ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

Enero-Abril 2017 | volumen 68 - número 281











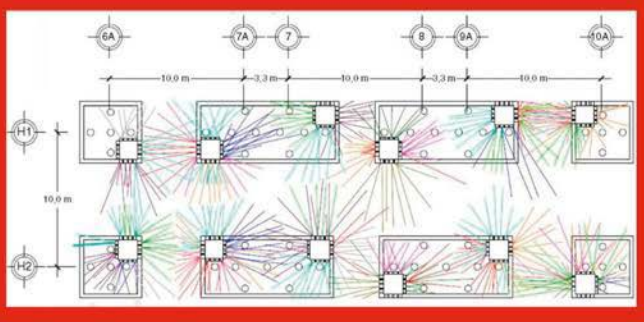


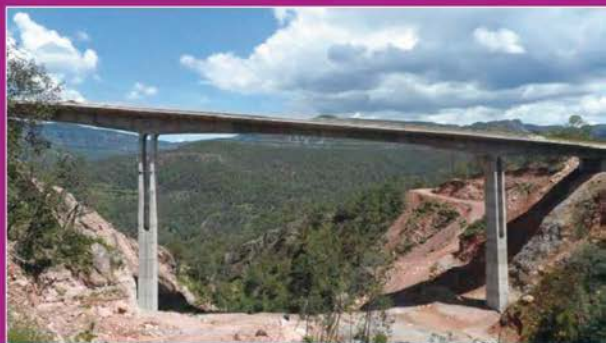












Descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Dlubal

Software para análisis estático y dinámico

RSTAB 8

El programa de entramados espaciales de barras

RFEM 5

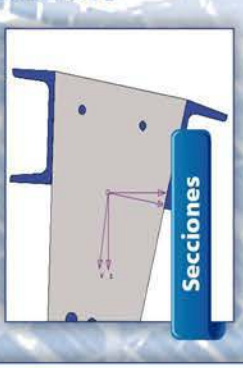
El programa del MEF definitivo



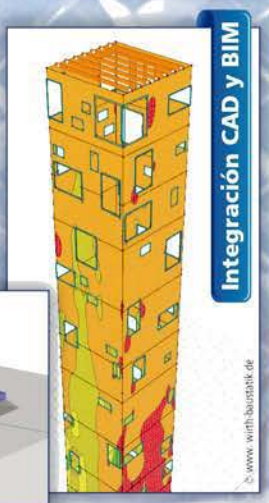




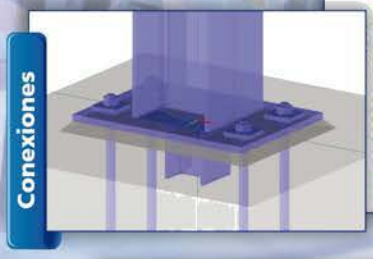


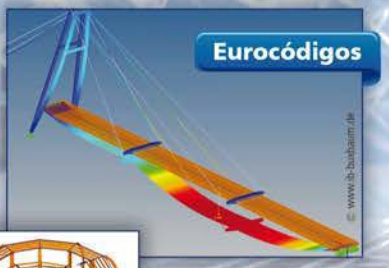








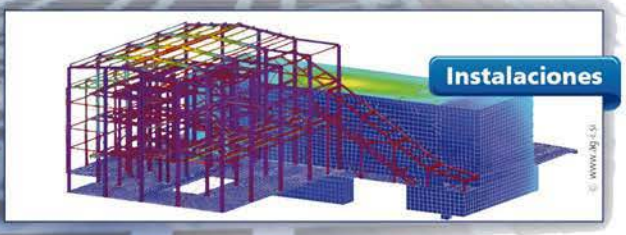












Disfruta de la estática...

Versión de prueba en **www.dlubal.com**

Barcelona Building Construmat

Nos vemos del **23 - 26 Mayo de 2017**
en el stand **F 705, Pabellón 2**
www.construmat.com

Fira Barcelona

Más información:

Dlubal Software
911 438 160
info@dlubal.com
www.dlubal.com/es

Síganos en:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Foto de portada: Concepción y proyecto de estructuras en zona sísmica

HORMIGÓN y ACERO

Enero - Abril 2017 | volumen 68 – número 281

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Gonzalo Ruiz López (ETSI Caminos, C. y P. - UCLM, Ciudad Real)*

Subdirector:
Julio Sánchez Delgado (Fhecor, Madrid)*

Secretario:
Jacinto Ruiz Carmona (Mecanismo Ingeniería, Madrid)*

Editor Jefe:
José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

Vocales:
Jorge Aparicio García (Ingeturarte, Madrid)
Gonzalo Arias Hofman (Ines Ingenieros, Madrid)
Ángel Arteaga Iriarte (Instituto Eduardo Torroja - CSIC, Madrid)
Héctor Bernardo Gutiérrez (Dragados, Madrid)*
Ángel Castillo Talavera (Instituto Eduardo Torroja - CSIC, Madrid)
Héctor Cifuentes Bulté (ETS Ingeniería - Universidad de Sevilla, Sevilla)*
Antoni Cladera Bohigas (Universidad de las Islas Baleares, Palma)
David Fernández Montes (ETS Ingeniería Civil - UPM, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (FCC Construcción, Madrid)
Dorys C. González Cabrera (EPS - UBU, Burgos)*
Pedro Miguel Sosa (ETSI Caminos, C. y P. - UPV, Valencia)
Luis Mª Ortega Basagoiti (Retineo, Madrid)
Antonia Pacios Álvarez (ETSI Industriales - UPM, Madrid)
Alejandro Pérez Caldentey (Fhecor, Madrid)
Carlos Pozo Moya (Ginprosa Ingeniería, Madrid)
Álvaro Serrano Corral (MC2 Estudio de Ingeniería, Madrid)
Carlos Villagrá Fernández (Instituto Eduardo Torroja - CSIC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:**

António Adão da Fonseca (Universidade do Porto, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (ETSI Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid)
Mª Carmen Andrade Perdrix (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI Caminos - UPC, Barcelona)
José Mª Arrieta Torrealba (Proes, Madrid)
Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI Caminos - UPM, Madrid)
Gustavo Ayala Milián (Instituto de Ingeniería - UNAM, México)
Alex Barbat Barbat (ETSI Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento, Madrid)
Paulo J. S. Cruz (Universidade do Minho, Guimarães, Portugal)
Luis Fernández Luco (Universidad de Buenos Aires, Argentina)
Miguel Fernández Ruiz (École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suiza)
Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI Caminos - UPM, Madrid)
Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)
Enrique González Valle (Intemac, Madrid)
Paulo R. L. Helene (Universidade de São Paulo, Brasil)
José Antonio Llombart Jaques (Eipsa, Madrid)
Antonio Marí Bernat (ETSI Caminos - UPC, Barcelona)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferrovial Agromán, Madrid)
Carlos A. Prato (Universidad Nacional de Córdoba, Argentina)
António Reis (IST - Universidade Técnica de Lisboa, Portugal)
Jesús Rodríguez Santiago (ETS de arquitectura, UPM, Madrid)
José Manuel Roesset (Texas A&M University, EE.UU.)
Ana M. Ruiz-Terán (Imperial College London, Reino Unido)
Juan Sagaseta Albajar (University of Surrey, Reino Unido)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno, Madrid)
Peter J. Stafford (Imperial College London, Reino Unido)
José Mª de Villar Luengo (Torroja Ingeniería, Madrid)

** Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE

El **Consejo Editorial** de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). El **Comité de Redacción** se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del **Consejo Asesor Científico** es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional. Una descripción más amplia puede consultarse en www.e-ache.com

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

ACHE
Etsi Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria. 28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - www.e-ache.com

© 2016 ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

Todos los derechos reservados. El contenido de la pr esente publicación no puede ser r eproducido, ni transmitido por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de r ecuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la pr evia autorización por escrito del titular de los der echos de explotación de la misma.

ELSEVIER España, a los efectos pr evistos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expr esa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con f nes comerciales.

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede ser r ealizada con la autorización de sus titular es, salvo excepción pr evista por la ley . Diríjase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográf cos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra.

Ni Elsevier ni la Asociación Científ co-Técnica del Hormigón Estr uctural tendrán r esponsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, pr oductos, instrucciones o ideas descritos en el pr esente material.

Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni r efrendo alguno de la calidad o valor de dicho pr oducto, ni de las af rmaciones realizadas por su fabricante.

ELSEVIER
Avda. Josep Tarradellas, 20-30, 1.º
08029 Barcelona (España)

Zurbano, 76, 4º Izq.
28010 Madrid (España)

ISSN 0439-5689
Publicación cuatrimestral (3 números al año)
www.elsevierciencia.com/hya

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

Protección de datos: Elsevier España, S.L.U. declara cumplir lo dispuesto por la Ley or gánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente
Elsevier España, S.L.U. Travesera de Gracia, 17-21, 08021 Barcelona (España)
Teléfono: 902888740
Correo electrónico: suscripciones@elsevier.com

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

This publication is printed in acid-free paper

Depósito legal: B-8709-2014

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

www.e-ache.com

www.elsevierciencia.com/hya

Enero-Abril 2017 | volumen 68 - número 281
January-April 2017 | volume 68 - number 281

SUMARIO | CONTENTS

Carta del Director
Letter from the Editor
Gonzalo Ruiz López 1

Introducción
Carlos Pozo Moya 3

Estructura de la estación intermodal Bir Mourad Raïs (Argel)
Structure of the Bir Mourad Raïs intermodal station (Algiers)
Domingo Lorenzo Esperante, José Ramón González de Cangas, José Antonio Crespo Martínez 5

Diseño sísmico del tanque de gas natural licuado en Mejillones, Chile
Seismic design of a liquefied natural gas storage tank in Mejillones, Chile
Diego Peña Ruiz, Flor Vaquero Morena, Santiago Guzmán Gutiérrez 21

Diseño sísmico de un tanque elevado en Costa Rica
Seismic design of an elevated water tank in Costa Rica
José Martínez Salcedo, Santiago del Río Rodríguez 31

Distintos sistemas de aislamiento empleados en puentes
Different isolation systems in bridges
Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle, Lucía Fernández Muñoz 45

Recimentación y hundimiento inducido de un edificio industrial mediante uso de pilotes de control y extracción de material
Repair of the foundation and induced subsidence of an industrial building by using control piles and material extraction
Bernardo Orozco Rivas, Mabel Mendoza Pérez 57

Criterios de diseño sísmico en viaductos de alta velocidad en la zona de Levante
Seismic design criteria for high speed railway viaducts in Spanish Levante area
Jorge Cascales Fernández, Ricardo Rico Rubio, Sergio Couto Wörner 69

Revista cuatrimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid.
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

ALE HEAVYLIFT IBÉRICA, S.A
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)

ARENAS & ASOCIADOS, INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.P.
C/ Marqués de la Ensenada, 11 - 3º
39009 SANTANDER

C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edifici Til·lers
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)
C/ Alfonso XII, 3
28014 MADRID

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

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

DRAGADOS, S.A.
Avda. Camino de Santiago, 50
28050 MADRID

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

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

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

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

FLORENTINO REGALADO & ASOCIADOS
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

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

OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alcalá, 54 - 1º dcha.
28014 MADRID

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

RÚBRICA INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, S.L.
Avda. Hermanos Bou, 246
12003 CASTELLÓN

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

www.e-ache.com

Disponible en ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2017; 68(281):1–2

www.elsevierciencia.com/hya

Carta del Director



En nombre de Hormigón y Acero y de todos sus lectores quiero agradecer la tarea realizada por Luis Ortega Basagoiti, director saliente de la revista. Ha cuidado con esmero la edición de cada número a lo largo de 12 años. También ha digitalizado y puesto a disposición de los lectores el fondo documental de Hormigón y Acero, de enorme valor histórico, científico y técnico. Por otro lado, ha liderado el paso de una edición artesanal a la gestión por parte de Elsevier, que pone a Hormigón y Acero en una plataforma desde la que puede aumentar enormemente su visibilidad y difusión. Por todo ello, el Consejo de ACHE le ha nombrado miembro honorífico de la Asociación, distinción que es sin duda muy merecida. Asimismo, a lo largo de estos años otras muchas personas han colaborado con Luis Ortega, como miembros del Consejo Editorial y del Comité de Redacción, y también merecen nuestro reconocimiento. En particular, quiero agradecer a Gonzalo Arias Hofman y a Antonia Pacios Álvarez su trabajo en el Comité de Redacción, así como su disponibilidad para transmitir al nuevo equipo todas las claves del funcionamiento de la revista. Agradezco que los tres continúen en el Consejo Editorial para seguir asesorándonos en lo que sea necesario.

El nuevo Comité de Redacción está formado por Julio Sánchez Delgado (Fhecor), Jacinto Ruiz Carmona (Mecanismo), Héctor Cifuentes Bulté (Universidad de Sevilla), Dorys González Cabrera (Universidad de Burgos), Héctor Bernardo Gutiérrez (Dragados) y José Manuel Ráez Cano (Scidoc), aparte de quien suscribe. Estamos muy honrados por dirigir una publicación tan prestigiosa y por la confianza que tanto el equipo saliente como el Consejo de ACHE han depositado en nosotros. El principal objetivo que se nos ha marcado es que la revista se indexe en las bases de datos científico-técnicas más importantes (SCI y Scopus) y que pueda conseguir pronto un alto factor de impacto. Hay que tener en cuenta que el histórico de citas de Hormigón y Acero es bajo, solo 314 citas totales acumuladas, 185 desde 1995, de las cuales solo 28 son válidas para obtener el factor de impacto. Para tener una comparación con otras revistas españolas, solo en el año 2015 *Materiales de Construcción* tuvo 465 citas válidas para el factor de impacto, *Informes de la Construcción* tuvo 223 citas válidas, mientras que Hormigón y Acero tuvo solo una cita válida (y solo 11 citas totales).

Para conseguir este objetivo hemos planteado conseguir artículos que tengan la potencialidad de ser muy citados y aumentar la difusión de la revista. Deben suscitar interés en lectores que, a su vez, sean autores habituales en revistas indexadas. Para ello se está realizando una serie de invitaciones a investigadores y tecnólogos prestigiosos para que escriban en la revista, a ser posible un estado del arte o una contribución sobre algún tema muy de actualidad. Hay varios artículos ya comprometidos, por ejemplo por parte de Toni Marí, Antonio Aguado, Manuel Romero, Julio Martínez Calzón, Carmen Andrade, Bhushan Karihaloo y otros. Por otro lado, se van a promover dos números especiales, en honor de Carmen Andrade y de Javier Manterola. Para el primero se cuenta con Javier Sánchez Montero como coordinador. Ya están comprometidos artículos de Ravindra Gettu, Eugenio Oñate, Giuseppe Mancini, Jesús Rodríguez, Pedro Garcés, Miguel Ángel Climent, Kyosti Tuutti, C. Page, Pedro Castro y A. Torres. El número especial dedicado a Javier Manterola será

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.03.001
0439-5689/© 2017 Publicado por Elsevier España, S.L.U. en nombre de Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

coordinado por Miguel Ángel Astiz. Su planificación está todavía pendiente. Desde Elsevier se ha recomendado que se solicite de nuevo la indexación en Scopus y SCI a finales de 2017, de modo que estos nuevos artículos contribuyan a lograrla.

Otro objetivo importante es que HORMIGÓN Y ACERO vuelva a ser considerada por muchos tecnólogos e investigadores como medio para publicar sus artículos. Un paso destacado en esta dirección consiste en recuperar trabajos procedentes del Congreso de ACHE. Gracias a la excelente disposición de Fernando Martínez Abella y de Toni Cladera, presidentes del próximo Congreso y de su Comité Científico, respectivamente, vamos a publicar una selección de comunicaciones que se han recomendado para la revista. Estarán pronto disponibles en el avance *on-line* de la *web* de HORMIGÓN Y ACERO en Elsevier.

Finalmente, quiero agradecer también a Carlos Pozo Moya la coordinación del presente número monográfico sobre estructuras en zona sísmica. Él mismo lo introduce a continuación.

Gonzalo Ruiz López
Director de HORMIGÓN Y ACERO

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2017; 68(281):3

www.elsevierciencia.com/hya

Introducción

El rápido avance alcanzado durante los últimos tiempos en los diferentes ámbitos implicados en el diseño de estructuras sometidas a los efectos de la agitación sísmica fue el principal motivo que impulsó la idea de un número monográfico sobre el tema.

De entre ellos, cabe destacar el mayor conocimiento del riesgo sísmico, un problema tan complejo por el propio origen del fenómeno como por la escasez de datos sobre el medio a través del que se propaga. La normativa ha ido evolucionando apoyada por las enseñanzas que a lo largo del tiempo han ido aportando el estudio de las consecuencias, siempre dramáticas, de los sismos históricos.

Conforme se ha ido teniendo mayor información de la realidad de los eventos sísmicos se ha ido avanzando en el actual enfoque probabilista (metodología zonificada o no zonificada) sobre la evaluación de la peligrosidad sísmica: efecto fuente, leyes de atenuación en el trayecto entre fuente y emplazamiento, efecto local de sitio; pudiéndose abordar la caracterización de escenarios sísmicos por desagregación de la peligrosidad, y de esta forma, llegar a la explicación o predicción de la magnitud y distancia de sismos frecuentes para una zona determinada mediante espectros específicos asociados a sismos de control (casos Lorca-España 2011, L'Alquila-Italia 2009).

En el ámbito de los métodos de análisis sísmico determinista de sistemas estructurales, frente al tradicional método de las fuerzas con utilización de modelos elásticos y aplicación de factores de reducción para incorporar la disminución de esfuerzos por efecto de la ductilidad se va imponiendo paulatinamente el método de los desplazamientos, que ofrece un mayor entendimiento y aproximación al proceso deformativo.

Los sistemas de protección frente a la acción sísmica, ya sea por aislamiento, amortiguación por disipación de energía, o bien una combinación de ambos, junto con los tradicionales diseños de ductilidad, tienen como objetivo una reducción general de fuerzas en la subestructura a la vez que una redistribución de las mismas entre los diferentes elementos que la componen.

Igualmente, en este ámbito de la protección, la fabricación de dispositivos de aislamiento y amortiguamiento ha experimentado un gran avance, mejorando sustancialmente sus prestaciones, mantenimiento y durabilidad. Según las necesidades de aislamiento y limitación de movimientos se pueden combinar un gran número de dispositivos comerciales, ya sean aparatos elastoméricos de alta disipación o con núcleo de plomo, péndulos de fricción dobles o triples, amortiguadores de impacto, etc., siendo fundamental sus características disipativas y de recentrado para su adecuada respuesta resistente y funcional.

En este número monográfico se presentan diferentes estrategias para abordar la acción sísmica, principalmente correspondientes a diferentes posibilidades de combinar el aislamiento con el amortiguamiento, en función del nivel de la acción. Hay que señalar que, en general, para una configuración determinada pueden existir diferentes estrategias de diseño sísmico que resuelvan el problema de manera válida.

Puesto que en los últimos años por tendencias de mercado la labor de los diseñadores españoles se ha dirigido en gran medida hacia países de Latinoamérica, algunos localizados en zonas de elevado riesgo sísmico se ha querido extender la convocatoria a sus profesionales. Fruto de esta difusión se incluyen algunas realizaciones en zonas de Centroamérica y Sudamérica.

Finalmente, quería indicar que la práctica del proyecto estructural está intrínsecamente ligada a una incertidumbre en el conocimiento de las acciones, y con mayor motivo, en el caso de las acciones sísmicas. Por tanto, el buen diseño debe ir dirigido, además de al necesario cumplimiento de una serie de estados límite, a conseguir también un comportamiento «aceptablemente controlado» o al menos no catastrófico, en el caso de que la acción se vea sobrepasada de manera imprevista. En este sentido cobra gran trascendencia la utilidad del concepto de redundancia estructural, siendo conveniente el establecimiento de una jerarquía dentro de la idea de diseño por capacidad entre las formas redundantes o «fusibles» del camino de carga. Sirva este número monográfico como aportación útil en la apasionante tarea del proyecto en zona sísmica.

Carlos Pozo Moya
Vocal de la revista Hormigón y Acero

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.001
0439-5689/© 2017 Publicado por Elsevier España, S.L.U. en nombre de Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 29

M

REFUERZO DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO

Grupo de trabajo 5/7
"Refuerzo de pilares"
Comisión 5

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

www.e-ache.com

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2017; 68(281):5–20

www.elsevierciencia.com/hya

Estructura de la estación intermodal Bir Mourad Raïs (Argel)

Structure of the Bir Mourad Raïs intermodal station (Algiers)

Domingo Lorenzo Esperante [a], José Ramón González de Cangas [b,*] y José Antonio Crespo Martínez [c]

[a] *Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, SILGA, S.L., Madrid, España*
[b] *Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, SILGA, S.L., Santander, España*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M.Sc., SILGA, S.L., Madrid, España*

Recibido el 20 de julio de 2016; aceptado el 6 de septiembre de 2016
Disponible en Internet el 10 de diciembre de 2016

Resumen

En este artículo se describen las características más significativas de la estación intermodal Bir Mourad Raïs de Argel, los aspectos más relevantes del diseño estructural adoptado y los criterios seguidos en el análisis, en particular los correspondientes a la consideración de la acción sísmica. Finalmente se aborda el dimensionamiento de los diferentes elementos, especialmente los cajones y pantallas de hormigón, con una descripción de las condiciones de ductilidad requeridas y los cálculos llevados a cabo para verificar su cumplimiento.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Diseño sismorresistente; Estructuras singulares; Vibraciones; Ductilidad; Hormigón confinado; Códigos internacionales

Abstract

In this article the most significant features of the Bir Mourad Raïs Intermodal Station, in Algiers, are described, as well as the most important aspects of the structural design and the characteristics of the analysis, in particular those corresponding to the consideration of the seismic action. Eventually the dimensioning of concrete elements, especially box and sheet walls, is explained, establishing the ductility requirements and the calculations performed to verify its fulfillment.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Seismic design; Singular structures; Vibrations; Ductility; Confined concrete; International standards

1. Introducción

La estación intermodal denominada Gare Routière Bir Mourad Raïs, en Argel, se encuadra dentro de un amplio conjunto de proyectos de infraestructuras planificadas por las autoridades argelinas con el fin de mejorar la circulación de vehículos en la capital del país.

La singularidad arquitectónica del edificio (fig. 1), junto con sus considerables dimensiones en planta y el hecho de estar ubicado en una zona con un riesgo sísmico muy elevado, han condicionado poderosamente tanto el diseño de la solución estructural adoptada, cuanto el dimensionamiento de sus diferentes elementos.

La arquitectura y el proyecto general de la estación fueron llevados a cabo por la empresa española Tecnia Ingenieros, que en el año 2012 encargó a la firma SILGA el desarrollo de la solución estructural.

En este artículo se describen las características más importantes del edificio, los factores que han condicionado en mayor medida la elección de la tipología estructural y los aspectos más relevantes de los cálculos y dimensionamientos llevados a cabo.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: j.r.g.de_cangas@silga.es (J.R. González de Cangas).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.09.001
0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 1. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Vista general.

2. Descripción general de la estación

2.1. Características del edificio

El edificio de la estación consta de dos partes claramente diferenciadas: por un lado, el edificio propiamente dicho y, por otro, la cubierta. A su vez, el edificio propiamente dicho, que consta de seis plantas (dos situadas por debajo del nivel 0 o nivel de calle y tres por encima de este), se configura de modo diferente de las plantas inferiores a las superiores (fig. 2).

De nivel 0 (nivel principal) para abajo, la superficie construida tiene una forma cuasi-elíptica (se trata más bien de un óvalo), con 174 m de eje mayor y 110 m de eje menor (fig. 3), limitado el contorno por un muro perimetral de cierre que contiene las tierras y a través del cual se diseñan una serie de accesos y salidas de servicio y emergencia.

Tanto la planta −2 (nivel de losa de cimentación) como la planta −1 (es decir, las dos plantas de sótano) están destinadas esencialmente a aparcamiento de vehículos ligeros, uno de los usos para los que ha sido proyectada esta construcción.

El nivel 0, o nivel principal (fig. 4), constituye el acceso a la estación propiamente dicho, donde se centralizan los servicios de autobuses y taxis Inter Wilayas, que es el uso principal del edificio. En todo su perímetro exterior se ubican las zonas de taxis y las dársenas de autobuses, con un área anexa destinada a operaciones de mantenimiento, mientras que la zona central está destinada a oficinas y diferentes servicios para los usuarios.

Las tres plantas superiores (figs. 5 y 6) están retranqueadas respecto a las primeras, y se diseñan siguiendo el contorno de una «elipse» homotética de la principal, que cubre una superficie de 130×61 m^2, a modo de dos franjas longitudinales de 20 m de ancho cada una, en torno a un gran hueco central situado bajo el lucernario de la cubierta, con la particularidad de que en el primer nivel se proyectan, además, dos accesos peatonales directos que independizan estas plantas de la estación propiamente dicha (fig. 5).

Las dos primeras plantas (niveles +1 y +2) están destinadas exclusivamente a zonas comerciales (tercer uso del edificio), mientras que el último nivel (+3) acoge diferentes instalaciones y equipos necesarios para el adecuado funcionamiento y servicio de la estación.

Respecto a la configuración geométrica en alzado (fig. 2), las alturas entre las caras superiores de los forjados de las distintas plantas son de 4,20 m en ambos sótanos y en torno a los 6,00 m en el resto del edificio.

Por encima del forjado del tercer nivel se sitúa la estructura de cubierta, con una altura máxima respecto a dicho forjado de 11,50 m o, lo que es igual, con una altura respecto al nivel principal del orden de los 30 m.

2.2. Características generales de la estructura

Se describen en este apartado, en primer lugar, los condicionantes que han tenido una mayor relevancia en la elección de la solución estructural para el edificio y cubierta de la

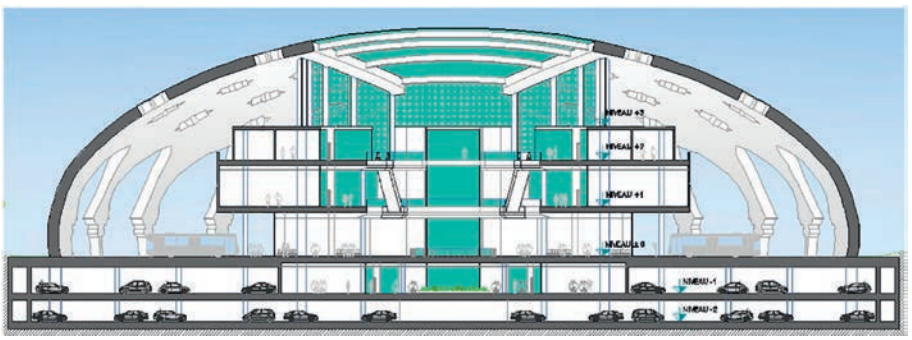


Figura 2. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Sección transversal del edificio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

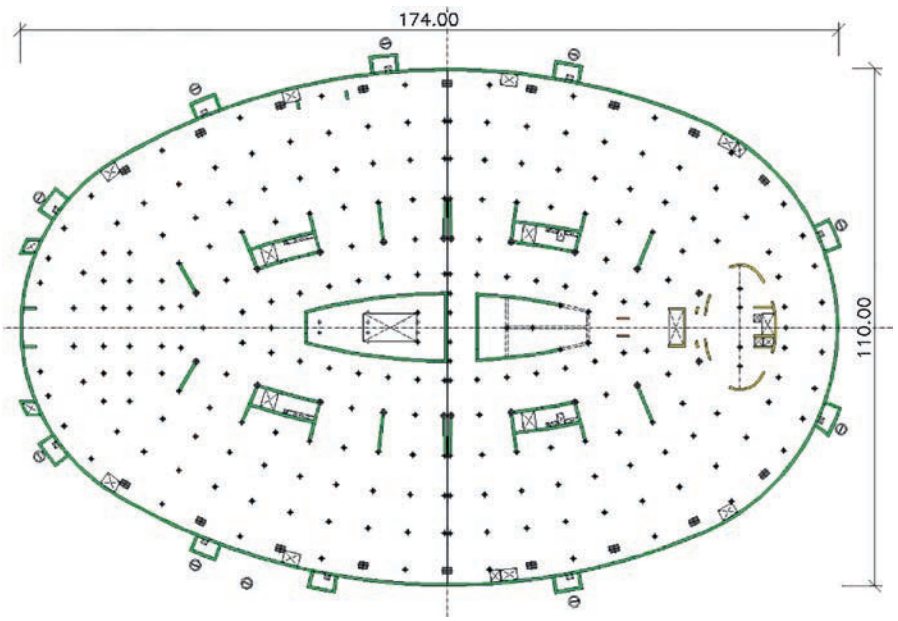


Figura 3. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Plantas −2 y −1.

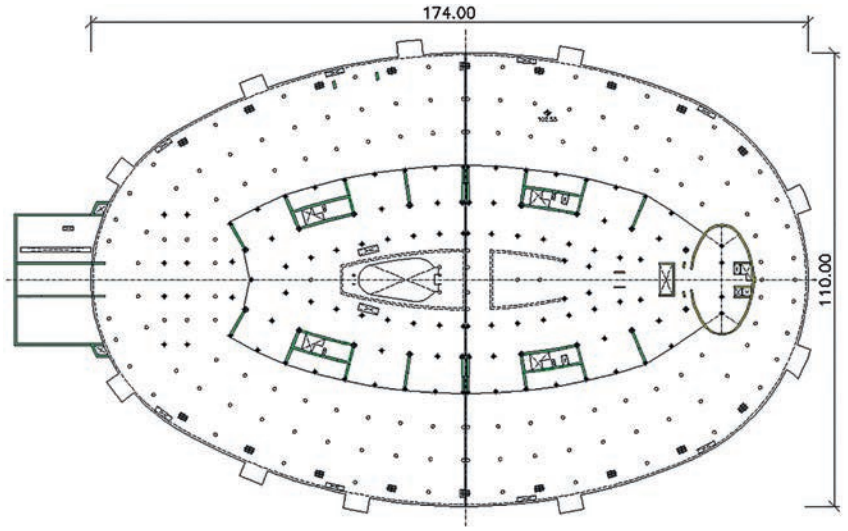


Figura 4. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Planta 0.

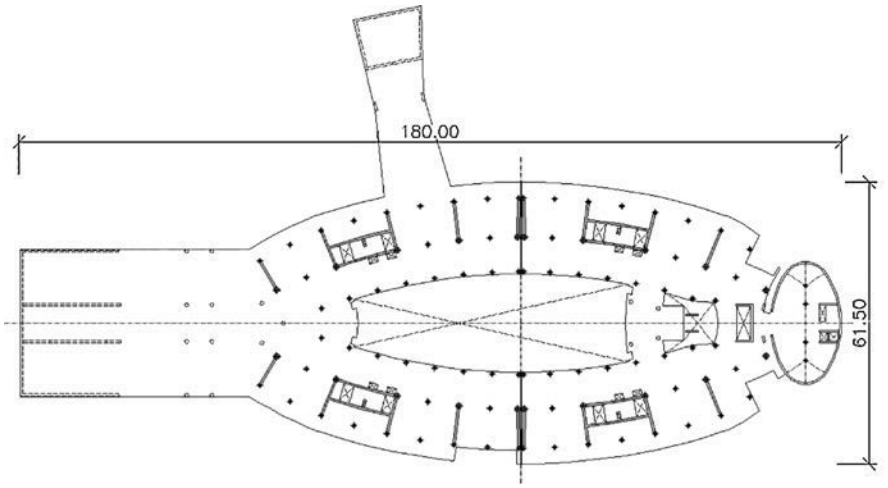


Figura 5. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Planta +1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

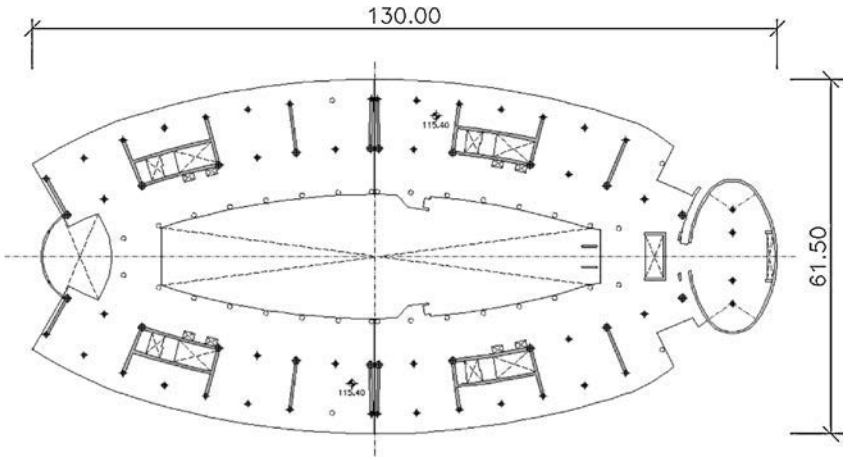


Figura 6. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Plantas +2 y +3.

estación, y a continuación, las características más importantes de la estructura.

2.2.1. Condicionantes arquitectónicos y funcionales

Las características del diseño del edificio y sus dimensiones, junto con los requisitos funcionales inherentes al objeto para el que se proyecta, así como la configuración tan diferente entre los dos niveles inferiores y los tres superiores, han condicionado la elección de la solución estructural, tanto para el edificio propiamente dicho como para su cubierta, elemento este último que quizá más contribuye a la singularidad de la construcción.

Por una parte, la sustentación de los arranques de dicha cubierta se lleva a cabo en un conjunto de $2 \times 9 = 18$ pilares, dispuestos perimetralmente y paralelos al contorno exterior de la elipse, a una distancia de 2,70 m de dicho borde y con una separación entre sí de 18 m, conformando los 8 arcos que se abren a la dársena de autobuses (fig. 1). Dichos pilares se empotran en la losa de cimentación y se prolongan 5,95 m por encima del nivel 0.

Por otra parte, los requerimientos derivados de los aparcamientos en las dos plantas de sótano, con la consiguiente circulación de vehículos, así como los espacios necesarios en la planta principal, donde se ubican las dársenas de autobuses, condicionan la pauta que se debe seguir en la disposición del resto de pilares del edificio, teniendo en cuenta, además, que solo una parte de ellos (ligeramente inferior a la mitad) se prolongan hasta las plantas superiores, mientras que el resto mueren al nivel de la planta principal (nivel 0).

Se ha partido (fig. 3) de una separación de 9,00 m entre los pilares correspondientes al perímetro «exterior» donde se ubican los que sustentan los apoyos principales de la cubierta, intercalando uno adicional entre cada dos de estos, siguiendo el contorno elíptico, y el resto se ha dispuesto según elipses homotéticas de la anterior, configurando una especie de retícula con dos direcciones: una «longitudinal», con 6 alineaciones paralelas al referido contorno de la elipse y separación máxima de 9,00 m, y otra «radial», con 39 alineaciones perpendiculares a las primeras y separación máxima de 8,50 m. La ubicación de los pilares más interiores viene condicionada por el lucernario diseñado en la estructura de cubierta.

El resultado de la disposición de pilares adoptada es de una notable regularidad, objetivo que, dado el riesgo sísmico del emplazamiento, se ha tratado de conseguir, tanto en planta como en alzado, en la distribución de masas y rigideces de la estructura (figs. 3-6).

2.2.2. Condicionantes del emplazamiento

Cuando se habla de los condicionantes del emplazamiento de la estación, estos tienen que ser analizados desde dos puntos de vista: el primero referido exclusivamente al riesgo sísmico de la zona, y el segundo a las características geotécnicas del terreno que, a su vez, influyen en la definición de la acción sísmica, aspectos ambos abordados de acuerdo con lo establecido en la normativa argelina sobre acciones sísmicas [1].

Dicha norma divide el territorio en 5 zonas de sismicidad creciente, desde el valor 0 (sismicidad despreciable) hasta el valor III (sismicidad elevada), zona esta última en la que se encuadra la ciudad de Argel.

Por otra parte, y desde el punto de vista del análisis sísmico, clasifica el terreno de cimentación en 4 categorías, dependiendo de la velocidad (V_s) de transmisión de las ondas sísmicas transversales, desde la categoría S_1 (terreno rocoso, $V_s > 800$ m/s) hasta la categoría S_4 (terreno muy blando, $V_s < 200$ m/s).

El terreno existente bajo la cimentación de la estación presenta dos zonas diferentes. Una primera, que se corresponde sensiblemente con el cuadrante suroccidental de la planta elíptica, constituida por arenas y arenas arcillosas medianamente densas, que se encuadran dentro de la categoría S_3 *(site meuble)*, es decir, terreno blando. En el resto del área ocupada por el edificio el terreno está formado por estratos de arenas muy densas y areniscas blandas, correspondiendo a un terreno de la categoría S_2 *(site ferme)*, es decir, terreno firme.

2.2.3. Otros condicionantes

Aparte de los principales condicionantes referidos anteriormente, ha habido otros establecidos por el organismo nacional argelino *Contrôle Technique de la Construction* (CTC), organismo que ha llevado a cabo las tareas de control del proyecto desde los puntos de vista tanto arquitectónico como estructural.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El proyecto fue desarrollado en permanente contacto y colaboración con dicho organismo y, bajo su supervisión, se fueron adoptando diferentes medidas y se llevaron a cabo diversas modificaciones, en arquitectura y estructura, hasta alcanzar la solución finalmente elegida.

En apartados posteriores se hará referencia a los condicionantes establecidos por el mencionado CTC que han resultado más relevantes.

2.3. Solución estructural

En el desarrollo de la solución estructural —durante el cual, tanto para la estación propiamente dicha como para la estructura de cubierta, se consideraron diferentes alternativas tipológicas, bien en hormigón bien en acero, o combinaciones de ambas, con numerosos cálculos y sus correspondientes dimensionamientos— se fueron poniendo de manifiesto los aspectos con mayor incidencia en los resultados finales, lo que permitió introducir las adecuadas modificaciones en el diseño y optar por la alternativa que se consideró más conveniente, pero siempre manteniendo la filosofía del diseño arquitectónico inicial. Finalmente, el CTC acordó una solución en hormigón armado para el edificio y en estructura tubular de acero para la cubierta.

En lo que respecta al edificio, estableció la condición de que todos los forjados, salvo la losa de cimentación, fuesen diseñados mediante vigas de canto embrochaladas en los pilares más losa de hormigón armado entre vigas, es decir, se adoptó una solución de pórticos espaciales. Asimismo, y salvo en la cubierta y en la referida losa de cimentación, en el resto de forjados se dispuso una junta estructural coincidente con el eje menor de la «elipse».

Los análisis previos llevados a cabo para las acciones sísmicas habían puesto de manifiesto que la solución basada exclusivamente en pórticos espaciales, si bien se comportaba más o menos aceptablemente en los dos niveles inferiores (plantas de aparcamiento), no era la más adecuada para la parte superior del edificio a partir del nivel 0.

