valor de las cargas transversales podría llegar a ser del orden del 100% de la carga vertical.

La opción de un sistema consistente en la disposición de aparatos convencionales de neopreno, si bien conseguiría reducir las fuerzas sísmicas hasta valores cercanos a los deseados, produciría una distorsión transversal de una magnitud inadmisibile.

A título comparativo se muestran los resultados obtenidos mediante la aplicación del procedimiento de análisis en el tiempo utilizado en la solución desarrollada:

Fuerza transversal en pila con amortiguador: 2500 kN

Fuerza transversal en pila sin amortiguador: 1500 kN

Desplazamiento transversal máximo del tablero: 100 mm

1.5. Cálculo en el tiempo (Time-History)

Tal como se ha comentado anteriormente, al introducir los dispositivos antisísmicos es necesario realizar un cálculo no lineal paso a paso en el tiempo para poder evaluar la respuesta de la estructura ante la acción sísmica.

Este cálculo resulta laborioso tanto en la fase de análisis como en el post-proceso de los resultados, siendo necesario adaptar la definición de la acción exterior (sismo) y la respuesta de la estructura (amortiguación interna) al procedimiento de cálculo.

A continuación se hace una exposición de la operativa de cálculo desarrollada:

En primer lugar se define el sismo de proyecto, caracterizado por el espectro de diseño, mediante una serie de acelerogramas compatibles con dicho espectro. Para ello se procede según el Eurocódigo 8 de la siguiente forma:

- Se realizan 3 cálculos con 3 terremotos diferentes, estando definido cada terremoto por 2 acelerogramas actuando en direcciones perpendiculares.
- Se calcula el espectro del terremoto como la media cuadrática del espectro de cada acelerograma.
- El espectro del terremoto debe ser mayor que 1.3 veces el espectro de diseño en el intervalo definido por $0.2T_1$ y $1.5T_1$, siendo T_1 el período fundamental de la estructura.

Es evidente que al aplicar dos acelerogramas en direcciones perpendiculares (cada uno de ellos calculado de una manera compatible con el espectro), estamos mayorando la acción sísmica con respecto a la que se define mediante el espectro de diseño. De hecho es como si en cada hipótesis de cálculo espectral, en vez de la combinación habitual del 100% en una dirección y el 30% en la otra, lo aplicáramos con un 100% en cada dirección.

En las figuras 7, 8, 9 y 10 se muestran, a título de ejemplo, dos acelerogramas utilizados en el análisis y su comparación con el espectro de diseño. Se muestra además la comparación entre el espectro del terremoto definido por los dos acelerogramas anteriores con 1,3 veces el espectro de diseño (Figura 11).

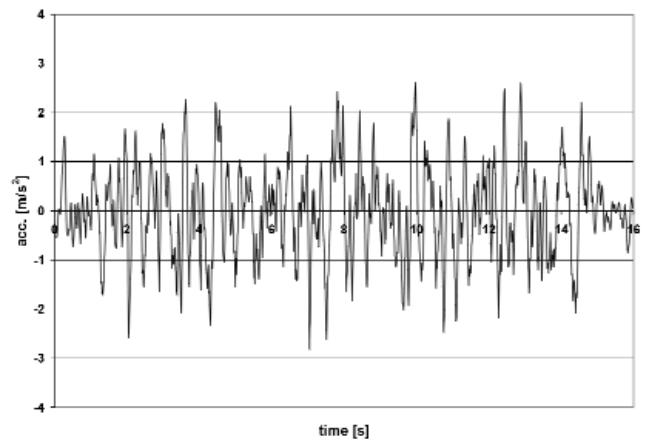


Figura 7. Acelerograma 70.

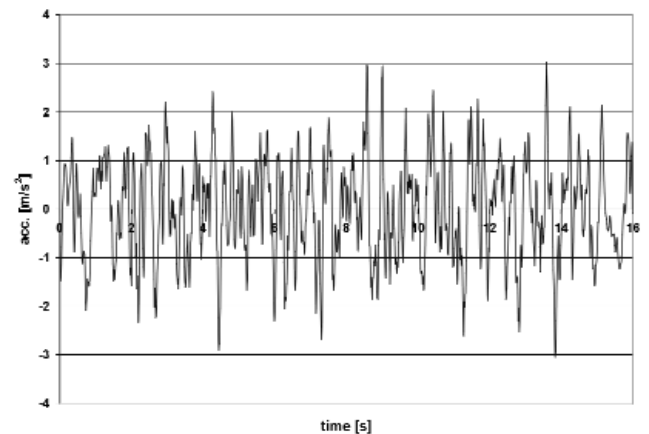


Figura 8. Acelerograma 71.

La amortiguación interna, definida generalmente por medio de un porcentaje respecto del amortiguamiento crítico, no puede introducirse de esta manera en un cálculo donde la respuesta de la estructura no se obtiene por descomposición modal. Es por esto que se ha utilizado el modelo de amortiguamiento de Rayleigh, de tal manera que la matriz de amortiguamiento se obtiene como combinación lineal de la matriz de masas y la matriz de rigidez. El inconveniente de este método es que no produce un amortiguamiento constante para todos los modos, siendo necesario el ajuste de los coeficien-

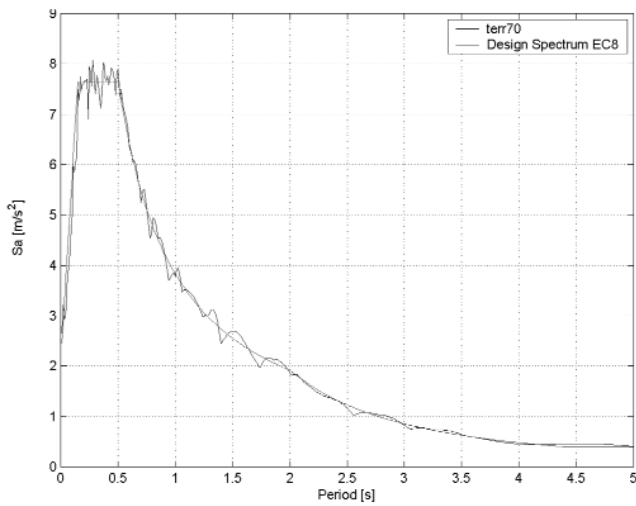


Figura 9. Comparación entre espectro de acelerograma 70 y espectro de diseño.

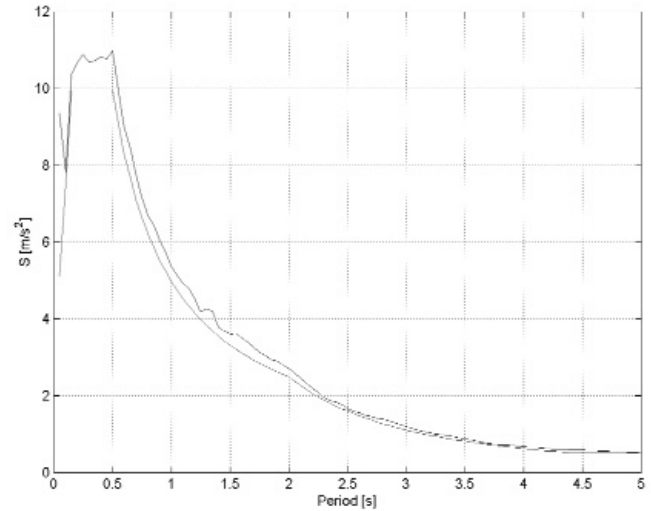


Figura 11. Comparación entre espectro de terremoto 70+71 y espectro de diseño (130%).