En efecto, el arriostramiento que suponen los muros de contorno de las plantas de sótano, de 50 cm de espesor, junto con el apuntalamiento que proporcionan los forjados, confiere a los pórticos de estas plantas una notable rigidez adicional frente al sismo horizontal. Sin embargo, este efecto favorable no existe en las tres plantas superiores de la estructura, con un comportamiento frente al sismo horizontal más parecido al tipo «péndulo invertido», lo que conducía a dimensionamientos inaceptables tanto en vigas como, sobre todo, en pilares y, en particular, los que se extienden hasta la cubierta.

Por ese motivo, se acordó complementar el diseño anterior con otro mecanismo resistente constituido por cuatro grandes cajones de hormigón, con muros longitudinales y radiales de 50 cm de espesor, dispuestos de forma simétrica en cada uno de los cuatro cuadrantes de la elipse, y que se extienden desde cimientos hasta la estructura de cubierta del edificio (nivel +3), complementados con 10 muros cortina adicionales, igualmente de medio metro de espesor, y dispuestos en dirección radial (figs. 3-6). Los huecos de los referidos cajones albergan las cajas de escaleras y diversas instalaciones.

Desde un punto de vista estructural este segundo mecanismo resistente contribuye significativamente a la disipación de la energía transmitida por el sismo mediante su trabajo fundamentalmente a esfuerzo cortante, aliviando de ese modo el trabajo de los pórticos, cuyo dimensionamiento, en caso contrario, se había comprobado que no resultaba razonable.

La estructura finalmente diseñada se muestra, en sus detalles más importantes, en las vistas en planta representadas en las figuras 7 y 8.

Todos los pilares, excepto los que sustentan los arranques de la celosía espacial de cubierta, son de sección circular de 80 o 120 cm de diámetro, según los casos. Los que se integran en las paredes de los cajones y en los muros cortina son los únicos que sobrepasan el forjado de la tercera planta y se extienden hasta la

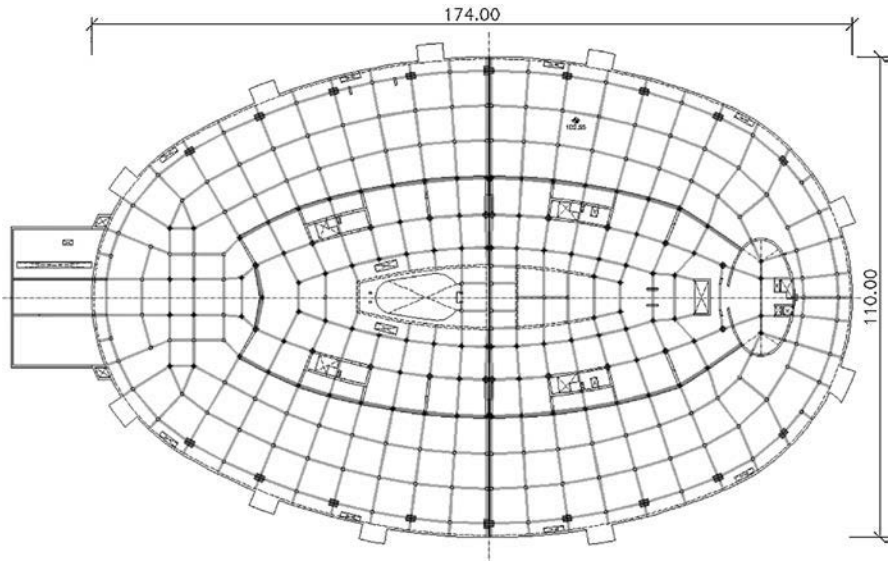


Figura 7. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Vigas y pilares plantas inferiores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

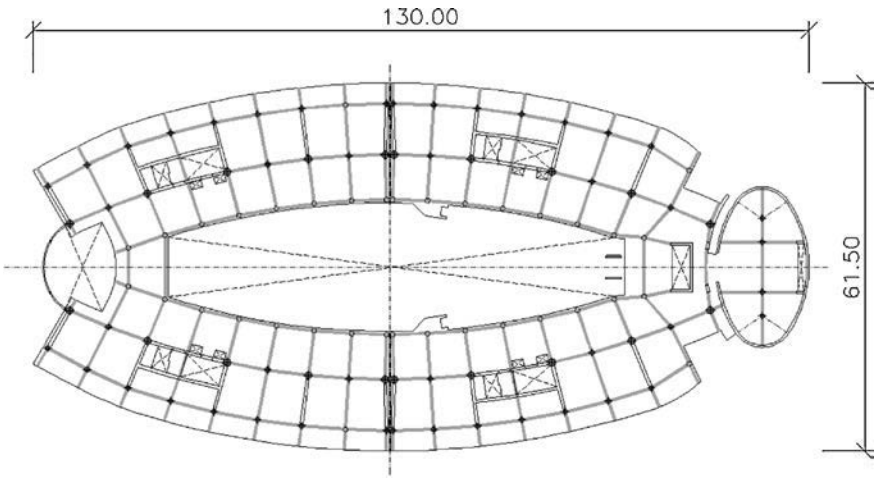


Figura 8. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Vigas y pilares plantas superiores.

celosía espacial, proporcionándole a esta una sustentación adicional. Con respecto a los $2 \times 9 = 18$ pilares que sirven de apoyo a los arranques de dicha celosía, son de sección rectangular, de 200×140 cm.

En cuanto a las vigas de canto, son, en todas las plantas, de sección rectangular, con 40 cm de ancho por 85 cm de alto, en los que están incluidos los 25 cm de espesor de la losa de forjado.

En su disposición, y salvo en zonas muy específicas, se sigue la pauta ya referida al describir los pilares, es decir, se proyectan esencialmente según dos alineaciones: una longitudinal, con vigas paralelas al contorno de la elipse, y la otra «radial» o transversal, con vigas sensiblemente perpendiculares a las primeras (figs. 7 y 8).

Finalmente, la cimentación se resuelve mediante una losa de 1,00 m de espesor, salvo bajo los pilares que sustentan la cubierta, donde se recrece hasta 1,50 m.

En todas las losas, vigas y pilares, así como en los muros que conforman el recinto exterior de las plantas inferiores y los muros pantalla simples, se ha considerado un hormigón HA-30. En el resto de muros, el hormigón utilizado es HA-35. En cuanto al acero en armaduras, se ha adoptado un acero B 500 S, tipo B, es decir, con una deformación característica bajo carga máxima $\varepsilon_{uk} \geq 5{,}0\%$.

En lo que hace referencia a la estructura de cubierta, y tras desechar otras posibles soluciones, principalmente basadas en estructuras reticulares de vigas metálicas, el CTC argelino optó por una solución de celosía espacial constituida por tubos de acero, biarticulados en ambos extremos en elementos esféricos, que conforman una gran malla de tetraedros irregulares (fig. 9).

Las longitudes de los tubos son variables, dependiendo de la zona de la cubierta donde se sitúan, con valores, en general, entre 1,80 y 3,20 m, pero donde predominan las longitudes típicas en torno a los 2,50 m. Sus diámetros y espesores son también variables, entre 40 y 219 mm para los primeros y entre 2 y 10 mm para los segundos. Asimismo, y con objeto de optimizar los rendimientos —y, consecuentemente, los costes—, se han utilizado diferentes calidades para el acero: S235, S275 y S355.

El diseño de esta malla espacial ha corrido a cargo de la firma española Lanik.

3. Modelo de cálculo

3.1. Descripción del modelo

El cálculo de la estructura se ha llevado a cabo mediante un modelo tridimensional de elementos finitos ejecutado con el programa Sofistik, que idealiza la estructura completa (fig. 10), es decir, edificio de hormigón más celosía metálica espacial. El modelo se ha generado a partir de un archivo «.dwg» que reproduce fielmente la geometría real de la estructura.

Las vigas y pilares se han idealizado con elementos tipo *beam*, es decir, elementos 1D tipo viga espacial; las barras de la celosía, con elementos 1D tipo *truss*, o lo que es igual, elementos articulados a flexión en sus extremos; finalmente, las losas de forjados y los muros, con elementos 2D tipo *plate* (placa-laja con deformación de cortante).

Conviene señalar que, por sus características especiales en cuanto a tipos de elementos, tipos de nudos de unión entre ellos, condiciones de montaje, etc., para los que la firma Lanik tiene implementado todo un proceso industrial, en la estructura de cubierta se partió de un diseño y predimensionamiento iniciales desarrollados por dicha firma, analizando un modelo aislado de la celosía espacial, supuesta apoyada en los puntos de conexión con la estructura de hormigón, pero sin la adecuada consideración de la interacción existente entre ambas partes. Establecidos ese diseño y predimensionamiento de partida, la malla espacial se incorporó al resto del modelo de hormigón, generando de ese modo el modelo completo de toda la estructura para proceder a su análisis definitivo. Es obligado añadir que este proceso de *feedback* hubo de ser repetido en varias ocasiones hasta verificar la seguridad de todos y cada uno de los elementos de la celosía, consecuencia lógica de los cambios producidos en los resultados de los axiles de diseño al modificar, por una parte, las rigideces de los elementos y, por otra, debido a la interacción entre la estructura de hormigón y la malla metálica, que solo puede ser correctamente captada mediante el análisis de un modelo global. En la comprobación de la seguridad de las barras de la malla espacial frente a esfuerzos axiles se han tenido en cuenta los pertinentes efectos de segundo orden, adoptando

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

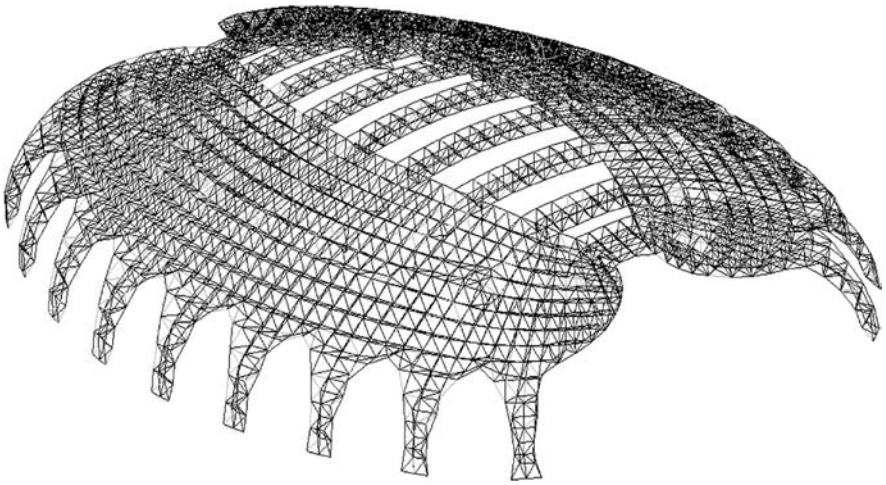


Figura 9. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Celosía espacial de cubierta.

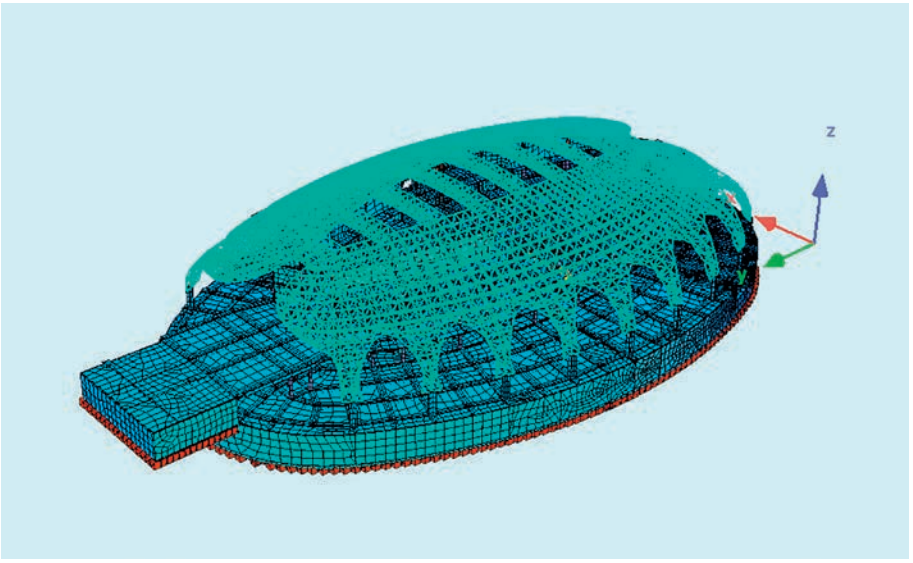


Figura 10. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Modelo estructural de elementos finitos.

la correspondiente curva de pandeo de acuerdo con los límites elásticos utilizados en cada uno de los elementos tubulares.

3.2. Acción sísmica

En la definición de las acciones y sus combinaciones, así como en la aplicación de los criterios de análisis, dimensionamiento de elementos, establecimiento de los estados límites preceptivos, etc., se ha seguido lo indicado en la ya mencionada norma argelina sobre acciones sísmicas [1], así como en otros códigos y normas de dicho país, siguiendo las pautas señaladas por el organismo nacional CTC. En concreto, se ha hecho uso de los reglamentos citados en las referencias [2,3] para la definición las cargas permanentes y de explotación, así como para las cargas de viento. Igualmente se ha seguido lo establecido en las «Reglas de concepción y cálculo de estructuras de hormigón armado» [4].

Como complemento a las anteriores normas nacionales se han considerado igualmente algunos artículos de los Eurocódigos 2 y 8 [5,6].

En el análisis de los diferentes elementos estructurales se han tenido en cuenta los preceptivos estados límites últimos (ELU) y de servicio (ELS), pero dado que el dimensionamiento ha venido condicionado por la combinación correspondiente a la acción sísmica, es a esta a la que se va a dedicar un cierto detalle en su descripción. Es preciso señalar que, a este respecto, el CTC acordó, entre los posibles procedimientos de cálculo de las fuerzas sísmicas contemplados en su normativa nacional, la aplicación del método de análisis modal-espectral.

De acuerdo con la repetida norma [1], la estructura de la estación se encuadra dentro del grupo 1B, correspondiente a obras de gran importancia, situada en un emplazamiento que, por su riesgo sísmico, pertenece a la zona III (sismicidad elevada) y en un terreno de categoría S_3 (terreno blando).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Por otra parte, se debe clasificar la estructura en lo que respecta a sus sistemas de arriostramiento frente a acciones horizontales, a fin de establecer el valor del factor de comportamiento global, definido en la norma argelina mediante la letra R. En cuanto a las estructuras de hormigón, dicha norma considera 8 categorías, siendo la que pudiera tener mayor similitud con la estructura de la estación la correspondiente al Sistema 4a: Arriostramiento mixto, compuesto por pórticos y muros cortina, con interacción entre ambos (R = 5). En el caso de no existir muros cortina, considera el Sistema 1b: Pórticos autoestables con tabiquerías de albañilería rígida (R = 3,5).

Respecto a las estructuras de acero, la referida norma contempla tipologías más «convencionales» de lo que pudiera ser la malla espacial de la cubierta, la cual podría asimilarse a una combinación del Sistema 9a: Estructura metálica con elementos de arriostramiento en X (R = 4) y del Sistema 15: Estructura metálica con arriostramiento mediante muros cortina de hormigón armado (R = 3,5).

Por su parte, el Eurocódigo 8 [6] establece, en estructuras de hormigón, el valor de base del coeficiente de comportamiento en función del tipo de sistema estructural y de su regularidad en altura, así como para la clase de ductilidad con la que se diseña la estructura. En el caso que nos ocupa se ha considerado una clase de ductilidad media (DCM). Se admite que el edificio presenta en ambas partes, bajo nivel 0 y sobre dicho nivel, una regularidad en altura. Finalmente, se encuadra dentro del tipo estructural «Sistema dual de pórticos con muros acoplados». Con estas premisas, el valor de base del coeficiente de comportamiento, q_0, se define como sigue:

$$q_0 = 3,0\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \tag{1}$$

En la expresión anterior, el coeficiente multiplicador α_u/α_1 depende del tipo de sistema estructural (pórticos, muros o sistemas duales pórtico-muro), así como del número de plantas y, en su caso, del número de vanos de los pórticos. Del lado de la seguridad, y siguiendo el Eurocódigo, se ha considerado para dicho coeficiente multiplicador un valor igual a 1,2 que cubre adecuadamente cualquier sistema dual pórticos-muros, lo que proporciona un coeficiente $q_0 = 3,6$.

Por consiguiente, con los criterios que se han establecido se observa que dicho valor cumple convenientemente con ambas normas y, consecuentemente, es el que se ha adoptado en el dimensionamiento de los diferentes elementos de hormigón y acero. Respecto a estos últimos (malla espacial), y por tratarse de un sistema «patentado», solo se han comprobado las barras frente a esfuerzos axiles, pero no así los nudos, para los cuales simplemente se ha analizado la adecuación del procedimiento y de los resultados, de acuerdo con los criterios seguidos por la firma Lanik.

La consideración del coeficiente de comportamiento conlleva la exigencia de garantizar una ductilidad suficiente en curvaturas en todas las zonas críticas de los elementos sismorresistentes, definida por las siguientes fórmulas:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{si} \quad T_1 \geq T_c \tag{2a}$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_c/T_1 \quad \text{si} \quad T_1 < T_c \tag{2b}$$

siendo T_1 el periodo fundamental del edificio y T_c el límite superior del periodo en el tramo de aceleración constante del espectro (T_2 en la norma local). En nuestro caso, con una frecuencia para el primer modo de 1,30 Hz, la situación es la definida por la ecuación 2a, por lo que la ductilidad en curvaturas que debe garantizarse es $\mu_\phi = 2 \times 3,6 - 1 = 6,2$.

Para la definición del espectro de respuesta de cálculo, la normativa argelina, además de los aspectos anteriormente mencionados, relativos a los sistemas de arriostramiento y la regularidad en planta y alzado, considera otros factores, tales como la «redundancia» (hiperestatismo) en planta, el control de calidad de los materiales y el control de la ejecución, asignando a todos estos factores un posible coeficiente de penalidad de hasta el 5%, excepto para el último (10%), e incorporándolos a un denominado factor de calidad, Q, que multiplica los valores del espectro de respuesta, factor que puede alcanzar un máximo de $1 + 5 \times 0,05 + 0,1 = 1,35$. En el caso que nos ocupa, y debido al cambio de geometría entre las 3 plantas inferiores y las 3 superiores, así como a las características particulares del conjunto «edificio-cubierta», se decidió tener en cuenta un porcentaje de las penalidades correspondientes a los 3 primeros aspectos y se acordó considerar un factor de calidad Q = 1,075.

Un último factor necesario para definir el espectro de respuesta es el denominado factor de corrección del amortiguamiento, η, que se establece como:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \tag{3}$$

donde ξ (%) es el porcentaje del amortiguamiento crítico, dependiente del tipo de material, tipo de estructura e importancia de los elementos redundantes. Una vez más, el valor del amortiguamiento fue establecido de acuerdo con el CTC, primando la estructura de acero y adoptando en este caso, del lado de la seguridad, $\xi = 4\%$, que conduce a un factor de corrección del amortiguamiento $\eta = 1,08$.

3.3. Espectro de respuesta de cálculo

La norma argelina define el espectro de respuesta de cálculo en aceleraciones, S_a/g, en tanto por uno de la gravedad, según las ecuaciones (4) siguientes:

$$\frac{Sa}{g} = 1,25A\left(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta\frac{Q}{R} - 1)\right) \quad \text{si} \quad 0 \leq T \leq T_1 \tag{4a}$$

$$\frac{Sa}{g} = 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \quad \text{si} \quad T_1 \leq T \leq T_2 \tag{4b}$$

$$\frac{Sa}{g} = 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{si} \quad T_2 \leq T \leq 3,0s \tag{4c}$$

$$\frac{Sa}{g} = 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) \quad \text{si} \quad T > 3,0s \tag{4d}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

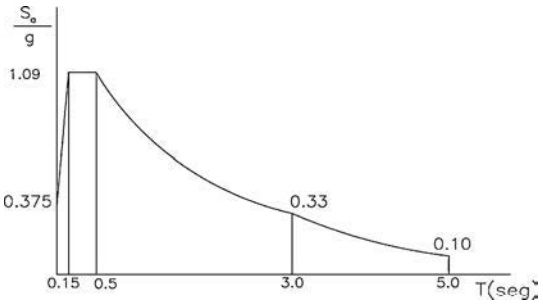


Figura 11. Espectro de respuesta elástico.

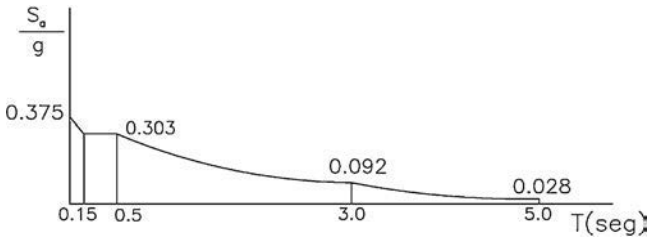


Figura 12. Espectro de respuesta de cálculo.

expresiones en las que:

$\eta = 1{,}08$ (factor de corrección del amortiguamiento).

$R = 3{,}6$ (coeficiente de comportamiento global de la estructura).

A es el coeficiente de aceleración de la zona sísmica correspondiente, que para la zona III y obras de nivel de importancia 1B es igual a 0,30.

T_1 y T_2 son 2 periodos característicos asociados a las propiedades del terreno donde se emplaza la estructura, que en el caso de la categoría S_3 (terreno blando) adoptan, respectivamente, los valores de 0,15 y 0,50 segundos.

En la figuras 11 y 12 se muestra la representación gráfica de los correspondientes espectros de respuesta, respectivamente elástico (R = 1) y de cálculo (R = 3,6).

3.4. Combinación de acciones en situación de sismo

La combinación de acciones correspondiente a la situación sísmica de cálculo se establece de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$G + Q + E \tag{5a}$$

$$0,\ 8G \pm E \tag{5b}$$

donde G indica las cargas permanentes, Q las cargas de explotación no ponderadas y E la acción sísmica representada por sus componentes horizontales.

En lo que se refiere a las cargas permanentes, se han considerado tanto los pesos propios de los elementos estructurales como de las cargas permanentes de tabiquerías, solados, elementos de cubierta, etc., y los correspondientes a los diferentes equipos e instalaciones de la estación, en particular los situados en la planta +3 del edificio, cuyos pesos han sido facilitados por el equipo redactor del proyecto. A este respecto se han seguido las prescripciones establecidas por la normativa nacional argelina, incluidas en la referencia [2] (0,5 kN/m^2 actuando sobre todos los forjados), así como los datos proporcionados por la firma encargada del diseño de la cubierta, a saber, 0,75 kN/m^2 correspondientes a las correas y el «vidrio» utilizado en el lucernario, y 0,50 kN/m^2 correspondientes a los cerramientos opacos más falsos techos.

En cuanto a las sobrecargas de explotación, se han adoptado las contempladas en la mencionada referencia [2], consistentes en 2,5 kN/m^2 en las plantas de aparcamiento (-2 y -1); 4 kN/m^2 en las zonas comerciales y de tránsito peatonal (0, +1, +2 y +3) y 10 kN/m^2 en la zona de circulación de autobuses de la planta 0.

Respecto a la acción sísmica, para la obtención de los modos de vibración se ha considerado el 100% de todas las masas correspondientes al peso propio y cargas permanentes, incluyendo las de los equipamientos solidarios con la estructura, más el 60% de las masas equivalentes a las sobrecargas de uso.

Una vez establecidas las combinaciones definidas por las fórmulas 5a y 5b anteriores, la normativa argelina no contempla la necesidad de considerar el sismo vertical, sino únicamente la combinación de acciones sísmicas horizontales correspondientes, en este caso, a las direcciones de los dos ejes de la «elipse», longitudinal o eje mayor (X) y transversal o eje menor (Y), ya que se admite que en la combinación de acciones (5a), que incluye la totalidad de la sobrecarga de uso además de la acción sísmica (hipótesis prácticamente improbable), un porcentaje de dicha sobrecarga (entre el 40 y el 60%) puede representar el efecto de las aceleraciones verticales del sismo. En cuanto a la combinación 5b, tiene en cuenta la reducción de la carga vertical debido a los efectos de la aceleración ascendente.

En los cálculos se han analizado dos posibles situaciones: Una primera con el 100% del espectro en dirección X actuando simultáneamente con el 30% del espectro en dirección Y, y una segunda con el 100% del espectro en dirección Y más el 30% en dirección X, tomando, en cada caso, los efectos más desfavorables.

Como ya se ha indicado anteriormente, en el cálculo de los efectos pésimos debidos a la acción sísmica se utilizó el método de análisis modal-espectral, habiéndose considerado hasta 600 modos de vibración, a fin de cumplir con los pertinentes requerimientos de movilización de la masa modal efectiva. A este respecto, la norma argelina establece que el número mínimo de modos de vibración que deben ser tenidos en cuenta ha de ser tal que la suma de sus masas modales efectivas sea igual al 90% de la masa total de la estructura, o, en su defecto, que se consideren todos los modos con masa modal efectiva superior al 5% de la masa total. En este caso, se cortó el número de modos extraídos en 600, aun cuando la suma de sus masas modales era ligeramente inferior al 90% señalado (en concreto, el 83%), pero donde las contribuciones de los últimos modos, de carácter local, son ya del orden del 0,1% de la masa total de la estructura.

En cuanto a la superposición modal, se ha adoptado el método de combinación cuadrática completa (CQC).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

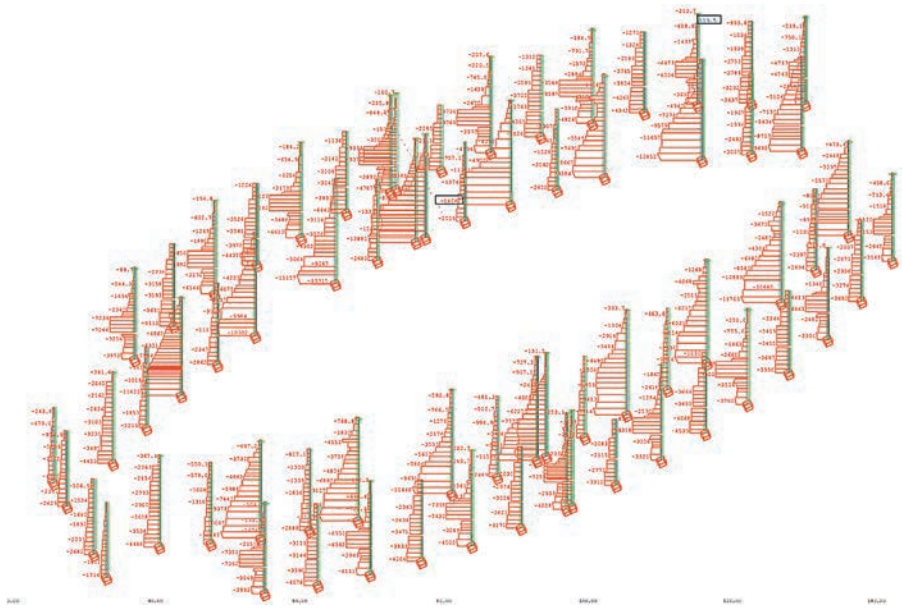


Figura 13. Envolvente ELU Nmáx (kN). Pilares plantas −2 a +3.

3.5. Resultados del cálculo

El programa Sofistik proporciona los diferentes resultados del análisis bien en forma numérica bien en forma gráfica. Como es fácil de intuir, en estructuras con un número tan elevado de elementos resulta imprescindible organizar adecuadamente la salida de resultados a fin de facilitar y, en su caso, optimizar su utilización en los posteriores dimensionamientos. Obviamente, en este caso su representación gráfica por grupos de elementos convenientemente elegidos resulta preferible.

A modo de ejemplo, y con fines meramente ilustrativos, en las figuras 13-15 se muestran algunos de los resultados incluidos en la Nota de Cálculo del proyecto, a saber: envolvente de los axiles máximos en ELU en los pilares que van desde la cimentación hasta la cubierta (fig. 13); esfuerzos cortantes longitudinales en los pilares de la planta 0 debidos a la acción sísmica según el eje principal (100% X + 30% Y) (fig. 14), y momentos torsores en las losas de la planta +2 para la misma acción sísmica (fig. 15).

4. Dimensionamiento de los elementos de hormigón

4.1. Aspectos generales

En el dimensionamiento y la comprobación de los elementos de hormigón se han considerado, por una parte, las combinaciones de acciones correspondientes a los estados límites últimos y de servicio contempladas en la normativa local y, por otra, las combinaciones para la situación sísmica de cálculo definidas en el apartado 3.4, que es la que se describe a continuación.

En primer lugar, conviene hacer referencia a los desplazamientos máximos, positivos y negativos, producidos en la situación sísmica de cálculo correspondiente al espectro elástico de respuesta (R = 1), necesarios fundamentalmente para el diseño de la junta estructural entre forjados, a fin de garantizar, por una parte, que no se produce el choque entre elementos situados a uno y otro lado de aquella (movimientos longitudinales), y por otra, que el diseño planteado es compatible con los desplazamientos producidos, longitudinales, transversales y verticales. A este respecto, cabe señalar que la junta diseñada, de 25 cm, cubre adecuadamente los requerimientos del análisis.

Respecto al dimensionamiento de las vigas y pilares, se han seguido los criterios establecidos en la normativa argelina [1,4], complementados en algunos aspectos con el Eurocódigo 8 [6], en particular los contenidos en el apartado 5.4 de este último, correspondiente al dimensionamiento para la clase de ductilidad media (DCM). Es preciso señalar que existe, en general, una práctica total coincidencia entre ambos códigos con ligeros matices diferenciadores no especialmente relevantes. El proceso seguido se puede calificar de convencional, de acuerdo con los requerimientos especificados en los diferentes puntos del referido apartado 5.4 del Eurocódigo, tanto en los dimensionamientos y limitaciones de cuantías de armaduras como en la disposición de estas, definiciones de zonas críticas, restricciones geométricas, etc., así como las condiciones que deben cumplirse para satisfacer los requisitos de ductilidad local.

En cuanto a las losas de forjado, se han dimensionado en régimen elástico teniendo en cuenta su doble comportamiento placa-laja. El programa Sofistik lleva a cabo dicho dimensionamiento mediante la aplicación del método de Baumann [7], consistente, en esencia, en la transformación de los esfuerzos de placa, momentos flectores y torsores, en acciones axiles y rasantes contenidas en los «planos» de armaduras superior e inferior del elemento 2D, acciones que se superponen a las correspondientes al propio comportamiento de laja, a fin de dimensionar las cuantías de armaduras necesarias.

Finalmente, en el dimensionamiento de los muros, cajones y muros-cortina, llevado a cabo igualmente de acuerdo con los

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

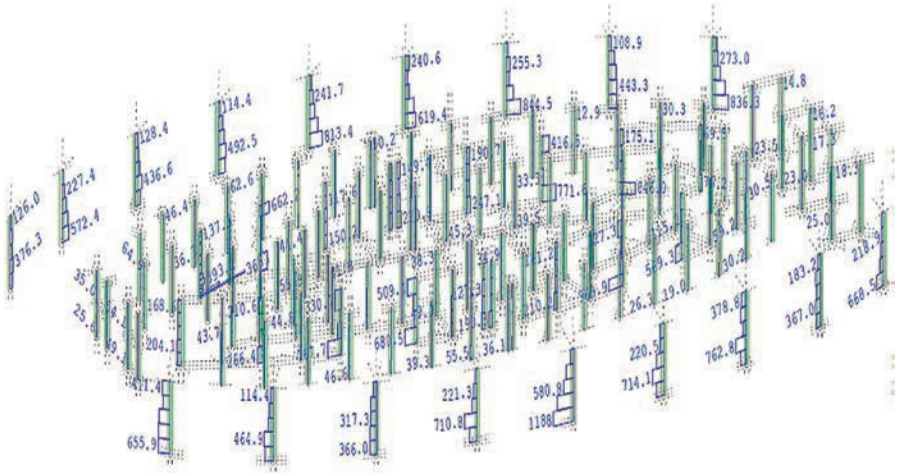


Figura 14. Esfuerzos cortantes longitudinales (kN) debidos a la acción sísmica. Pilares planta 0.

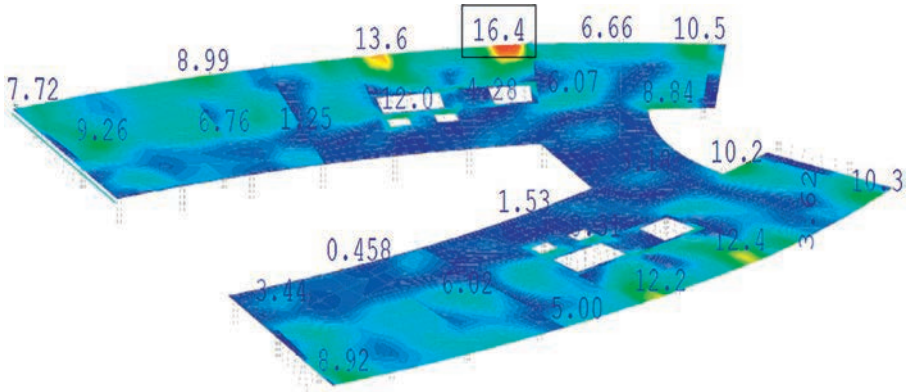


Figura 15. Momentos torsores (kN·m/m) en losas debidos a la acción sísmica. Semiplanta +2.

criterios del repetido apartado 5.4 para la clase de ductilidad media, hay algunos aspectos de interés, relativos al dimensionamiento de la armadura longitudinal, que se describen con cierto detalle a continuación.

4.2. Dimensionamiento de muros-cortina y cajones

En el modelo de cálculo mediante elementos finitos de la estructura completa, los muros se han idealizado con elementos 2D, tipo laja-placa con deformación de cortante, por lo que los esfuerzos proporcionados por dicho modelo son, por una parte, los momentos flectores, momentos torsores y esfuerzos cortantes de placa, y por otra, los esfuerzos axiles y rasantes de laja.

En la figura 16 se muestra, por ejemplo, uno de los cajones de la estructura (cajón noroeste) con su malla de elementos finitos 2D. El objetivo del análisis para su dimensionamiento es el de transformarlo en un «elemento 1D», es decir, en una columna cuya sección transversal sea la sección real del cajón (fig. 17) y obtener en ese elemento 1D los esfuerzos típicos correspondientes, es decir, esfuerzos axiles, momentos flectores y esfuerzos cortantes.

El programa Sofistik permite, mediante una de sus aplicaciones (SIR-cut), calcular los esfuerzos referidos. Para ello se debe definir un eje longitudinal (eje de la columna equivalente) y asignarle el grupo de elementos 2D que forman parte de él, en este caso las paredes del cajón, generando el programa la sección o secciones transversales pertinentes, cuyos ejes locales son igualmente definidos por el usuario.

El número de elementos o barras en que se divide la columna depende del número de secciones que se hayan indicado al programa a lo largo del eje longitudinal.

Mediante integración de los esfuerzos de placa y membrana del modelo de elementos finitos, el programa proporciona, para cualquier carga individual o combinación de cargas, los esfuerzos equivalentes en cada una de las secciones definidas en el elemento «columna». En el caso que nos ocupa se han considerado las secciones de arranque en cimentación y de conexión con la cubierta metálica, así como las situadas inmediatamente por debajo y por encima de cada uno de los forjados de la estructura.

En las figuras 18-20 se presentan, con fines ilustrativos, algunos de los resultados correspondientes al SIR-cut del denominado cajón noroeste, a saber: esfuerzos axiles (kN) para la combinación con el sismo longitudinal (fig. 18); momentos flectores longitudinales (kN·m) debidos a la acción sísmica transversal (fig. 19), y esfuerzos cortantes transversales (kN) debidos a la misma acción (fig. 20).

Conviene señalar que mediante este método se puede obtener de modo sencillo la contribución al esfuerzo cortante generado

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

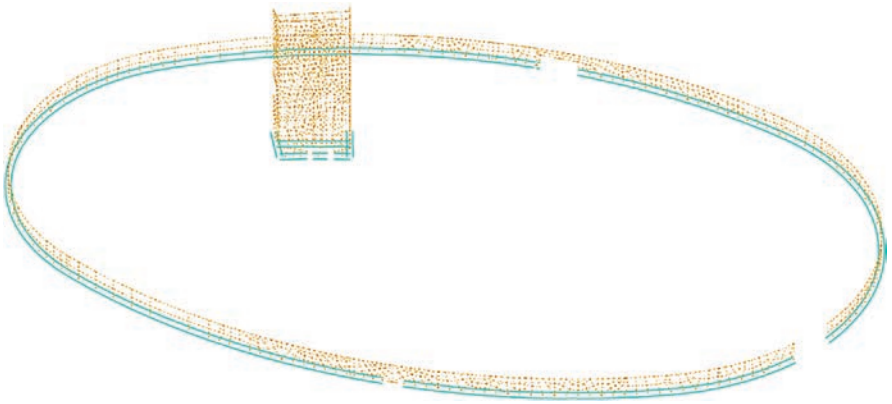


Figura 16. Cajón noroeste. Malla de elementos finitos.

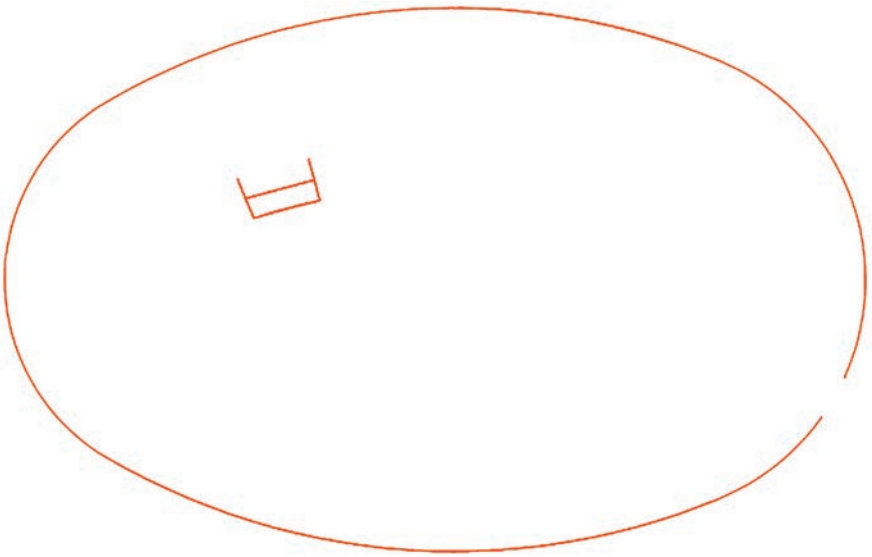


Figura 17. Cajón noroeste. Sección transversal del elemento 1D equivalente.