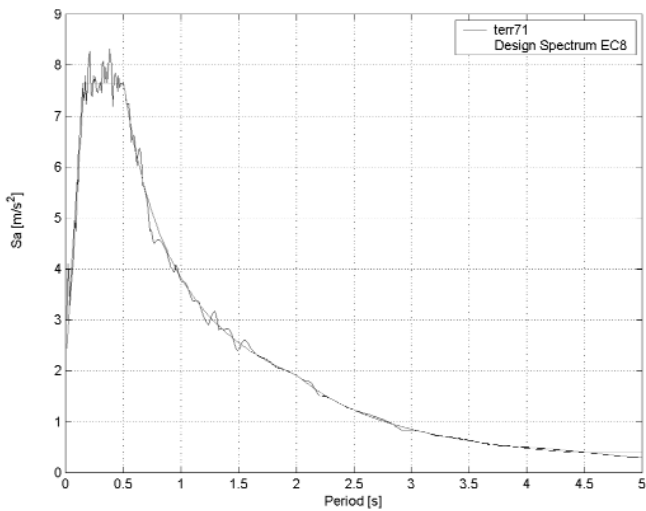


Figura 10. Comparación entre espectro de acelerograma 71 y espectro de diseño

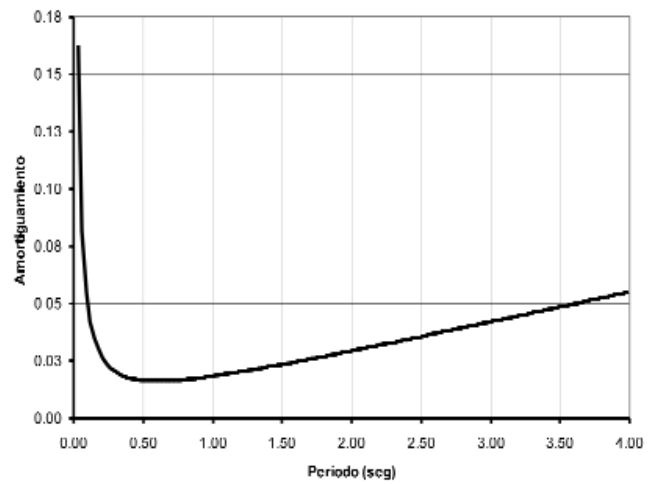


Figura 12. Variación del coeficiente de amortiguamiento interno en función de los períodos propios con el modelo de Rayleigh.

tes de Rayleigh con los modos fundamentales de la estructura (Fig. 12).

Por último, en el proceso de definición del modelo se asigna el número de amortiguadores, su colocación y su modelo de comportamiento. Para decidir las características de los dispositivos y su colocación es conveniente la realización de un

modelo sencillo de 1 grado de libertad sometido a uno de los acelerogramas calculados. Este modelo es mucho más fácil de analizar y necesita un tiempo de cálculo mucho menor que el del modelo completo (Fig. 13).

En este caso el modelo de 1GDL que se ha realizado, simula el comportamiento longitudinal de uno de los dos tramos

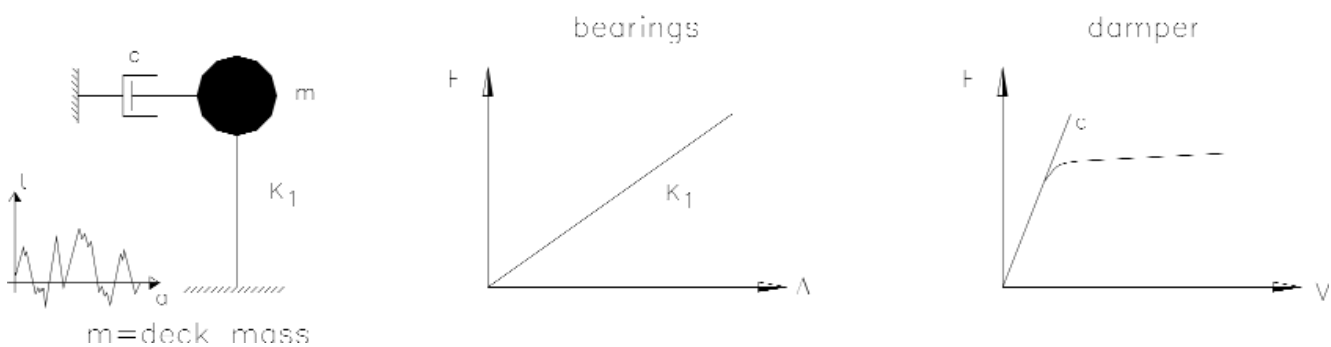


Figura 13. Modelo de 1 grado de libertad.

del puente de Limassol. La masa introducida ($17000 \times 10^3 \text{ kg}$) se corresponde con el peso propio, las cargas permanentes y el porcentaje correspondiente de la sobrecarga de uso. La constante del muelle se calcula a partir de la rigidez de las 4 pilas centrales con sus apoyos de neopreno (53260 kN/m) y las propiedades del amortiguador son $C = 6890 \text{ kNm/s}$ y $\alpha = 0.20$ (con una ley de comportamiento $F = C v^\alpha$).

Para definir las propiedades de un amortiguador se parte de una serie de tablas de los suministradores, donde se definen las fuerzas máximas de trabajo y los coeficientes α de sus dispositivos. Los valores habituales de α varían entre 0.1 y 0.2 y las fuerzas máximas de cada una de las unidades a disponer varían entre 500 kN y 5000 kN, dependiendo del fabricante.

Para ajustar el coeficiente C, se decide primero la fuerza a la que se quiere que trabajen las pilas (que es función del desplazamiento máximo admisible de la estructura). Una vez decidida la fuerza (F), y teniendo en cuenta que la velocidad de trabajo se suele adaptar al siguiente intervalo ($0.2 \text{ m/s} < v < 0.6 \text{ m/s}$), el coeficiente C se estima para un primer cálculo como 1.1 ó $1.2 F$. En la figura 14 puede observarse que la fuerza F presenta escasa variación en dicho rango de velocidades.

En estas condiciones se pueden realizar los cálculos no lineales en el modelo de 1GDL e ir ajustando el desplazamiento admisible, la fuerza en el amortiguador y su coeficiente C.

Una vez ajustadas las características de los amortiguadores longitudinales que hacen cumplir los requisitos de desplazamientos y fuerzas admisibles en este modelo de 1GDL, se procede a realizar el cálculo no lineal en el modelo completo.

El cálculo con el modelo completo verifica el predimensionamiento de los amortiguadores longitudinales realizado en el modelo de 1GDL y confirma la necesidad de disponer amortiguadores transversales para limitar los desplazamientos y las fuerzas transversales.

En dirección transversal no es posible definir la respuesta dinámica de la estructura mediante un modelo de 1 GDL, por

lo que es necesario realizar una labor de ajuste mediante sucesivos tanteos para determinar el número más adecuado de amortiguadores transversales y de sus características con el modelo completo no lineal.

En este caso la solución óptima, consistente en el menor número de amortiguadores necesarios para limitar los movimientos en dirección transversal, se ha encontrado disponiendo amortiguadores transversales cada 3 pilas con las siguientes características $C = 1438 \text{ kNm/s}$ y $\alpha = 0.15$.

En el tabla siguiente se resumen los resultados del modelo de 1 GDL y el completo.

Cálculo longitudinal

	Modelo 1 GDL	Modelo completo
Estribo (amortiguador)	6198 kN	5999 kN
Pila (muelle)	1375 kN	1281 kN
Desplazamiento máximo	0.103 m	0.092 m

Cálculo transversal

	Modelo completo
Pila	1596 kN
Pila con amortiguador	2482 kN
Desplazamiento máximo	0.108 m

1.6. Influencia del valor del rozamiento en apoyos deslizantes

En los cálculos de proyecto, destinados al dimensionamiento de los dispositivos antisísmicos, se ha considerado una

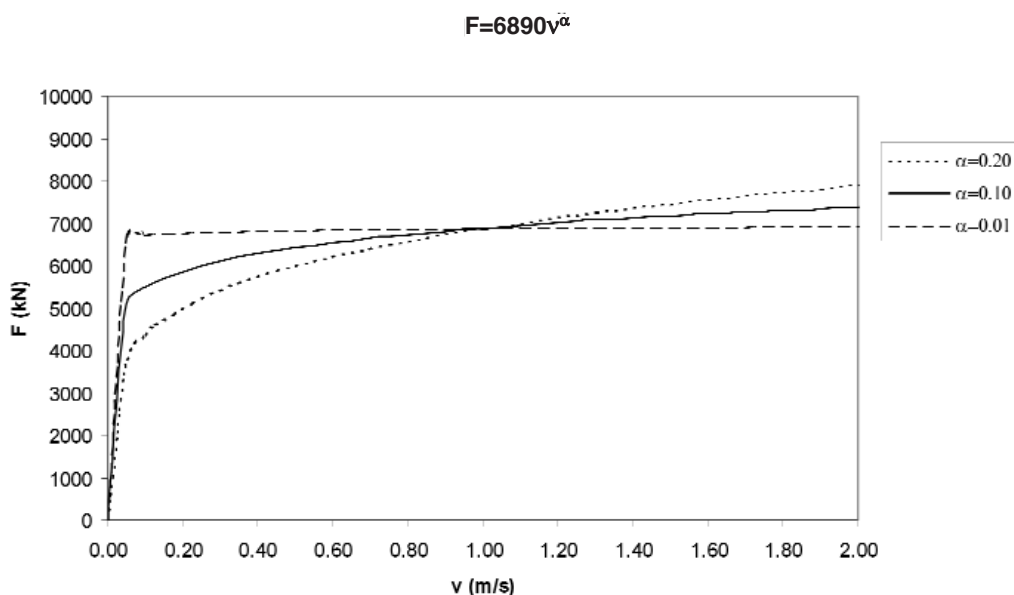


Figura 14. Leyes de comportamiento del amortiguador en función del exponente.

hipótesis conservadora consistente en suponer que los apoyos de neopreno-teflón se comportan como deslizantes perfectos.