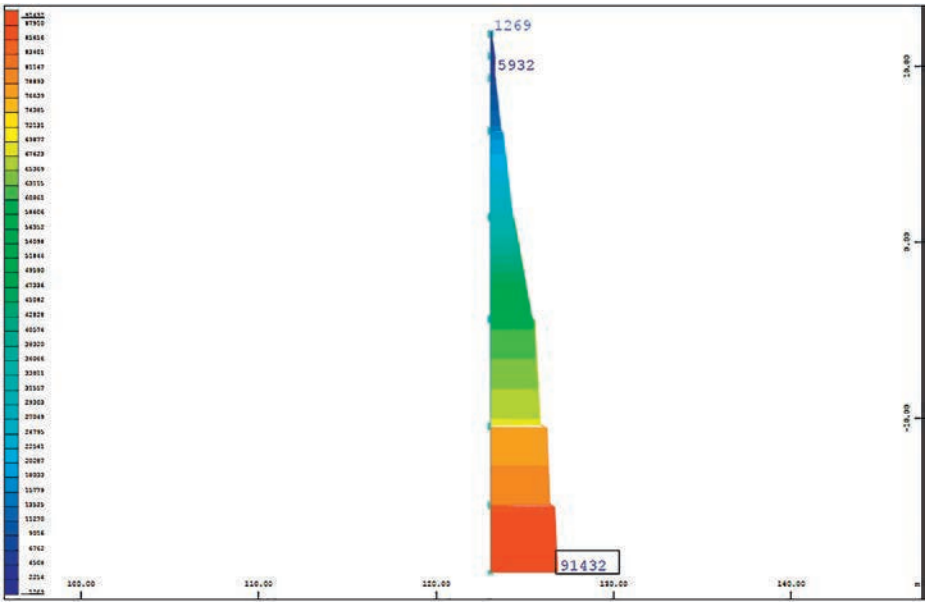


Figura 18. Cajón noroeste. Columna equivalente. Esfuerzos axiles (kN). Combinación sismo longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

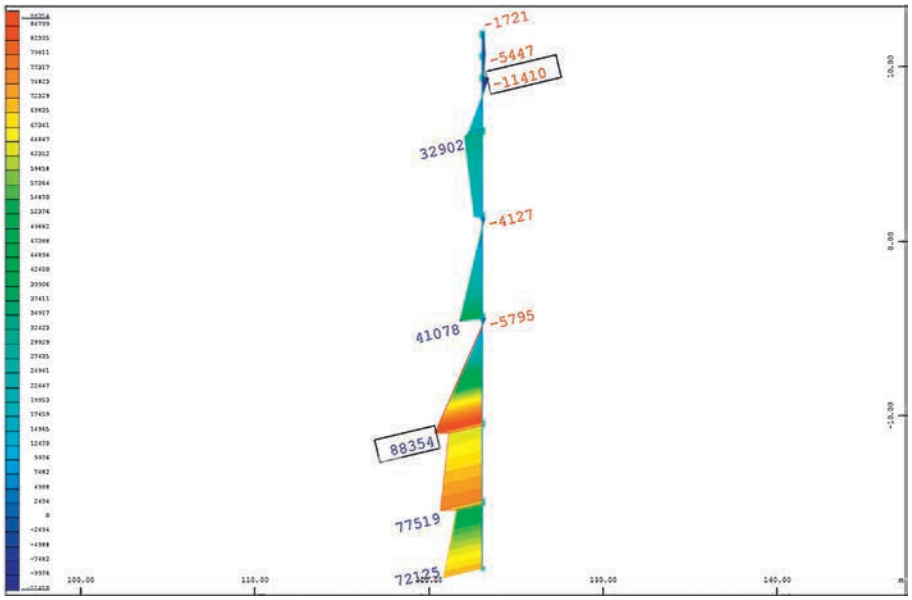


Figura 19. Cajón noroeste. Columna equivalente. Flectores longitudianles (kN·m). Sismo transversal.

por el sismo del conjunto de cajones y pantallas, para su comparación con la contribución de los pilares del sistema de pórticos espaciales. Así, para los esfuerzos cortantes longitudinales debidos a la acción sísmica en las secciones correspondientes a la planta 0 la suma de los valores correspondientes a los pilares (fig. 14) proporciona un total del orden de 25.500 kN, en tanto que la suma que aporta el sistema de muros, obtenida a través de los SIR-cut pertinentes, es del orden de 31.500 kN. Ello supone, en dicha planta 0, una contribución en torno al 45% del sistema de pórticos y del 55% del sistema de muros.

Asimismo, resulta de interés mencionar que, en los casos donde los muros llevan incorporados pilares (pantallas dispuestas en dirección radial), a las secciones de la columna equivalente generada por el SIR-cut se le pueden incorporar no solo los elementos 2D correspondientes al propio muro cortina, sino también las secciones de los elementos 1D relativos a los pilares, y el programa proporciona igualmente los esfuerzos de «viga» del conjunto.

En el dimensionamiento de la armadura longitudinal de la correspondiente sección de muro (fig. 21), para la situación sísmica de cálculo, bajo la solicitación del esfuerzo axil y los dos momentos flectores según ambos ejes de la sección, resulta imprescindible mejorar las propiedades del hormigón en las zonas comprimidas mediante la disposición de cercos de confinamiento que, hasta su plastificación por la expansión lateral del hormigón, proporcionen la tensión de confinamiento σ_2 deseada.

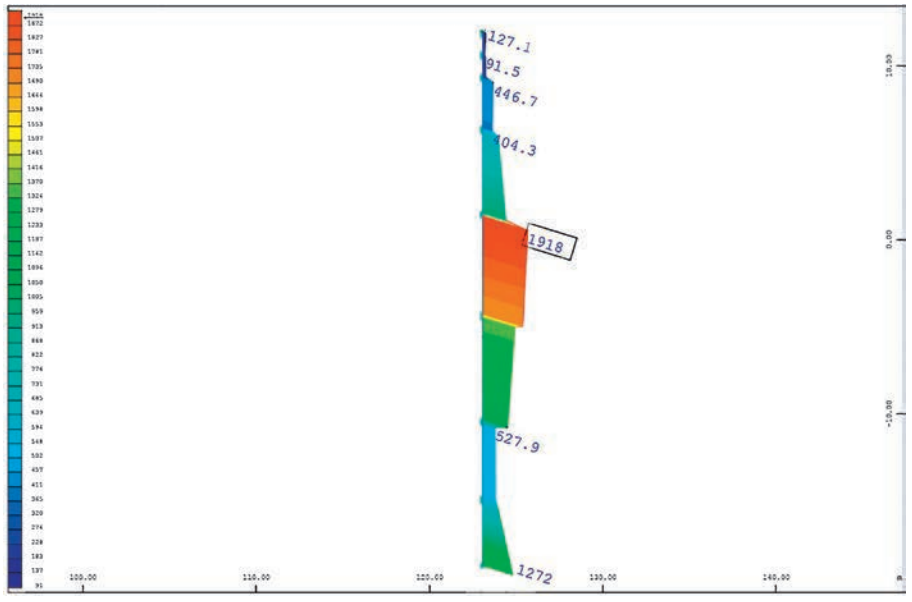


Figura 20. Cajón noroeste. Columna equivalente. Cortantes transversales (kN). Sismo transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

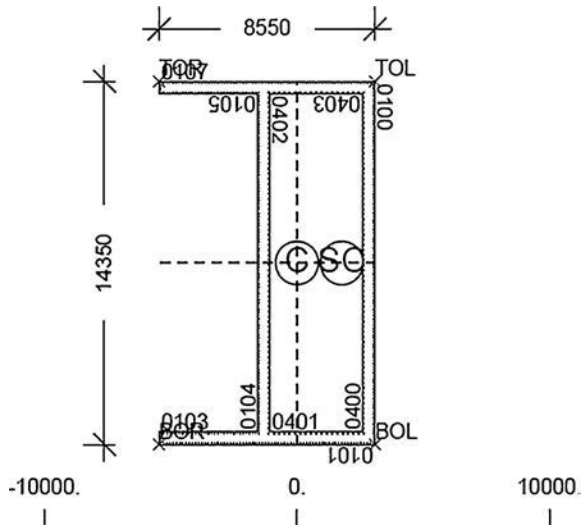


Figura 21. Cajón noroeste. Columna equivalente. Sección S = 0.

La resistencia característica del hormigón confinado se define, en función de dicha tensión σ_2, como sigue:

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left(1 + 5\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad \text{cuando} \quad \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \tag{6a}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left(1,125 + 2,5\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad \text{cuando} \quad \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \tag{6b}$$

y los valores típicos de las deformaciones:

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}\left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2 \tag{7a}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \tag{7b}$$

siendo en este caso, para la clase de hormigón utilizada, $\varepsilon_{c2} = 2,0 \times 10^{-3}$ y $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \times 10^{-3}$.

En la sección anterior, y para una tensión $\sigma_2 = 3,85$ Mpa (cercos ϕ12 a 125 × 100 mm y coeficiente de eficacia del confinamiento $\alpha = 0,83$), se obtiene $f_{ck,c} = 48,99$ Mpa. Sin embargo, dado que dicha sección se ha introducido en el programa Sofistik con sus dimensiones reales, con espesores de muros de 50 cm, y teniendo en cuenta que el hormigón en compresión solo colabora en la zona situada dentro del núcleo confinado, en la resistencia considerada en el programa se ha tenido en cuenta este hecho mediante la adecuada relación de dimensiones, lo que, del lado de la seguridad, equivale a una resistencia a compresión de 34 MPa aplicada en el espesor bruto de las paredes de la sección.

Para la tensión σ_2 anterior, se obtiene $\varepsilon_{cu2,c} = 25,47 \times 10^{-3}$.

El análisis no lineal de la sección para la combinación de acciones correspondiente a la situación sísmica de cálculo, definida por los valores: N = −91.400 kN; M_y = 376.560 kN·m; M_z = −387.740 kN·m, para una cuantía de armadura longitudinal constituida por redondos ϕ16 a 125 mm, proporciona un factor de utilización de 0,90 con las tensiones en el hormigón que se muestran en la figura 22 (tensión máxima de compresión en el hormigón igual a 33 MPa y el acero trabajando a su límite elástico en las fibras extremas), y las deformaciones en el hormigón y en el acero representadas en la figura 23.

Las deformaciones en fibras «concomitantes» para la obtención de la curvatura son, respectivamente, de $-1,80 \times 10^{-3}$ en el hormigón y de 2.597×10^{-3} en el acero (la deformación del acero correspondiente a su límite elástico de 510 MPa es $\varepsilon_{ysd} = 2,488 \times 10^{-3}$), lo que proporciona una suma $\Psi_s = 4.397 \times 10^{-3}$.

El siguiente paso consiste en incrementar proporcionalmente los momentos flectores aplicados a la sección manteniendo constante el valor del esfuerzo axil correspondiente a la situación sísmica de cálculo, y llevar a cabo el análisis no lineal hasta alcanzar la rotura de la sección por plastificación. El análisis converge hasta un valor máximo del coeficiente multiplicador de momentos de 1.316, es decir: N = −91.400 kN; My = 495.553 kN·m; Mz = −510.266 kN·m, circunstancia en la que se produce la plastificación de la sección.

Las correspondientes tensiones en el hormigón para dicha situación de rotura se representan en la figura 24, con el hormigón comprimido trabajando a su máxima capacidad (34 MPa) y el acero a su límite elástico (510 MPa).

Las deformaciones en ambos materiales se muestran en la figura 25, con valores máximos de -23.311×10^{-3} en la fibra «más comprimida» del hormigón (inferior al valor admisible

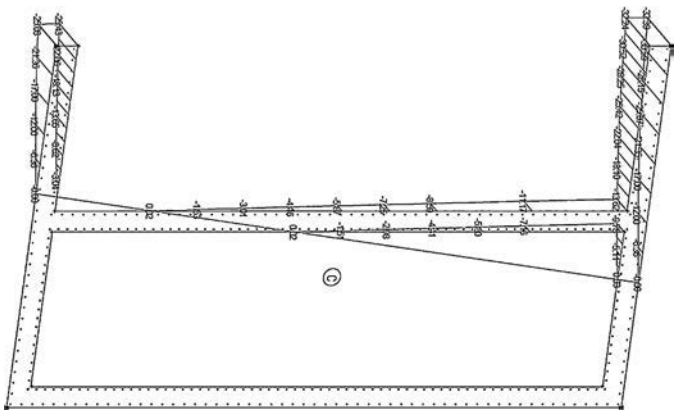


Figura 22. Cajón noroeste (sección S = 0). Combinación sismo. Tensiones hormigón.

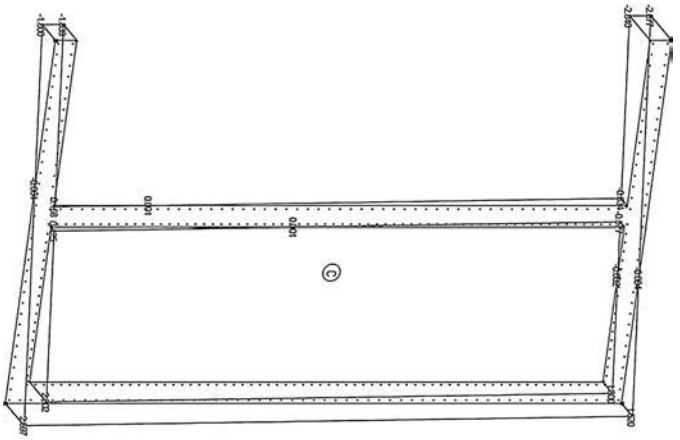


Figura 23. Cajón noroeste (sección S = 0). Combinación sismo. Deformaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

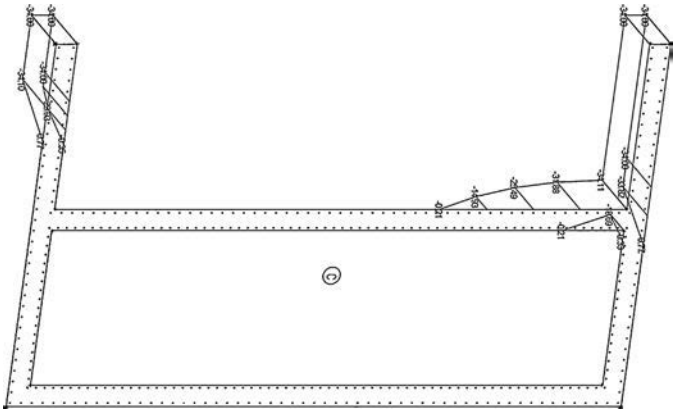


Figura 24. Cajón noroeste (sección S = 0). Plastificación. Tensiones en el hormigón.

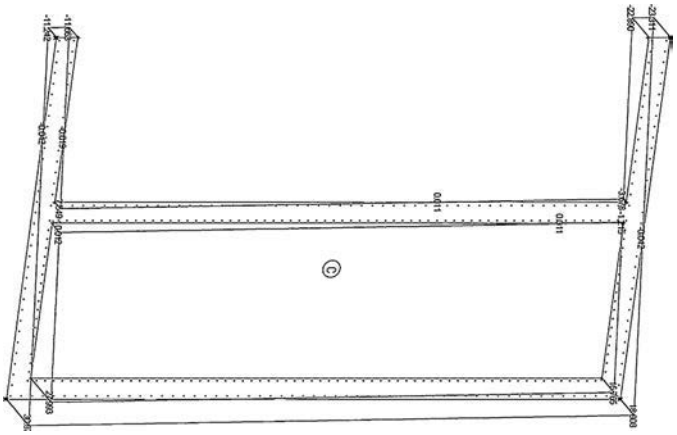


Figura 25. Cajón noroeste (sección S = 0). Plastificación. Deformaciones.

$\varepsilon_{cu2,c} = -25{,}47 \times 10^{-3}$) y de 30.876×10^{-3} en la fibra «más traccionada» del acero (inferior igualmente al valor admisible de 50×10^{-3}).

Los valores en fibras «concomitantes» para la obtención de la curvatura son, en este caso, de -11.242×10^{-3} en el hormigón y el ya mencionado de 30.876×10^{-3} en el acero, lo que conduce a un total $\Psi_u = 42.118 \times 10^{-3}$.

Consecuentemente, se tendría una ductilidad en curvaturas igual a $\Psi_u/\Psi_s = 9{,}58$, valor que cumple con el requerimiento establecido en la fórmula 2a: $\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 6{,}20$.

Adicionalmente al proceso anterior, es necesario llevar a cabo otra serie de comprobaciones relativas, por ejemplo, a las limitaciones de la carga axial normalizada:

$$(\nu_d \leq 0,4) \tag{8}$$

o a la cuantía mecánica volumétrica mínima necesaria de cercos de confinamiento:

$$\omega_{vd} = \frac{30.\mu_\phi.(\nu_d + \omega_v).\varepsilon_{ysd}.\frac{B}{b_0}10^3 - 0,035}{\alpha} \tag{9}$$

expresión en la que las magnitudes que aún no han sido descritas son, respectivamente, la cuantía mecánica volumétrica de la armadura vertical de las almas, ω_v, el espesor de la pared del muro, B, y el espesor o ancho de la zona confinada de dicha pared, b_0.

Finalmente, el dimensionamiento a cortante, una vez obtenidas las solicitaciones de cálculo en la columna equivalente proporcionadas por el correspondiente SIR-cut, se lleva a cabo mediante el método de bielas y tirantes, siguiendo las pautas recogidas en el repetido apartado 5.4 del Eurocódigo 8 [6].

5. Conclusiones

De los estudios llevados a cabo y de los resultados obtenidos en el cálculo de la estructura de la estación intermodal Bir Mourad Raïs de Argel, se han podido extraer varias conclusiones, algunas de las cuales se incluyen a continuación.

En primer lugar, es preciso señalar que la solución estructural adoptada ha estado fuertemente condicionada por las limitaciones derivadas tanto de la propia singularidad arquitectónica, con tres partes claramente diferenciadas (niveles inferiores, niveles superiores y cubierta), como de determinadas restricciones geométricas en cuanto a luces, alturas, gálibos, etc. Asimismo, otros condicionantes del diseño, tales como la disposición y el tamaño del lucernario, con el consiguiente hueco en los tres forjados superiores, o la exigencia de fachadas exentas, han impedido adoptar determinados mecanismos de rigidización (un gran núcleo central o elementos diagonales, por ejemplo) que hubieran podido resultar más eficientes frente a la acción sísmica.

Como era de prever, se ha constatado que un diseño resistente basado únicamente en un mecanismo de pórticos espaciales resulta antieconómico. Por ello, y dentro de las limitaciones referidas, la disposición adecuada de muros cortina y cajones que se extienden desde cimientos hasta coronación ha contribuido, en gran medida, a la disipación de la energía generada por el sismo, mediante su trabajo esencialmente a cortante, aliviando notablemente las correspondientes solicitaciones en los elementos de los pórticos (vigas y pilares).

Por otra parte, la junta establecida conduce a una «asimetría» en el comportamiento estructural del conjunto del edificio, con las consiguientes implicaciones en cuanto a su respuesta frente al sismo.

Debido a las consideraciones anteriores, ha resultado casi obligado recurrir al análisis de un modelo tan completo de la estructura, a fin de reproducir de la manera más fidedigna posible el comportamiento real de la construcción. Resulta evidente que el análisis modal-espectral de dicho modelo global, con un número de grados de libertad tan elevado, implica la necesidad de considerar un gran número de modos de vibración para poder cumplir con las condiciones establecidas por la normativa en lo que respecta a la movilización de la masa modal efectiva.

Por último, se ha podido comprobar que los requerimientos de ductilidad de muros, pantallas o cajones recogidos en la normativa, que hacen posible la consideración de factores de comportamiento relativamente elevados, pueden ser analizados con relativa facilidad mediante aplicaciones que permitan su «transformación» en elementos 1D (columnas) equivalentes. Es evidente que su idealización adecuada dentro del modelo global es mediante elementos 2D, pero el tratamiento

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

posterior, cara al dimensionamiento de armaduras longitudinales y comprobaciones de ductilidad, se simplifica significativamente si se utiliza el mencionado procedimiento. Consecuentemente, la utilización de una aplicación similar a la proporcionada por el programa Sofistik (SIR-cut), junto con el análisis no lineal de las correspondientes secciones de los muros, es altamente recomendable.

Bibliografía

[1] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. Règles Parasismiques Algériennes. RPA 99/Version 2003. Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique C.G.S. República de Argelia.

[2] Ministère de l'Urbanisme et de la Construction. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation. Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique C.G.S. República de Argelia.

[3] Ministère de l'Habitat. Règlement Neige et Vent R.N.V 1999. C.N.E.R.I.B. República de Argelia.

[4] Ministère de l'Habitat. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique C.G.S. República de Argelia.

[5] Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. AENOR, 1993.

[6] Eurocódigo 8. Proyecto de Estructuras Sismorresistentes. AENOR, 2011.

[7] T. Baumann, Zur frage der netzbewehrung von Flächentragwerken, Der Bauingenieur. (47) (1972) 367–377.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.e-ache.com
Hormigón y Acero 2017; 68(281):21–30
www.elsevierciencia.com/hya

Diseño sísmico del tanque de gas natural licuado en Mejillones, Chile

Seismic design of a liquefied natural gas storage tank in Mejillones, Chile

Diego Peña Ruiz [a], Flor Vaquero Morena [a] y Santiago Guzmán Gutiérrez [b,*]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Técnicas Reunidas, S.A., Madrid, España*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Ingeniero de Materiales, Técnicas Reunidas, S.A., Madrid, España*

Recibido el 24 de junio de 2016; aceptado el 29 de agosto de 2016
Disponible en Internet el 19 de octubre de 2016

Resumen

El diseño y la construcción de un tanque de gas natural licuado (GNL) plantean numerosos retos a superar como proyecto de indudable complejidad técnica. En el caso de Mejillones (Chile), a las enormes dimensiones (más de 90 m de diámetro externo y 50 m de altura, para un volumen neto de 175.000 m^3) y al efecto de las temperaturas criogénicas (−170 °C en el interior del tanque), hay que añadir la ubicación en uno de los lugares con mayor riesgo sísmico del planeta. Los trabajos fueron desarrollados por Técnicas Reunidas como contratista Engineering Procurement Construction (EPC) en el marco de la segunda fase de la Terminal de GNL de Mejillones y culminados con éxito con la puesta en servicio en enero de 2014. El resultado, probablemente, el mayor tanque de GNL sobre aisladores sísmicos en el mundo.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Tanque de gas natural licuado; Aislador sísmico; Hormigón criogénico; Acero 9% Ni; Interacción suelo-fluido-estructura

Abstract

The design and construction of a Liquefied Natural Gas (LNG) storage tank involves multiple challenges to be overcome as a project of high technical complexity. In the case of Mejillones (Chile), in addition to the enormous dimensions (more than 90 m of outer diameter and 50 m in height; 175,000 m^3 of net volume), and the effect of cryogenic temperatures (−170 °C inside the tank), we have to consider that it is located in one of the highest seismic risk areas on the planet. The company, Técnicas Reunidas, successfully carried out the works as the EPC (Engineering Procurement Construction) contractor, within the framework of the second phase of Mejillones LNG Terminal, brought into service in January 2014. As a result, it is probably the biggest LNG tank on seismic isolators in the world.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: LNG tank; Seismic isolator; Cryogenic concrete; 9% Ni steel; Fluid-soil-structure interaction

1. Introducción

A finales de 2010, Técnicas Reunidas resultó adjudicataria de los trabajos correspondientes a la fase II de la Terminal de Gas Natural Licuado (GNL) de Mejillones (región de Antofagasta, Chile), en la modalidad de llave en mano. Como contratista único y principal, Técnicas Reunidas quedó encargada de diseñar y construir un tanque de almacenamiento de GNL con una capacidad de 175.000 m^3 y tipología de contención total, así como las conexiones a la terminal y algunas ampliaciones asociadas. Se daba así continuidad a la relación establecida entre GNL Mejillones (GDF Suez-Codelco) y Técnicas Reunidas, que ya se había encargado del diseño y construcción de la fase I.

La terminal tiene actualmente una capacidad de 5,5 millones de Nm^3/día, con tres trenes de regasificación en funcionamiento, lo que supone disponer de un equivalente de 1.100 MW para generación de electricidad. Con la construcción del cuarto tren de regasificación y una mejora de los ters trenes existentes en

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: guzman.s@tecnicasreunidas.es (S. Guzmán Gutiérrez).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.08.002
0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 1
Ficha técnica del tanque de Gas Natural Licuado de Mejillones

Cliente	GNL Mejillones (GNLM)
Ubicación	Mejillones, Antofagasta, II Región de Chile
Contratista EPC	Técnicas Reunidas (TR)
Tipología	Contención total
Normativa de referencia	NFPA 59A [1], API 620 [2], EN 1473 [3], EN 14620 [4], NCh 2369 [5]
Capacidad	175.000 m^3
Temperatura de diseño	−170 °C
BOG (Boil-Off Gas) ratio	0,05% máx./día
Dimensiones tanque externo	Ø91,9 m, altura máxima = 52,3 m
Dimensiones tanque interno	Ø88,3 m, altura = 33,6 m
Volumen total de hormigón	≈ 25.700 m^3

una futura fase, la capacidad de la planta se incrementará hasta los 10 millones de Nm^3/día.

La fase II implicaba la sustitución de la unidad flotante de almacenamiento (*Floating Storage Unit* [FSU]) por un tanque en tierra, cuyas principales características se resumen en la tabla 1. Como tanque de contención total, de acuerdo a la normativa de referencia [1], el tanque de GNL consiste en un contenedor primario, en este caso de acero 9% Ni, que contiene el líquido refrigerado en condiciones de operación y un contenedor secundario, de hormigón postesado, estanco a los vapores y capaz de contener la totalidad del líquido en caso de derrame por fallo del contenedor primario. Entre ambos recipientes se dispone un aislamiento térmico formado fundamentalmente por bloques de vidrio celular en los fondos, perlita expandida en la zona anular y manta de fibra de vidrio sobre un techo suspendido de la cúpula de hormigón.

La normativa aplicable a este tipo de estructuras [1–4] exige, ya de por sí, un estudio de peligrosidad sísmica específico para la zona de ubicación y un análisis dinámico que tenga en cuenta la interacción entre el suelo, el fluido y la estructura. En el caso de Mejillones, donde se considera un escenario máximo creíble de magnitud $M_w = 9$, se debía cumplir, además, con la exigente normativa local en aspectos sísmicos [5].

Como ejemplo de la complejidad de los modelos computacionales asociados al diseño del tanque, cabe destacar que se requiere el análisis y comprobación del evento accidental de fuga de la cuba primaria *(Major leak)* acompañado por un sismo normal admisible (*Operating Basis Earthquake* [OBE]). Esto es, ante un fallo del contenedor primario, el tanque exterior debe ser capaz de resistir la acción de un terremoto, incluyendo los efectos hidrodinámicos así como el gradiente térmico generado por el contacto directo del producto, en ese caso, con la pared interna de hormigón.

En el diseño, bajo el alcance de Técnicas Reunidas y la supervisión de Tractebel, también participaron otras empresas altamente especializadas, como la japonesa Kawasaki Heavy Industries (KHI) o las chilenas Metacontrol Ingenieros y Seismic Protection Technologies (SIRVE), encargadas estas últimas del desarrollo del modelo computacional 3D en elementos finitos. Como resultado de los análisis, se eligió un sistema antisísmico constituido por 208 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en la zona perimetral de la losa de cimentación y otros 293 aisladores elastoméricos sin núcleo de plomo en la zona central, para configurar un total de 501 aisladores elastoméricos. Todos ellos dispuestos en un sistema de doble losa y pedestales de hormigón, de manera que fueran accesibles y, en caso necesario, reemplazables.

La misión de los aisladores sísmicos es desacoplar en la medida de lo posible la respuesta de la estructura al movimiento del suelo durante un sismo. En primer lugar, proporcionando flexibilidad lateral a la estructura para llevarla a periodos propios de vibración más altos que reduzcan la respuesta sísmica y, en segundo lugar, disipando energía al funcionar como elementos de alto factor de amortiguamiento para reducir los desplazamientos sísmicos a un nivel aceptable. Ambos aspectos están limitados: el primero, por la deformación máxima de los propios aisladores y el desplazamiento relativo máximo a soportar por elementos de conexión como son las tuberías asociadas al tanque; el segundo, por la capacidad de amortiguamiento de los aisladores y los límites estipulados en la normativa de aplicación.

En definitiva, se trataba de encontrar un equilibrio, una solución óptima que garantizara los niveles de desempeño y seguridad exigidos, bajo las condiciones impuestas y cuyos aspectos más significativos se desarrollan a continuación.

2. Acción sísmica y datos del terreno

De acuerdo a la NFPA 59A [1], dos son los terremotos básicos a considerar en el diseño de un tanque de GNL:

- El sismo normal admisible (OBE), correspondiente a un período de retorno de 475 años (i.e. 10% de probabilidad de excedencia en 50 años), para el que la instalación debe continuar funcionando con seguridad;
- El sismo mayorado de seguridad (*Safe Shutdown Earthquake* [SSE]), correspondiente a un período de retorno de 2.475 años (i.e. 2% de probabilidad de excedencia en 50 años), para el que se admiten deterioros irreversibles pero sin pérdida de la integridad estructural.

El comportamiento sismotectónico de Mejillones está gobernado por la subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana, a una profundidad de tan solo 40 a 60 km de la superficie. Se trata, por tanto, de una zona de gran actividad sísmica. Mejillones se sitúa en la región de Antofagasta, dentro del desierto de Atacama, y su clima se caracteriza por temperaturas suaves y la prácticamente total ausencia de precipitaciones. Respecto al suelo, se trata básicamente de arenas superficiales sobre una capa de diatomita de gran espesor, clasificado como tipo II de acuerdo al código chileno [6] o tipo C según ASCE 7 [7].

Debido a la diferencia de cota entre la plataforma sobre el tanque y el nivel del mar (motivada por la altura de la costa, la cual, por otra parte, constituye una excelente defensa natural frente a posibles tsunamis), fue necesario semienterrar el tanque unos 15 m para evitar un desnivel excesivo en las tuberías de descarga de los metaneros (fig. 1). De esta forma, el tanque quedaba totalmente apoyado en la capa de diatomita. Esta roca sedimentaria presenta algunas peculiaridades, como una densidad muy baja y una enorme capacidad de absorción de agua

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 1. Vista general del tanque de GNL de Mejillones.

que imposibilita la viabilidad de un hormigonado directo. Sin embargo, en condición seca, presenta buenas características de resistencia y rigidez que resultaron suficientes para poder utilizar una losa de cimentación en el tanque directamente apoyada sobre una capa de relleno protectora y una lámina impermeable de polietileno.

Los cálculos del informe de peligrosidad sísmica para la zona de estudio dieron como resultado unas aceleraciones pico de suelo (*Peak Ground Acceleration* [PGA]) de 0,65 g para el caso OBE y de 0,70 g para el SSE, lo que evidencia el elevado riesgo sísmico del lugar. Los espectros de diseño, para un amortiguamiento del 5%, se representan en la figura 2.

En general, la estabilidad de un tanque de GNL ante la acción sísmica se mejora reduciendo su esbeltez, siendo necesario, en algunos casos, anclar el tanque interno a la cimentación. A partir de un determinado valor de la acción sísmica, la disposición de aisladores resulta beneficiosa, siendo imprescindible para las condiciones más severas [8]. Hay que destacar que si bien el tanque está sísmicamente aislado respecto a la excitación horizontal, no lo está respecto a la componente vertical de la acción sísmica. Por tanto, los efectos de interacción suelo-estructura resultan de especial importancia en esa dirección. De hecho, en la propia definición de los espectros verticales de diseño se tuvieron en cuenta factores como la distancia al epicentro más cercano, la falta de coherencia de las ondas sísmicas (provocada por las reflexiones y refracciones de las mismas en semiespacios no homogéneos) o la disipación adicional de energía debida al amortiguamiento material (histerético) del terreno.

Asimismo, los espectros de diseño habituales se suelen limitar a períodos por debajo de 4 s, suficiente para cubrir el rango de frecuencias características de las estructuras. Sin embargo, en los tanques, en las presiones hidrodinámicas hay que distinguir entre una componente impulsiva, solidaria con las paredes del tanque (y, por tanto, relacionada con períodos de vibración bajos), y una componente convectiva, que se mueve de manera independiente generando olas en la superficie libre del líquido.

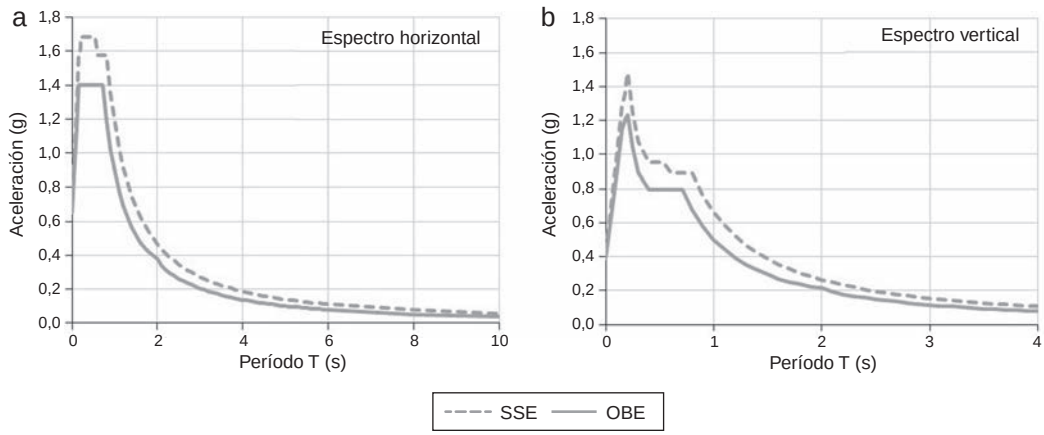


Figura 2. Espectros símicos de diseño. SSE: Safe Shutdown Earthquake; OBE: Operating Basis Earthquake.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

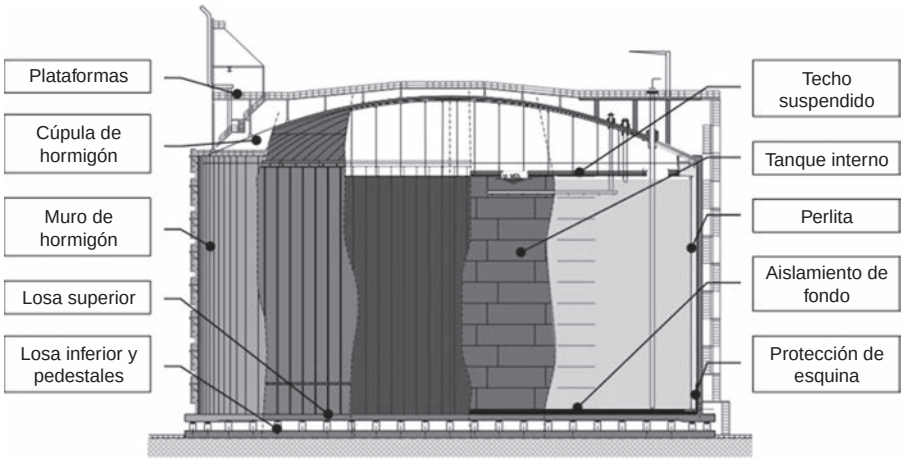


Figura 3. Esquema de tanque de GNL, tipo contención total, sobre aisladores sísmicos.

El movimiento convectivo en tanques de GNL está asociado a períodos propios del orden de 10 s y a un amortiguamiento en torno al 0,5%. Si bien su efecto frente a la acción impulsiva, respecto a fuerzas y momentos generados, resulta, en general, pequeño; condiciona la altura del tanque, por lo que se requiere conocer con precisión la rama del espectro horizontal también para períodos largos.

Finalmente, según las bases de diseño, no se utilizaron factores de reducción inelástica (i.e. $R = 1$), incluso para el caso de SSE, tanto en el tanque interno como en el externo.

3. Modelo de cálculo

El modelo de cálculo computacional recoge los elementos estructurales principales que configuran el tanque de GNL (fig. 3). A su vez, el correspondiente cuadro de materiales se lista en la tabla 2:

- Losa inferior de cimentación: transmite las cargas del tanque, que le llegan a través de los aisladores sísmicos y los pedestales, directamente al terreno.
- Losa superior de cimentación: fondo del tanque exterior; se apoya sobre los aisladores sísmicos.
- Aisladores sísmicos: se localizan entre las dos losas, dispuestos en pedestales cilíndricos de hormigón.
- Muro de hormigón: sirve de contenedor secundario y transmite las cargas de la cúpula. Consta de un sistema de pretensado a partir de tendones dispuestos en vainas embebidas horizontales que se postesan desde anclajes situados en contrafuertes diametralmente opuestos, y de tendones en vainas verticales que se entrecruzan en la parte inferior mediante tubos en U y se postesan desde anclajes situados en el pasillo perimetral de la coronación del muro.
- Cúpula de hormigón: cubierta del tanque sobre la que descansan las diferentes plataformas de operación y cuelga el techo suspendido interior.
- Tanque interno: contenedor primario de acero criogénico (9% Ni); se apoya aquí directamente sobre un anillo de hormigón, sin necesidad de anclajes, y un fondo de aislamiento que se sitúan sobre la protección de esquina.

Tabla 2
Cuadro de materiales

Ítem	Descripción	Material	Codificación
1	Tanque interno	Acero 9% níquel	A553 Tp.1
2	Protección de esquina	Acero 9% níquel	A553 Tp.1
3	Techo suspendido	Aluminio	B209 Alloy 5083-O
4	Tirantes techo suspendido	Acero inoxidable	A312 Tp. 304/304L
5	Barrera de vapor	Acero al carbono de baja temperatura	S355J2 + N
6	Tubería interna	Acero inoxidable	A312/358 Tp. 304/304L
7	Tanque externo[a]	Hormigón Acero pasivo Pretensado	H45 (f'c = 40 MPa) A630-420H ASTM A416/A416 M
8	Plataforma principal sobre cúpula del tanque	Hormigón armado	H45 (f'c = 40 MPa) A630-420H
9	Resto de plataformas	Acero galvanizado	ASTM A36
10	Aislamiento de fondo	Vidrio celular	–
11	Aislamiento de pared	Perlita y manta resiliente	–
12	Aislamiento de techo	Manta de fibra de vidrio	–

[a] En las zonas potencialmente sometidas a temperaturas criogénicas los materiales cumplen adicionalmente con los requisitos específicos indicados al respecto en EN 14620.