Posteriormente, se ha realizado otro cálculo complementario donde se ha tenido en cuenta la capacidad de disipación de energía de los apoyos deslizantes, modelizando su comportamiento mediante una ley fuerza-desplazamiento no lineal con un coeficiente de rozamiento del 1% (valor mínimo aplicable en caso de que su efecto sea favorable) (Fig. 15).

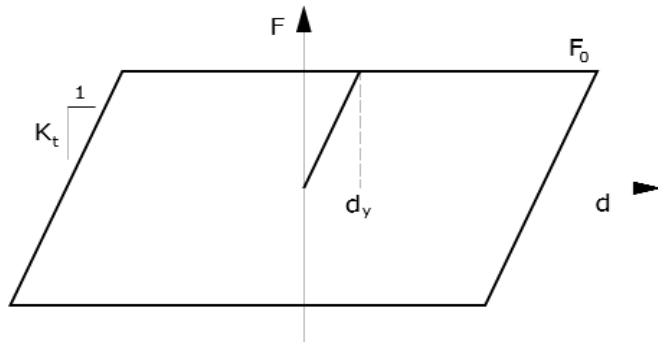


Figura 15. Ley fuerza-desplazamiento de los apoyos de neopreno-teflón

Con los apoyos deslizantes actuando también como disipadores de energía, los resultados obtenidos y su comparación con el modelo anterior son los siguientes:

Cálculo longitudinal

	Apoyos deslizantes perfectos	Apoyos deslizantes no lineales, con rozamiento
Estribo (amortiguador)	5999 kN	6136 kN
Pila (muelle)	1281 kN	950 kN
Desplazamiento máximo	0.092 m	0.067 m

Por lo tanto, considerando que el rozamiento de los apoyos contribuye a disminuir los movimientos del tablero y por consiguiente, los esfuerzos en las pilas, se llega a la conclusión de que se dispone de un grado de seguridad adicional. Alternativamente, se podría haber optimizado la solución reduciendo la exigencia de capacidad de los amortiguadores para ajustar el desplazamiento al valor máximo (0.100 m) y mantener así el valor de los esfuerzos máximos considerados en pilas.

NOTA: En fase de proyecto, los acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño, así como el modelo de cálculo con apoyos deslizantes perfectos han sido desarrollados por el Prof. Enrique Alarcón y el equipo del CEMIM. Los modelos de 1 GDL y el completo con apoyos deslizantes no lineales han sido desarrollados por EIPSA.

2. VIADUCTO PETRA TOU ROMIOU (Fig. 16)

2.1. Descripción de la estructura



Figura 16. Viaducto Petra Tou Romiou.

El Viaducto tiene una longitud total de 422,60 m, distribuidos en 8 vanos (45,25 + 6 x 55,35 + 45,25) y una altura máxima de 60 m. Está constituido por dos estructuras gemelas cuyo trazado en planta discurre en curva circular (R=1250 m) y una pendiente longitudinal de 2,25% (Fig. 17).

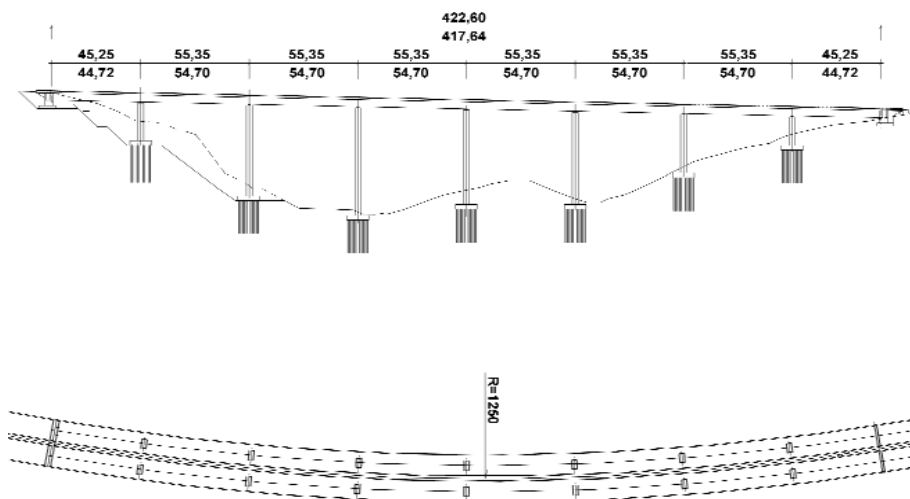


Figura 17. Alzado y Planta general.

Cada uno de los dos tableros está formado por una viga cajón monocelular continua de hormigón postesado, que se ha construido por el método del empuje (Fig. 18).



Figura 18. Tablero en proceso de empuje.

Las pilas tienen una sección rectangular hueca de 5,30 x 3,00 m de dimensiones exteriores, con unas paredes de 0,40 m de espesor y se han construido con encofrado trepante.

El terreno sobre el que se ha cimentado el viaducto está formado por una mezcla de arcillas expansivas (bentonita), derrubios de cretas fracturadas y rocas volcánicas. Se ha dispuesto una zapata común para soportar las dos pilas contiguas de ambas calzadas. Cada zapata está apoyada por un conjunto de 195 micropilotes de 25 m de profundidad.

2. 2. Acción sísmica

El análisis sísmico desarrollado se ha hecho siguiendo el EC-8. La acción sísmica básica se ha definido de la siguiente forma:

- Aceleración básica de cálculo: 0,15 g
- Factor de importancia: 1,3
- Suelo tipo: C

La acción sísmica se debe considerar actuando simultáneamente en dos direcciones:

- Caso 1: 100% longitudinal + 30% transversal.
- Caso 2: 30% longitudinal + 100% transversal.

2.3. Concepción antisísmica del viaducto

Las cinco pilas centrales, cuyas alturas varían entre 35 y 60 m, están fijadas longitudinalmente al tablero mediante apoyos tipo POT. En el resto de las pilas de menor altura y estribos se disponen apoyos deslizantes (Fig. 19). Debido a la flexibilidad de las pilas altas, la fijación al tablero no genera esfuerzos de importancia debidos a los fenómenos reológicos del hormigón.

La disposición estructural constituida permite el *recentrado* del tablero en caso de sismo, así como el *aislamiento sísmico* del tablero en relación con el terreno. Con ello se ha conseguido limitar considerablemente las fuerzas en cabeza existentes en las pilas altas fijadas al tablero.

Para evitar que el valor de los movimientos de los tableros alcance valores excesivos, se han dispuesto dos amortiguadores viscosos con capacidad de *disipación de energía* en cada estribo para limitar dichos movimientos y para disminuir, en mayor medida, los esfuerzos en las pilas fijas.

Con el objeto de conseguir un apropiado reparto de cargas derivadas de la acción sísmica y evitar una sobrecarga excesiva en los estribos y las pilas extremas más rígidas debido a su escasa altura, el tablero está vinculado horizontalmente a las pilas extremas mediante aparatos amortiguadores en disposición transversal. Puesto que para otro tipo de acciones frecuentes como son el viento transversal y la fuerza centrífuga también se quiere vincular el tablero a dichas pilas, se han dispuesto amortiguadores transversales precomprimidos (Fig. 20).