- Protección de esquina: fondo secundario de 9% Ni que recoge el líquido en caso de fuga y protege el muro de hormigón hasta una altura de 5 m.
- Techo suspendido: de aluminio, sirve de base para el aislamiento de techo sobre el tanque interno.

Para los cálculos preliminares y el diseño conceptual, se utilizó el análisis modal espectral preconizado por la normativa, si bien para el cálculo de detalle se llevó a cabo una integración directa en el tiempo, basada en acelerogramas compatibles con el espectro de diseño e incluyendo el efecto no lineal en el comportamiento de los aisladores símicos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

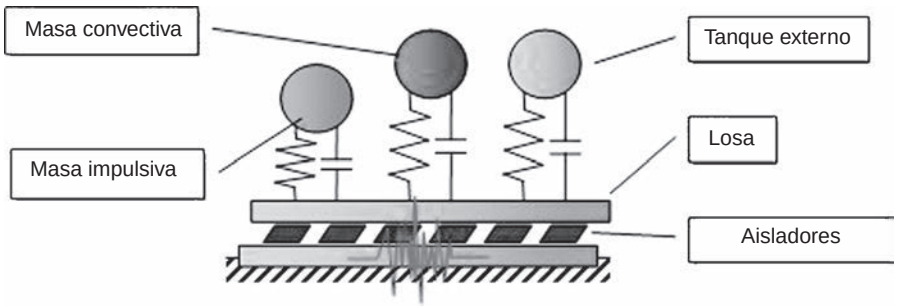


Figura 4. Diagrama de modelo de cálculo.

3.1. Análisis modal espectral

Conocidas las componentes impulsiva, convectiva e inercial de las presiones hidrodinámicas debidas al sismo [9,10], el sistema tanque-fluido puede asimilarse al diagrama de la figura 4. Bajo la acción horizontal del sismo, la masa impulsiva que se mueve solidariamente con las paredes del tanque interno resultó un 42% del total del producto almacenado, mientras que el 58% restante representa la masa convectiva. Si bien el período fundamental impulsivo queda totalmente definido por el sistema de aislamiento sísmico (y prefijado a un valor en torno a 2 s bajo la condición de tanque lleno y desplazamiento máximo de 250 mm), los modos convectivos son prácticamente independientes de dicho sistema, resultando un primer modo de chapoteo *(sloshing)* de 10,6 s. Como ya se ha indicado anteriormente, los aisladores sísmicos tampoco tienen prácticamente influencia bajo la acción vertical del sismo, situándose el modo característico *(breathing)* en torno a 0,5 s.

Respecto a los factores de amortiguamiento, se consideró un 15% a garantizar por el sistema de aislamiento para el modo impulsivo bajo las condiciones de tanque lleno y sismo SSE, un 0,5% para el convectivo y un 4% para el modo vertical, tanto en OBE como en SSE.

3.1.1. Interacción suelo-estructura

Los valores de períodos fundamentales y amortiguamientos reflejados hasta ahora recogen la interacción fluido-estructura, pero están basados en asumir una base rígida, esto es, sin tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura. Para recoger este fenómeno de interacción en la componente vertical se utilizó el procedimiento descrito por Veletsos [10], a partir de un módulo de deformación transversal G degradado, incrementándose el factor de amortiguamiento vertical hasta prácticamente el 10% tanto en OBE como en SSE. Para una descripción más detallada de la evaluación del factor de amortiguamiento en tanques de GNL a partir de modelos de elementos finitos, se remite a la literatura [11].

3.1.2. Aisladores sísmicos: predimensionamiento

De los resultados del predimensionamiento se concluyó que el sistema de aislamiento sísmico estaría configurado por apoyos elastoméricos de alto factor de amortiguamiento (*High Damping Rubber Bearing* [HDRB]) y con núcleo de plomo para aquellos dispuestos en la periferia (*Lead Rubber Bearing* [LRB]). Frente a otras opciones basadas en aisladores tipo péndulo, los apoyos elastoméricos ofrecen una gran capacidad de disipación de energía a partir del comportamiento histerético del material, suplementada, en su caso, por la capacidad disipativa del plomo y permiten limitar con mayor facilidad los desplazamientos máximos (en Mejillones, 250 mm bajo OBE y 290 mm bajo SSE, debido a los condicionamientos de tuberías asociadas al tanque). Por el contrario, plantean dificultades en aspectos relativos al envejecimiento, re-centrado tras la acción sísmica o el comportamiento frente al fuego, factores que justifican la necesidad en cualquier caso de que todos los aisladores fueran accesibles y reemplazables.

Los aisladores sísmicos se describen con mayor detalle en un apartado posterior, pero se adelanta aquí que, de los cálculos preliminares, se optó por un diámetro de 750 mm y un espesor de goma de 160 mm, tanto para los 293 apoyos centrales (sin núcleo de plomo) como para los 208 perimetrales (con núcleo de plomo). Como orden de magnitud, las máximas fuerzas verticales sobre los aisladores, sin mayorar y bajo la acción sísmica, se establecieron en torno a los 5.000 kN para los aisladores centrales y los 4.000 kN para los periféricos. Los cálculos preliminares se corroboraron con los cálculos de detalle que se describen a continuación.

3.2. Análisis tiempo-historia

Los modelos 3D de detalle, desarrollados por las empresas Metacontrol y SIRVE [12], permitieron la comprobación de los diferentes elementos estructurales bajo la acción sísmica, aparte del análisis modal, también a través de una integración directa (análisis tiempo-historia), teniendo en cuenta los siguientes puntos:

- Amortiguamiento. Se consideran los factores de amortiguamiento de los diferentes materiales establecidos en las bases de diseño. El comportamiento histerético de los aisladores se tuvo en cuenta directamente a través de las correspondientes relaciones constitutivas no lineales.
- Interacción suelo-estructura. Se utilizaron las funciones de impedancia dinámicas [13], tanto en rigideces como en amortiguamientos, tomando ventaja de un valor de G degradado prácticamente constante en una columna de suelo de, al menos, 70 m. La velocidad de onda de corte característica

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

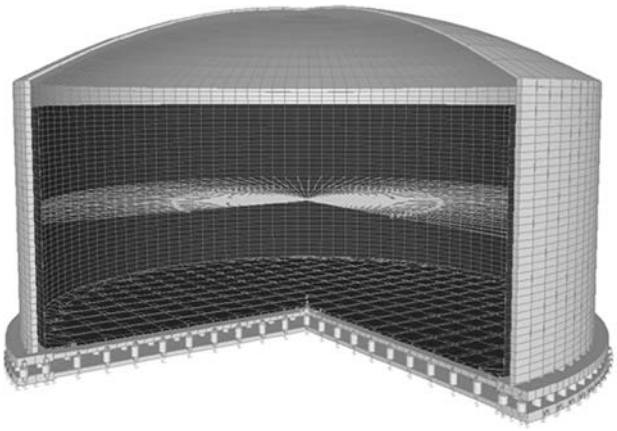


Figura 5. Modelo 3D de elementos finitos SAP2000.

del terreno para grandes deformaciones se situó alrededor de los 300 m/s.

- Acelerogramas. Los registros sísmicos artificiales, compatibles con los espectros OBE y SSE, se generaron a partir de la técnica descrita por Clough y Penzien [14]. Como semillas se utilizaron 3 registros de terremotos ocurridos en Chile: San Felipe, Melipilla y Llolleo.
- Modelo SAP2000 (fig. 5). Para un primer modelo computacional 3D se utilizó el programa SAP2000. Como principal característica, el fluido se incorporaba a partir de masas conectadas a la estructura con muelles equivalentes, para el caso convectivo, y de masas concentradas *(lumped mass)*, adheridas a la pared y al fondo del tanque interno, para el caso impulsivo. La interacción fluido-estructura se realizaba entonces a partir del método de Veletsos [9,10]. Respecto al suelo, para tener en cuenta la flexibilidad de la losa secundaria, se propuso una distribución parabólica de muelles verticales cuya resultante equivalía a la rigidez vertical global establecida a partir de la matriz de impedancias. Para obtener también la rigidez global a balanceo, se añadieron muelles rotacionales. Este modelo quedaba limitado para la obtención precisa de tensiones en el tanque interno, pero con un coste computacional considerablemente menor a aquel que también modelizaba el producto almacenado con elementos finitos.
- Modelo ANSYS (fig. 6). Para el modelo más complejo y detallado, mediante el programa ANSYS, se utilizaron elementos *shell* para las paredes y fondos de los tanques; elementos *beam* para los pedestales de hormigón y la viguería metálica que se dispone debajo de la cúpula de hormigón; elementos *solid* para el aislamiento de fondo; elementos *combin* para el suelo y los aisladores; y, especialmente, elementos *fluid* para el líquido contenido (GNL), con restricciones cinemáticas normales a la superficie (radiales). Las consideraciones respecto al suelo fueron similares al caso anterior, puesto que una modelización 3D del terreno hacía prácticamente inmanejable el modelo computacional.

Los modelos de detalle permitieron corroborar las primeras aproximaciones (tabla 3) así como reflejar con precisión el comportamiento del conjunto suelo-fluido-estructura para optimizar el diseño, tanto en la hipótesis de tanque lleno como de tanque vacío. Asimismo, permitieron obtener los espectros de piso necesarios para el análisis del techo suspendido interior de aluminio y de las plataformas que se sitúan sobre la cúpula de hormigón. De acuerdo al requerimiento de la Superintendencia de Electricidad y Combustibles (SEC), el diseño sísmico fue revisado por un profesional independiente con experiencia mínima acreditada de 5 años como revisor sísmico de estructuras industriales.

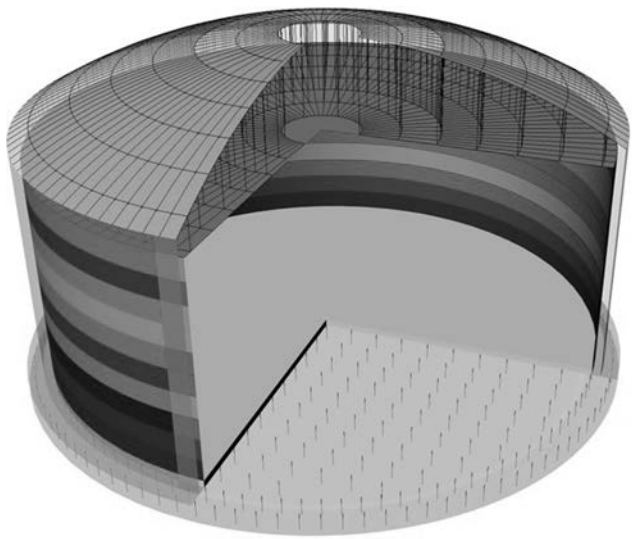


Figura 6. Modelo 3D de elementos finitos ANSYS (por simplicidad de dibujo, sin incorporar los elementos tipo «fluid»).

Tabla 3
Comparativa entre los diferentes modelos de cálculo

Hipótesis de tanque lleno	Preliminar	SAP2000	ANSYS
1.er período impulsivo	2,01 s	2,04 s	2,01 s
1.er período convectivo	10,58 s	10,18 s	10,76 s
Período vertical *(breathing)*	0,48 s	0,55 s	0,52 s
Altura de ola OBE	2,0 m	–	1,3 m
Altura de ola SSE	2,9 m	–	2,0 m

SSE: Safe Shutdown Earthquake; OBE: Operating Basis Earthquake.

3.3. Major leak + Operating Basis Earthquake

El diseño de un tanque de GNL, además de la consideración de las acciones normales (entre las que se incluye el sismo normal admisible, OBE), exige la comprobación de acciones accidentales como explosiones e incendios externos, el sismo mayorado de seguridad (SSE) o la fuga de la cuba primaria *(Major leak)*.

Un caso de singular trascendencia para el dimensionamiento del tanque externo de hormigón es el de la hipótesis de fallo del tanque primario seguido de un terremoto OBE. Este escenario se fundamenta en la posibilidad de réplicas después de un terremoto de gran magnitud e implica los siguientes supuestos:

- El GNL se derrama en el espacio entre los 2 tanques.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 4
Principales dimensiones y características técnicas de los aisladores

Tipología	Diámetro aislador	N.° de capas de goma	Diámetro placa anclaje	Espesor de goma	Espesor total	Rigidez efectiva (desplazamiento total 250 mm)	Amortiguamiento (desplazamiento total 250 mm)
Sin núcleo de plomo	75 cm	20	105 cm	16 cm	25,7 cm	1,56 kN/mm	10%
Con núcleo de plomo	75 cm	20	105 cm	16 cm	25,7 cm	2,08 kN/mm	23%

- La perlita que ocupa dicho espacio queda inoperativa como aislamiento térmico.
- La protección de esquina mantiene su funcionalidad evitando la entrada de producto tanto en el fondo del tanque como en los 5 primeros metros del muro de hormigón.

El resultado es que, al efecto de la presión hidrostática ejercida ahora sobre las paredes del tanque externo, hay que añadir el gradiente térmico (−170 °C en el interior) así como las presiones adicionales provocadas por la acción del sismo. Se utilizaron los mismos modelos de cálculo descritos anteriormente, suprimiendo el tanque interno y añadiendo un proceso iterativo para tener en cuenta la fisuración del hormigón. Como simplificación, se aplicaron varias distribuciones estacionarias de temperatura relativas a diferentes niveles de líquido, ignorando cualquier fenómeno transitorio. Se concluyó que la acción determinante era la componente vertical del sismo, con sobrepresiones del orden del 50% respecto al caso hidrostático, debiéndose ajustar la distribución de pretensado para poder cumplir con los requisitos de integridad estructural y mínimo espesor comprimido de hormigón en el muro establecidos en las bases de diseño, mediante la inclusión de 3 torones adicionales en 16 tendones situados en torno al tercio de la altura del muro, pasando en ese caso de 22 a 25 torones 0,6” por tendón.

4. Aisladores sísmicos

Para otorgar al sistema estructural de un período natural de vibración en torno a 2 s, bajo un desplazamiento máximo de 250 mm y la hipótesis de tanque lleno, con el objeto de limitar la acción sísmica horizontal, se dispusieron 293 aisladores elastoméricos en la zona central de la losa de cimentación (dispuestos hasta un radio de unos 42 m, con una separación de 4 m) y 208 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en la periferia (en la corona circular hasta el radio exterior de 48 m, con una separación en torno a 3 m). Estos dispositivos están formados por varias láminas de elastómero vulcanizado alternadas con placas de acero. El uso de los aisladores con núcleo de plomo facilitaba conseguir el factor de amortiguamiento global requerido (15% bajo la acción del sismo SSE y la hipótesis de tanque lleno) y aumentaba la rigidez torsional del sistema de aislamiento. El comportamiento histerético del aislador se representa en la aproximación bilineal mostrada en la figura 7. Asimismo, el detalle de la disposición del aislador entre la superestructura y los pedestales se muestra en la figura 8 y se resumen las dimensiones y características principales en la tabla 4.

El desplazamiento horizontal total de los aisladores sísmicos debía considerar el desplazamiento debido a la acción sísmica y el 50% del desplazamiento máximo inducido por la acción térmica, así como el desplazamiento provocado por las deformaciones a largo plazo del hormigón (retracción y fluencia).

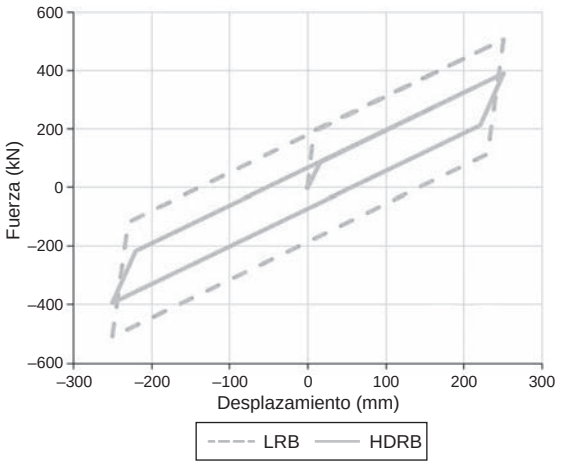


Figura 7. Ciclo de histéresis de los aisladores. LRB: Lead Rubber Bearing; HDRB: High Damping Rubber Bearing.

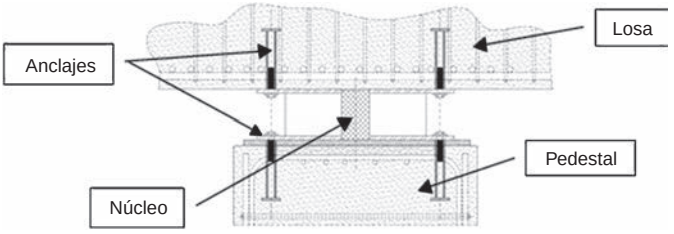


Figura 8. Disposición del aislador sísmico circular sobre el pedestal de hormigón.

Los aisladores sísmicos se diseñaron para ser estables bajo cargas verticales (considerando un factor de seguridad de 3 en su estado no deformado lateralmente y un factor de seguridad de 1 bajo el desplazamiento horizontal total) y para cumplir con los límites de deformación transversal en la goma de acuerdo con las recomendaciones de AASHTO [15].

El sistema de aislamiento de la estructura así definido, además de reducir la acción sísmica actuante sobre la estructura, permitió cumplir con los desplazamientos máximos admisibles, debiéndose incorporar en su comprobación aspectos como el efecto P-delta de no linealidad geométrica (se genera un momento de segundo orden provocado por el desplazamiento relativo entre las caras inferior y superior del aislador, quedando desalineadas las reacciones sobre infraestructura y superestructura, respectivamente) o la curva histerética del material.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 9. Aisladores sísmicos sobre pedestales de hormigón, antes y después del hormigonado de la losa superior.

Por su parte, los pedestales de hormigón, de 1,3 m de diámetro, habilitan un espacio de ventilación suficiente entre la superficie del terreno y la losa superior de cimentación (en torno a 2 m; fig. 9), de manera que se evitaba disponer el sistema de calefacción de losa habitual en este tipo de tanques para impedir la congelación del suelo. La losa de cimentación, simplemente armada, se dispuso finalmente con un diámetro exterior de 96,1 m y un canto variable entre 0,7 m (zona central) y 1,2 m (anillo perimetral). Como referencia, los espesores mínimos en pared y cúpula de hormigón fueron, respectivamente, de 0,8 y 0,4 m.

4.1. Ensayos

La certificación de los aisladores, encargados a la empresa chilena SIRVE, requería cumplir tanto con los requisitos estipulados en AASHTO [15] como en la normativa local [16]. Para ello se desarrolló un programa específico de inspección y control de calidad en la fabricación e instalación de los aisladores. Los ensayos de control en cada apoyo elastomérico fueron de 2 tipos:

- Estáticos, para comprobar la capacidad de compresión bajo carga vertical sostenida.
- Dinámicos, para comprobar la estabilidad bajo carga vertical y ciclos de desplazamiento horizontal impuesto (fig. 10).

Dichos ensayos se efectuaron en los laboratorios de DICTUC, filial de la Pontificia Universidad Católica de Chile, y permitieron corroborar los valores de rigidez equivalente y el comportamiento histerético (energía disipada por ciclo) previstos en los cálculos; en función de los criterios de aceptación estipulados en la normativa.

Asimismo, se estableció un juego adicional de dos aisladores por cada tipo (i.e., dos con núcleo de plomo y otros dos sin núcleo de plomo), a almacenar en el sitio bajos las mismas condiciones que los aisladores de producción, de manera que permitieran la repetición de los ensayos tras 10 años de exposición a las condiciones ambientales y a una carga equivalente de servicio. De esta forma, se permite monitorizar el comportamiento de los aisladores en el tiempo. Cabe recordar que todos los apoyos debían ser totalmente accesibles y reemplazables, tal y como se detalla en el apartado siguiente.



Figura 10. Ensayo dinámico sobre aislador sísmico.

5. Aspectos constructivos

La instalación de los aisladores fue llevada a cabo por la empresa española Balzola, principal subcontratista civil encargada de la ejecución del tanque externo de hormigón, con la colaboración de SIRVE y bajo la dirección de Técnicas Reunidas. Se pueden diferenciar las siguientes fases:

- Hormigonado de los pedestales, dejando embebidos los casquillos roscados en posición para la fijación posterior de los pernos inferiores de anclaje.
- Aplicación de la capa de grout, prestando especial atención a su correcta nivelación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 11. Apriete de los pernos inferiores de anclaje.



Figura 12. Vista general de los pedestales y aisladores durante la fase de construcción.

- Posicionamiento de los aisladores, fijando la placa de anclaje inferior con los pernos correspondientes (fig. 11).
- Colocación del sistema superior de anclaje, firmemente amarrado para asegurar su posición entre la armadura de la losa superior.
- Encofrado y hormigonado de la losa superior.

Estas diferentes fases se ejecutaban simultáneamente por zonas, según se pueden atisbar en la figura 12, hasta completar la totalidad de los trabajos.

5.1. Reemplazabilidad

Como se indicó anteriormente, un factor importante en el diseño de los aisladores era el de garantizar en todo momento la capacidad de reemplazo. El primer aspecto a considerar es la carga a la que está sometido el aislador, que puede estimarse a partir de los modelos de cálculo previamente descritos. Además, en su caso, debe reproducirse la deformación horizontal a la hora de fabricar el nuevo aislador, de manera que se pueda acomodar a la geometría del antiguo. En la medida de lo posible, resulta preferible el reemplazo del aislador bajo la condición de tanque vacío.

Una vez conocido el dato de carga, el proceso previsto de sustitución es el siguiente:

- Retirada de los pernos inferiores de anclaje del aislador en cuestión y de los pernos superiores de anclaje de los aisladores adyacentes.
- Liberación parcial de la carga mediante gatos hidráulicos, controlando la ejecución en todo momento mediante células de carga y galgas de medición de desplazamiento vertical.
- Apuntalamiento de la zona como medida adicional de seguridad.
- Retirada del grout, con hilo de diamante.
- Retirada de los pernos superiores y del aislador.
- Colocación del nuevo aislador y fijación de los pernos superiores.
- Utilización de un gato plano permanente para la transmisión de las cargas al aislador y relleno de la cavidad con mortero sin retracción.
- Retirada de los puntales y de los gatos hidráulicos.
- Fijación de los pernos inferiores del aislador y de los superiores de los adyacentes.

6. Resumen y conclusiones

El tanque de Mejillones, de contención total, con capacidad para almacenar 175.000 m^3 de GNL a $-170\,^{\circ}C$, presenta unas dimensiones de más de 90 m de diámetro exterior y 50 m de altura máxima. El presente documento describe los aspectos sísmicos más relevantes en su diseño, teniendo en cuenta que involucra una masa total en torno a las 160.000 t bajo la hipótesis de tanque lleno, en una zona de muy elevado riesgo sísmico (región de Antofagasta, Chile); según se resume a continuación:

- Dada la magnitud de la acción sísmica a considerar en el diseño del tanque, se incorporó un sistema de aislamiento compuesto por 501 aisladores elastoméricos (208 de los cuales con núcleo de plomo) dispuestos sobre pedestales de hormigón.
- El objeto de los aisladores es flexibilizar la estructura y aumentar la capacidad de disipación de energía frente a la acción del sismo horizontal.
- Sin embargo, se comprueba que dicho sistema de aislamiento prácticamente no tiene influencia ni en la parte convectiva (altura de ola) ni en la respuesta frente a la acción vertical del sismo.
- Asimismo, deben limitarse los desplazamientos máximos relativos entre suelo y tanque, condicionados por los requerimientos de las tuberías de conexión.
- Se desarrollaron modelos computacionales 3D muy complejos, basados en elementos finitos, para tener en cuenta la interacción suelo-fluido-estructura mediante integración directa de acelerogramas sintéticos compatibles con los espectros de diseño.
- Dichos modelos permitieron corroborar y optimizar los resultados obtenidos por el método modal espectral, más simplificado y ampliamente utilizado en la industria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

- Se efectuaron los análisis necesarios para cumplir rigurosamente con las normas tradicionales de diseño sísmico para este tipo de estructuras e instalaciones industriales, así como con la estricta normativa local.
- El programa de inspección y control de calidad de los aisladores incluyó ensayos estáticos y dinámicos, utilizándose un juego adicional para poder monitorizar el comportamiento en el tiempo.
- Entre los aspectos constructivos, cabe destacar la posibilidad de reemplazo de todos y cada uno de los aisladores.

El tanque, desarrollado por Técnicas Reunidas como contratista único y principal, fue puesto en servicio con éxito en enero de 2014.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer el soporte brindado por la Dirección Comercial de Initec Plantas Industriales (Grupo TR) en la elaboración del artículo, así como a Marcel Dewals (Tractebel Engie, Repr. GNLM Chile) y a Rodrigo Flores (Metacontrol Ingenieros) su colaboración y sus valiosos comentarios.

Bibliografía

[1] NFPA 59A, Standard for the Production, Storage, and Handling of Liquefied Natural Gas (LNG), 2006.
[2] API 620, Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks, 11th edition, 2008.
[3] EN 1473, Installation and Equipment for Liquefied Natural Gas-Design of Onshore Installations, 2007.
[4] EN 14620, Design and Manufacture of Site Built, Vertical, Cylindrical, Flat-Bottomed Steel Tanks for the Storage of Refrigerated, Liquefied Gases with Operating Temperatures Between 0 °C and −165 °C, 2006.
[5] NCh 2369, Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, 2003.
[6] NCh 433, Diseño Sísmico de Edificios, 1996.
[7] ASCE 7-05. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-05).
[8] J. Martí, M. Crespo, F. Martínez, Seismic Isolation of Liquefied Natural Gas Tanks: A comparative assessment, Seismic Isol Protect Syst 1 (1) (2010) 125–140.
[9] A. Veletsos, Seismic Response and Design of Liquid Storage Tanks. Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering (ASCE), New York, 1984, pp. 255–370.
[10] A. Veletsos, Y. Tang, Dynamics of vertically excited liquid storage tanks, J. Struct. Eng. 112 (6) (1986) 1228–1246.
[11] D. Peña, S. Guzmán, Finite element methodology for the evaluation of soil damping in LNG tanks supported on homogeneous elastic halfspace, B Earthq Eng 13 (2015) 755–775.
[12] M. Rendel. Aislamiento sísmico Estanque GNL — Mejillones. Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT), Cámara Chilena de la Construcción. Curso *Sistemas de protección sísmica: Conceptos generales, alternativas y beneficios.* Santiago de Chile, 6 de octubre de 2011.
[13] ASCE 4-98. Seismic Analysis of Safey-Related Nuclear Structures and Commentary.
[14] R.W. Clough, J. Penzien, Dynamics of Structures, 2nd ed., McGraw-Hill Book Company, New York, NY, 1993.
[15] AASHTO, Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 3rd ed, July 2010.
[16] NCh 2745, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, 2003.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.e-ache.com
Hormigón y Acero 2017; 68(281):31–43
www.elsevierciencia.com/hya

Diseño sísmico de un tanque elevado en Costa Rica

Seismic design of an elevated water tank in Costa Rica

José Martínez Salcedo* y Santiago del Río Rodríguez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Servicio Obras Especiales FCC Construcción, S.A., Madrid, España

Recibido el 19 de julio de 2016; aceptado el 29 de septiembre de 2016
Disponible en Internet el 24 de diciembre de 2016

Resumen

El esquema propuesto para el depósito, basado en una curva de histéresis tipo «flag», y por consiguiente autocentrante, nos permite acotar con claridad el cortante y por lo tanto el momento máximo que la acción sísmica impone en la torre y su cimentación. Una clara optimización es pues posible con respecto a un esquema convencional. Los disipadores metálicos con geometría «hourglass» nos incrementan el amortiguamiento disponible, y serán los únicos elementos a sustituir tras un sismo significativo.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Sistema autocentrante; Sistema con balanceo; Diseño sísmico basado en desplazamientos; Disipadores metálicos; Cálculo no lineal en el dominio del tiempo

Abstract

The structural system considered for the tank is based on a 'flag' hysteresis curve, and as a result is self-centering, allowing us to clearly limit the shear and also the bending moment that due to seismic action we have on the tower and its foundations. A clear optimization is so possible in relation to a more typical structural design. Steel dissipators with 'hourglass' geometry provide additional damping and would be the only elements to be changed after a significant quake.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Self-centering system; Rocking system; Displacement-based seismic design; Steel dissipators; Non-lineal time history analysis

1. Introducción

FCC está actualmente ejecutando un nuevo hangar en el aeropuerto Juan Santamaría de Costa Rica. Dentro de estas obras se ha de realizar un depósito de agua potable de 35,0 m de altura y 250 m^3 de capacidad.

En la ubicación de la obra la aceleración de diseño es de 0,375 g. La acción sísmica es dominante y el depósito debe permanecer completamente operativo tras el sismo de diseño.

En el diseño sísmico de este tanque se ha buscado controlar la respuesta mediante el propio esquema estructural, para lo cual se ha recurrido a lo que podemos denominar un sistema de balanceo autocentrante como filosofía del diseño estructural del tanque (fig. 1).

En este artículo se explicará este concepto, su fundamento y aplicaciones, así como los instrumentos de cálculo que han permitido primero diseñar y luego analizar la respuesta sísmica del depósito en el que se ha implementado.

En el diseño previo, la torre de sustentación del depósito constaba de 8 pilares divergentes hacia la base con objeto de hacer frente al momento inducido por la acción sísmica actuando sobre el depósito; el diámetro a nivel de cimentación era de 18,0 m. En la solución propuesta la torre consta de 6 pilares verticales dispuestos en un diámetro de 7,4 m (fig. 2).

Aun con una «geometría regular» y unos detalles de «ductilidad local adecuada», utilizando nomenclatura del código

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: jmartinez@fcc.es (J. Martínez Salcedo).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.09.002
0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

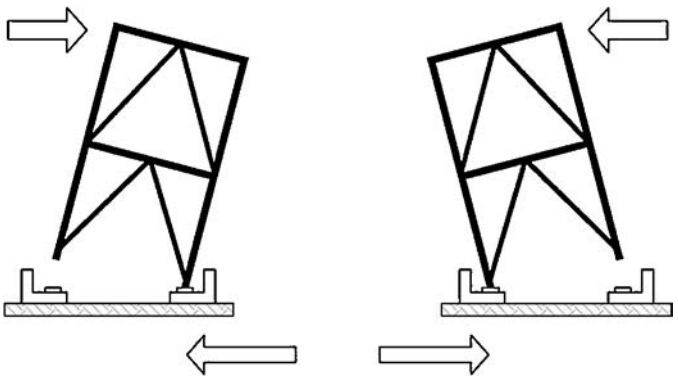


Figura 1. Sistema de balanceo autocentrante.

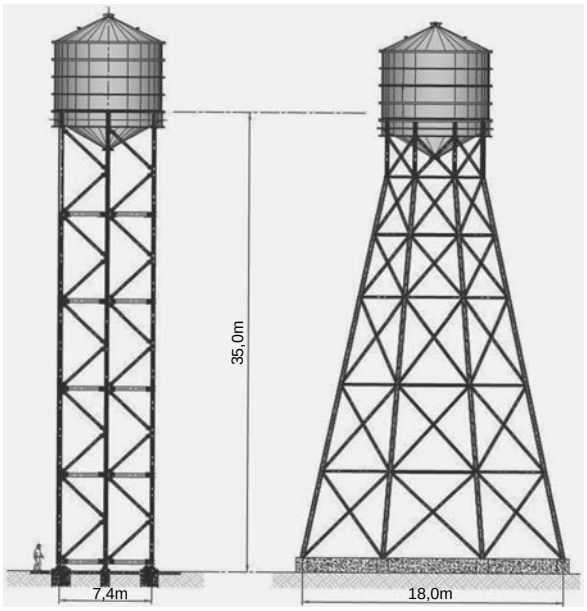


Figura 2. Solución propuesta (izquierda). Solución previa (derecha).

sísmico de Costa Rica CSCR2010, una estructura en «péndulo invertido» no admite más de una ductilidad global de 1,50, y para el cálculo de las cimentaciones no debe emplearse ductilidad alguna y considerar una sobrerresistencia de 1,20.

Es evidente que aun la supuesta ductilidad de 1,50 requiere de la plastificación alternativa de las diagonales, y no se puede garantizar que tras la acción sísmica la torre permanezca vertical, pudiendo quedar desplomes remanentes, que condicionarían la funcionalidad del depósito.

Considerando, en primera aproximación y con objeto de centrar ideas, el depósito como un sistema de un grado de libertad, con una masa de 300 t a 35,0 m, se obtiene un periodo propio inferior a 1,00 s con la solución previa, y del orden de 1,40 s con la solución propuesta.

El cortante horizontal resultante con la solución previa está por encima de los 1.100 kN, mientras que con la solución propuesta se demostrará que queda acotado a 350 kN.

La diferencia es sin duda sustancial, tanto para las cimentaciones como para el cálculo de la propia torre. Además, con la solución propuesta no se producen deformaciones remanentes: la torre queda vertical tras el evento sísmico. Puede asimismo realizarse un cálculo elástico de todas las uniones tipo, que no requieren de ductilidad, lo cual siempre complica su diseño si debe lograrse de un modo efectivo.

Todas estas son las razones que nos han llevado a este diseño. En contra se tiene la necesidad de emplear métodos no convencionales de cálculo, pues el sistema planteado no puede analizarse por métodos basados en el uso típico de espectros de respuesta recogidos en la normativa de Costa Rica o en el propio Eurocódigo.

2. Sistema autocentrante

2.1. Objetivos del sistema autocentrante

La filosofía actual de diseño frente a la acción sísmica implica que la mayoría de las estructuras se diseñan para responder en régimen anelástico frente al sismo de diseño. Es económicamente inviable un análisis puramente elástico, por lo que se aceptan mecanismos de respuesta dúctil que limitan los esfuerzos en el sistema estructural con respecto a los que implicaría un diseño elástico lineal. Es cierto también que cada vez es más habitual la consideración no solo de sismos de diseño sino también de sismos de servicio, en los que se controlan/limitan las deformaciones, que es un modo de acotar los daños en elementos no estructurales. En definitiva, cada vez es más frecuente, sobre todo en estructuras esenciales, el plantearse la situación de la estructura tras el evento sísmico. No son raros los casos de estructuras que sobreviven a la acción del sismo, pero que finalmente deben derruirse por ser su coste de puesta en operación superior al de una nueva estructura, y en otros casos el coste de puesta en operación es sumamente elevado.

Por consiguiente, se plantean, para determinados edificios, estructuras que han de ser completamente operativas tras el evento sísmico, para lo cual la limitación de las deformaciones remanentes pasa a ser un importante factor de diseño.

En un sistema elástico lineal, la respuesta medida a través del cortante es más elevada que la de un sistema dúctil, pero en cambio la deformación remanente es esencialmente nula, mientras que en el sistema dúctil no lo es. Sin fuerza, el sistema no queda con deformación nula.

En un sistema dúctil, se valora esencialmente la capacidad de absorber energía en cada ciclo de deformación, lo que podemos cuantificar mediante el área de la curva de histéresis: cuanto mayor sea esta área, mejor. En un sistema elástico, lineal o no, esta área es evidentemente nula (fig. 3).

Lo mencionado parece indicar que no es viable conseguir las tres cosas al mismo tiempo: acotar la fuerza por debajo de la que implica un comportamiento elástico lineal, tener deformación remanente nula, e incluso conservar cierta capacidad de disipación por ciclo. La respuesta está en un diagrama tipo «flag».

2.2. Diagrama fuerza-desplazamiento tipo «flag» (bandera)

El diagrama fuerza-desplazamiento es sin duda muy útil para caracterizar la respuesta de una estructura o un elemento estructural.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

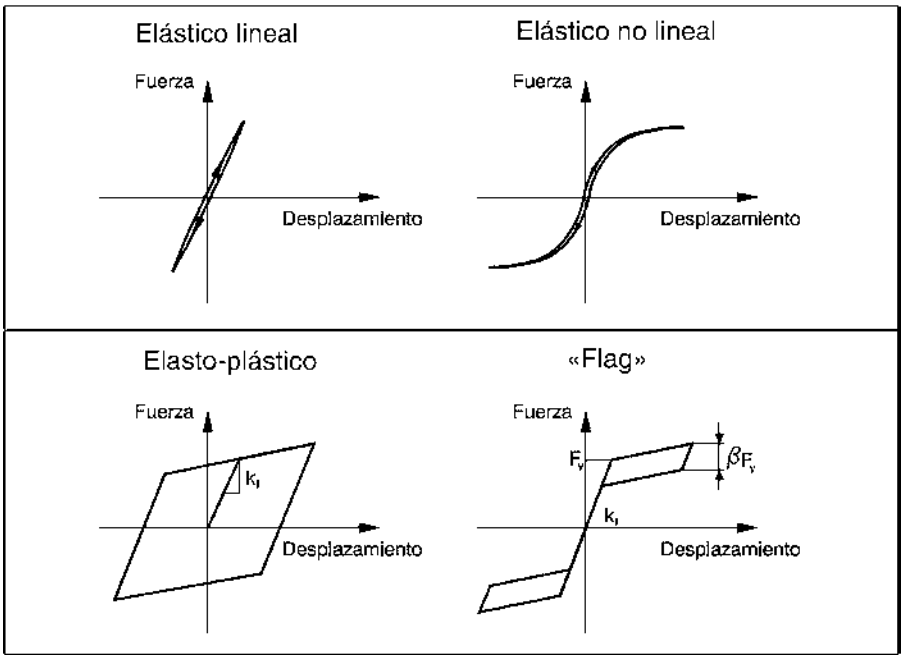


Figura 3. Curvas de histéresis.

Un sistema con autocentrado se caracteriza por un diagrama fuerza-desplazamiento tipo bandera.

Un diagrama de este tipo siempre puede obtenerse mediante la combinación de un diagrama elástico no lineal, y un diagrama elasto-plástico debido a un elemento de disipación (fig. 4).

En nuestro caso, el diagrama no lineal se logra mediante una combinación del peso propio del depósito y el no anclaje de los pilares a la cimentación.

Cuando tiene lugar el sismo, la estructura responde de un modo elástico pero no lineal: inicialmente, mientras que la tracción inducida por el momento en la base de la torre no supere en ninguno de los soportes la compresión debida al peso propio de la estructura y del contenido, la estructura responde en régimen lineal, pero llegado el punto en que la resultante en un soporte se anula, este soporte se levanta de la losa de cimentación, pues no están anclados, y se pierde drásticamente rigidez. Cuando se levantan todos los soportes salvo uno, la rigidez incluso se hace negativa por efecto P-delta.

En otros casos, en vez del peso propio o complementando al mismo, se utiliza un pretensado, con el mismo efecto.