Los amortiguadores transversales precomprimidos, situados en la coronación de las pilas de menor altura, tienen la propiedad de actuar como topes para cargas moderadas (viento y fuerza centrífuga), como muelles para cargas más elevadas y como amortiguadores capaces de disipar energía para cargas rápidas (sismo).

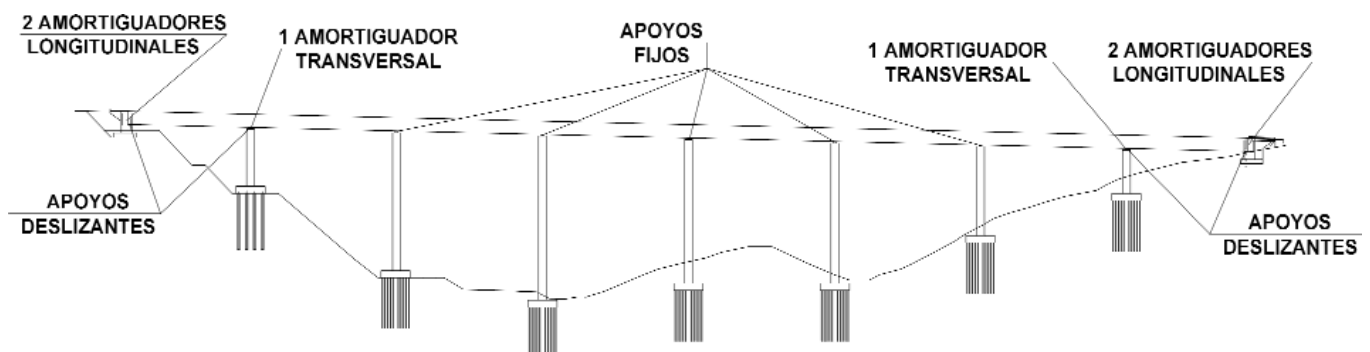


Figura 19. Disposición de apoyos y aparatos parasísmicos.



Figura 20. Amortiguador transversal en cabeza de pila.

Así, en estas pilas bajas se colocan apoyos POT multidireccionales, dejando la función de guiado del tablero para los amortiguadores transversales precomprimidos. Mientras en las pilas altas, en las que se disponen apoyos POT fijos que guían transversalmente y longitudinalmente al tablero, el nivel de esfuerzos y desplazamientos transversales se mantiene dentro de lo admisible gracias a su flexibilidad derivada de la altura de estas pilas.

2.4. Análisis de alternativas. Valores fundamentales

Como se ha visto en el viaducto anterior, el esquema de fijar rígidamente el tablero a un estribo también generaría en este caso unas fuerzas excesivas que hubiesen alcanzado un valor máximo de 45000 kN.

Si se hubiese confiado únicamente en la flexibilidad y ductilidad de las pilas altas, los desplazamientos longitudinales del tablero habrían alcanzado valores de 180 mm.

La disposición de 4 amortiguadores de 1000 kN de capacidad en cada tablero (2 por estribo), permitió reducir dichos movimientos hasta un valor de 40 mm, liberando a las pilas de gran parte de los esfuerzos sísmicos.

Transversalmente, los amortiguadores precomprimidos permitieron rebajar la fuerza transversal en la cabeza de las pilas extremas de 6000 kN a 2500 kN.

2.5. Sismo en construcción

Se ha mencionado anteriormente que el método constructivo utilizado ha sido el del empuje del tablero, obteniéndose el ritmo previsto de una dovela por semana. El desplazamiento longitudinal del tablero se ha realizado mediante arrastre con barras roscadas, accionadas por gatos con pistón hueco. Se ha dispuesto un sistema de tracción, formado por un conjunto de 6 barras de 50 mm de diámetro y 200 toneladas de carga de rotura unitaria. El anclaje provisional de las barras al tablero se ha realizado mediante unos elementos metálicos constituidos por unas vigas verticales, alojadas en unas ventanas existentes en la losa superior e inferior.

Una de las peculiaridades introducidas en el sistema constructivo aplicado ha consistido en la disposición de elementos especiales destinados a proporcionar el adecuado grado de seguridad frente al sismo en fase de construcción, teniendo en cuenta que, durante el proceso de empuje, el tablero se encuentra apoyado sobre las pilas mediante elementos deslizantes y por tanto, con posibilidad de desplazamiento tanto en dirección longitudinal como transversal. Una vez concluida cada fase de empuje, el tablero se ha bloqueado longitudinalmente mediante unas placas gofradas sustentadas por gatos hidráulicos y situadas en cabeza de las pilas centrales altas, manteniéndose la acción durante el tiempo transcurrido entre las operaciones de lanzamiento. De esta forma se ha conseguido una fijación elástica frente a sismo que debe resistir una fuerza muy inferior a la que hubiese movilizado un bloqueo rígido en el estribo de lanzamiento.

Durante todo el proceso de construcción, el tablero ha estado guiado transversalmente, mediante unas piezas metálicas de gran robustez montadas en la coronación de las pilas, para contrarrestar las acciones que pudiesen derivarse del sismo transversal, viento y las producidas por el propio sistema de empuje. Cada una de estas guías transversales estaba capacitada para soportar una fuerza transversal en cabeza de 1.500 kN.

3. CONCLUSIÓN

Los nuevos dispositivos antisísmicos, así como las modernas y potentes herramientas de cálculo, permiten abordar el diseño de estructuras continuas de gran longitud en zonas de alta sismicidad. El mayor esfuerzo de análisis que supone para las ingenierías, redonda en la optimización de la obra puesto que el coste de dichos dispositivos amortiguadores queda sobradamente compensado con la reducción de armaduras en pilas y cimentaciones.

4. REALIZACIÓN

4.1. Viaducto urbano en Limassol:

Dirección de Obra: PWD of Cyprus. Mr. Lefteris
 Construcción: J & P
 Proyecto: EIPSA (Madrid)
 Apoyos y pretensado: Mekano4 (Barcelona)
 Amortiguadores: Alga (Italia)
 Cimbra de avance: Mecanotubo (Barcelona)
 Ejecución de la obra: Año 2004-2005

4.2. Viaducto Petra Tou Romiou:

Propiedad: Public Works Department of Cyprus
 Proyecto: EIPSA (Madrid)
 Supervisión: Hyder (Bristol, UK)
 Constructora: China Wanbao Engineering Corp. (Beijing)
 Pretensado, apoyos y empuje: Mekano4 (Barcelona)
 Amortiguadores: Jarret (Francia)
 Finalización de la obra: 2002