El mecanismo anteriormente expuesto sería completamente elástico, aunque no lineal, careciendo por consiguiente de capacidad de disipación. Para dotar al conjunto de la estructura de una capacidad de disipación que permita controlar el nivel de los desplazamientos máximos, se dispone en correspondencia con cada soporte de la torre de un disipador metálico. Este disipador proporciona el diagrama elasto-plástico complementario que buscamos.

Este disipador tipo «hourglass» proporciona, además de absorción de energía en cada ciclo, un muelle adicional complementario en cada soporte, lo que permite controlar la otra hipótesis dimensionante: depósito vacío y viento máximo.

Ante el sismo de diseño, el único daño se concentra en los disipadores de energía. El resto de la estructura de la torre permanece completamente elástica y por tanto sin ningún daño, como en cambio implicaría hacer uso de la ductilidad de la

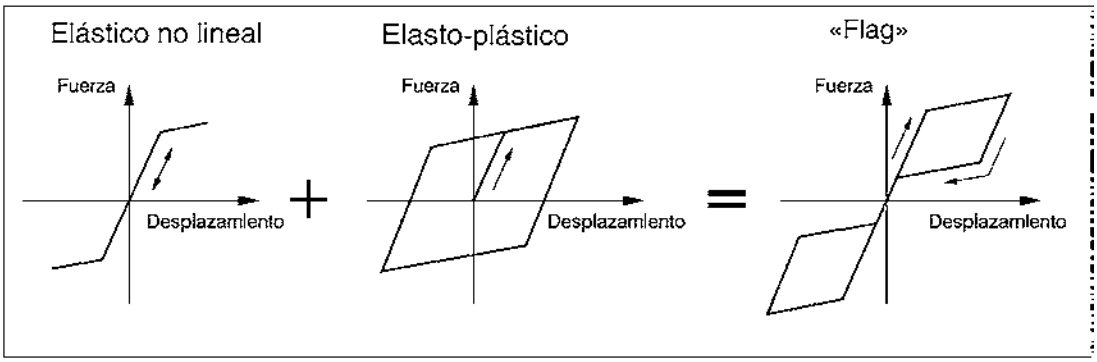


Figura 4. Obtención de una curva de histéresis tipo «flag».

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

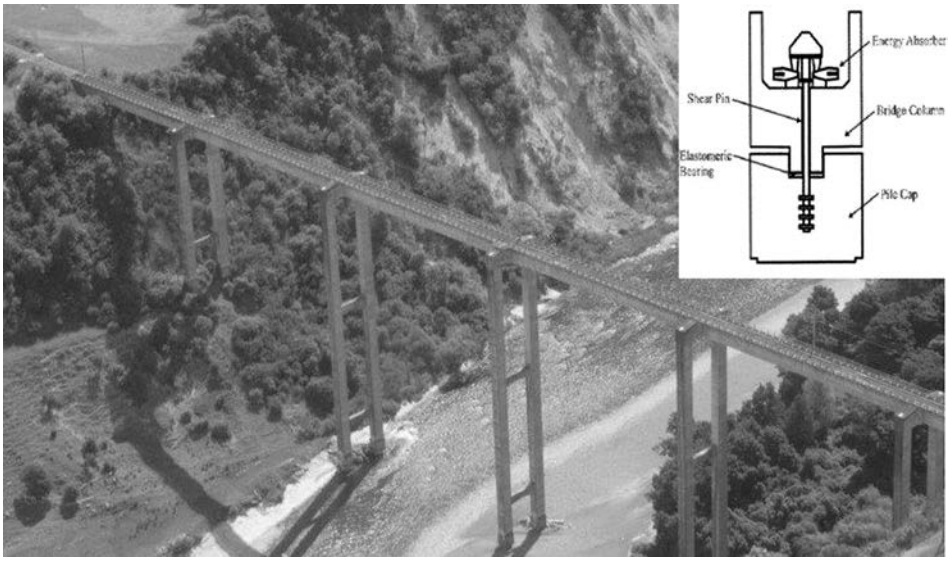


Figura 5. Puente Rangitikei, anclaje a cimentación mediante muelle/disipador.

propia estructura. La accesibilidad de los disipadores y su tamaño permitirán su sencilla sustitución.

En resumen, la componente no lineal y el recentrado se consiguen con el balanceo y el peso propio, y la componente de disipación mediante disipadores metálicos tipo «hourglass».

Una solución completamente análoga, que se utiliza con pantallas de hormigón prefabricadas, emplea un pretensado vertical centrado no adherente como fuerza de recentrado, y la disipación la proporcionan unas armaduras pasivas laterales.

2.3. Aplicaciones del sistema autocentrante

En los últimos 20 años se han desarrollado analítica y experimentalmente varios sistemas basados en conceptos análogos, tanto en acero como en hormigón prefabricado, con variantes en los elementos de disipación y en el elemento que proporciona el recentrado. Se han efectuado ensayos a escala real y en algunos casos se han redactado guías de diseño. Asimismo, se han ejecutado, tanto en edificación como en obra civil, estructuras pioneras que han respondido con fiabilidad ante sismos reales de gran intensidad.

Desde un punto de vista histórico, como señala Priestley [1], varios depósitos elevados aparentemente poco estables apenas sufrieron daños durante el sismo de Chile de 1960, mientras que otros más sólidos quedaron seriamente dañados. Asimismo, durante los terremotos de California de 1952, las torres de las industrias petroquímicas evitaron daños significativos cuando tras deformar los pernos de anclaje a la cimentación se levantaron y balancearon sobre la misma.

Ya en aplicaciones más modernas, cabe mencionar la chimenea de Christchurch (1983) de 36 m de altura y las pilas del puente de ferrocarril de Rangitikei (1981) de 70 m de altura (fig. 5), ambas en Nueva Zelanda.

Para facilitar la implementación de soluciones prefabricadas de hormigón en zona sísmica, se desarrolló el programa *Precast Seismic Structural Systems* (PRESSS) [2] entre Estados Unidos y Japón. Se desarrollaron y ensayaron extensamente en la década de los noventa soluciones que utilizan el diagrama tipo «flag» que caracteriza los sistemas de recentrado. En todas las soluciones se permite la separación entre componentes mediante un movimiento de rotación.

Esto se puede conseguir mediante diferentes configuraciones, vigas rotando con relación a los pilares, pilares o pantallas girando con respecto a la cimentación. Se produce una apertura y un cierre de la junta, mientras los elementos propiamente dichos permanecen elásticos. Estos «rocking systems» con la ayuda de elementos de pretensado no adherente tienden a su posición inicial en cada ciclo; son pues sistemas autocentrantes.

Se han elaborado guías de diseño de soluciones postesadas de hormigón, como la *Seismic Design Guidelines for Special Hybrid Precast Concrete Shear Walls* (2012) [5].

Tanto en la Universidad de Illinois a escala 1:2 como en las gigantescas instalaciones del E-defense a escala 1:1 se han ensayado pórticos arriostrados metálicos, con resultados completamente acordes con los análisis teóricos (fig. 6).

Una aplicación muy reciente, también en Nueva Zelanda, es la estructura metálica del Campus Universitario de Te Puny Village, que se completó antes del sismo de 6,5 de julio de 2013, al que respondió perfectamente (fig. 7).

3. Prediseño de la solución

A continuación vamos a describir sucintamente el proceso seguido para el prediseño de la torre propuesta.

3.1. Diagrama demanda-capacidad

El CSCR 2010 define la acción sísmica a considerar, como es habitual, a través del espectro elástico de aceleraciones asociado a una estructura con un amortiguamiento del 5%. También el Eurocódigo define la acción sísmica mediante el espectro de aceleraciones y hace asimismo referencia al espectro de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

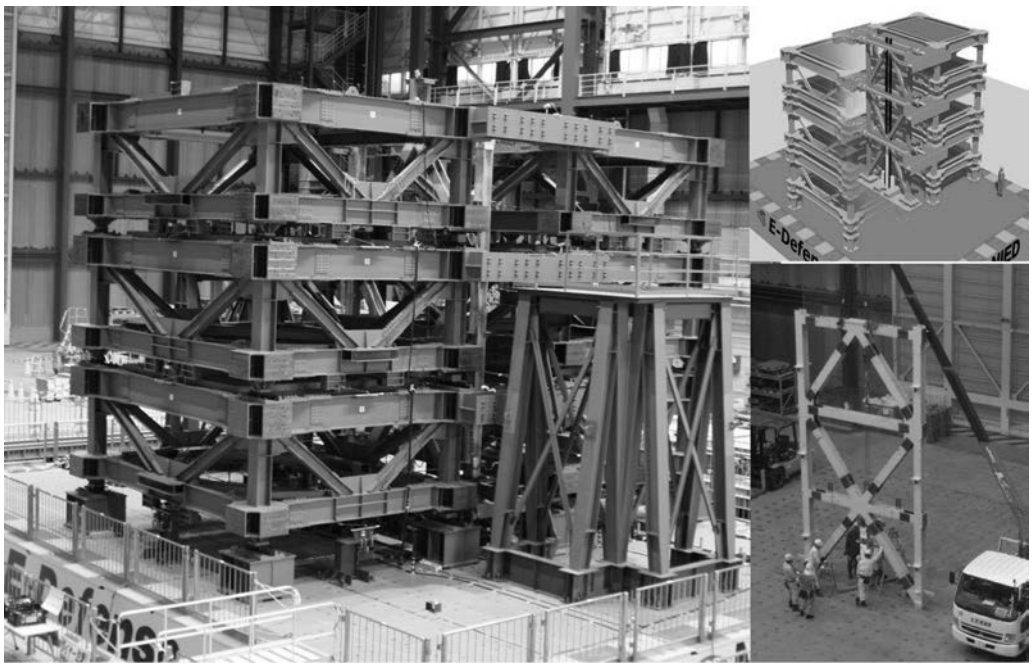


Figura 6. Ensayo en E-defense de pórticos balanceantes y autocentrantes.

desplazamientos, aunque es sin duda una norma basada en fuerzas y no en desplazamientos, en contra de la realidad física.

Las figuras 8 y 9 relacionan periodo con aceleración o desplazamiento. Un gráfico sumamente útil y que en cambio suele presentarse menos es el que relaciona aceleración y desplazamiento, que en nomenclatura americana sería el diagrama demanda-capacidad (fig. 10).

Este diagrama nos va a ser de gran utilidad pues permite combinarlo con el comportamiento de la estructura, descrito a través de su diagrama fuerza horizontal-desplazamiento *(push-over)* y es ampliamente utilizado en toda la metodología basada en análisis en desplazamientos. Es fácil interpretrar el diagrama fuerza-desplazamiento de un sistema de un grado de libertad como aceleración-desplazamiento, simplemente dividiendo por la masa (en sistemas de varios grados de libertad, la transformación es asimimo sencilla).

Por consiguiente, podremos disponer en un solo diagrama la demanda que impone el sismo y el comportamiento de la estructura. La intersección nos dará el punto de respuesta de la estructura.

Realmente habremos de actuar iterativamente, pues en el punto de respuesta, asociado a un desplazaniento (una ductilidad), la estructura en función de su tipo de curva de histéresis tendrá un amortiguamiento adicional determinado. La intersección habrá de ser con la curva de demanda asociada al amortiguamiento total disponible.

Las normas nos proporcionan formas de modificar el espectro de respuesta para amortiguamientos diferentes al 5%, y el



Figura 7. Te Puny Village, anclaje a cimentación mediante muelle-disipador.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

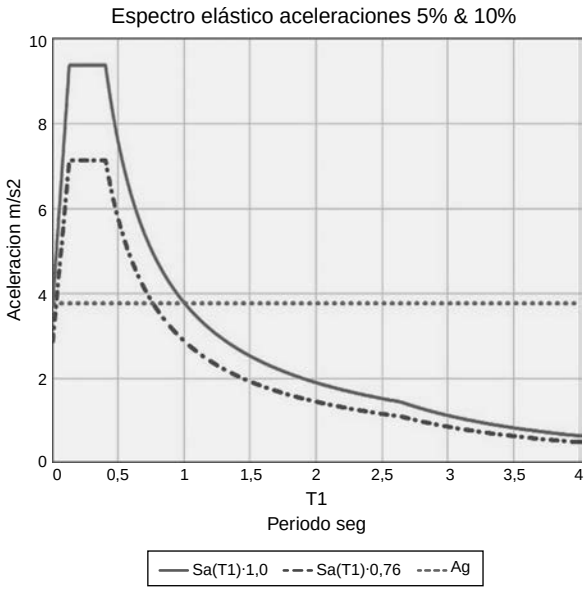


Figura 8. Espectro de aceleraciones para el 5% y 10%.

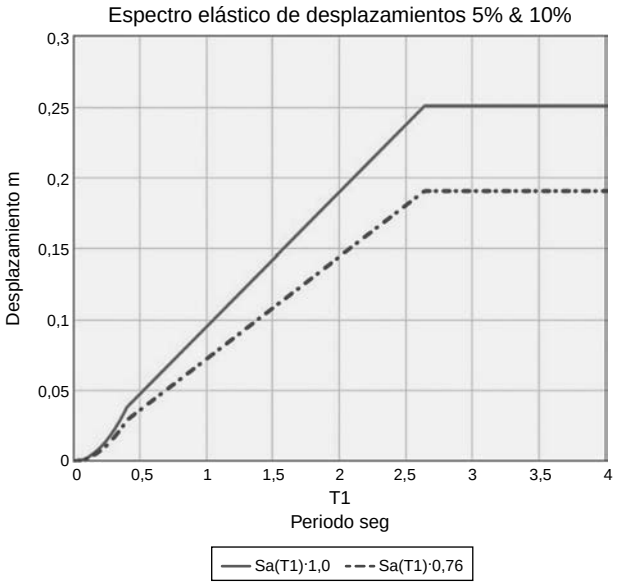


Figura 9. Espectro de desplazamientos para el 5% y 10%.

amortiguamiento adicional de la estructura en función del desplazamiento y tipo de curva de histéresis también se puede estimar razonablemente, con formulaciones algo menos frecuentes.

Puede decirse que el prediseño de la solución se basa en este diagrama, y el resto de los cálculos son realmente verificaciones.

3.2. Análisis en el dominio del tiempo

Para verificar la idoneidad del diseño así planteado, efectuaremos un análisis con un acelerograma compatible con el espectro de diseño. Son numerosos los programas disponibles para la generación de estos acelerogramas artificiales, y hemos utilizado el SIMQKE del MIT (fig. 11).

En primer lugar, por sencillez, efectuamos un análisis sin elementos de disipación adicionales, por consiguiente lo que tenemos es, en lugar de un sistema elástico lineal de rigidez constante, un sistema elástico no lineal.

Lo estudiamos inicialmente con su ecuación diferencial resuelta con Mathcad, donde es muy sencillo introducir el muelle no lineal (tabla 1).

En las figuras 12 y 13 se muestra una comparativa en desplazamientos y en esfuerzos.

4. Muelle/disipador «hourglass»

Una vez que se ha determinado el desplazamiento horizontal necesario (aproximadamente 180 mm), y por consiguiente lo

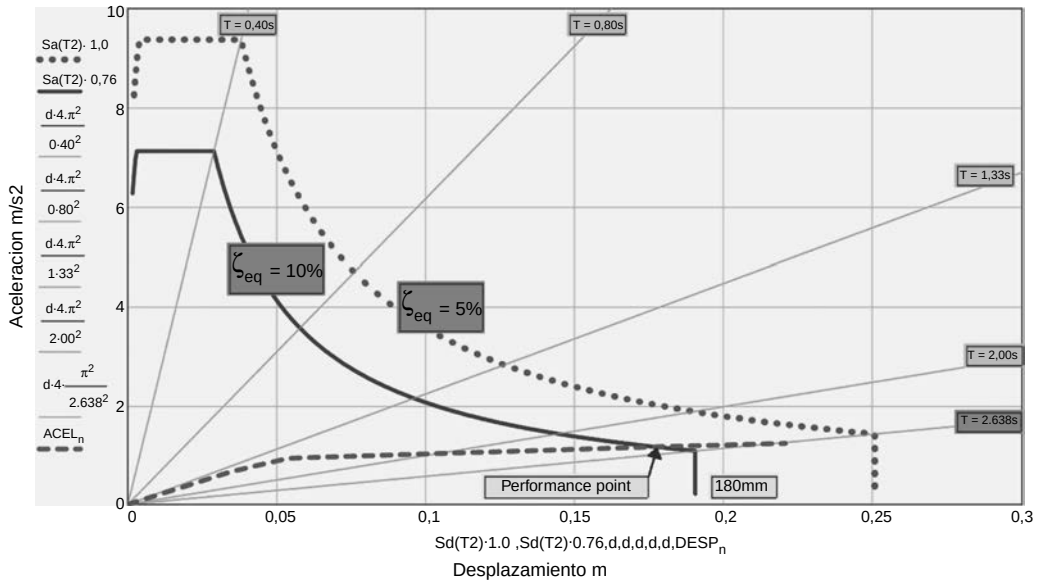


Figura 10. Diagrama demanda-capacidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

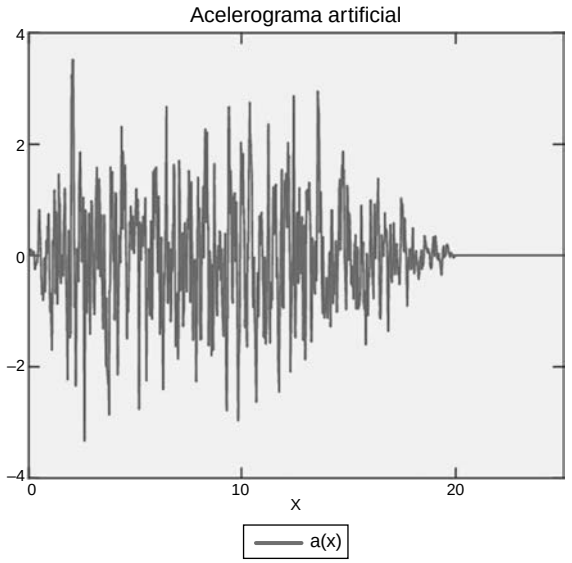


Figura 11. Acelerograma artificial compatible con espectro elástico.

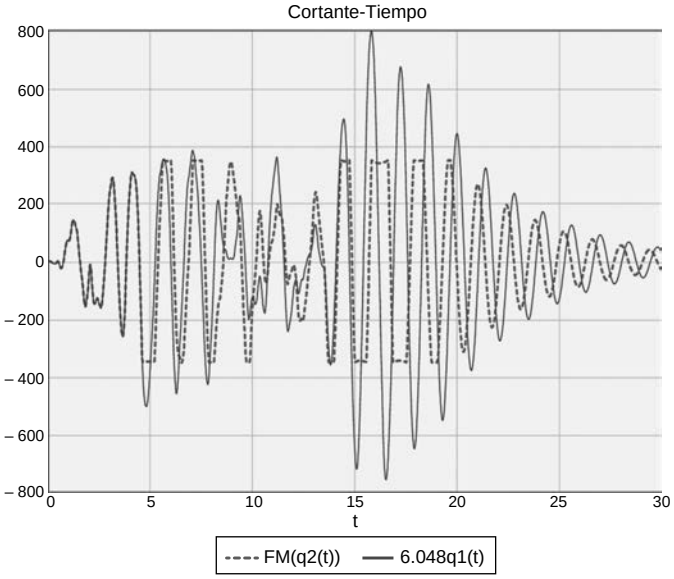


Figura 12. Comparativa de cortante total entre 1-Mathcad y 2-Mathcad.

que se ha de levantar el soporte con respecto a la cimentación (44 mm), procedemos a diseñar el elemento complementario de disipación que se dispone en esta ubicación: entre soporte y cimentación (fig. 14).

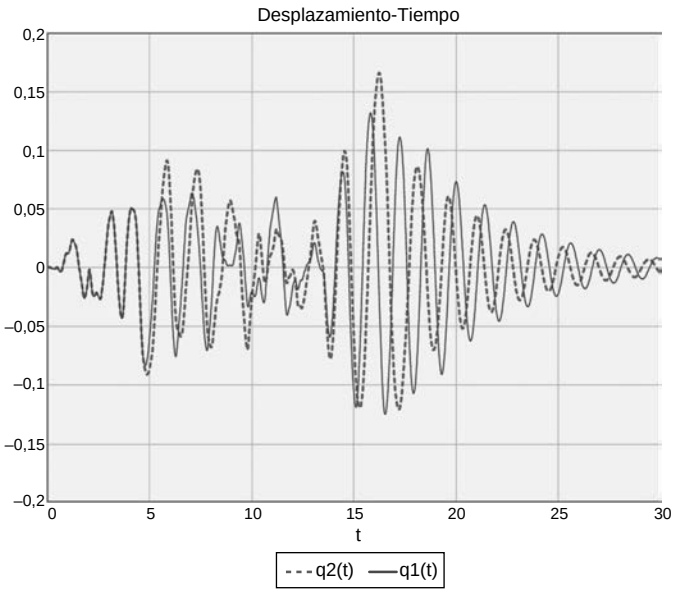


Figura 13. Comparativa de desplazamientos entre 1-Mathcad y 2-Mathcad.

4.1. Geometría del disipador

El disipador se ejecutará con acero estructural S355 K2, por lo que su deformación elástica será del orden de 0,2%; para establecer la deformación última admisible, hemos de tener en cuenta la fatiga de bajo número de ciclos.

La amplitud total de deformación podemos relacionarla con el número de ciclos en un acero estructural mediante la fórmula de Coffin-Manson con coeficientes 35 y –0,5 [4]:

$$\varepsilon_a \approx 35\left(2N_f\right)^{-0,5}$$

Esto supone para una amplitud de deformación total $\varepsilon_a = 3{,}5\%$ 50 ciclos y para $\varepsilon_a = 7{,}0\%$ 12 ciclos.

Por consiguiente, adoptando una deformación del orden del 4%, es decir, 20 veces la deformación elástica, nos resiste unos 40 ciclos, suficiente para 2 sismos de 20 s.

La geometría del disipador viene condicionada por buscar alcanzar la plastificación simultáneamente en las fibras extremas a lo largo de todo el dispositivo. Surge de este modo la geometría tipo «hourglass», donde el módulo resistente varía linealmente con la distancia.

Tabla 1
Resultados del análisis con Mathcad

Modelo	Descripción	Desplazamiento depósito	Desplazamiento masa convectiva	Cortante total
1-Mathcad	1 GDL Soporte lineal y sin disipador	132 mm	-------	803 kN
2-Mathcad	1 GDL Soporte no lineal y sin disipador	160 mm	-------	350 kN

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

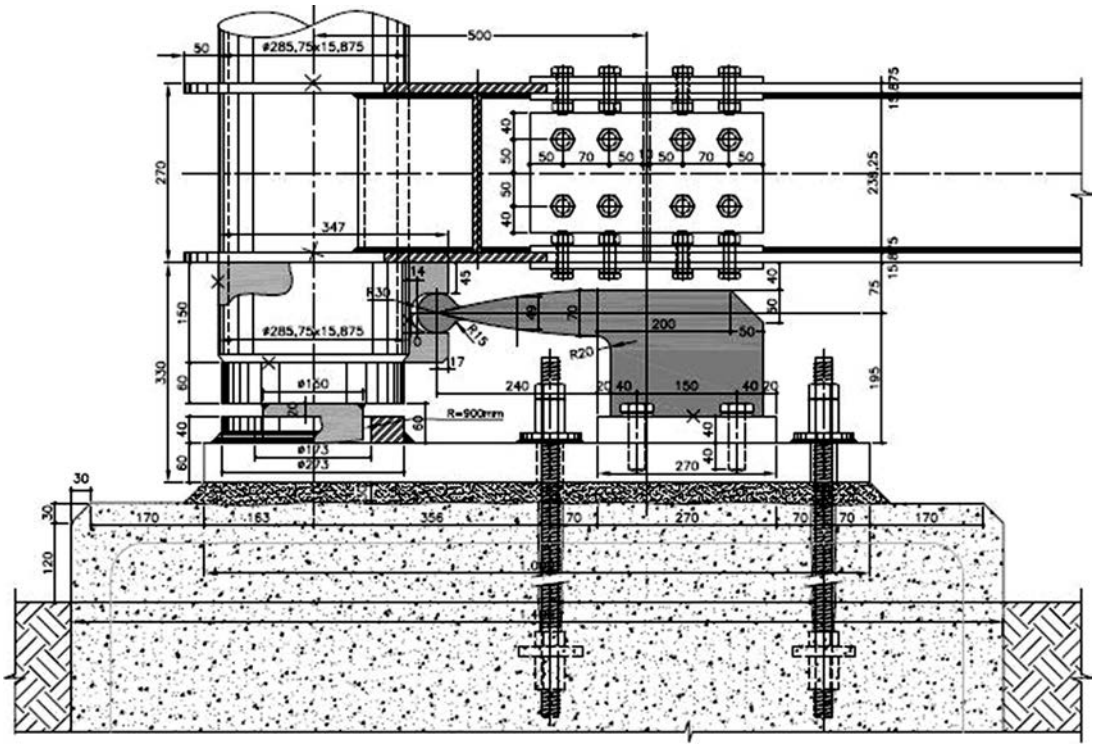


Figura 14. Muelle/disipador tipo «hourglass».

$$M_{p0} = \frac{b_0 d_0^2}{4}\sigma_y \quad M_{px} = \frac{b_0 d_x^2}{4}\sigma_y$$

$$M_{px} = M_{p0}\frac{x}{h} \rightarrow d_x = d_0\sqrt{\frac{x}{h}} \quad \phi_x = \frac{2\varepsilon}{d_x}$$

$$\phi_x = \frac{2\varepsilon}{d_x}$$

$$\Delta = \int_0^h \phi_x x dx = \int_0^h 2\frac{\varepsilon}{d_x} x dx = \frac{4}{3}\frac{h^2}{d_0}\varepsilon$$

Vemos que con $h = 0{,}24\,m$ & $d_0 = 70\,mm$ obtenemos con $\varepsilon_y = 0{,}002$ y $\varepsilon_u = 0{,}04$

$$\Delta_y = 2{,}2\,mm \quad y \quad \Delta_u = 44\,mm.$$

La capacidad buscada para el disipador es 90 *kN*, por lo que con $h = 0{,}24\,m$ tenemos

$$M_{p0} = 0{,}24\,m \times 90\,kN = 21{,}6\,kNm.$$

Vemos que con $b_0 = 50\,mm$ *S*355*K*2 $M_p = 22{,}0\,kNm$.

Las características mecánicas de las chapas de las que se obtengan los disipadores se ensayarán, y se ajustará la geometría final en función de las mismas.

4.2. Amortiguamiento adicional de los disipadores

Para el cálculo general lo que nos interesa determinar es el amortiguamiento adicional que nos proporcionan estos disipadores.

En primera aproximación (fig. 15):

$$\xi = \frac{A_h}{2\pi F \Delta}.$$

Con un diagrama tipo «flag» tenemos $A_h = 2\beta F_y\,(\mu - 1)\,\Delta_y$ y se obtiene $\xi = \beta\frac{(\mu-1)}{\pi\mu}$.

Estimando una ductilidad global del orden de $\mu = 5$, obtenemos, con $\beta = 0{,}33$, un amortiguamiento de área del orden del 8%, que añadido al 5% supone un 13% de amortiguamiento total.

Sin embargo, el amortiguamiento así obtenido no es completamente correcto, y existen formulaciones que nos permiten obtener valores más ajustados.

Para $\beta = 0{,}33 \quad \xi = 0{,}05 + 0{,}186\frac{(\mu-1)}{\pi\mu}$ (Priestley) [1] con lo que obtenemos aproximadamente ξ=10%, que es lo considerado en el diagrama demanda-capacidad.

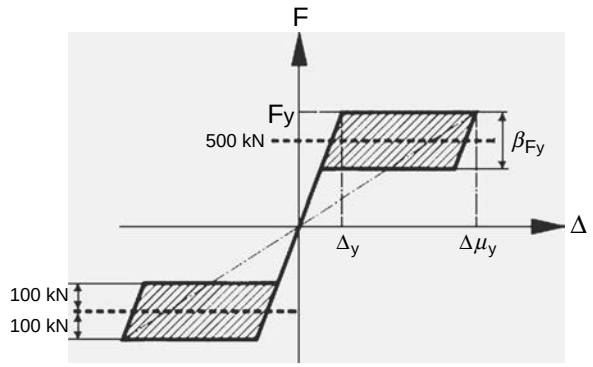


Figura 15. Diagrama de histéresis del dispositivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

5. Análisis de la superficie líquida

No se puede obviar la existencia de una superficie líquida. Lo habitual es descomponer la masa de agua en 2 partes: la masa impulsiva situada en la parte inferior del tanque, y que se mueve junto con las paredes del mismo, y la masa convectiva situada en la parte superior y que experimenta el fenómeno de superficie libre que conocemos como «sloshing».

La masa impulsiva experimenta aceleraciones elevadas y por consiguiente es determinante para el cortante y momento en la base del depósito, mientras que la masa convectiva experimenta aceleraciones mucho más reducidas, por lo que contribuye poco al cortante. Sin embargo, la masa convectiva requiere de espacio, espacio de resguardo, para acomodar los desplazamientos verticales que el «sloshing» supone. Es conveniente disponer de altura de resguardo suficiente con objeto de impedir que la ola del «sloshing» impacte con el techo del depósito durante el evento sísmico (fig. 16).

Como es habitual, la consideración de estas 2 masas la trataremos mediante un modelo mecánico con 2 grados de libertad.

5.1. Masa convectiva

Si bien en depósitos elevados y a efectos del cortante o momento está del lado de la seguridad considerar toda la masa como inductiva, esto no sucede en el caso de depósitos apoyados en el suelo, donde sí se requiere el análisis de la masa convectiva para determinar el resguardo necesario en el depósito.

La determinación de la masa convectiva y de su frecuencia la hacemos con las formulaciones habituales (primer modo):

$$w_c^2 = 1{,}84\frac{g}{r}\tanh\left(1{,}84\frac{h}{r}\right).$$

$$m_c = m_t\frac{2r}{4{,}4h}\tanh\left(1{,}84\frac{h}{r}\right).$$

Con h/r = 0,36 m obtenemos $m_c = 0{,}31m_t \approx 75t$, y $w_c = 2{,}20\frac{rad}{s} \rightarrow T_c = 2{,}85seg$ & $K_c = 360kN/m$.

El amortiguamiento asociado al «sloshing» en una superficie lisa es muy bajo, en torno al 0,5%, o incluso inferior, por lo

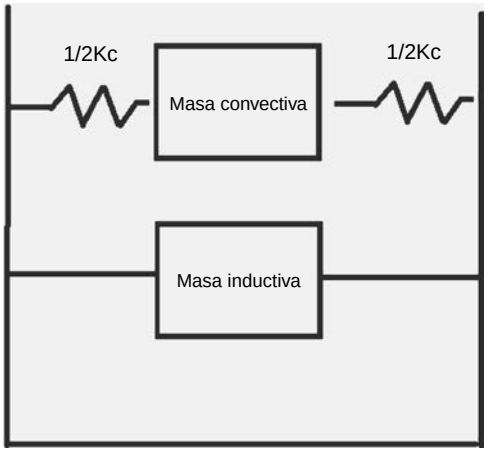


Figura 16. Masa convectiva/masa inductiva.

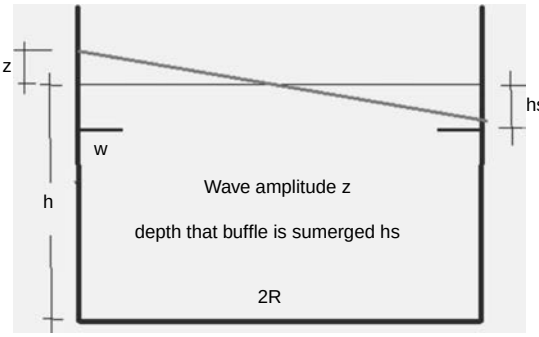


Figura 17. Nomenclatura de los rigidizadores anulares.

que el espectro de respuesta adecuado para la masa convectiva no es el asociado a un amortiguamiento del 5%, como empleamos en la estructura, sino más bien al 0,5%. El espectro de aceleraciones es del orden de un 67% superior.

Para pasar de espectro de 5% a espectro del 0,5% hemos utilizado la relación «antigua» del EN $\eta = (7/2+\xi)^{0{,}5}$ que se ajusta mejor que la nueva.

Veamos, con datos de nuestro depósito, la influencia en el resguardo que el porcentaje de amortiguamiento supone.

Utilizando el espectro obtenemos con $\xi = 5\%$ una aceleración de $0{,}121g$, lo que supone una inclinación de la superficie libre de 0,121 y, por consiguiente, una altura de ola debida al «sloshing» de $\delta = 0{,}121r = 0{,}44m$, y con $\xi = 0{,}5\%$ obtenemos una inclinación de la superficie libre de 0,202 y, por consiguiente, una altura de ola de 0,75 m.

5.2. Incremento del amortiguamiento

La idea es incrementar el amortiguamiento de la masa convectiva, con objeto de reducir la dimensión del resguardo necesario. En distintas aplicaciones se han utilizado distintos dispositivos con este fin, pero sin duda el más eficaz es la disposición de rigidizadores anulares en la pared interior del tanque (fig. 17).

El amortiguamiento que se obtiene viene dado por la siguiente formulación [3]:

$$\xi = 2{,}83e^{-4{,}6\frac{hs}{r}}C1^{3/2}\left(\frac{z}{r}\right)^{1/2} \quad C1 = \frac{w}{r}\left(2-\frac{w}{r}\right).$$

Lo primero que se observa es que el amortiguamiento depende de la propia altura de ola: z/r de modo no lineal.

Si adoptamos un rigidizador de 0,22 m cada 0,3 m, tendremos: $\frac{w}{r} = 0{,}06 \rightarrow C1 = 0{,}116$ y $\frac{hs}{r} = 0{,}081$.

Obtenemos un amortiguamiento relativo de: $\xi = 0{,}077\left(\frac{z}{r}\right)^{1/2}$, el 3% para una altura de ola de 0,6 m.

5.3. Análisis en el dominio del tiempo mediante Mathcad

Consideremos ahora un sistema de dos grados de libertad, al que aplicaremos el acelerograma artificial y que resolvemos de nuevo con Mathcad (figs. 18 y 19).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

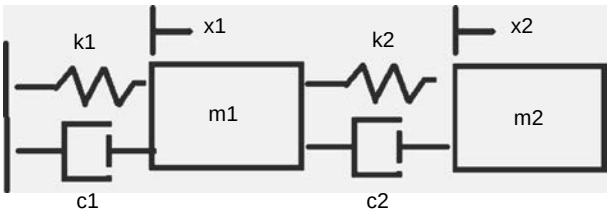


Figura 18. Modelo de dos grados de libertad.

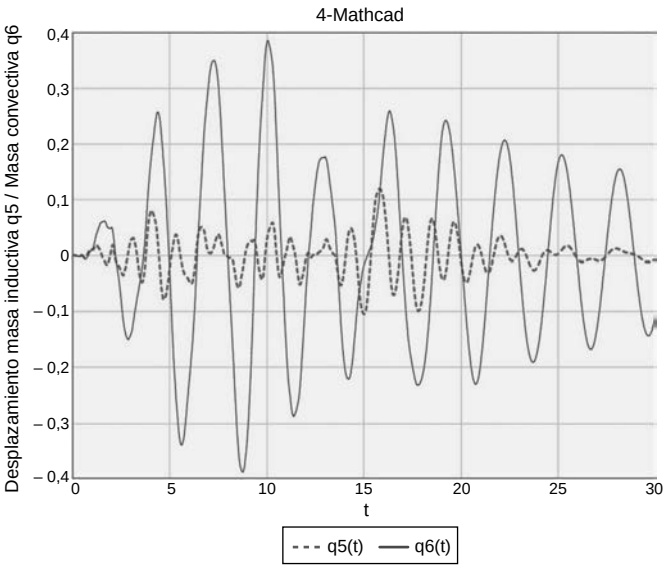


Figura 19. Desplazamientos de la masa inductiva y de la masa convectiva. Modelo 4-Mathcad.

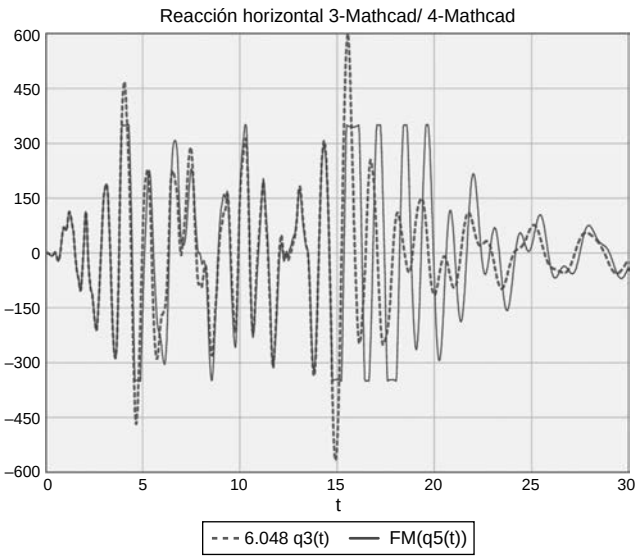


Figura 20. Comparativa de cortante total. Modelo 3-Mathcad/4-Mathcad.

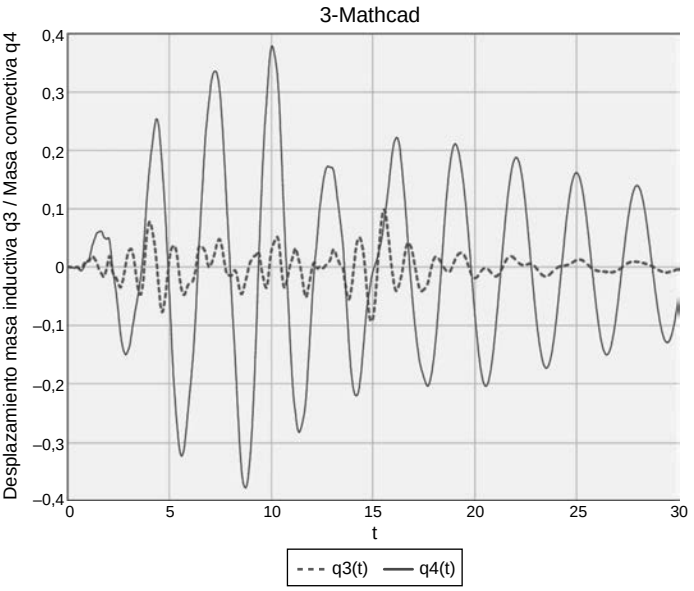


Figura 21. Desplazamientos de la masa inductiva (rojo) y de la masa convectiva (azul). Modelo 3-Mathcad.

$$M = \begin{bmatrix} m1 & 0 \\ 0 & m2 \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} k1+k2 & -k2 \\ -k2 & k2 \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} c1+c2 & -c2 \\ -c2 & c2 \end{bmatrix}$$

$$m1 = 225t \quad k1 = 6.048kN/m \quad c1 = 135\frac{kN}{m/s} \quad m2 = 75t$$

$$k2 = 360kN/m \quad c2 = 8{,}0\frac{kN}{m/s}$$

Los resultados del modelo de dos grados de libertad con amortiguamientos del 5% y del 2,5% indican un desplazamiento horizontal de la masa convectiva del orden de 0,375 m (tabla 2). El ángulo de inclinación de la superficie libre lo obtenemos

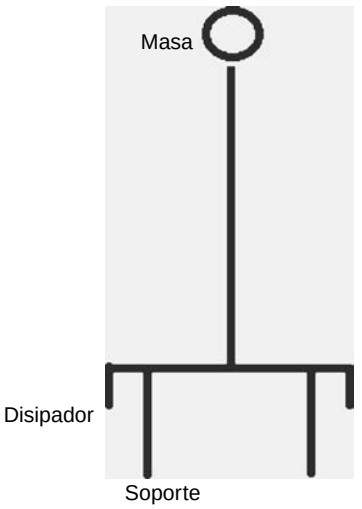


Figura 22. Esquema global del modelo de 1 grado de libertad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 2
Resultados del análisis de carga

Modelo	Descripción	Desplazamiento depósito	Desplazamiento masa convectiva	Cortante total
3-Mathlab	2 GDL Soporte lineal y sin disipador / $\xi c = 2{,}5\%$	90 mm	370 mm	590 kN
4-Mathlab	2 GDL Soporte no lineal y sin disipador / $\xi c = 2{,}5\%$	120 mm	375 mm	350 kN

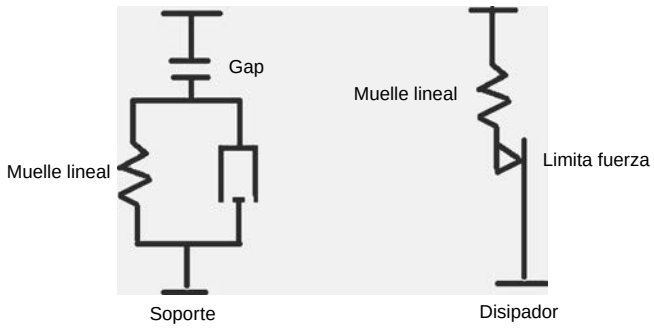


Figura 23. Detalle modelo de soporte y de disipador.

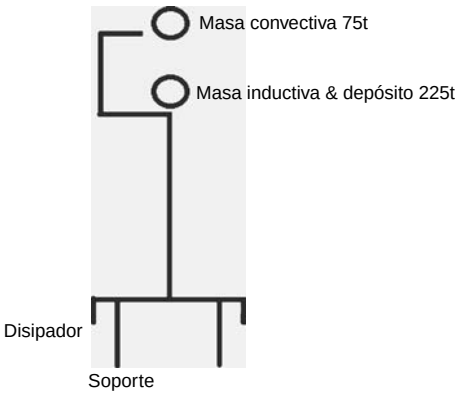


Figura 24. Esquema global del modelo de dos grados de libertad.

dividiendo por $\frac{I}{V} = \frac{147}{75} = 1{,}96m$, y obtenemos 0,191, con lo que la altura de ola es de 0,70 m.

Vemos que la consideración de la masa convectiva reduce la reacción horizontal, aun con muelle lineal, de 803 a 590 kN (figs. 20 y 21).

6. Análisis global conjunto

Para verificar la influencia conjunta y no lineal de los distintos factores mencionados, incluyendo la masa convectiva y los disipadores, es preciso recurrir a un modelo algo más elaborado, que en nuestro caso hemos analizado con ANSYS.

Aun así hemos procurado mantener el modelo lo más sencillo posible, y lógicamente contrastarlo con los modelos ya mencionados, sometiéndolo al mismo acelerograma artificial empleado anteriormente para comparar la respuesta.

En el diseño final se sometió el depósito a un conjunto de 3 acelerogramas como establecen el Eurocódigo y el propio CSCR2010.

6.1. Descripción del modelo de ANSYS

Se trata de un modelo plano, en el que tanto la respuesta no lineal de los soportes como de los disipadores se modela mediante el elemento COMBIN40 (figs. 22 y 23).

En los soportes este elemento permite modelizar el despegue de la cimentación cuando la reacción se anula, y en el disipador permite modelizar el comportamiento elasto-plástico del mismo. En el soporte se introduce asimismo cierto amortiguamiento.

Cuando se distingue entre masa inductiva y masa convectiva es preciso considerar lógicamente dos masas (fig. 24).

Tabla 3
Resultados del análisis de carga

Modelo	Descripción	Desplazamiento depósito	Desplazamiento masa convectiva	Cortante total
1-ANSYS	1 GDL Soporte lineal y con disipador	140 mm	-------	838 kN
2-ANSYS	1 GDL Soporte no lineal y con disipador	134 mm	-------	348 kN
3-ANSYS	2 GDL Soporte lineal y con disipador / $\xi c = 2{,}5\%$	89 mm	370 mm	534 kN
4-ANSYS	2 GDL Soporte no lineal y con disipador / $\xi c = 2{,}5\%$	108 mm	380 mm	352 kN

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

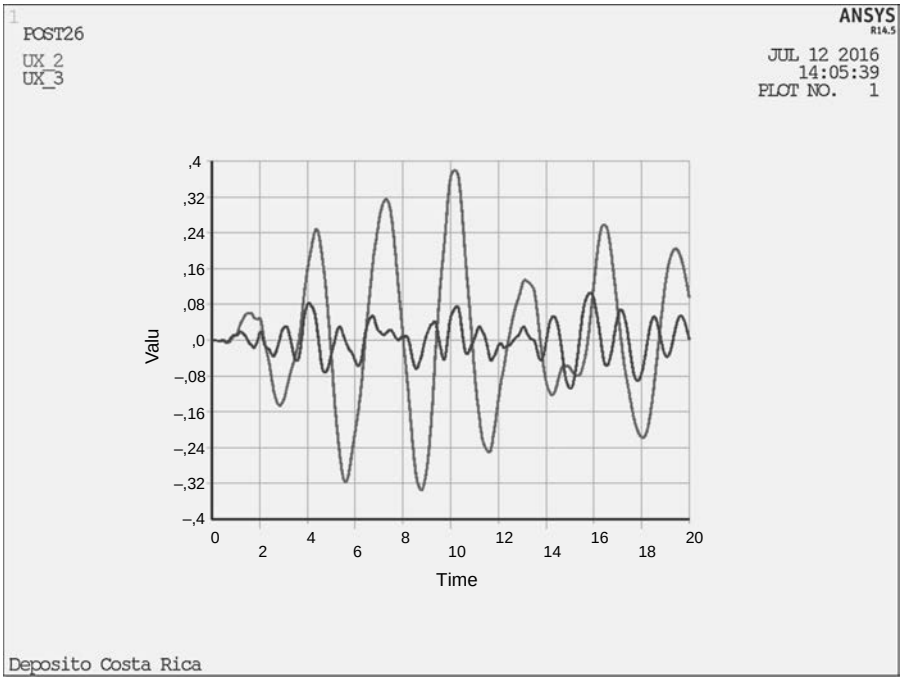


Figura 25. Desplazamientos de la masa inductiva (azul) y de la masa convectiva (rojo). Modelo 4-ANSYS.

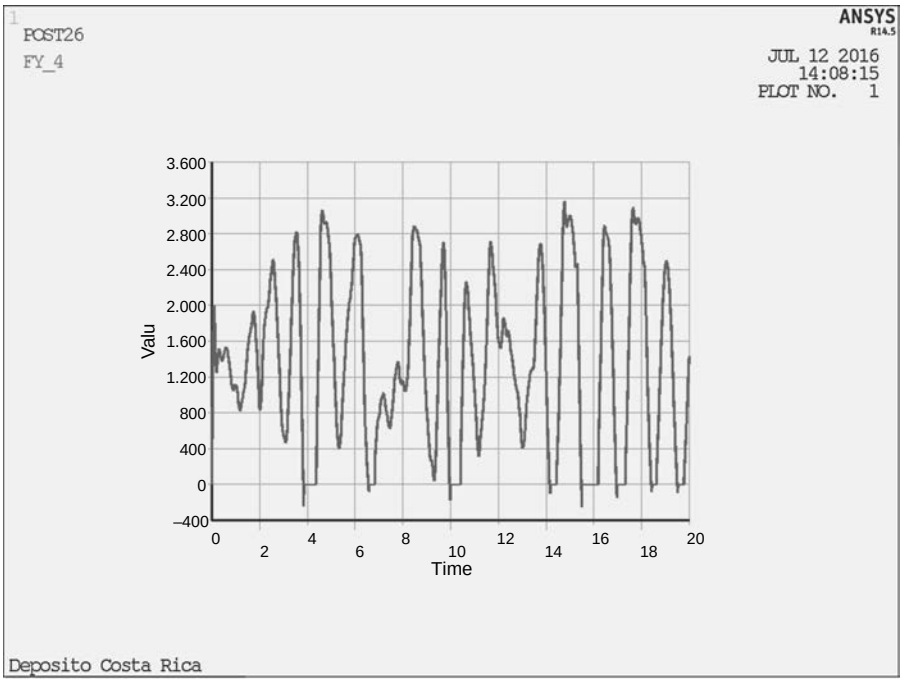


Figura 26. Variación axil del soporte. Modelo 4-ANSYS.

6.2. Resultados

La tabla 3 resume alguno de los datos más significativos.

Utilizando el modelo 4-ANSYS, se obtienen los desplazamientos de la masa inductiva y de la masa convectiva mostrados en la figura 25, mientras que la figura 26 muestra la variación del axil en el soporte de la torre con el tiempo, observándose los periodos de despegue.

7. Conclusiones

El esquema de balanceo autocentrante que se ha propuesto para el depósito, nos permite acotar con claridad el cortante y por consiguiente el momento máximo que la acción sísmica impone en la torre y su cimentación, tal y como nos proponíamos.

El instrumento básico para el prediseño es el diagrama demanda-capacidad. En el análisis ulterior se han utilizado

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

modelos de uno o dos grados de libertad, según se considere o no explícitamente la masa convectiva del agua, y sometidos a un sismo artificial compatible con el espectro del CSCR, para visualizar mejor los distintos aspectos del comportamiento de la estructura.

Con Mathcad, la implementación del muelle no lineal es sencilla y permite resolver con gran agilidad distintas variantes, pero en cambio no nos permite considerar los disipadores. Con ANSYS es posible incorporar tanto las no linealidades debidas al despegue en los soportes como el comportamiento elastoplástico de los disipadores, pero, y pese a la sencillez de los modelos, se requiere un tiempo de cálculo muy superior.

Bibliografía

[1] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, G.M. Kowalsky, Displacement-based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, 2007, pp. 710.
[2] C. Christopoulos, A. Filiatrault, Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation, IUSS Press, Pavia, 2006, pp. 480.
[3] H.N. Abramson, The Dynamic Behaviour of Liquids in Moving Containers, 1, NASA, 1966, pp. 440.
[4] M. Bruneau, R. Sabelli, Ductile Design of Steel structures, 2nd ed., Mc Graw Hill, New York, 2011, pp. 906.
[5] B.J. Smith, Y.C. Kurama, Seismic Design Guidelines for Special Hybrid Precast Concrete Shear Walls, Department of Civil Engineering and Geological Sciences. University of Notre Dame, Indiana, 2012, pp. 92.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

HORMIGÓN y ACERO

ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

Hormigón y Acero es una publicación cuatrimestral de gran reputación entre las revistas científico-técnicas de calidad y avalada por una trayectoria de 65 años, en los que se ha constituido en un eficaz medio de difusión de nuevas técnicas, aplicaciones y productos. Se publica en versión impresa y electrónica.

Está dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades, centros de investigación y organismos públicos relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Se distribuye a suscriptores, socios de ACHE (empresas y profesionales) y numerosos órganos de la administración del Estado y las Comunidades Autónomas con competencias en el campo de la edificación y la construcción de obra civil (altos cargos y responsables de la toma de decisiones).

TARIFAS DE PUBLICIDAD (IVA no incluido)	
Interior de portada color	1.000 €
Interior de portada desplegable a color	1.750 €
Exterior de la contraportada color	1.050 €
Interior de contraportada color	950 €
Página color	900 €
Media página color	550 €
Página en blanco y negro	600 €
Media página en blanco y negro	400€

CONSULTE DESCUENTOS Y CONDICIONES
editorhya@e-ache.com







Documento descargado de www.e-ache.com el 23/1...2

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.e-ache.com
Hormigón y Acero 2017; 68(281):45–55
www.elsevierciencia.com/hya

Distintos sistemas de aislamiento empleados en puentes

Different isolation systems in bridges

Leonardo Fernández Troyano [a], Guillermo Ayuso Calle [b,*] y Lucía Fernández Muñoz [b]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid, España*

Recibido el 20 de julio de 2016; aceptado el 29 de septiembre de 2016
Disponible en Internet el 4 de enero de 2017

Resumen

En Carlos Fernández Casado, S.L. Oficina de Proyectos se han diseñado y construido en los últimos 40 años muchos puentes en zonas sísmicas como México, Colombia y Chile. En estos puentes se han dispuesto diferentes sistemas de aislamiento frente a la acción sísmica, eligiendo el sistema que parecía más adecuado para cada uno de ellos. Cabe indicar que no existe una solución única para resistir la acción sísmica, pudiendo disponer en cada puente un sistema diferente y que sea igualmente válido.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Sísmico; Puente; Amortiguador; Transmisor de choque; Hormigón

Abstract

In the company Carlos Fernández Casado, S.L. Oficina de Proyectos have been designed and built many bridges in seismic areas such as Mexico, Colombia and Chile in the last 40 years. In these bridges have been arranged different isolation systems against seismic action, choosing the system that seemed best suited for each of them. It is noted that there is no single solution to resist the seismic action, each bridge may have a different system and that is equally valid.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Seismic; Bridge; Damper; Shock transmission unit; Concrete

1. Introducción

En los 50 años de existencia de la oficina de proyectos Carlos Fernández Casado, S.L. se han diseñado y construido muchos puentes en zonas con una sismicidad importante, tales como México, Colombia y Chile, entre otras. En estos puentes se han dispuesto diferentes sistemas de aislamiento frente a la acción sísmica, eligiendo el sistema que parecía más adecuado para cada uno de ellos. Cabe indicar que no existe una solución única para resistir la acción sísmica, pudiendo disponer en cada puente un sistema diferente y que sea igualmente válido. Cada sistema tiene sus ventajas e inconvenientes, por lo que no se puede desechar una solución solo porque no sea la finalmente elegida.

Al elegir un sistema de aislamiento es importante que se tenga claro el mecanismo resistente de la estructura y cómo se va a transmitir la acción sísmica por la estructura.

En este artículo se quiere mostrar, a partir de una selección de puentes construidos, los diferentes sistemas que se han empleado, indicando las ventajas e inconvenientes de cada uno de ellos.

2. Sistemas de aislamiento

Los sistemas de aislamiento que más se han empleado en los distintos proyectos son los siguientes: transmisores de choque,

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: gayuso@cfcsl.com (G. Ayuso Calle).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.09.003
0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 1
Aceleraciones del terreno y máximas

Puente	a_0 (m/s^2)	c (m/s^2)
Puente de Albatros	0,32 g	1,29 g
Puente Paso de Piedra	0,12 g	0,45 g
Puente Carrera Novena	0,63 g	0,63 g
Puente Platanito	0,12 g	0,45 g
Puente Vidalta	0,04 g	0,16 g
Puente Barra Vieja	0,13 g	0,50 g

amortiguadores, apoyos de neopreno y la propia configuración estructural del puente. Esta última no es un sistema de aislamiento propiamente dicho, pero es importante ver que a partir de la configuración estructural del puente se puede recoger la acción sísmica sin necesidad de dispositivos.

Los puentes sobre los que vamos a centrar este artículo están situados en México y Colombia, países ambos con una alta sismicidad. A continuación se indican los puentes:

1. Puente de Albatros [1].
2. Puente Paso de Piedra.
3. Puente Carrera Novena [2,3].
4. Puente Platanito.
5. Puente Vidalta [4,5].
6. Puente Barra Vieja.

Cabe indicar que todos los puentes que son objeto de este artículo han sido calculados según la norma americana American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO) [6] que es la vigente en México, salvo el puente Carrera Novena, que se hizo con la norma colombiana [7,8] que está basada a su vez en la americana. Como referencia de los sismos de cálculo con los que se han diseñado estos puentes, en la tabla 1 se indica la aceleración del terreno y la aceleración máxima en cada uno de ellos.

2.1. Transmisores de choque

Vamos a comenzar con los transmisores de choque como dispositivos para recoger la acción sísmica. En los proyectos que se han realizado a lo largo de los años este es uno de los dispositivos que más se han empleado en el caso de estructuras no muy grandes. Estos dispositivos se sitúan habitualmente en el tablero en la zona de estribos. Tienen como ventaja que para cargas lentas no introducen esfuerzos en la estructura, mientras que ante una acción rápida como el sismo el dispositivo se bloquea transmitiendo la carga normalmente al punto donde se sitúe el transmisor, que habitualmente es un estribo. Estos dispositivos se deben emplear en puentes pequeños y no en grandes estructuras, dado que las cargas a transmitir en estas serían muy elevadas y conllevarían la ejecución de estribos muy grandes para recoger toda la acción sísmica.

Se disponen en uno de los dos estribos de la estructura, ya que si se disponen en los dos se bloquea longitudinalmente la estructura ante un sismo, generando unos axiles en el tablero difíciles de resistir.

Uno de los puntos a tener en cuenta cuando se utiliza un transmisor de choque u otro dispositivo aislador es cómo se realiza la disposición de los mismos. Lo más normal es colocar varios dispositivos de menor capacidad y no un único dispositivo que recoja toda la acción sísmica, ya que saldría de un tamaño muy grande. Al disponer varios hay que tener en cuenta cómo los situamos, ya que podríamos empotrar la estructura durante el sismo a momentos de eje vertical o transversal longitudinales. Si es así, se debe considerar en el cálculo.

Como ejemplos en los que se han empleado estos dispositivos están el puente de Albatros y el puente Paso de Piedra, ambos situados en México. También los hemos empleado en el arco de San Sebastián, situado en México.

2.1.1. Puente de Albatros (México)

El puente de Albatros pasa sobre el canal Noroeste del río Balsas en el puerto de Lázaro Cárdenas, en la costa del Pacífico. Esta zona es una de las de sismicidad más altas en México. El viaducto tiene las siguientes características:

- Dos viaductos de acceso de hormigón pretensado, con longitudes de 140 m el de margen derecha y de 105 m el de margen izquierda y con un ancho de 16 m. En el viaducto de margen derecha parten del tronco principal dos ramales, uno a cada lado, que lo conectan con la carretera que pasa bajo él (figs. 1 y 2). Estos ramales tienen un ancho de 10,50 m.
- Un puente sobre el canal Noroeste del río Balsas, dividido en tres tramos. Los dos tramos laterales son de hormigón pretensado con dos pilas en V cada uno; la estructura de estos tramos es continua con los viaductos de acceso, y el tablero tiene la misma sección transversal. El tramo central, basculante metálico, presenta una longitud de 93 m y un ancho igualmente de 16 m (figs. 3 y 4).

Aunque los viaductos de acceso y los tramos de hormigón del puente sobre el canal del río Balsas son continuos, formando estructuralmente un solo tramo, los hemos separado porque son estructuras diferentes en su planteamiento.

2.1.1.1. Configuración estructural. El conjunto del viaducto se ha dividido en tres tramos independientes, conectados por los pasadores que unen el tramo móvil con los viaductos de hormigón. Estas conexiones entre los tramos fijos y móviles permiten desplazamientos pequeños entre las estructuras adyacentes, y por ello se ha buscado una solución en la que estos desplazamientos sean mínimos en situaciones normales de explotación y en situaciones provocadas por la acción sísmica.

Esto ha llevado a fijar los viaductos de hormigón en las pilas en V del puente, haciendo todos los demás apoyos deslizantes. Las dos losas del puente basculante están fijadas en las rótulas de apoyo y giro, y permiten desplazamientos en la clave, y en los apoyos de los contrapesos en el puente de hormigón. Las pilas en V, si bien funcionan bien para las cargas y deformaciones de explotación, son incapaces de resistir los esfuerzos debidos al sismo. Por esta razón, se han dispuesto en los estribos bloqueadores de choque, que en caso de sismo transmiten las cargas del tablero a los estribos (fig. 5). Esto ha

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 1. Puente Albatros. Lado Cayacal.



Figura 2. Puente Albatros. Lado Isla de Enmedio.

obligado a hacer unos estribos grandes que resistan estas cargas del sismo mediante pilotes, lo contrario de lo que se hace actualmente, que es colocar amortiguadores en los estribos para reducir esta carga. Pero en este caso, debido a la existencia del puente móvil central, hemos adoptado la solución de fijar la estructura para sismo para evitar desplazamientos inadmisibles en él.

Los efectos del sismo de los dos tramos del puente móvil se resisten en las pilas que soportan las rótulas y sirven de alojamiento de la maquinaria y los gatos telescópicos.

Otro efecto del sismo se ve reflejado en la sección transversal de los viaductos de hormigón, que ha requerido un pretensado en los bordes de los voladizos laterales, debido a la flexión transversal en el plano del tablero. Por ello, se ha aumentado su espesor en los extremos para alojar el pretensado y para cabeza de compresión, porque la flexión puede tener los dos signos.

2.1.2. Puente Paso de Piedra (México)

El puente Paso de Piedra (fig. 6) está situado en la carretera Durango-Mazatlán y está formado por tres vanos de luces 56 + 112 + 56 m. Es un puente de hormigón pretensado de sección cajón cuya construcción se realizó mediante avance en voladizo, estando las pilas empotradas al tablero. El puente está en una curva en planta de 360 m de radio. Este puente tiene una composición similar al Puente Las Lomas (México). En ambos puentes, para dar flexibilidad y reducir los esfuerzos en el empotramiento pila-tablero frente a cargas no sísmicas, se optó por una pila con doble tabique, que sirven a su vez como empotramiento en la construcción en voladizo.

El puente tiene un ancho de 13,60 m, con un canto en pilas de 5,60 m y 2,80 m en centro de vano. El cajón tiene un ancho de 5 m y los vuelos son de 4,30 m. Dada la longitud de los vuelos se decidió disponer costillas transversales cada 2,80 m, realizando

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 3. Puente Albatros. Tramo basculante.

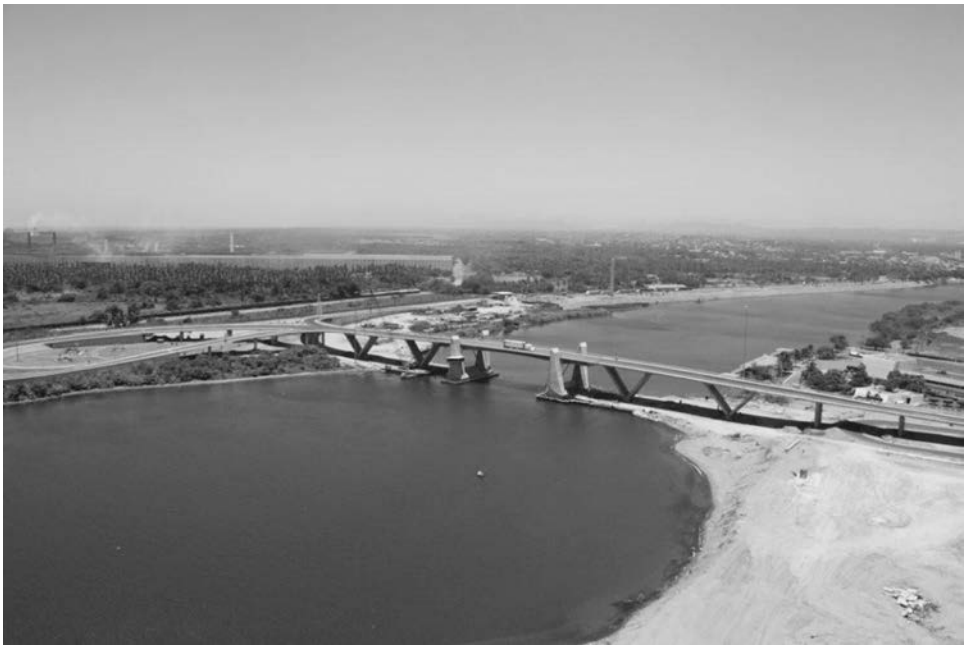


Figura 4. Puente Albatros. Visión general del conjunto.

la losa de espesor constante de 0,30 m. Las pilas son de doble tabique para dar flexibilidad al conjunto.

En este puente los efectos de la acción sísmica no se resisten mediante un transmisor de choque propiamente dicho, sino que ello se realiza mediante un pretensado que une el tablero con el estribo. Estructuralmente funciona de forma similar para la acción sísmica, pero no para el resto de cargas. En este puente se dispuso un pretensado y un apoyo en el medio de la sección entre el tablero y el estribo, de forma que no se empotre la estructura. El apoyo tiene que tener una capacidad para resistir la carga que le introduce el pretensado y la acción sísmica, y el pretensado se tesa a la carga que introduce la acción sísmica, de forma que no haya movimientos durante el sismo. En este caso, para transmitir la acción sísmica del estribo al terreno se ha fijado el estribo 1 al mismo mediante seis anclajes de 15Ø0,6".

La elección de este tipo de fijación para recoger la acción sísmica ha sido debida a que la misma no era muy elevada, y se ha podido resolver mediante cuatro barras de diámetro 50 de acero tipo 85/105 tesadas cada una de ellas a 141 t. Este sistema es más económico que la disposición de transmisores de choque, siendo su funcionamiento muy similar.

Para reducir el hiperestatismo longitudinal, al tener el puente fijo longitudinalmente y empotrado en pilas bajo cargas como la temperatura o deformaciones reológicas, se disponen pilas de doble tabique que nos dan la flexibilidad necesaria para reducir los axiles en el tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 5. Transmisores de choque.

2.2. Por la propia configuración de la estructura

La siguiente forma de recoger la acción sísmica no emplea ningún tipo de dispositivo, se emplea la configuración estructural del puente como medio para resistir la acción. Esta opción se ha utilizado en varias estructuras en los últimos años, siendo las más representativas: viaducto Carrera Novena, puente Platanito y puente Vidalta.

Inicialmente se puede pensar que este procedimiento únicamente es competitivo para puentes de luces cortas, pero se ha empleado en puentes de casi 300 m de vano principal obteniendo resultados muy satisfactorios.

De los tres puentes que se presentan, dos de ellos —viaducto Carrera Novena y Platanito— son estructuras aporticadas en las que la acción sísmica se recoge por la deformación de las mismas. En el otro caso, Vidalta, la configuración es diferente, formando un sistema estructural cerrado que se explica más adelante.

Cabe indicar que en este tipo de estructuras se puede introducir algún dispositivo sísmico, reduciendo los esfuerzos y desplazamientos en la estructura. Cuando se realizaron los proyectos de las estructuras indicadas se analizó esta posibilidad y no obtuvimos ventajas por el empleo de amortiguadores respecto a no ponerlos. Obviamente los desplazamientos en las juntas son mayores, pero se tiene el ahorro de los dispositivos.

2.2.1. Viaducto Carrera Novena (Colombia)

El viaducto de la Carrera Novena está situado en la ciudad de Bucaramanga en la zona norte de Colombia (fig. 7). La solución realizada es un viaducto de 550 m de longitud resuelto mediante un puente atirantado de tres vanos con luces de 292,4 m el central y 129,2 m los laterales. Estas luces dan lugar a dos pilas con unas alturas de 52 y 72 m desde cimientos hasta la rasante del tablero. El ancho del viaducto es de 30 m y el atirantamiento es central.

El puente está situado es una zona de alta sismicidad y el problema fundamental que se plantea en la estructura de este viaducto es su resistencia frente a los efectos debidos al sismo. En este puente, definido el tablero y las torres, se hicieron estudios de diferentes tipos de estructuras, variando las condiciones de enlace entre los elementos que la forman, y considerando el uso de amortiguadores o no. La solución que ha resultado más adecuada y por ello más económica es hacer nudos rígidos en los enlaces pila-tablero-torre, lo que da lugar a un pórtico, prolongado por los vanos laterales que se apoyan en los estribos (fig. 8). Definida esta estructura, cabía la posibilidad de disponer amortiguadores longitudinales para reducir el efecto del sismo, pero la diferencia entre poner amortiguadores o poner apoyos



Figura 6. Puente Paso de Piedra. Vista general del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 7. Viaducto Carrera Novena. Vista general del puente.



Figura 8. Vista de la junta durante su instalación.

deslizantes en los estribos era pequeña. La única ventaja de los amortiguadores era que con ellos se reducían ligeramente los desplazamientos longitudinales, pero la pequeña diferencia de desplazamientos, sumada al ahorro de los amortiguadores, nos llevó a adoptar la solución de dejar libertad de deslizamiento longitudinal en los estribos y coaccionar el movimiento transversal en ellos y en las pilas. Los movimientos máximos bajo la acción sísmica son del orden de $\pm$ 800 mm.

Un problema fundamental en el cálculo de las pilas de un viaducto alto es el coeficiente de ductilidad a aplicar. En las normativas se fijan estos coeficientes, y se indica que para poder considerarlos hay que comprobar la ductilidad de la estructura en estudio. En el estudio de este viaducto se ha realizado un cálculo por capacidad para evaluar cuál es este coeficiente en función de la geometría, las características geométricas de las secciones y el armado de las mismas [9].

El concepto de capacidad de una estructura permite evaluar con seguridad los esfuerzos sísmicos cuando el comportamiento de la estructura deja de ser lineal. Esta forma de proyectar estructuras sismorresistentes también permite localizar el daño en determinadas secciones elegidas por el propio proyectista, de manera que la inspección y la reparación pueda ser más sencilla y en las que se genera unas rótulas plásticas que mejoran la ductilidad del conjunto. Las estructuras sometidas a una acción sísmica de gran intensidad responden de forma no lineal frente a esta, teniendo esta respuesta una gran influencia en el propio valor de los esfuerzos generados por el sismo.

El procedimiento consiste en obtener la curva de capacidad de la estructura, teniendo en cuenta la fisuración y el confinamiento de las secciones, de forma que la intersección de dicha curva con la curva de demanda nos da el punto de funcionamiento de la estructura. A partir de dicho valor se obtiene el coeficiente de ductilidad de la estructura.

Con este método de cálculo se pretende evitar que se produzcan en la estructura roturas frágiles, manteniendo los elementos alejados de su momento último. Esto se consigue disponiendo en la estructura una serie de secciones fusible que protejan al resto de los elementos, concentrando el posible daño en estas secciones elegidas a priori. Indudablemente estas secciones deben ser capaces de mantener su capacidad resistente a lo largo del sismo, y para ello es necesario que se comporten de manera dúctil.

2.2.2. Puente Platanito (México)

El puente de Platanito está situado, al igual que Paso de Piedra, en la carretera Durango-Mazatlán (fig. 9). Este puente tiene una longitud de 189 m y está formado por tres vanos de luces 48 + 93 + 48 m, con dos pilas de alturas 59,5 y 50 m desde cimientos hasta la rasante del tablero. El ancho del viaducto es de 13,66 m para albergar dos carriles de circulación. La construcción se llevó a cabo mediante avance en voladizo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 9. Puente Platanito. Vista general del puente.

En este caso, dado que el puente es pequeño en longitud, planteamos la misma solución que en el viaducto Carrera Novena, empotrando las pilas al tablero y empleando la flexibilidad de las mismas dada su altura. Al tener alturas de las pilas similares el funcionamiento es mejor que en el caso anterior, donde tenemos una diferencia muy significativa en las alturas de las pilas.

En puentes de este tamaño podríamos haber utilizado transmisores de choque, pero como ya hemos comentado esto genera estribos grandes para transmitir la acción sísmica al terreno. Con la solución adoptada conseguimos ahorrar en los estribos a cambio de disponer una junta que admita los desplazamientos generados por la acción sísmica.

2.2.3. Puente Vidalta (México)

El puente Vidalta (fig. 10) salva una barranca de grandes dimensiones de la ciudad de México para dar acceso a un complejo de viviendas situado en uno de sus bordes. La barranca es un espacio natural dentro de la ciudad con una potente vegetación de árboles y arbustos, que se debe proteger al máximo. Por ello, la primera condición que debía cumplir el proyecto era alterarla lo menos posible. Solo se podía colocar un apoyo en ella, y debía estar situado lo más cerca posible de los edificios. La posición de este apoyo ha dado lugar a un puente con dos vanos de 60 y 180 m de luz.

La acusada diferencia entre los dos vanos del puente —el principal es tres veces mayor que el lateral— es el principal problema que se ha planteado en este proyecto, por la dificultad que supone equilibrar las fuerzas que los tirantes generan en la estructura. Por ello, para disminuir en lo posible la diferencia entre los dos vanos la torre situada entre ellos se ha inclinado hacia el vano principal, de forma que el apoyo del tablero sobre ella lo divide en dos vanos algo más equilibrados, de 78 y 162 m de luz.

El tablero tiene 10,70 m de ancho útil para dos carriles de circulación, y se atiranta en los bordes desde las dos pilas que forman la torre, que se inclinan ligeramente en su plano para encajar la geometría de los tirantes, tablero y torre, y también para abrir hacia arriba la visión del conductor y reducir la sensación de angostura que producen los dos planos de tirantes. En cada uno de estos planos hay dos haces de tirantes, el delantero y el trasero, y los tirantes de cada haz son paralelos entre sí.

En puentes atirantados la resultante de los tirantes delanteros y traseros se compensan, dando lugar a una resultante que debe coincidir con el eje de la torre. En este caso, al tener la torre inclinada aparece una componente horizontal, que será igual y contraria a la que aparece en el tablero, porque las fuerzas que



Figura 10. Puente Vidalta. Vista general del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

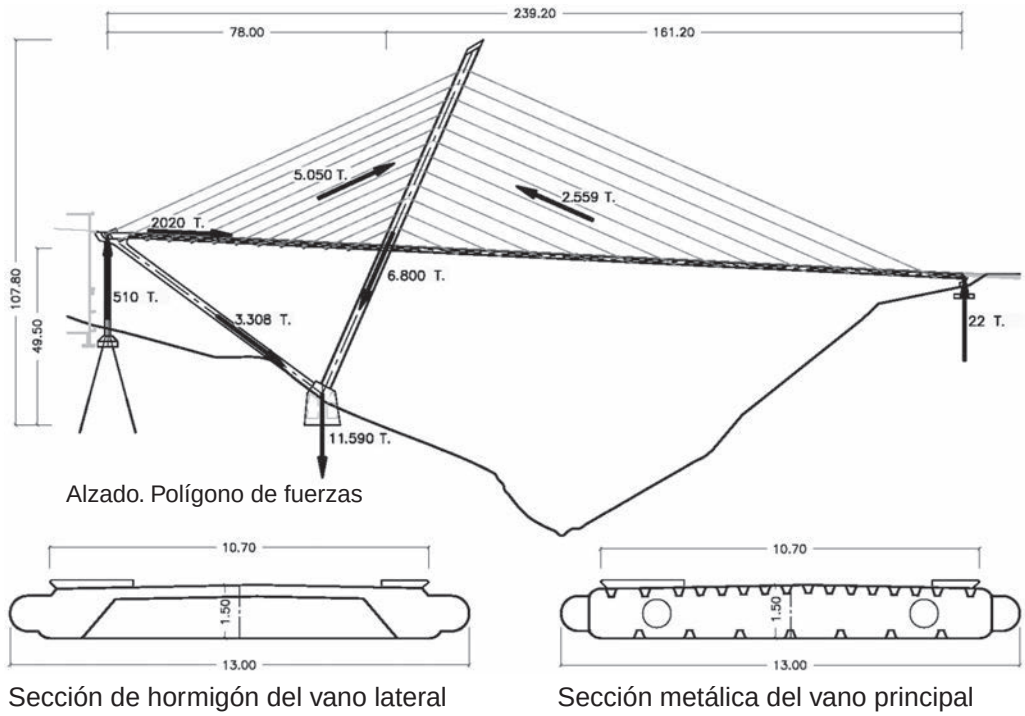


Figura 11. Esquema estructural de fuerzas.

los tirantes producen en él son iguales y contrarias a las que producen en la torre. Por ello nos encontramos con una fuerza longitudinal en el tablero que se deberá transmitir a tierra. La solución más adecuada es transmitirla a la base de la torre porque, sumada a la resultante de esta, la fuerza que se transmite a cimientos es vertical. Esta transmisión se ha resuelto mediante un jabalcón que une la base de la torre con el extremo del vano de compensación, donde se sitúan también dos pilas cilíndricas verticales adosadas al edificio. De esta forma se genera un polígono de fuerzas que equilibra el sistema, formado por la torre, los tirantes, el tablero, el jabalcón y las pilas verticales, completado con los otros dos apoyos del tablero: el apoyo sobre la torre y el del extremo del vano principal sobre el estribo (fig. 11). Los apoyos sobre la torre y sobre el estribo son deslizantes, y las pilas de apoyo del extremo del vano de compensación forman un nudo rígido con el tablero y el jabalcón.

Otra condición de los puentes atirantados es que las componentes verticales de las fuerzas de los tirantes se equilibren en lo posible con las cargas del tablero, para reducir al mínimo las flexiones en él. Esta es la razón de ser del puente atirantado. Pero este equilibrio no se consigue si los vanos del puente son desiguales porque uno pesa más que el otro. Para conseguir el equilibrio la única posibilidad es que el peso de los vanos sea diferente, haciendo más ligero el grande y más pesado el pequeño. Por ello en este puente el vano principal se ha hecho metálico y el de compensación, de hormigón. La estructura del vano metálico está formada por un cajón de las dimensiones requeridas por los esfuerzos que actúan en él. Una vez dimensionado este vano, la sección del tablero del vano de hormigón se ha dimensionado para que su peso compense el del vano principal, consiguiéndose así el equilibrio de la estructura. También son de hormigón la torre, el jabalcón, las pilas cilíndricas verticales y el estribo. El tablero, el jabalcón y las pilas cilíndricas tienen armadura principal activa. La torre y el estribo tienen solo armadura pasiva.