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

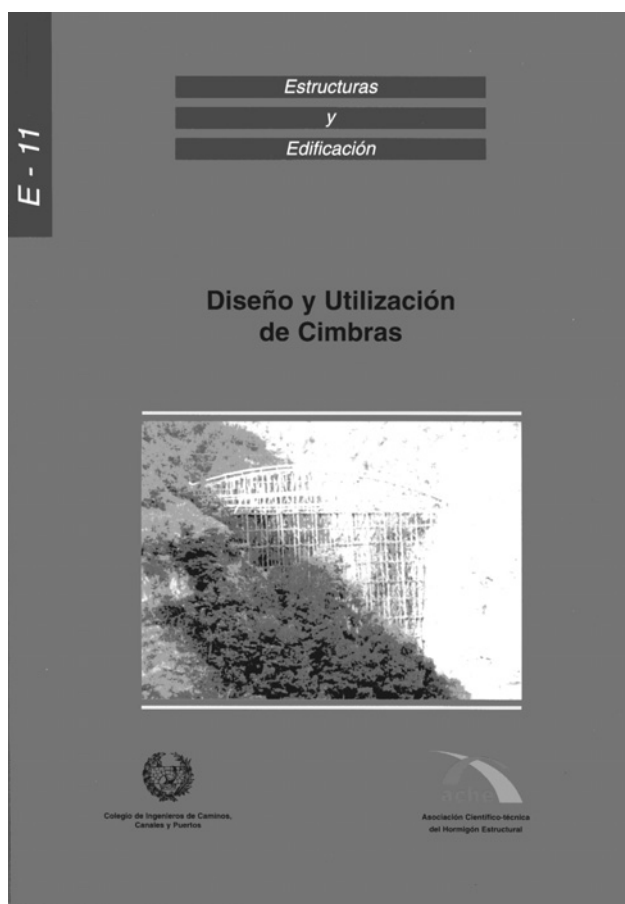
NOVIEMBRE 2005

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero Secretario: Ángel Vidal Vacas	GT1/1 Análisis de estados límite en forjados compuestos de hormigón estructural	Luis Vega Catalán
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón	Roberto Brufau
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios de gran altura.	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez	GT2/1 Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón para cimentaciones especiales	Julio Vaquero García
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos tecnométricos	Juan Carlos López Agüí
	GT2/5 Hormigón reciclado	Pilar Alaejos Gutiérrez
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	GT3/2 Hormigonado no convencional	Fernando Hue García
	GT 3/4 Seguridad y Salud	Manuel Burón Maestro
	GT 3/5 Andamios y Apeos	Manuel Burón Maestro
	GT 3/6 Edificios de altura media	Jesús Gómez Hermoso
	GT 3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	GT4/1 Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio Díaz
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: José María Arrieta Torrealba Secretario: Concepción Velando Cabañas	GT5/1 Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT 5/4 Estudio normativo sobre el proyecto de pilas esbeltas	Juan Luis Bellod Thomas
	GT 5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
GGT Tirantes Coordinador: Florencio del Pozo Vindel Secretario: José E. Herrero Benítez	GT 5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres Peiretti

Diseño y utilización de cimbras

Recomendación E-11 de ACHE y CICCIP

Por: José Emilio Herrero Beneítez
Coordinador del Grupo de Trabajo



Este documento intenta ser útil para ingenieros que, trabajando en el ámbito de la ejecución de Obras o de la Asistencia Técnica, tengan que utilizar tanto cimbras convencionales como especiales. También está dirigido a proyectistas de estructuras de hormigón que quieran conocer las particularidades de estos elementos en relación con sus estructuras.

La tarea de redactar un documento sobre cimbras se enfrentó fundamentalmente a tres dificultades:

- La escasez de bibliografía específica al respecto, tanto a nivel nacional como internacional. Desde el punto de vista normativo, también son escasos los textos a nivel internacional y de carácter muy heterogéneo.
- La disparidad de criterios utilizados, tanto en diseño como en detalles. Estos criterios también son diferentes respecto a los habitualmente usados en las estructuras metálicas convencionales.

- La dificultad de abordar con un mismo texto cimbras y elementos muy diferentes (cimbras cuajadas, autocimbras, cimbras porticadas, lanzadores, carros de voladizos, trepas, deslizantes).

Uno de los objetivos era dar recomendaciones para intentar evitar los problemas de patología más frecuentes en este tipo de elementos. El problema se abordó con dos criterios:

- Implementar en todo el proceso de la cimbra (diseño, cálculo, fabricación, montaje, hormigonado, descimbrado, y desmontaje) el mismo rigor de las estructuras metálicas convencionales.
- Analizar entre los miembros del grupo de trabajo las causas de patología más frecuentes dando “avisos a navegantes” y recomendaciones para evitar esos problemas.

Una de las primeras ideas claras ha sido la de desechar el criterio de que una cimbra tiene carácter provisional y, por tanto, puede permitirse una merma en su fiabilidad estructural. Esto no debe ser así por dos razones:

- Desde el punto de vista de la cimbra, su trabajo no es provisional, ya que ella permanentemente sigue trabajando como cimbra en sucesivas reutilizaciones.
- Mientras otras estructuras casi nunca reciben la acción de la sobrecarga de diseño, las cimbras tienen como acción fundamental el peso del hormigón que se produce con seguridad e incluso con valores mayores al nominal.

Este documento tiene tres partes fundamentales:

- En la primera parte (capítulos 1 a 6) se dan criterios, recomendaciones y bases de diseño comunes a cualquier tipo de cimbra:

- *Capítulo 1.* Se explica el **ámbito de aplicación**, centrado en la cimbra como elemento resistente y no en la superficie encofrante. Se da también un resumen del contenido de las normativas internacionales al respecto.
 - *Capítulo 2.* Se aportan algunos **criterios básicos** que se particularizan luego a lo largo del documento.
 - *Capítulo 3.* Se define cómo debe ser el **documento del proyecto de una cimbra** y se distinguen tres clases de cimbra en función de la mayor o menor presencia de elementos estandarizados.
 - *Capítulo 4.* Se dan los **criterios de cálculo**, así como algunas recomendaciones para el caso de validación del diseño de elementos mediante ensayos (con el caso particular de ensayos de torres en los anejos).
 - *Capítulo 5.* Se dan algunas recomendaciones para **Prevención y Seguridad**.
 - *Capítulo 6.* Se dan recomendaciones para el **control** de cada una de las fases de la vida de una cimbra. En los anejos de da una lista de chequeo para el caso particular de cimbras cuajadas.
- En la segunda parte se abordan con más detalle los tipos de cimbras más utilizados, dando recomendaciones prácticas sobre el diseño, montaje, descimbrado y desmontaje, en la línea de prever los problemas más habituales:
 - *Capítulo 7.* Se abordan diez **tipos de cimbras**: Cuajadas para puentes, Torres para grandes cargas, Apeos forjados de edificación, Cimbras porticadas, Cimbras de avance, Carros de voladizos, Lanzadores de vigas y dovelas, Carros encofrantes, Encofrados trepantes, Encofrados deslizantes.
 - *Capítulo 8.* Aborda la definición y recomendaciones de **elementos individuales** utilizados en las cimbras del capítulo anterior, como puntales, husillos, cuñas de descenso, barras de pretensado, grapas, etc.
 - En los anejos se aportan algunas informaciones útiles que, por mantener la continuidad del texto, no se han incluido en éste. Además de lo ya comentado, hay que destacar el cálculo de la presión que ejerce el hormigón sobre los paramentos. Se hace mención especial al importante incremento de presión que supone la utilización de los, cada vez más populares, hormigones autocompactables.

No hemos pretendido abordar todos los aspectos de todas las tipologías de cimbras y, aunque con distintos alcances, se ha preferido tratar las más usuales. Tampoco se ha tratado de redactar una norma que aborde todos los aspectos del diseño. El objetivo ha sido incidir sobre aquellas cuestiones que, según la experiencia de los miembros del Grupo de Trabajo, son el origen de gran parte de la patología en cimbras.

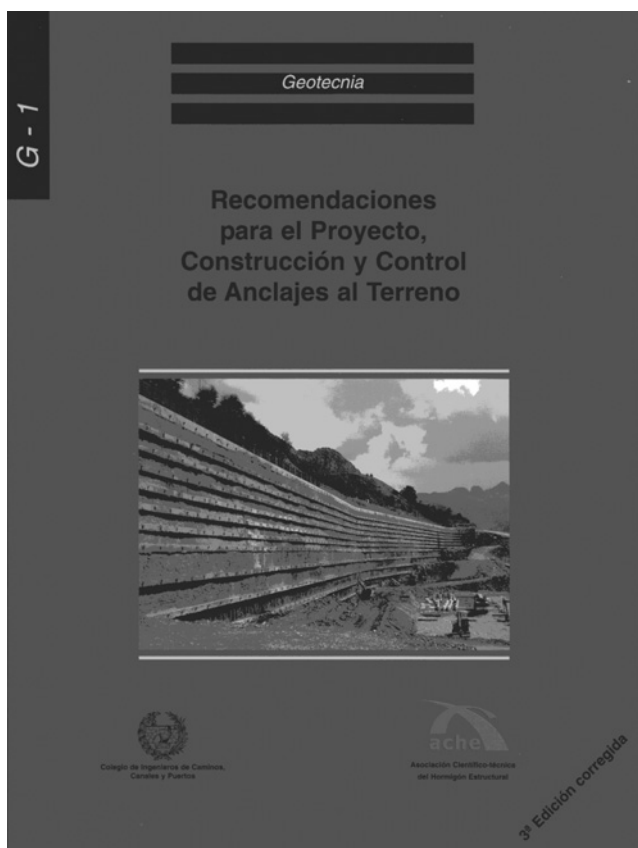
El desarrollo de este documento ha supuesto un esfuerzo importante, lo cual hay que agradecer a todos los miembros del Grupo de Trabajo, y esperamos que anime a la publicación de otros textos sobre estos temas. Además, este trabajo está teniendo una continuidad internacional, ya que como miembros de la Comisión de Ejecución de la *fib* se está participando en la redacción de un documento titulado “Formworks and Falseworks”.



Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno

Recomendación G-1 de ACHE y CICCP

Por: Javier Ripoll García-Mansilla
Coordinador del Grupo de Trabajo



Los anclajes al terreno constituyen una herramienta de gran utilidad práctica que permite solucionar numerosos problemas constructivos, entre los que se pueden destacar la contención de tierras, el arriostrado temporal o permanente de estructuras o la estabilización de terrenos.

Las Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de anclajes al terreno constituyen un compendio de criterios técnicos, especificaciones y normas de buena práctica que pretenden asegurar el correcto funcionamiento de los anclajes que se dispongan, garantizando unas características mínimas de calidad y durabilidad, en consonancia con las necesidades de cada proyecto.

Las Recomendaciones están dirigidas a todos los agentes que puedan estar involucrados en obras con anclajes al terreno: Administraciones Públicas y Privadas, Projectistas, Directores de Obra, Constructores, Especialistas, Controladores, Suministradores, etc.

Las dos primeras ediciones de estas Recomendaciones se publicaron entre 1996 y 1997; desde entonces, tanto la utiliza-

ción de los anclajes al terreno como en el conocimiento de su tecnología fundamental han experimentado un crecimiento sostenido. Sin embargo, muchas de las circunstancias que hace una década dificultaban la generalización de su uso perviven en la actualidad. En concreto, la literatura técnica en español sobre el tema sigue sin ser abundante, sólo existe normativa a nivel europeo y la aplicación práctica de dicha normativa continúa siendo, en España, excesivamente flexible.

La tercera edición de las Recomendaciones refleja el estado actual de la tecnología de los anclajes al terreno. Su redacción y formato se han concebido específicamente con dos objetivos fundamentales: facilitar la comprensión de los contenidos (utilizando un estilo claramente didáctico) y fomentar la unificación de terminología y criterios entre “geotécnicos” y “estructuralistas”. El enfoque didáctico de estas Recomendaciones contrasta notoriamente con el enfoque mucho más escueto, estricto y legalista que suelen adoptar las normativas u otros documentos similares, constituyendo una diferencia fundamental con todos ellos.

El documento está dividido en nueve capítulos:

1. Introducción
2. Definición de los anclajes al terreno
3. Bases de cálculo y criterios de dimensionamiento
4. Materiales de los componentes de los anclajes
5. Construcción de los anclajes
6. Ensayos y Pruebas de los anclajes
7. Plan de mantenimiento, Inspección y Control
8. Medición y abono
9. Bibliografía

En la tercera edición, se han introducido cambios importantes respecto a las ediciones anteriores. En concreto, destacaremos los siguientes:

- Se ha añadido un capítulo nuevo dedicado a bases de cálculo y criterios de dimensionamiento, en el que se propone un tratamiento de la seguridad común para los cálculos de tipo estructural y los de tipo geotécnico. Dicho tratamiento se basa en el Método de los Estados Límite.
- Se ha reformado sustancialmente el capítulo correspondiente a la construcción de los anclajes, desarrollando mucho más profundamente los apartados que tratan sobre el tesado y la inyección.
- Se ha reformado totalmente el capítulo de ensayos y pruebas de los anclajes, para hacerlo concordante con los procedimientos normalizados descritos en la norma europea EN 1537:1997.
- Se ha reformado la tabla de los valores orientativos para las tensiones límite de transferencia en función de los distintos tipos de suelo.
- Se ha pretendido que la nueva edición de las Recomendaciones esté en concordancia con la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras* editada por el Ministerio de Fomento en enero de 2001 y con la norma europea EN 1537:1997.

La realización de esta tercera edición de las Recomendaciones ha sido posible gracias a la colaboración desinteresada de un grupo de profesionales, expertos en los distintos temas tratados, cuyas iniciativas, comentarios y aportaciones han constituido la base fundamental para la elaboración del documento. A todos ellos, les damos las gracias por el esfuerzo y el tiempo que han dedicado y en especial a Iván Trullás que se encargó del ensamblaje coordinado de todos los capítulos y de la unificación de formatos.

Esperamos que este documento influya en sus lectores, acercándoles al mundo de los anclajes al terreno e incitándoles a utilizarlos, controlarlos y ensayarlos correctamente. Confiamos, también, que las Recomendaciones de **ache** promuevan un aumento del nivel de calidad en las obras con anclajes al terreno y constituyan un nuevo y decidido paso hacia la urgente normalización de la tecnología de los anclajes al terreno en España.

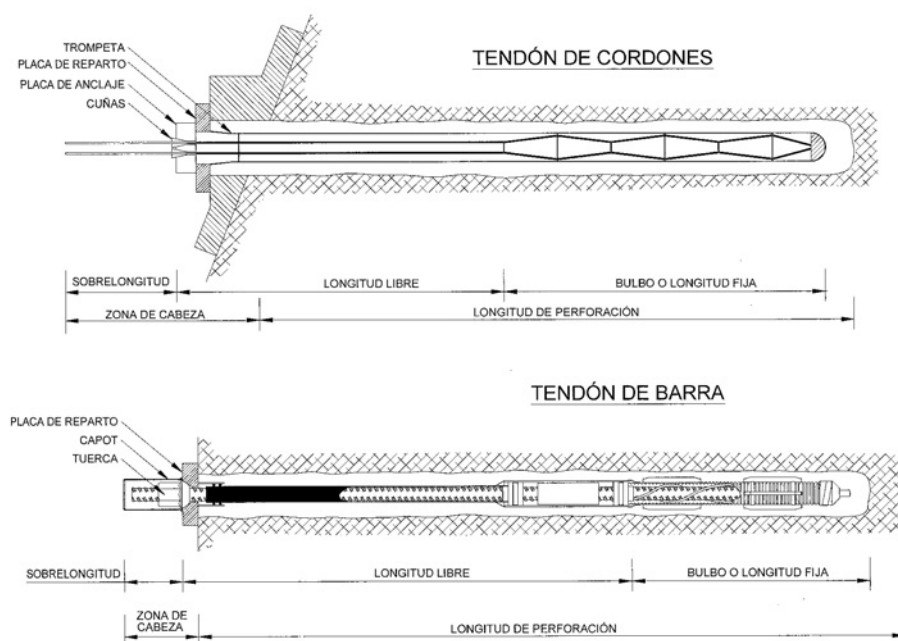


Figura 1.3 Partes características de los anclajes al terreno

TESIS DOCTORAL

Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante

Por: Belén González Fonteboa
 Director: Fernando Martínez Abella
 Universidad de La Coruña



Los áridos tienen notable importancia en el ámbito económico y medioambiental. Su consumo es de 8,0 t/hab/año (en el sector de la construcción) y de 9,5 t/hab/año (en total); y son, después del agua, los materiales o productos de mayor consumo y, además, con tendencia a incrementarse.

De entre los Residuos de Construcción y Demolición (RCDs), son el grupo formado por rocas, áridos, hormigones y material cerámico los que suman el mayor peso. Según diversos estudios constituyen entre el 70 y el 80% de los aproximadamente 20 millones de toneladas generados en España anualmente. En España se recicla una cantidad muy limitada de RCDs, a diferencia de otros países de la Comunidad Europea. La fracción mencionada (con índices de reciclaje aún menores) suele emplearse en producir nuevos áridos, con diferentes categorías en función de la cantidad de material cerámico y hormigón que incorporen.

El trabajo trata de avanzar en el campo del reciclaje, estudiándose la integración de residuos de hormigón en forma de áridos para hormigón estructural, estableciéndose conclusiones que afectan tanto al área de las propiedades básicas como a la del comportamiento estructural de los nuevos hormigones así producidos.

El campo de las propiedades de los áridos reciclados, así como el de propiedades básicas de los hormigones reciclados se ha ido desarrollando en las últimas décadas, de forma que algunos países ya han establecido normativas o recomendaciones que avalan su utilización. Sin embargo, en el campo del comportamiento estructural (comportamiento a flexión, cortante, adherencia, torsión...), debido a las pocas investigaciones que se han llevado a cabo, es necesario seguir trabajando.