La ciudad de México D.F. es conocida por tener una sismicidad elevada, por lo que desde un principio se tuvo en cuenta en el diseño del puente cómo resistir esta acción. La estructura tiene una configuración singular y durante el diseño se vio que la propia configuración de la estructura debía ser tal que recogiese la acción sísmica. Por ello se decidió no disponer ningún dispositivo, ya que se vio que con el esquema estructural planteado se podían resistir las cargas sísmicas de diseño. Los efectos sísmicos transversales se resisten mediante el nudo rígido del extremo del tablero y mediante los apoyos en la torre y en el estribo, mientras que los efectos longitudinales se resisten mediante el mismo polígono de fuerzas que equilibran las cargas horizontales en el tablero.

2.3. Amortiguadores

Actualmente en estructuras grandes, ante una acción sísmica, se actúa de diferentes formas:

- Aumentando la flexibilidad de la estructura incrementando el período propio de la misma y, por tanto, desplazándonos por el espectro en la rama descendente.
- Disipando la energía en forma de calor aumentando el amortiguamiento de la estructura y, por tanto, reduciendo los esfuerzos frente a la acción sísmica.

Estos sistemas son los apoyos con núcleo de plomo, los apoyos con alto amortiguamiento, los apoyos pendulares y los amortiguadores hidráulicos o electroinductivos. En los primeros el plomo actúa como dispador de la energía y el neopreno como

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 12. Puente Barra Vieja. Empuje del tablero donde se ven los topes transversales.

elemento centrador. En los amortiguadores se puede variar la viscosidad mediante campos magnéticos, teniendo una ley no lineal de comportamiento proporcional a la velocidad elevada a la constante del amortiguador.

Con este sistema se presenta el puente de Barra Vieja, en el que, como se verá seguidamente, se han combinado apoyos pendulares con amortiguadores longitudinales en estribo y amortiguadores transversales en las pilas [10,11].

2.3.1. Puente Barra Vieja (México)

El puente Barra Vieja está situado en Lomas de Chapultepec, al lado de Acapulco, en la costa del Pacífico, sobre el río Papagayo. Como ya se ha indicado, esta es la zona de mayor sismicidad de México. Este puente está enmarcado dentro de los puentes de emergencia que han tenido que ser realizados para sustituir a los puentes derribados por la tormenta tropical «Manuel».

El puente tiene una longitud de 470 m y está formado por cinco vanos de luces 30 + 40 + 90 + 220 + 90 m. La sección tiene un ancho de 15,10 m y está formada por dos vigas longitudinales de 3,10 m de canto unidas mediante costillas transversales cada 5 m con una losa de 0,28 m de espesor.

El vano principal se resuelve mediante un atirantamiento que luego es recubierto con hormigón creando unas velas. Los tirantes están dispuestos a los lados de la sección formando un total de ocho haces. La altura de las torres es baja respecto a la luz principal, 18,5 m. Con esta altura se está por debajo de una tipología de puente extradosado para las luces que se tienen. Se ha dispuesto tecnología de pretensado en los tirantes, siendo los cables continuos y pasando por una silla en la torre. El número de total de tirantes es de 20 en cada uno de los haces.

En un primer momento se diseñó un puente empujado de luces de 60 m, pero debido a las condiciones de cimentación en la zona central del río Papagayo, donde la cota de cimentación estaba muy profunda y a su vez existe la posibilidad de socavación, se decidió realizar un puente con un vano principal de 220 m. El puente se subió de cota respecto al derribado para evitar futuras riadas, y se diseñaron las pilas y cimentaciones de forma que ofrecieran la menor resistencia al paso del agua.

Una de las singularidades de este puente es su procedimiento de construcción. Desde un principio se quiso evitar trabajar en el cauce del río por miedo a crecidas del río que pudieran llevarse la cimbra. Por este motivo se decidió hacerlo mediante empuje (fig. 12). El primer inconveniente que surgió es el vano principal y sus vanos laterales, que no son posibles de empujar dada la longitud que tienen. Por ello se han dispuesto cinco pilas provisionales metálicas, tres en el vano central y una en cada uno de los vanos de 90 m, dejando vanos máximos de 55 m, con los que ya se puede realizar el empuje. Al tener la sección dos vigas se diseñó una nariz de lanzamiento por cada viga y se arriostraron entre ellas. La nariz tiene una longitud de 33 m. El parque de fabricación se colocó en el estribo 1 y tiene una longitud de 62 m, dividido en dos zonas: la primera para el hormigonado de la suela de la sección de cada una de las vigas y la segunda donde se completa la sección con la losa superior. Esta longitud viene definida por la longitud de la dovela más larga.

A continuación se expone el sistema empleado para recoger la acción sísmica. En este caso la altura de las pilas es baja, por lo que el empotramiento de las pilas en el tablero no es adecuado, dado que no se tiene la flexibilidad necesaria; a su vez, el procedimiento de construcción complica la realización del empotramiento. Los transmisores de choque no son la mejor

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 13. Vista de uno de los amortiguadores longitudinales del estribo 1.

opción, dado que un puente de esta longitud y sección tiene una masa muy elevada y habría que llevar la carga debida a la acción sísmica a un estribo, siendo necesaria una cimentación muy grande. Finalmente se ha optado por la disposición de amortiguadores longitudinales (fig. 13) en el estribo 1 y amortiguadores transversales en cada una de las pilas. Esta solución la podemos situar entre el empleo de transmisores de choque y



Figura 14. Vista de la torre 5, donde se aprecia el amortiguador transversal y los apoyos pendulares.

la solución tipo pórtico. Con el empleo de amortiguadores se reduce la fuerza a transmitir a las cimentaciones respecto a un transmisor de choque, y los desplazamientos que hay que admitir son inferiores a los de la solución pórtico. En este caso se obtuvieron desplazamientos longitudinales del orden de 29 cm y transversales de 37 cm para la acción sísmica.

Un problema que hay que tener en cuenta cuando se disponen amortiguadores es el recentrado de la estructura. Una vez ocurre el sismo, el amortiguador se alarga o acorta y no siempre tiene capacidad de recentrado: depende de los diferentes fabricantes. En este caso se optó por la disposición de apoyos pendulares en cada una de las pilas para conseguir el recentrado de la estructura (fig. 14).



Figura 15. Puente Barra Vieja. Vista general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En el caso de que se produzca la acción sísmica durante la construcción se han dispuesto topes transversales en cada una de las pilas para recoger la carga transversal, y para la longitudinal se ha diseñado un sistema por el cual se fija la estructura durante el empuje al parque de fabricación mediante una pieza metálica que une ambos elementos mediante un pretensado.

El puente Barra Vieja se finalizó en octubre de 2016 (fig. 15).

Todos los puentes mostrados en este artículo han sido proyectados junto con MEXPRESA, empresa de construcción mexicana con la que hemos diseñado y construido la mayor parte de nuestros puentes en México y en Colombia.

Bibliografía

[1] L. Fernández Troyano, G. Ayuso Calle, L. Fernández Muñoz, Puente Albatros, en: V Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Barcelona, 2011.

[2] L. Fernández Troyano, L. Fernández Muñoz, G. Ayuso Calle, R. González Aguilar, C. Iglesias Pérez, A. Cano Fernández-Carrión, Viaducto atirantado de Bucaramanga. Colombia, en: VI Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2014.

[3] L. Fernández Troyano, L. Fernández Muñoz, G. Ayuso Calle, R. González Aguilar, C. Iglesias Pérez, A. Cano Fernández-Carrión, Stayed viaduct in Bucaramanga, Colombia, en: 37th IABSE Symposium, Madrid, 2014.

[4] L. Fernández Troyano, L. Fernández Muñoz, A. Cano Fernández-Carrión, J. Cuervo Fernández, Viaducto atirantado de Bucaramanga. Colombia, en: VI Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2014.

[5] L. Fernández Troyano, L. Fernández Muñoz, A. Cano Fernández-Carrión, J. Cuervo Fernández, Vidalta Cable-stayed Bridge, en: 37th IABSE Symposium, Madrid, 2014.

[6] AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications. 2007.

[7] INVIAS. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. CCP 200-94. 1995.

[8] Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. República de Colombia. Reglamento Colombiano de Construcción sismo resistente. NSR-10. Enero 2010.

[9] C. Iglesias Pérez, G. Ayuso Calle, A. Cano Fernández-Carrión, R. González Aguilar, Pandeo simultáneo de pilas de puente: aplicación a un cálculo sísmico tipo push-over de las pilas del puente atirantado de Bucaramanga en Colombia, Hormigón y Acero. 63 (263) (2012) 865–882.

[10] J. Forment Costa, J. Miquel Canet, A.C. Aparicio Bengoechea, Utilización de amortiguadores y conectores sísmicos en puentes, Hormigón y Acero. (217) (2000) 81–100.

[11] R. Medeot, Aislamiento y amortiguación en el diseño sísmico, Hormigón y Acero (238) (2005) 545–559.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 30

M

Resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal

Grupo de trabajo 5/2
"Resistencia a cortante de elementos sin armadura transversal"

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.e-ache.com
Hormigón y Acero 2017; 68(281):57–68
www.elsevierciencia.com/hya

Recimentación y hundimiento inducido de un edificio industrial mediante uso de pilotes de control y extracción de material

Repair of the foundation and induced subsidence of an industrial building by using control piles and material extraction

Bernardo Orozco Rivas [a,*] y Mabel Mendoza Pérez [b]

[a] *Ingeniero de proyecto, Fábrica de Jabón La Corona, Estado de México, México*
[b] *Profesor-Investigador, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, División de Ingenierías Civil y Geomática, Ciudad de México, México*

Recibido el 20 de julio de 2016; aceptado el 2 de diciembre de 2016
Disponible en Internet el 28 de enero de 2017

Resumen

Se presenta el caso de la reparación y hundimiento inducido de la cimentación de un edificio industrial de acero, cuya cimentación consiste en zapatas aisladas y pilotes de fricción, ubicado en una zona sísmica y de grandes hundimientos en México. El procedimiento de reparación consistió en la construcción de una celda de hormigón armado para convertir los pilotes de fricción a pilotes de control y además permitir la extracción de material por debajo de la cimentación, logrando que el edificio siga el hundimiento regional. Mediante este proceso el edificio asentó 0,27 m. Durante los trabajos ocurrieron 2 sismos de magnitudes 6,6 y 5,4, respectivamente, y en ninguno de ellos se detectó daño o mal funcionamiento del sistema, manteniendo en todo momento la seguridad del personal, de la estructura y el tránsito de vehículos.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Reparación de cimentación; Hundimiento inducido; Extracción de material; Pilotes de fricción; Pilotes de control

Abstract

The case of repair and induced subsidence of the foundation of an industrial building, whose foundation consists of isolated footings and friction piles, is presented; located in a seismic zone and of great subsidence in Mexico. The repair procedure consisted in the construction of a reinforced concrete cell to convert the friction piles to control piles and also to allow the extraction of material underneath the foundation, making the building follow the regional subsidence. Through this process the building settled 0.27 m. During the work, two earthquakes of magnitude 6.6 and 5.4 occurred, in none of them was detected damage or malfunction of the system, maintaining at all times the safety of workers, the structure and the traffic of vehicles.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Foundation repair; Induced subsidence; Material extraction; Friction piles; Control piles

1. Introducción

La Ciudad de México está erigida sobre los restos de varios lagos, que tenían como fondo y ahora como base para las edificaciones un suelo principalmente arcilloso, muy blando y compresible. La extracción de agua y la consolidación del suelo por las cargas a las que está sometido provocan hundimientos cuya magnitud afecta las condiciones de servicio y seguridad estructural de los edificios.

El hundimiento regional debido a la extracción de agua en la ciudad varía; desde 0,06 a 0,07 m/año en el centro de la ciudad, hasta 0,40 m/año en otros puntos de esta [1,2]. En la zona donde

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: bernardoorozcorivas@gmail.com (B. Orozco Rivas).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.12.001
0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

se encuentra el edificio que se estudia en este documento se ha registrado en los últimos 3 años un promedio de 0,05 m/año; a este hundimiento regional debe sumarse el hundimiento que las cargas muertas y accidentales provocan en la base de las estructuras. Estos 2 fenómenos provocan la aparición de hundimientos diferenciales entre edificios adyacentes, y entre las partes mismas de los edificios.

En algunas ocasiones, debido a estos hundimientos, a fallas estructurales o cambio de uso, es necesario reparar y/o reforzar la cimentación de una estructura existente. En México, desde la década de los 50, se utiliza el término *ad hoc* «recimentación» [3–5] para referirse a estos procesos.

La Fábrica de Jabón La Corona S.A. de C.V., ubicada en el Estado de México, México, construyó en la década de los 80 un edificio llamado «Pasillo Central». Con el paso del tiempo, se comunicó este edificio con 2 edificios adyacentes; al ser edificios con diferentes usos y tipo de cimentación fueron hundiéndose de forma diferente. Pasillo Central se fue quedando elevado con respecto a los otros, alcanzando desniveles de hasta 0,40 m.

En el año 2010 se decidió corregir este desnivel, por lo que se procedió a una reparación de la cimentación que consistió en ir retirando, de forma controlada, rebanadas del fuste de los pilotes; posteriormente, con el auxilio de gatos hidráulicos sincronizados, se bajó el edificio hasta que recuperó su verticalidad y se volvió a fijar a los pilotes [6]. El resultado de ese procedimiento a corto plazo fue el esperado; desafortunadamente, solo 2 años después el edificio recuperó el desnivel, por lo que se decidió realizar una nueva reparación de la cimentación: en esta ocasión, que no solo corrigiera el desnivel, sino que además permitiera al edificio seguir asentando para igualar el hundimiento que presentan los otros edificios.

El procedimiento usado consistió en la combinación de 2 métodos: la modificación de la cimentación original agregando una celda de hormigón armado alrededor de la zapata aislada, con lo que es posible desligar los pilotes de fricción y convertirlos a pilotes de control [7–10]. Como este procedimiento no puede garantizar la igualdad en los asentamientos, se complementó con un cárcamo por debajo de la celda, con ventanas en las paredes desde donde se puede extraer el material existente debajo de la celda. Al extraer el material la celda se cuelga de los pilotes, al tratar de cerrar los huecos. Aflojando el sistema de control de los pilotes, la celda y a su vez el edificio logran bajar hasta que el hueco generado se cierra. La combinación de estos 2 procedimientos asegura el descenso controlado del edificio.

En este trabajo se presentan: las hipótesis usadas para el diseño de la nueva cimentación, la forma en que se integró constructivamente con la existente, el proceso de conversión de pilotes de fricción a pilotes de control y la etapa de extracción de material por debajo de la nueva cimentación (subexcavación).

2. Antecedentes

2.1. Descripción del edificio

La Fábrica de Jabón La Corona S.A. de C.V. fue fundada en 1923 y reside desde 1956 en el Estado de México, México; su crecimiento ha obligado a la construcción de edificios muy cercanos entre sí. El caso estudiado está formado por un conjunto de 3 edificios, 2 de ellos construidos en la década de los 50 (a los que llamaremos edificio 1 y 2) y el tercero en los años 80; este último recibe el nombre de Pasillo Central (fig. 1), en el que se realiza la reparación de la cimentación que ocupa este documento.

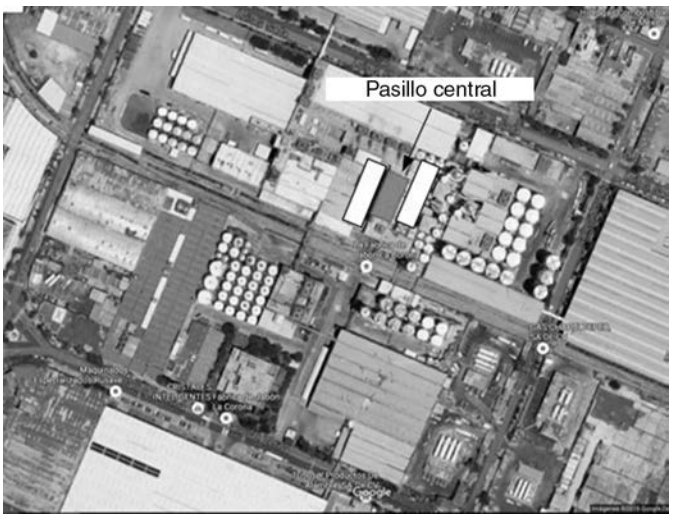


Figura 1. Localización del conjunto estudiado (https://www.google.com.mx/maps).

Pasillo Central tiene 36 m de largo, 15 m de ancho y 33 m de altura (fig. 2), contiene niveles de entrepiso a los 6,0; 10,17; 19,6; 23,6 y 28,0 m. Su sistema estructural es a base de pórticos de acero y losas de hormigón armado, con una cubierta de lámina tipo TR-101 (perfil acanalado de configuración trapezoidal). De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) [11], el edificio se clasifica como una estructura del Grupo B (edificaciones destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, construcciones comerciales e industriales), con un factor de carga igual a 1,4 y factor de comportamiento sísmico, $Q = 2$ (aplica para pórticos de acero con ductilidad reducida o provistos de arriostramiento con ductilidad normal).



Figura 2. Fachada sur del edificio Pasillo Central.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

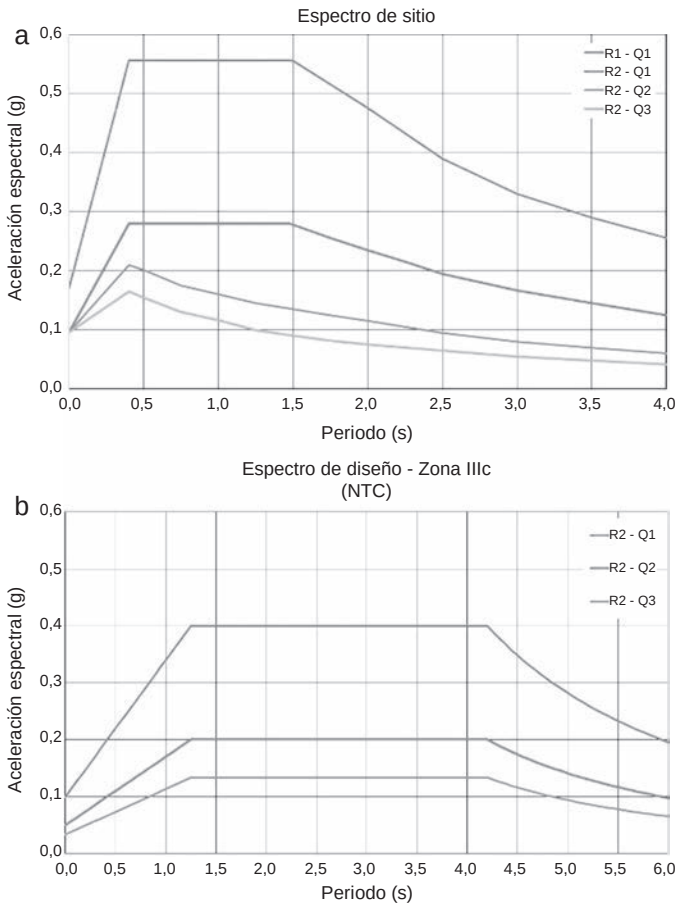


Figura 3. a) Espectro de sitio. b) Diseño para diferentes ductilidades.

En una zona cercana al edificio estudiado se realizó un estudio de Down Hole [12], que tuvo como objetivo caracterizar el suelo en la zona y obtener el espectro de sitio (fig. 3a). En este estudio se observó la siguiente estratificación: suelo arcillo-limoso, con una primera capa dura entre los 20 y 22 m, seguida de otras capas de arcilla, limo y arena hasta una segunda capa dura aproximadamente a 40 m. De acuerdo con el RCDF, la clasificación sísmica del suelo es de un suelo tipo IIIc, que corresponde a un suelo lacustre, integrado por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Aunque se obtuvo el espectro de sitio, también se construyó el espectro de diseño de acuerdo con las expresiones que marcan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC) [13] del RCDF, utilizando un coeficiente sísmico de c = 0,4, y una zona sísmica IIIc. Como se observa en la figura 3a,b, las aceleraciones espectrales (valor máximo de 0,22 g) del espectro de sitio recomendado, con un factor de resistencia R = 2 y un factor de ductilidad Q = 2, son menores a las aceleraciones del espectro reducido (valor máximo de 0,20 g) de las NTC, para los mismos factores. Sin embargo, como tanto la cimentación y la estructura se diseñaron siguiendo el RCDF se decidió no usar está reducción y seguir los valores recomendados por las NTC.

Como se puede observar en las figuras 2 y 4 los edificios y sus cimentaciones están muy cercanos entre sí, por así requerirlo el proceso de almacenaje y producción de la fábrica. Esta cercanía hace que las cimentaciones en la zona común se comporten de forma distinta a aquellas en los extremos contrarios de los edificios. Esta incompatibilidad se refleja sobre todo en el asentamiento relativo, dado que Pasillo Central ha quedado «alto» al tener una cimentación profunda que no responde al hundimiento regional, mientras que los edificios 1 y 2, sí se ven afectados por este fenómeno. También se presenta el problema dentro de Pasillo Central, dado que los pisos siguen el asentamiento regional y los dados y columnas no, generando salientes que interfieren con el paso de vehículos en la planta baja, con valores máximos de hasta 0,40 m (fig. 4).

La zona a recimentar forma parte de la nave principal y está limitada por los ejes 6 A y 10A en una dirección y por los ejes H1 y H2 en el otro sentido (fig. 5). En su parte superior es un edifico de estructura metálica que soporta principalmente 12 silos, equipos especiales y depósitos necesarios en su operación.

La cimentación original del edificio estaba basada en zapatas aisladas que transmiten la carga a un grupo de 58 pilotes de fricción (fig. 6) y estos a su vez al suelo circundante. Los pilotes son de sección circular, de 0,50 y 0,60 m de diámetro,

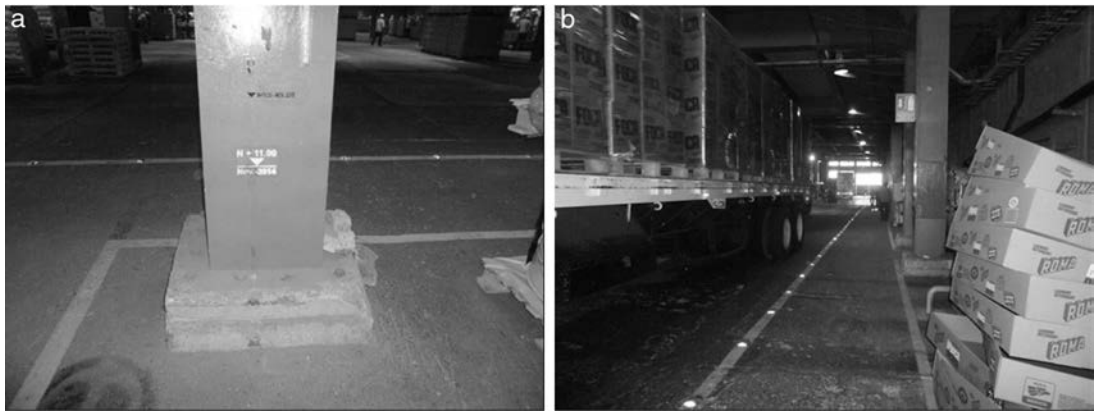


Figura 4. Desnivel en pasillo central (véase los dados de las columnas).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

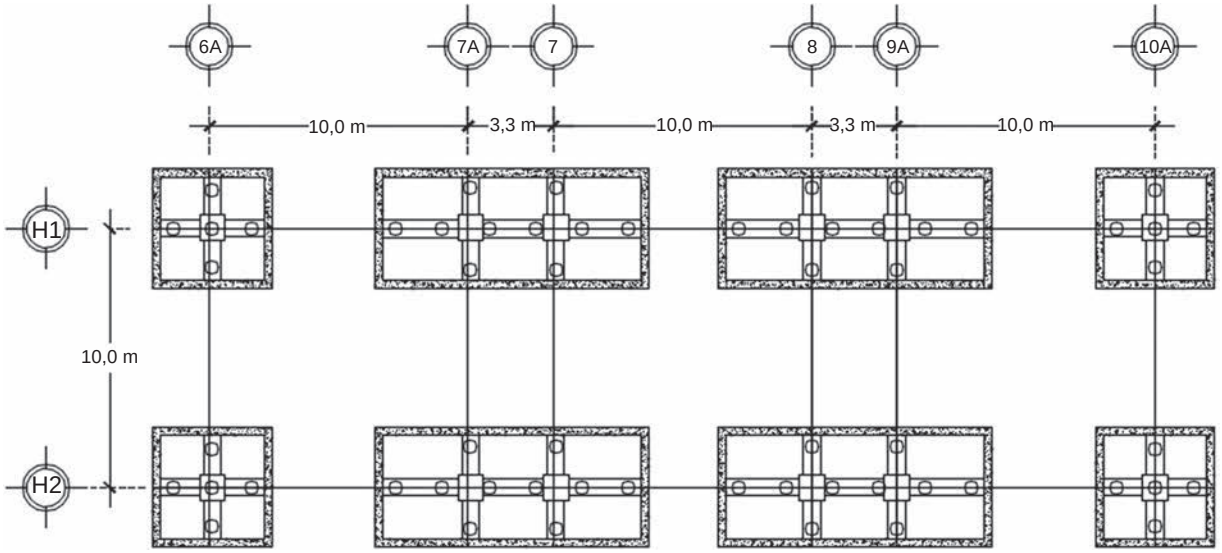


Figura 5. Planta del edificio Pasillo Central.

en tramos de 1 m de altura hasta 18 m de longitud y una capacidad de carga que varía entre 500 y 600 kN. Este sistema de cimentación ha soportado el edificio desde 1985, año de su construcción. A diferencia de Pasillo Central, los edificios 1 y 2, al ser más ligeros, fueron cimentados usando solamente zapatas aisladas, o pilotes de fricción muy cortos, lo que provocó mayor asentamiento de los edificios adyacentes, afectando el proceso de producción. Aunado a la diferencia en el tipo de cimentación se encontró que las cimentaciones fueron colocadas de forma que se superponen (a diferentes profundidades), e incluso se dio el caso de que se ligaron, ocasionando que la parte cercana de los edificios se asentara al mismo ritmo que los extremos opuestos de los edificios, provocando inclinación en estos.

2.2. Primera recimentación

En el año 2010, el desnivel alcanzado entre los edificios del conjunto era de 0,40 m, lo cual era intolerable para el funcionamiento de la fábrica, por lo que se empezó una recimentación; de forma simplificada el proceso consistió en descender Pasillo Central utilizando los pilotes de fricción sin agregar ningún elemento a la cimentación. El procedimiento implicó una excavación para llegar por debajo de la zapata, una vez ahí, mediante gatos hidráulicos, se sostuvo temporalmente la zapata. Posteriormente, con una cortadora de hilo de diamante se realizó un corte a los fustes de los pilotes para extraer varias rebanadas (espesor máximo de 0,10 m); una vez extraída la sección necesaria del pilote, mediante el uso de gatos hidráulicos, se realizó el descenso controlado del edificio; una vez que las zapatas se apoyaron nuevamente en los pilotes de fricción, los pilotes volvieron a ser ligados a la zapata. El proceso se realizó en un lapso de 4 meses, en los cuales el eje 6 A asentó 0,40 m y el eje 10A, 0,10 m. Los detalles del proceso pueden consultarse en la referencia [6].

3. Recimentación

Como se ha mencionado, la primera intervención logró la disminución en los desniveles del edificio y los edificios contiguos, sin embargo, 2 años después este desnivel se había recuperado. Se buscó la causa del rápido aumento del desnivel, y se atribuyó a que la capacidad de la cimentación excedía la demanda de carga, y que al ser pilotes largos (18 m) estos presentaban un comportamiento similar a pilotes de punta, que impiden el hundimiento del edificio, provocando la emersión aparente con respecto al nivel de piso. Dada la rapidez con la que se perdieron los beneficios obtenidos por la primera recimentación, se descartó repetir el procedimiento, iniciando la búsqueda de un procedimiento

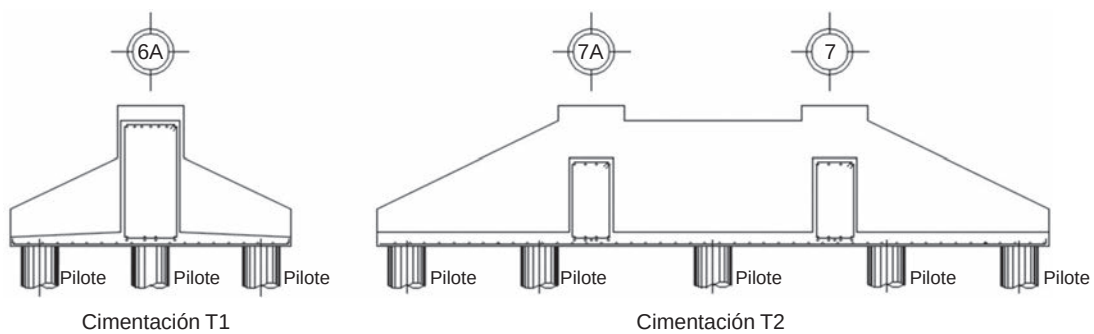


Figura 6. Croquis de zapata aislada apoyada en pilotes de fricción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

que modificara el comportamiento de la cimentación existente haciendo que su eficacia se alargara.

Las condiciones que debía cumplir el procedimiento se pueden resumir en 2:

- Disminución rápida del desnivel entre Pasillo Central y los edificios 1 y 2.
- La nueva cimentación debe permitir a Pasillo Central seguir al hundimiento regional.

La Fábrica añadió restricciones adicionales al solicitar que el procedimiento elegido no interrumpiera el proceso de producción, ni tampoco el tránsito de los vehículos en medio del edificio.

El procedimiento elegido consistió en la combinación de 2 técnicas: la extracción de material para disminuir los desniveles de manera rápida (subexcavación) y el manejo de pilotes de control para controlar los hundimientos regionales. Con la combinación de estas técnicas se buscó resolver la incompatibilidad del movimiento que tiene el edificio en el largo plazo, que, como se ha mencionado, la primera intervención no logró. Además, se planteó la creación de celdas de extracción del material, con lo que es posible repetir el proceso durante el resto de la vida útil del edificio sin volver a realizar grandes trabajos de albañilería. Un resumen de fechas de inicio de las actividades se muestra en la tabla 1.

Se propuso desligar los pilotes de la zapata y convertirlos en pilotes de control; para ello fue necesario soportar la zapata en una celda de hormigón que a su vez transmitiera la carga a los pilotes entre 3 y 4 m más abajo del nivel de desplante de la zapata original. Una vez terminada la celda se procedía a desligar los pilotes uno a uno, y conectando a la losa fondo de la celda, a través del puente de reacción y las anclas.

A todas las celdas se les construyó uno o 2 cárcamos de excavación; en los muros de estos cárcamos se dejaron huecos por los que, en caso de que el hundimiento por el manejo de los pilotes de control fuera insuficiente, se extrajera material y, al cerrar este espacio creado, la estructura descendiera.

Tabla 1
Fechas representativas del procedimiento de recimentación

Actividad	Fecha de inicio	Fecha de término
Construcción original	1985	–
Excavación y construcción de celdas	Sep-2013	Nov-2014
Desligue de pilotes e instalación de control	Ago-2014	Dic-2015
Control de hundimiento con pilotes	Dic-2015	Ene-2015
Subexcavación (3 etapas)	Ene-15	Sep-2015
Etapa de control con pilotes	Sep-2015	A la fecha

Se propuso una recimentación que permitiera ajustar el hundimiento del edificio igualando el hundimiento al presentado en los otros edificios. Para ello se pensó en crear un cajón de cimentación que absorbiera la descarga de la zapata original y la transmitiera a los pilotes pero de forma controlada y que, además, permitiera corregir la altura del pilote para permitir a la estructura seguir el hundimiento de los otros edificios y, en caso de no hacerlo de forma natural debido a su peso propio, inducirla a través de subexcavación; otras opciones utilizadas en otros edificios se discuten en la referencia [14].

La zapata y trabes existentes se utilizaron como losa tapa del cajón; para garantizar la correcta transmisión se reforzó la zapata con trabes de hormigón y una losa nueva; los muros del cajón tienen un espesor de 0,30 m, la losa fondo se propuso de un espesor constante de 0,50 m con contratrabes embebidas para no tener salientes que interfirieran con la subexcavación. La carga a los pilotes se transmite a través de un «puente de reacción» que se ancla a la losa y presiona al pilote. La altura varía de acuerdo con la zapata, siendo la mayor de 4,10 m (fig. 7).

La subexcavación se realiza desde una celda por debajo de la celda descrita, que contiene ventanas en sus muros y permiten el acceso al suelo por debajo de la cimentación. El sistema de control del pilote se formó con una viga de acero formada

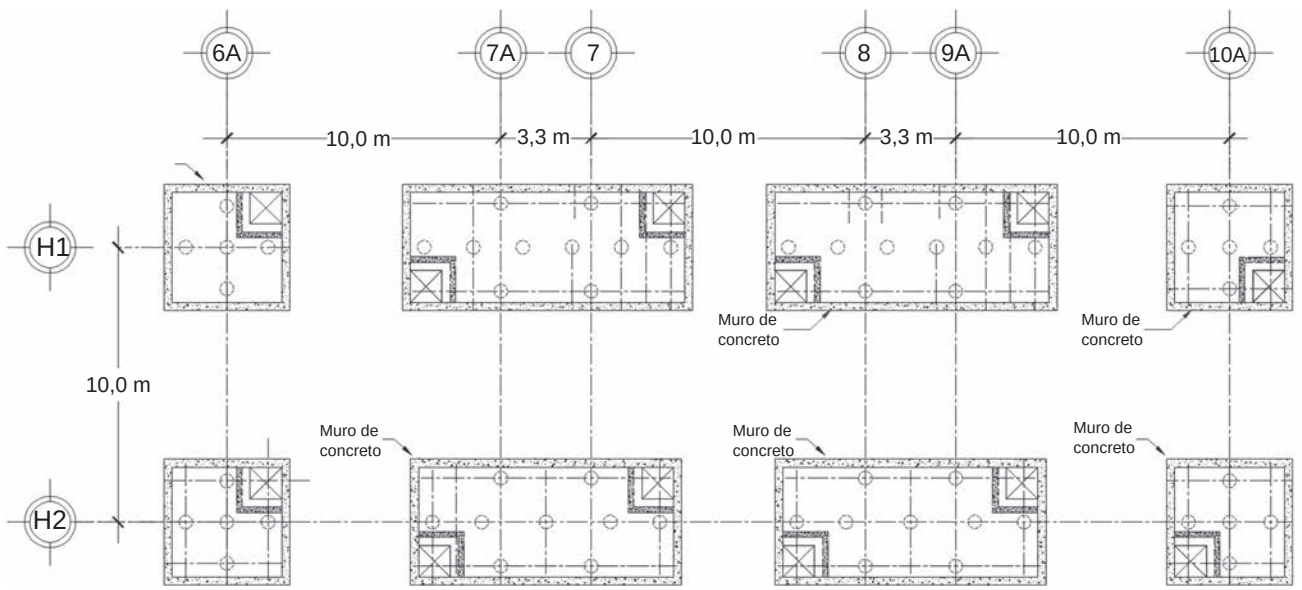


Figura 7. Planta de celdas para colocar puente de control.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

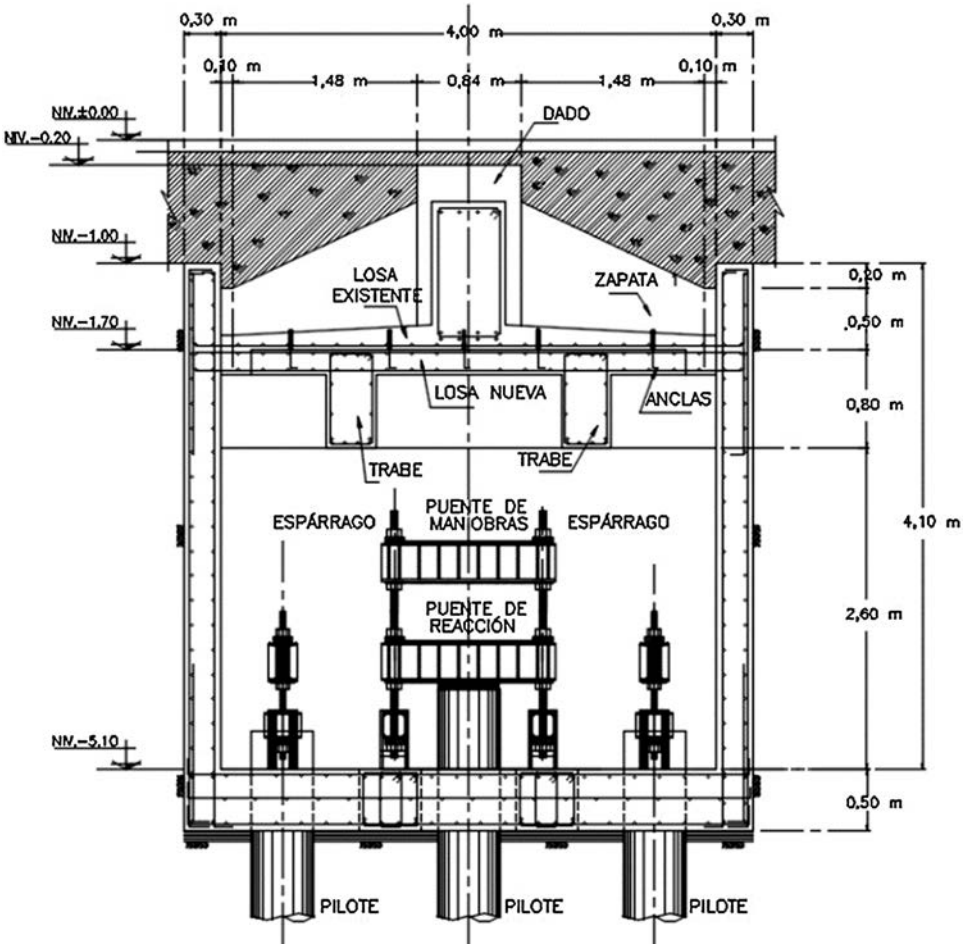


Figura 8. Sistema de control para los pilotes.

por 2 perfiles tipo C, 2 espárragos que se unen a la losa a través de placas de acero, y como material deformable se usó una placa de neopreno vulcanizada como se muestra en la figura 8.

En la figura 9 se presenta la secuencia de trabajos a realizar durante la vida útil de la estructura, en la cual se observa que el proceso puede ser repetido las veces que sea necesario.

3.1. Cargas

El edificio contiene una batería de 12 silos, entre los niveles 19,6 a 23,6, donde se almacena el producto usado en un día de proceso; durante el día varían los niveles en los silos de lleno a vacío, teniendo una variación importante en la carga que soporta el edificio. Para la primera recimentación, se realizó un estudio detallado sobre las cargas para las condiciones de trabajo y últimas de diseño de la estructura. En ese estudio se consideraron 38 condiciones de carga entre condiciones estáticas y accidentales, incluyendo combinaciones de diferentes niveles de llenado de los silos (fig. 10).