El objetivo fundamental del trabajo fue, pues, el estudio del comportamiento estructural a cortante de hormigón fabricado con áridos reciclados procedentes de deconstrucción (mezclas HR). Se investigó tam-

bién el efecto de la adición humo de sílice en las propiedades estructurales de los hormigones reciclados (mezclas HRS). Ambos materiales se compararon con un hormigón convencional de referencia (mezclas HC), que también se modificó en algunas dosificaciones con la adición de humo de sílice (mezclas HCS). Se pretendía, además, determinar la aptitud de modelos teóricos y normativas actuales de cortante para los nuevos materiales.

La **primera parte del trabajo** trata la caracterización de los materiales utilizados: cemento Portland CEM I – 42,5R. humo de sílice (HS), aditivo (A) superfluidificante, acero para armar B 500 SD y áridos.

Áridos reciclados: se trabajó con material español procedente de demoliciones reales, de bajo control y clasificación única 0-40 mm (0-40R), formado fundamentalmente a partir de residuos de hormigón (72%) y piedra (20%). Las fracciones de áridos gruesos reciclados se obtuvieron a partir de un proceso de cribado y lavado del material citado, obteniéndose así dos fracciones, 4-12 mm (4-12R) y 10-25 mm (10-25R), despreciándose las restantes (0-4R y 25-40R).

Áridos naturales: como áridos naturales se utilizaron dos fracciones de árido grueso (AG), catalogadas como cuarcitas filonianas, de 4-12 mm (4-12C) y 10-25 mm (10-25C). El árido fino (AF) de 0-4 mm (0-4C) fue de origen calizo.

Las propiedades físico - químicas de los áridos reciclados seleccionados fueron, en general, adecuadas para la fabricación de hormigones según la norma EHE. Densidad y absorción fueron las propiedades donde las diferencias con los áridos convencionales se revelaron más significativas.

En la **segunda parte del trabajo** se procedió al diseño de las mezclas de hormigón y a su correspondiente caracterización. Se establecieron como parámetros de diseño (utilizando el método de Bolomey) los correspondientes a un hormigón para armar sometido a una clase de exposición normal (IIa y IIb) y consistencia blanda, características habituales en el campo de la edificación española. Se trabajó con los áridos en estado prácticamente seco, obteniéndose humedades para todas las fracciones del orden del 0,1%.

Tras numerosos tanteos se ajustaron los parámetros de dosificación: relación agua/material cementante 0,55 kg/kg, contenido

cemento 325 kg/m^3 y porcentaje de superfluidificante $1,2 \text{ kg/kg}$ de los HC y HCS. Se fijó como cantidad de humo de sílice en las mezclas HCS y HRS un 8 % en peso a añadir sobre el peso de cemento

Se ajustó el porcentaje de sustitución de áridos gruesos naturales por áridos gruesos reciclados al 50 % (en volumen), en función de las resistencias a compresión mínimas a 28 días (teniendo en cuenta la disminución de resistencia en el HR con respecto al HC). Además no se consideró la sustitución de árido fino convencional por árido fino reciclado.

Se aumentó la cantidad de cemento en los HR en un 6,2 % para, manteniendo el porcentaje de superfluidificante, obtener consistencias similares al HC.

Se llevaron a cabo ensayos de caracterización de propiedades físicas, densidad en fresco y en estado endurecido y absorción y de propiedades mecánicas, resistencia a compresión, resistencia a tracción, módulo de deformación y roturas bajo cargas lentas. Los resultados indicaron que los hormigones reciclados (HR y HRS) presentaban características físicas similares (menores densidades y absorción mayor en los hormigones que incorporan áridos reciclados) y características mecánicas también similares.

- La resistencia a compresión de los hormigones reciclados fue similar a la de los convencionales (HR frente a HC y HRS frente a HCS).
- En todos los casos se consiguió que los hormigones HRS superasen a 28 días (tras haberse producido la reacción puzolánica) la resistencia a compresión de los HC. Es decir, se constata el efecto beneficioso del humo de sílice en mezclas con áridos reciclados en lo que a resistencias a compresión se refiere.
- Las resistencias a tracción indirecta de todos los hormigones para las distintas edades presentaron escasas diferencias.
- En todos los hormigones reciclados se constató una disminución del módulo de deformación E. La adición de humo de sílice no mejoró los valores de dicho parámetro.
- La presencia de áridos reciclados proporcionó hormigones con peores comportamientos frente a cansancio. La adición de humo de sílice tuvo efectos beneficiosos en el control de dicho comportamiento.

En la **tercera parte del trabajo** se fabricaron dieciséis vigas de 350 mm de canto y 200 mm de ancho, con un vano de cortante de 1000 mm, agrupadas en cuatro series (según la cuantía de armadura de cortante), que se ensayaron hasta rotura por cortante. Presentaban (según la geometría de carga) dos vanos simétricos que se fabricaron con diferentes cuantías de armadura transversal, de forma que sólo en uno era posible la rotura (en el de menor cuantía, denominado vano $\text{Ø}6$ por ser este el diámetro correspondiente a los estribos utilizados), permitiendo el otro (vano $\text{Ø}8$) estudios de comportamiento anterior a la rotura. En su vano $\text{Ø}6$ las vigas V0 no tenían armadura de cortante, las vigas V24 poseían una cuantía inferior a la mínima, las V17 la cuantía mínima y las V13 disponían cuantía superior a la mínima según la ecuación vigente en la EHE.

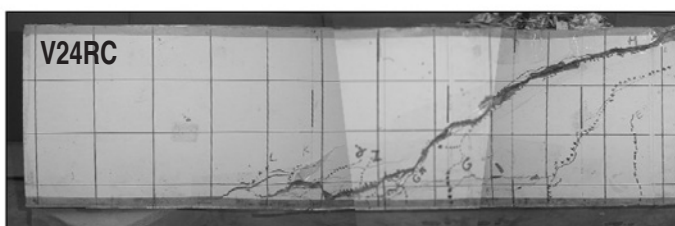
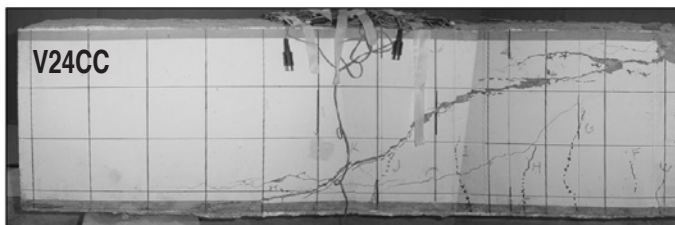
Los resultados obtenidos mediante instrumentación (del acero, del hormigón y de las flechas en cada escalón de carga) indicaron pequeñas diferencias de comportamiento entre los diferentes hormigones, sobre todo en situación de rotura, diferencias que aumentaban cuando se analizaba la fisuración.

- En todos los materiales se observó, como era de esperar, una aparente independencia entre el cortante de fisuración y la cuantía de armadura transversal dispuesta.
- Se observó que a medida que aumentaba el porcentaje de armadura transversal, disminuían los fenómenos de arrancamiento, constatándose que estos tenían lugar, en especial, en hormigones que incorporaban áridos reciclados.
- Se detectó que, a igual cuantía, la carga de rotura a cortante en vigas de hormigón reciclado es similar a la del hormigón convencional. Igualmente, las deflexiones fueron muy similares.
- Se constató que en los hormigones con árido reciclado se produce una fisuración prematura (ratios cortante de fisuración – cortante de rotura menores) que podría controlarse modificando las provisiones de las normativas, haciendo más estricta la limitación de separación mínima presentada.

Los resultados se contrastaron con los proporcionados por la MCFT (Modified Compression Field Theory), basada en el comportamiento real de los materiales frente al esfuerzo cortante. Se aplicó mediante el código RESPONSE, constatándose que esta teoría caracteriza adecuadamente el comportamiento de todos los hormigones. También se realizó un contraste de los resultados con dife-

rentes normativas (que aplican en general formulaciones empíricas). Las normativas utilizadas fueron la EHE, la americana ACI 318-95, la Canadiense CSA A23.3 - 2002 que calcula según la americana AASHTO, que asimismo se fundamenta en la MCFT, la Australiana AS 3600 - 2001, y la Neozelandesa NZS 3101 - 1995. Los resultados arrojaron las siguientes conclusiones:

- Para vigas con armadura transversal se observó que la predicción de todas las normativas era muy conservadora, incluso para las vigas de hormigón reciclado. La aplicación de la MCFT proporcionaba valores mucho más ajustados a la experimentación. En algunos casos, y en ausencia de coeficientes de seguridad, arrojaba valores por encima de los ensayos
- En el caso de vigas sin armadura transversal las normas se aproximaban mucho más a los resultados experimentales. La teoría del MCFT (en ausencia de coeficientes de seguridad) adquiría carácter no conservador.





PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
 E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
 Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
 info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar
 Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo Empresa.....
 Dirección Población C.P.
 Provincia Email Fax Teléfono

Datos de Facturación

Nombre completo Empresa..... CIF/NIF
 Dirección Población C.P.
 Provincia Email Fax Teléfono

¿ Es miembro de ACHE ?

Forma de pago:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidráulicas	7,81	5,86
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21
B-18	El fenómeno de <i>tensión-stiffening</i> en las estructuras mixtas	6,01	4,51
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00
	Comunicaciones al 1º Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00
	M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00

TESIS DOCTORALES

Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02
Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey	24,04	12,02
El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de compresión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03
Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03
Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03
Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03
Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03
Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03
Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03
Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03
Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03
Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03
Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03
Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03
Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03
Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Miriam Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03
Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03
Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03
Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03
Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03

REVISTA HORMIGÓN Y ACERO

Revista N°	24,00	20,00
------------------	-------	-------	-------



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.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo a la dirección indicada.

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.....

NIF..... Calle.....

Ciudad..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax..... E-mail.....

desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de solicita más información sobre la modalidad de Miembro

Estudiante (41 €) Personal (77 €) Colectivo (180 €) Protector (325 €) Patrocinador (650 €)

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de.....

Agencia.....

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular.....

NIF.....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control.....

Número cuenta.....

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias, conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad, podrán clasificarse como artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse, entre otros, a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras y sus materiales. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras y sus materiales, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos o ambientales de las mismas.

Además de los artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser, entre otras, comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La revista se imprime en blanco y negro, salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa, que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

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.
 - Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.
2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas según la estructura indicada en el apartado 5.8.
 3. Texto de la contribución (**sin figuras**) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.
 4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr.* Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución es la siguiente:

– PARA ENVÍOS POSTALES:

Revista *Hormigón y Acero*
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n - Ciudad Universitaria
28040 - Madrid

– PARA ENVÍOS POR CORREO ELECTRÓNICO:

info@e-ache.net

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. EXTENSIÓN

Los artículos no deberán tener una extensión superior a las 15.000 palabras ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. FORMATO DEL TEXTO

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

El texto no debe duplicar información o resultados incluidos en las tablas de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. GRÁFICOS, FIGURAS Y FOTOS

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deberán tener el contraste suficiente para que cuando se imprimen en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 ó 18 cm. de anchura. Esta circunstancia deberá ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deberán ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deberán contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. TABLAS

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. UNIDADES

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. ECUACIONES Y EXPRESIONES MATEMÁTICAS

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (v. gr. la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

5.7. CITAS DE OTROS AUTORES

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. ESTRUCTURA GENERAL DE LAS CONTRIBUCIONES

En la página web de la revista hay, a disposición de los autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) *Referencias a artículos publicados en revistas:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores, filiación de los autores y el texto.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas por al menos dos miembros del Comité de Redacción, ya sean Vocales o Asesores. En ocasiones, el Comité de Redacción podrá requerir para esta labor de revisión, la intervención de algún experto ajeno a él, que sea especial conocedor del tema tratado en el artículo.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para

su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación ésta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de Publicación", que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8. MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión, ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la revista.

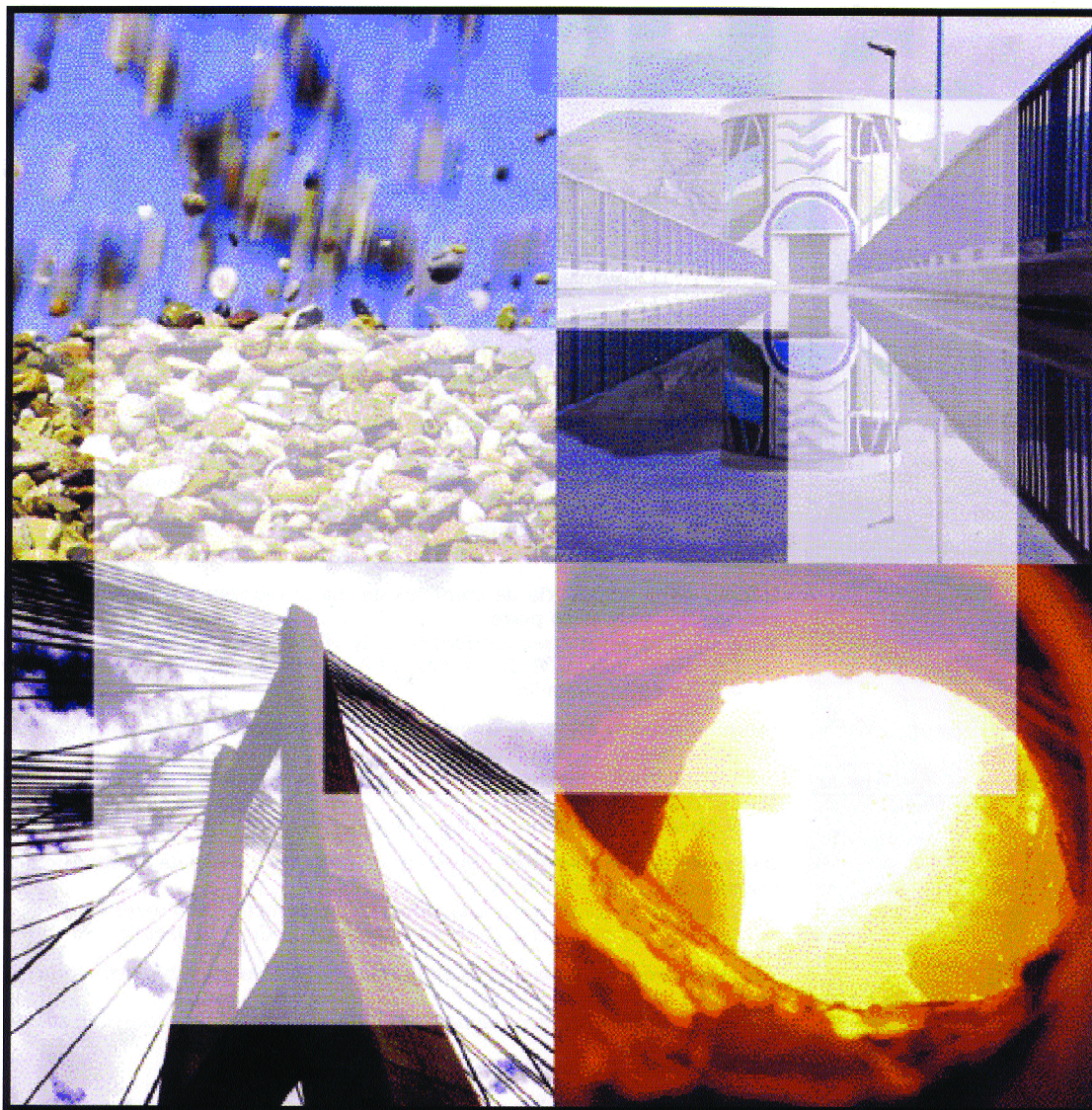
9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del 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.

Cimentando soluciones



- ✓ *Asistencia técnica a la Administración y usuarios del cemento y el hormigón.*
- ✓ *Investigación.*
- ✓ *Normalización y Certificación.*
- ✓ *Publicaciones técnicas.*



José Abascal, 53, 2º. 28003 MADRID.
Teléf.: 91 442 93 11. Fax: 91 442 72 94.
<http://www.ieca.es>

Delegaciones en:
Madrid, Barcelona, Valencia,
Sevilla, Bilbao, León y Canarias.



A s o c i a c i ó n
C i e n t í f i c o - t é c n i c a
d e l H o r m i g ó n
E s t r u c t u r a l