En este trabajo se utilizaron las mismas combinaciones de carga, ajustándolas a las combinaciones del RCDF que pide un factor de carga de 1,4 para las cargas estáticas y de 1,1

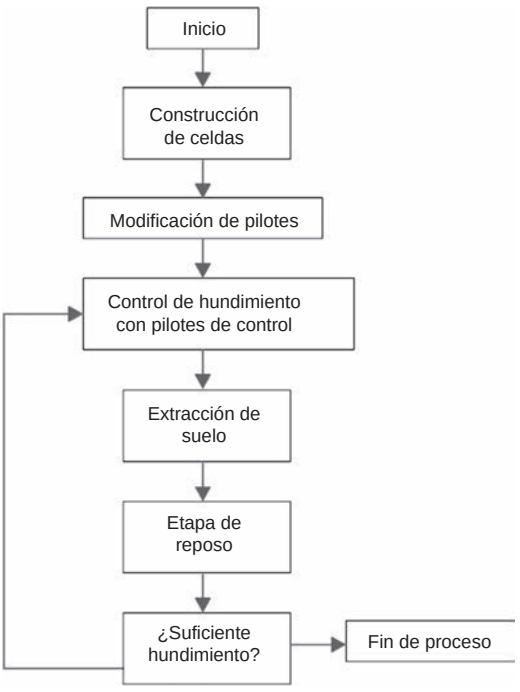


Figura 9. Etapas del procedimiento utilizado para la recimentación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

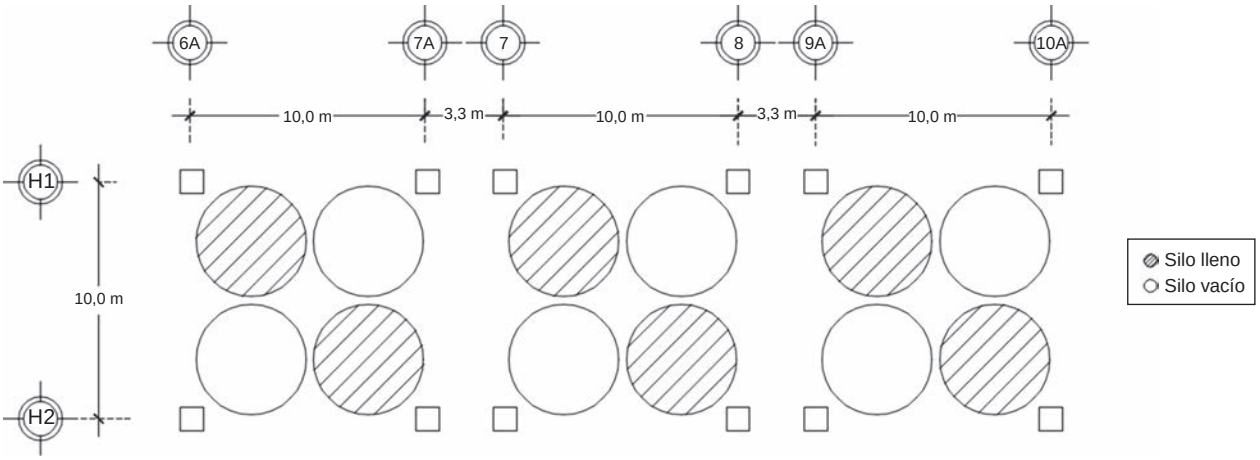


Figura 10. Configuración tipo de llenado de silos durante el día.

para las accidentales, así como la combinación de sismo en una dirección, más el 33% del sismo en la dirección ortogonal.

Las cargas axiales especificadas en la tabla 2 muestran que cada columna descarga entre 1.100 kN y 1.887 kN. Se eligieron las combinaciones más desfavorables para cada zapata y con ellas se determinaron los elementos mecánicos para cada elemento de la celda.

3.2. Modelos analíticos

Los modelos usados para estimar el comportamiento de la estructura se desarrollaron en el programa SAP2000 [15], con las cargas proporcionadas por el estudio mencionado. De estas condiciones de carga y geometría se establecieron las dimensiones y armados utilizados en muros, losa tapa y fondo, trabes y contratrabes; para representarlos en el programa de cómputo se usaron elementos placa *(shell)* y barra *(frame)*, respectivamente, teniendo como material base el hormigón armado, considerando para el análisis una respuesta elástica lineal. En la tabla 3 se presentan las características generales del hormigón armado y del acero de refuerzo.

Ya que el suelo está constituido por arcillas compresibles, en los modelos se representó como resortes con módulo de reacción o de balasto vertical de 20.000 kN/m^3 y una capacidad de carga de promedio de 40 kN/m^2. Para calcular la respuesta sísmica se utilizó un análisis modal espectral, donde la demanda sísmica fue el espectro de diseño (zona IIIc) de las NTC del RCDF, presentado en la figura 3b; la regla de combinación usada fue la combinación cuadrática completa (CQC).

Los pilotes de control al no estar rígidamente ligados a la estructura fueron modelados también como resortes, con una rigidez equivalente a su capacidad de soportar carga axial. Como hipótesis simplificadora se decidió separar los empujes laterales del terreno, de la acción de las cargas verticales sobre el cajón, para reforzar los muros ante la carga concentrada que recibe a través de las trabes. Para entender adecuadamente el comportamiento estructural de cada elemento se desarrollaron varios modelos tratando de abarcar todas las posibles formas de trabajo de la cimentación, como se describe a continuación:

- *Modelo tipo 1*. Se modeló la losa tapa y fondo como una retícula de trabes independientes entre sí, y modelando como apoyos cada unión trabe-columna. Esta situación desprecia la participación de columnas y considera como «total» la conexión entre las trabes y los muros (fig. 11).
- *Modelos tipo 2*. Estos modelos desprecian la participación del muro perimetral y la losa fondo en la transmisión de fuerzas; fueron utilizados para encontrar los elementos mecánicos que tendrían las columnas dada la descarga en los dados de las columnas metálicas (fig. 12).
- *Modelo tipo 3*. Se modela tanto las columnas (sin muros perimetrales) y el muro central como las losas tapa y fondo. La interfase con el suelo fue simulada con resortes lineales con poca compresibilidad y homogéneos en todas las direcciones.

Tabla 2
Carga axial en la base de columnas

Columna	Carga axial en la base (kN)	Columna	Carga axial en la base (kN)
H1-6A	1.482,9	H2-6A	1.166,5
H1-7A	1.462,7	H2-7A	1.136,4
H1-7	1.887,6	H2-7	1.174,0
H1-8	1.824,6	H2-8	1.161,9
H1-9A	1.545,9	H2-9A	1.104,9
H1-10A	1.635,8	H2-10A	1.170,7

Tabla 3
Características de los materiales usados

Material	Propiedad	Valor
Hormigón armado	Peso volumétrico	23.500 N/m^3
	Esfuerzo a compresión (f'c)	24,5 MPa
	Módulo de elasticidad	43,850 MPa
	Tamaño máximo de agregado	0,019 m
Acero de refuerzo	Peso volumétrico	77.000 N/m^3
	Esfuerzo de fluencia (MPa)	411,8 MPA
	Módulo de elasticidad	205.939 MPa

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

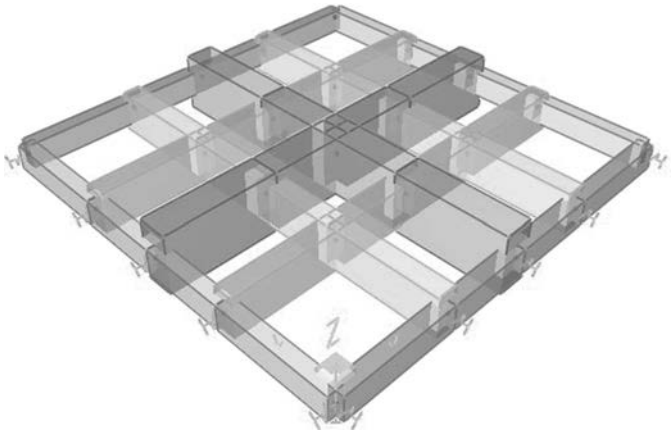


Figura 11. Modelo tipo 1.

Su participación en la respuesta de los elementos del cajón se despreció (fig. 13).

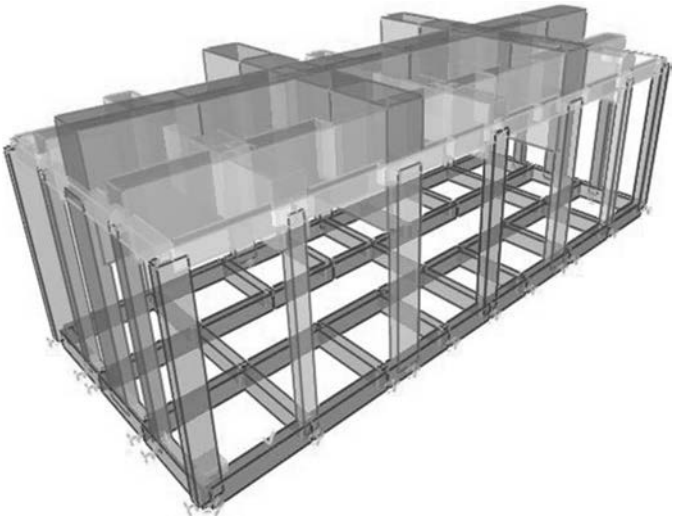


Figura 13. Modelo tipo 3.

4. Proceso constructivo

4.1. Proceso constructivo

Como se ha mencionado, durante todo el proceso de recimentación se mantuvo el paso de vehículos y montacargas, por lo que las opciones de espacio para maniobras fueron limitadas. La construcción de la celda requirió una combinación de refuerzos y técnicas para cada etapa, dado que conforme iba avanzando el procedimiento, los empujes del terreno iban cambiando al ir demoliendo la celda existente.

Durante la primera intervención construyeron una celda (sin función estructural) que permitía el acceso al lecho inferior de la zapata. Esta celda no se demolió en su momento, simplemente se rellenó; gracias a esto, fue posible vaciarla y ocupar sus muros como troqueles; además, al ir avanzando en la excavación se fue añadiendo apuntalamiento metálico y zunchos a los pilotes para evitar su pandeo al no tener el confinamiento del suelo en esos momentos.

Una vez alcanzada la profundidad de desplante de la losa fondo de la celda se inició el colado de los muros, en tramos de 1,5 m de altura; cuando se alcanzó el nivel de zapata se construyeron las vigas que recibirían a la zapata existente y la unirían con los muros y columnas de la celda.

Cuando se alcanzó la resistencia de diseño, se fueron desligando los pilotes. Como medida de seguridad, no se demolieron

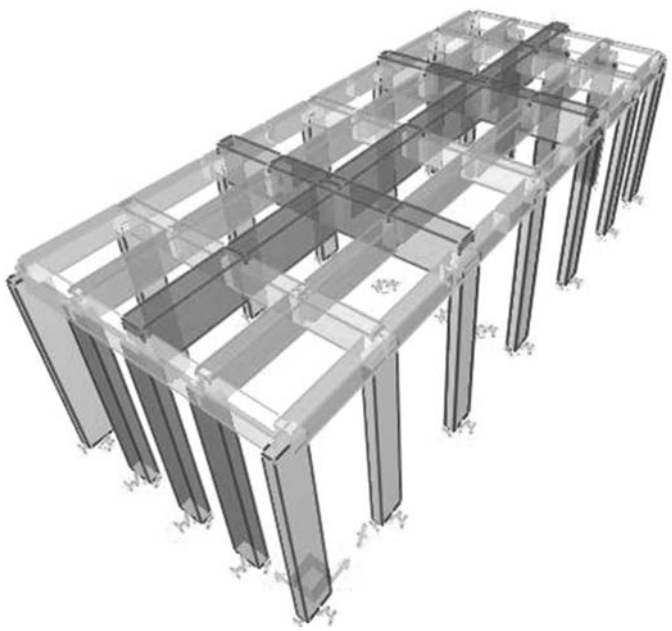


Figura 12. Modelo tipo 2.



Figura 14. Pilotes inclinados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

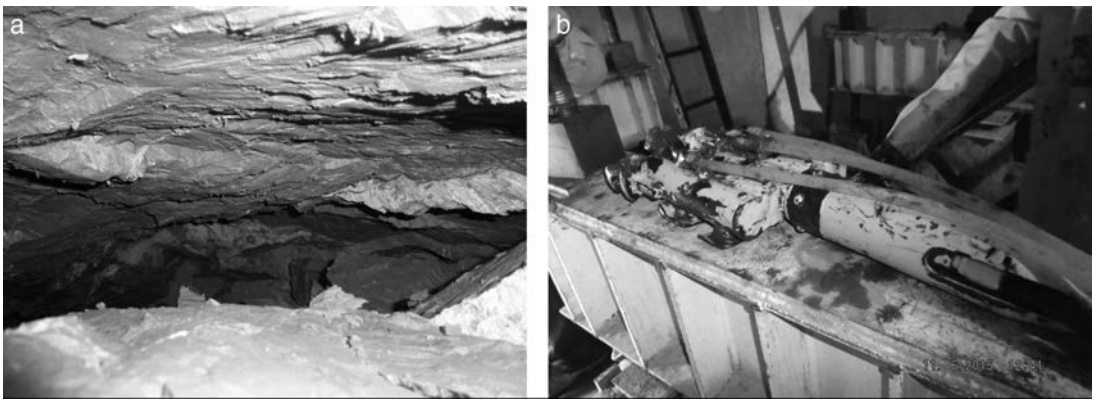


Figura 15. a) Extracción de material desde una ventana de subexcavación. b) Equipo de extracción de material, hidrotopo.

más de 2 pilotes al mismo tiempo, y no se continuaba el proceso hasta que fuera implementado el sistema de control del pilote.

Este proceso fue muy largo y problemático, dado que muchos de los pilotes estaban inclinados un ángulo mucho mayor al recomendable para el uso de pilotes de control, el cual debe ser 90° con la vertical (fig. 14); en 2 pilotes la inclinación hizo necesaria su sustitución. Este procedimiento consistió en descabezar el pilote original 3 m por debajo del nivel de desplante (casi 8 m del nivel de piso) y luego hincar uno que lo sustituyera cumpliendo la separación de 3 diámetros entre ellos. El primer pilote se colocó durante la demolición de la celda, pero el procedimiento fue tan laborioso que para el segundo se decidió terminar la celda, dejar los huecos necesarios en la losa y hacerlo una vez terminada.

Una vez construidas las celdas, se fueron desconectando los pilotes, y habilitando los puentes de control para cada uno de ellos. Una vez terminada la conversión de los pilotes, se pudo determinar con precisión las cargas que estaban soportando, resultando que la mayoría estaban excedidos de la capacidad para la que fueron diseñados, alcanzando hasta 1.500 kN (siendo 600 kN la capacidad teórica de ellos).

4.2. Hundimiento inducido

En una primera etapa, se liberó a los pilotes de la carga (carga 0,0 N); esto produjo que la celda soportara todo el peso de la estructura, con esto se perseguía que el peso provocara el hundimiento, rellenando los espacios existentes entre el suelo y la celda. Sin embargo, en esta primera etapa, el hundimiento fue de aproximadamente 0,05 m, muy lejano a la meta de 0,20 m como mínimo marcada, por lo que se decidió empezar con la subexcavación.

La subexcavación empezó con las celdas extremas y luego las del centro de manera alternada, con el fin de evitar el fenómeno de «puenteo», que se presenta cuando la estructura es capaz de distribuir las cargas en aquellas columnas en las cuales no se ha extraído material en su base. Se procedió a retirar con hidrotopo

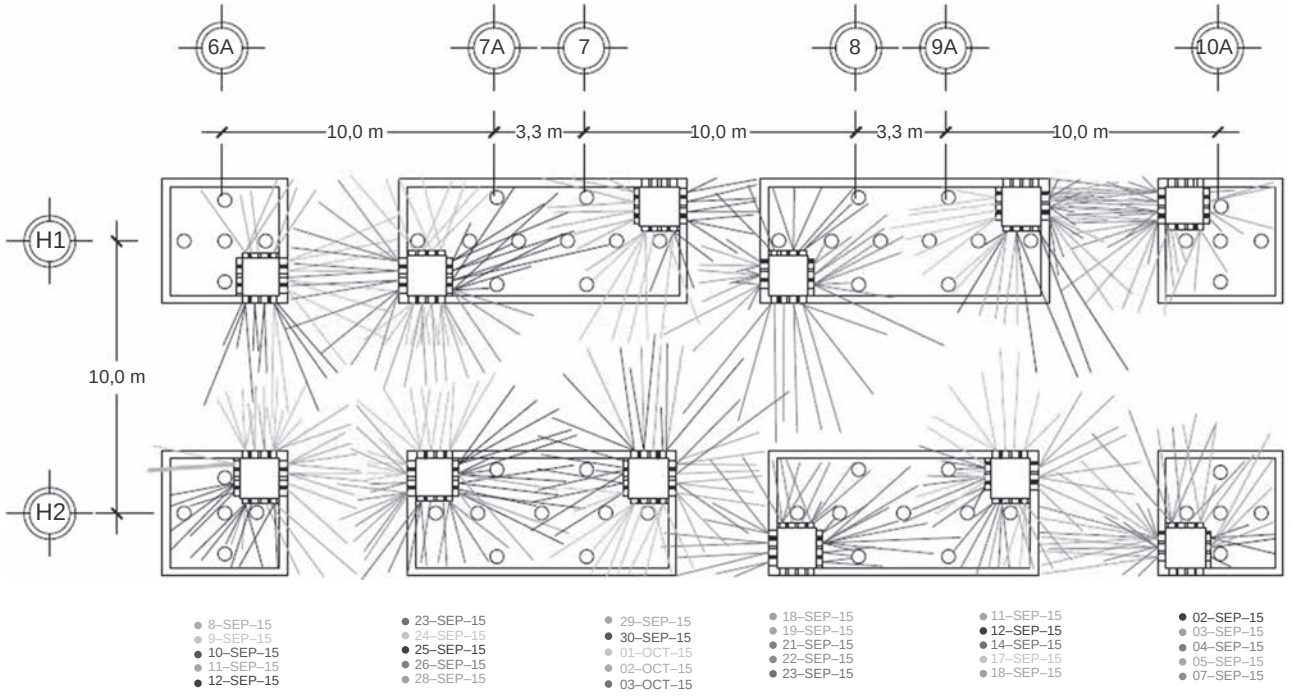


Figura 16. Esquema de subexcavación (tercera etapa).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

una ventana de suelo de 0,15 m de espesor; una vez terminada la extracción de material se aflojaban los pilotes dando 0,02 m de carrera en cada ocasión. Pasillo Central descendió en la parte central adecuadamente, pero en los extremos no bajaba y no se cerraba la ventana creada en el suelo. En la figura 15a se observa el espacio que se crea al extraer el material, antes de colapsar y que la celda baje, y en la figura 15b se muestra el equipo usado para la creación del hueco o hidrotopo.

En la primera etapa se obtuvo un descenso de 0,07 m, en pasos de 0,02 m; se dejó descansar la estructura 3 semanas, durante las cuales el hundimiento fue mínimo (0,003 m), por lo que se decidió volver a extraer material una segunda vez, siendo necesario dar una doble pasada en las zapatas aisladas de las esquinas con el hidrotopo para que la estructura bajara uniformemente.

Finalmente se decidió realizar una tercera extracción de material para seguir bajando el edificio y llevarlo al objetivo de 0,20 m (fig. 16); como se ha comentado, el desnivel con los otros edificios es cercano a 0,40 m, pero los edificios de alrededor empezaron a presentar hundimientos al ser arrastrados por el suelo circundante, lo que ocasionó que varios equipos y tuberías se desalinearan y empezaran a afectar la producción de la empresa, por lo que se decidió parar la subexcavación y mantener el desnivel usando los pilotes de control (fig. 17). El máximo hundimiento registrado fue de 0,27 m, al apretar los sistemas de control de los pilotes.

Desde ese momento hasta la fecha no se ha realizado ningún ajuste de cargas en los pilotes de control. La velocidad de hundimiento del edificio es de 0,02 m por año, mientras que la de los edificios adyacentes es de 0,05 m por año, lo que parece indicar que en un periodo de 10 años el desnivel volverá a ser intolerable y requerirá una nueva subexcavación.

4.3. Medición de movimiento

La medición del movimiento de los edificios se centró en 3 aspectos: el movimiento relativo entre edificios y apertura y cierre de grietas, el control topográfico con respecto al banco de nivel profundo instalado en la empresa y la emersión relativa de los pilotes. El movimiento entre edificios y la apertura y cierre de grietas fueron medidos colocando testigos en las estructuras que permiten registrar la variación de distancia entre ellos (fig. 18).



Figura 17. Ajuste de cargas en pilotes con gato hidráulico y puente de reacción.

Además, se controló la abertura entre edificios para determinar si se desplomaban o presentaban giros locales o globales. La topografía se usó para conocer el hundimiento regional y el hundimiento real que tenía en cada etapa el edificio.

4.4. Control de pilotes

Al iniciar la subexcavación los pilotes se encontraban con cargas pequeñas, y en todo momento se mantuvo apretado el sistema de control para que se fuera cargando a medida que se extrajera el material. Una vez acabada la extracción de suelo se procedía a aflojar el puente, permitiendo una carrera de 0,02 m; este valor fue usado para garantizar la seguridad de la estructura, y así mantener la planta en completa operación durante el proceso, sin embargo, puede ser mayor. Cada vez que se apretaban los vástagos, eran aflojados, hasta el momento en que se alcanzaba el equilibrio entre la resistencia del suelo sumada a la fricción con las paredes de la celda y el peso de la estructura que resiste la cimentación. En ese momento era necesaria una nueva extracción de material para continuar el descenso.

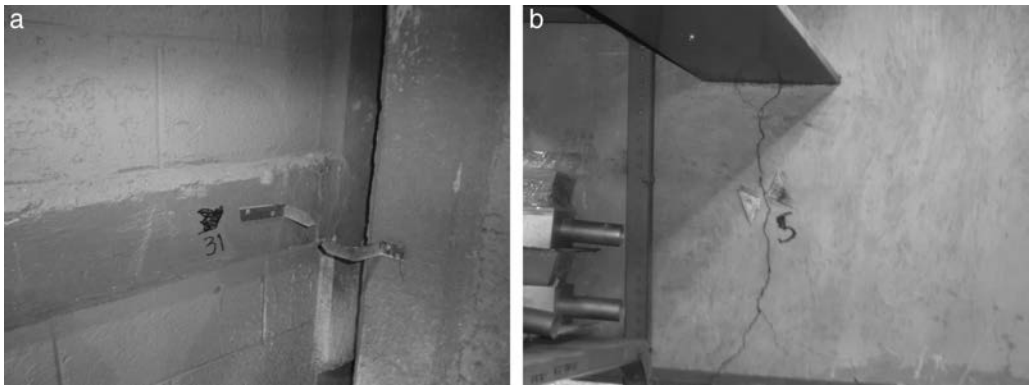


Figura 18. a) Movimiento entre edificios. b) Abertura y cierre de grietas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

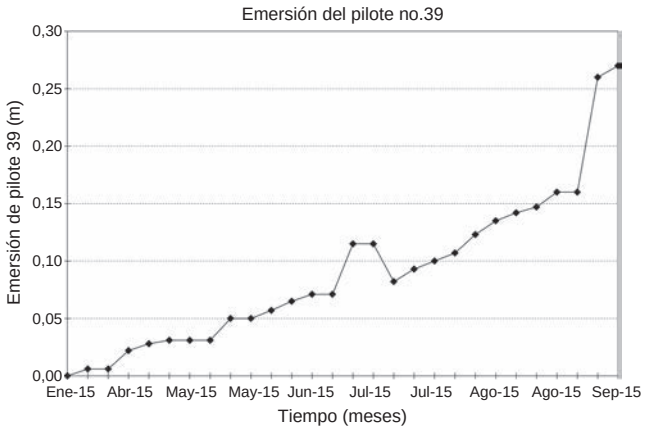


Figura 19. Emersión de pilote registrada.

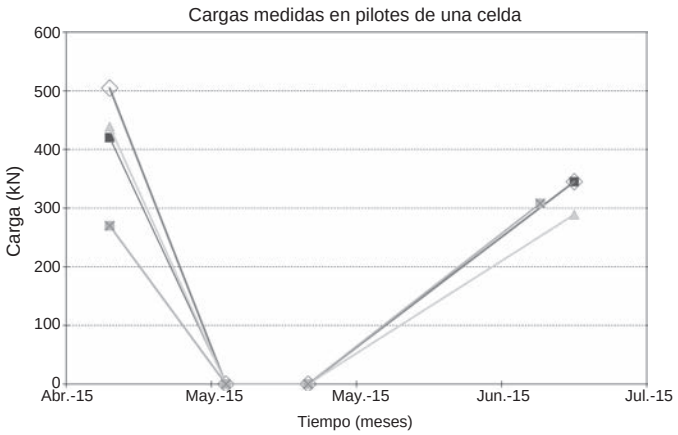


Figura 20. Distribución de cargas de pilote por celda.

5. Resultados

5.1. Resultados de la monitorización

El control de grietas mostró un comportamiento errático, algunas grietas en muros se mantuvieron sin cambios, otras se abrieron, pero sin ningún patrón definido. Los testigos de convergencia entre los edificios se cerraron del lado oriente, y del lado poniente se abrieron de 0,05 a 22 m de altura. En desnivel, los testigos no se movieron en igual magnitud que el descenso de la estructura, debido a que, durante el descenso del edificio, se arrastraron los edificios adyacentes.

La emersión de pilotes muestra la evolución del hundimiento del edificio y se observa como en algunos periodos el proceso se detiene rápidamente (fig. 19), llegando como máxima emersión a 0,27 m. Un fenómeno interesante es la comparación entre la

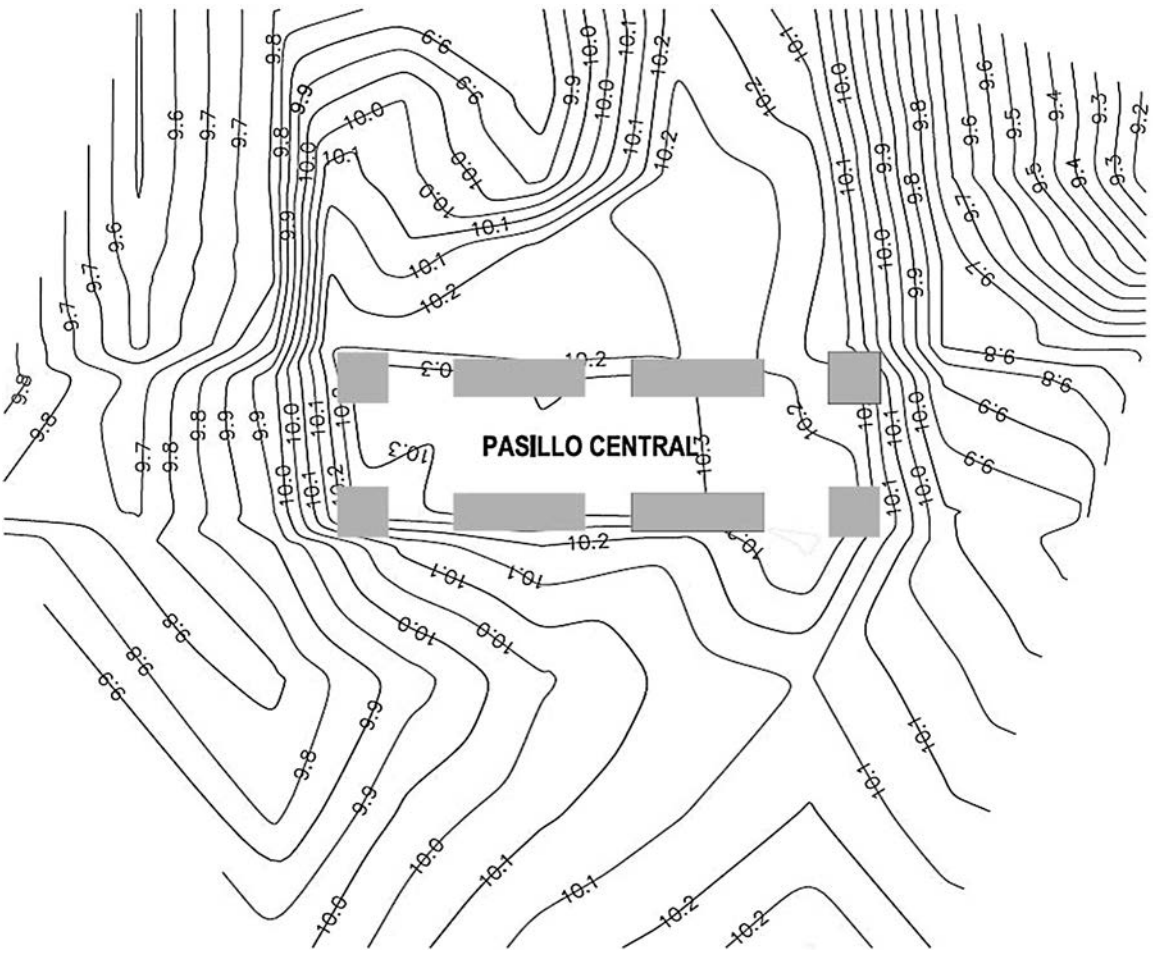


Figura 21. Levantamiento topográfico (septiembre, 2015).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

carga del pilote y la de la celda a la que pertenece; mientras la carga en la celda se mantiene por equilibrio de cargas, la carga en los pilotes varía; además, en ocasiones la carga total en pilotes es cero, y en otras está distribuida entre las zapatas de las celdas, las paredes y los pilotes. En la primera revisión de cargas se ve que los pilotes tienen cargas diferentes y al terminar el proceso en esa celda se mejora y la carga es más uniforme (fig. 20).

El desnivel del pasillo central con los otros edificios se redujo llegando a ser en algunos puntos de 0,1 m, como se muestra en la figura 21, donde se presenta el levantamiento topográfico al terminar el procedimiento, referido a un nivel 10,00 m arbitario.

6. Conclusiones

En este documento se presentó el caso de la reparación y hundimiento inducido de la cimentación de un edificio industrial. El problema original fue la emersión relativa que presentaba el edificio industrial llamado Pasillo Central, respecto a 2 estructuras circundantes. La solución propuesta fue intervenir la cimentación para realizar un cambio de sistema de pilotes de fricción a pilotes de control, además de un proceso de excavación por debajo de la «nueva» cimentación (subexcavación) para permitir que Pasillo Central siguiera el hundimiento regional.

Del procedimiento realizado tenemos las siguientes conclusiones:

- El procedimiento permite «bajar» en cualquier medida el edificio, sin embargo, en este caso particular está limitado por el movimiento que presentan los edificios adyacentes, al no poder desligar adecuadamente el suelo circundante, ya que las cimentaciones son cercanas.
- El procedimiento permite la extracción de material por debajo de la nueva cimentación (subexcavación), que durante el proceso logró revertir 0,27 m del desnivel existente, mientras Pasillo Central descendía de forma uniforme.
- Se logró con éxito convertir los pilotes de fricción en pilotes de control, mediante un procedimiento constructivo seguro, y sin afectar la producción y el tránsito de vehículos a su alrededor.
- Se puede realizar nuevamente el proceso de subexcavación si se desea acelerar el hundimiento del edificio para ajustarse a las condiciones de su alrededor.
- Durante la realización del procedimiento se mantuvo en todo momento el proceso de producción y el tránsito de vehículos de carga.

Actualmente, el funcionamiento de la nueva cimentación está en proceso de estudio, pero los primeros controles de movimiento indican un funcionamiento adecuado, ya que en los 6 meses posteriores a la última extracción de material, aunque se ha hundido menos (0,02 m *vs.* 0,05 m de hundimiento regional), este movimiento permitirá el funcionamiento de la fábrica varios años, mientras continúe el mantenimiento de pilotes.

Agradecimientos

Agradecemos al Ing. Salvador Vila, gerente de mantenimiento de la Fábrica de Jabón La Corona S.A. de C.V., por el apoyo durante el desarrollo de todos los trabajos y al Ing. Pedro García, de Proyectos Generales de Ingeniería, donde se desarrollaron las etapas iniciales del proyecto.

Bibliografía

[1] Santoyo, E. Historia y actualidad del hundimiento regional de la ciudad de México. TGC [consultado Nov 2016]. Disponible en: http://tgc.com.mx/tgc/wp-content/uploads/2013/11/art001.pdf.
[2] R. Marsal, I. Sáinz, Breve descripción del hundimiento de la Ciudad de México, Bol Soc Geol Mex. 19 (2) (1956).
[3] O. Campos, Recimentación de un Edificio, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 1952, Tesis de licenciatura.
[4] O. González, Proyecto de Recimentación del Palacio de Bellas Artes, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 1957, Tesis de licenciatura.
[5] D. Chavarría, Proyecto de Recimentación del Monumento a la Independencia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 1957, Tesis de licenciatura.
[6] Menache, A., Alonso, J. Nuevo procedimiento de re-nivelación de edificios. Memoria Técnica del 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering y 64th Canadian Geotechnical Conference. Toronto, Ontario, Canadá, octubre de 2011.
[7] González, M. Enderezado de dos edificios; un metro en el caso más desfavorable. Memoria Técnica del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México, 1959.
[8] González, M. Recimentación y enderezado de una iglesia del siglo XVII por medio de pilotes de control en México DF. Memoria Técnica Primer Congreso Sobre Cimientos Profundos. México, 1964.
[9] M. González, Raise (sic) of a Side-Settled XVIII Century Church in Mexico City, en: Proceedings of the X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Estocolmo Suecia, 1981.
[10] Santoyo, E., Alanís, R. Monografía sobre los Pilotes de Control. Utilidad, Mantenimiento y Desatinos. TGC [consultado Nov 2016]. Disponible en: http://tgc.com.mx/tgc/wp-content/uploads/2013/11/Pilotesdecontrol.pdf.
[11] Fuerza Tectónica S.A. de C.V. Informe Preliminar de Mecánica de Suelos para Fábrica de Jabón la Corona. Ingeomex, Informe interno. México, 2013.
[12] Gobierno del Distrito Federal. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. México, Gobierno de la Ciudad de México, 2016.
[13] Gobierno del Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. México, Gobierno del Distrito Federal, 2004.
[14] Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Recimentaciones. México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990.
[15] CSI. SAP2000, Integrate Finite Element Analysis and Design of Structures, Computer and Structures Inc, Berkeley, California, Estados Unidos, 2014.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.e-ache.com
Hormigón y Acero 2017; 68(281):69–79
www.elsevierciencia.com/hya

Original

Criterios de diseño sísmico en viaductos de alta velocidad en la zona de Levante

Seismic design criteria for high speed railway viaducts in Spanish Levante area

Jorge Cascales Fernández *, Ricardo Rico Rubio y Sergio Couto Wörner

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. K2 Estudio de Ingeniería S.L., A Coruña, España

Recibido el 29 de julio de 2016; aceptado el 9 de febrero de 2017
Disponible en Internet el 23 de marzo de 2017

Resumen

Se exponen en este artículo los criterios de diseño seguidos para dimensionar las estructuras de tres tramos diferentes de la línea de alta velocidad de Levante. Estos tramos se sitúan en una de las zonas de España con mayor riesgo sísmico, con aceleraciones de cálculo de hasta 0,29 g.

No se ha encontrado una solución única válida para todas las estructuras, sino que para cada una de ellas se ha estudiado la mejor alternativa posible valorando tanto los esfuerzos sísmicos actuantes, como las labores de mantenimiento y conservación. En particular, se muestran en el presente artículo soluciones convencionales de vinculación rígida tablero-subestructura, viaductos con dispositivos antisísmicos (amortiguadores y apoyos pendulares) y estructuras dimensionadas con criterio de ductilidad limitada.
© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Diseño sísmico; Aislamiento; Amortiguación; Apoyo pendular; Unión rígida

Abstract

In this article the seismic design criteria that was taken into account to design different high speed railway bridges in the Spanish Levante region is discussed. This is one of the areas with more seismic activity in Spain with a peak ground acceleration of 0.29 g.

No unique solution has been found for all the structures. Each bridge has been studied individually to find the most suitable alternative taking into account seismic forces, maintenance and conservation works. In this article conventional solutions with rigid joints between deck and substructure, bridges with antiseismic devices (dampers and pendulum bearings) and structures with limited ductile behaviour are shown.
© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Seismic design; Isolation; Damping; Pendulum bearing; Rigid joint

1. Introducción

Los viaductos que en este artículo se describen corresponden a los siguientes tramos de la línea de alta velocidad (LAV) de Levante:

- Elche-Crevillente.
- San Isidro-Orihuela.
- Orihuela-Colada de la Buena Vida.

La particularidad de los tres tramos reside en que se encuentran en una de las zonas de España con mayor riesgo sísmico, con aceleraciones básicas del orden de los 0,16 g y aceleraciones de cálculo de hasta 0,29 g.

Otro condicionante común en los tres tramos es la baja capacidad portante del terreno y la alta deformabilidad del mismo, lo que implica que el diseño sísmico adoptado repercute de forma directa en el dimensionamiento de las cimentaciones.

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: jcascales@k2ingenieria.es (J. Cascales Fernández).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.02.001
0439-5689/© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Estas circunstancias hacen que sea necesario un análisis detallado de las diferentes alternativas de vinculación entre tablero y subestructura para minimizar los esfuerzos debidos a la actuación del sismo de cálculo.

Como se puede ver en los siguientes apartados, no se ha adoptado una solución única para todas las estructuras sino que para cada una de ellas se ha estudiado la mejor alternativa valorando tanto los esfuerzos sísmicos actuantes como las labores de mantenimiento y conservación de las distintas estructuras.

2. Criterios generales de cálculo

Ante un evento sísmico existen básicamente dos posibilidades de diseño estructural ante acciones horizontales:

1) Intentar resistir el sismo configurando una estructura con vinculaciones rígidas frente a desplazamientos horizontales entre tablero y subestructura, que por otra parte es la configuración habitual para puentes de LAV en zona no sísmica. Derivado de esta configuración la estructura tendrá unos períodos propios fundamentales bajos y por lo tanto estará sometida a unos esfuerzos sísmicos elevados, que pueden resistirse:
   a) En el rango elástico.
   b) Con un comportamiento dúctil, asumiendo la formación de rótulas plásticas y por lo tanto disipando la energía sísmica por medio de plastificaciones locales.
   c) Con un comportamiento de ductilidad limitada, el que se supone que alcanza un mínimo nivel de plastificación local, poco significativo, pero que genera una cierta disipación de energía (fig. 1).
2) Intentar disminuir los esfuerzos debidos al evento sísmico aislando la estructura y aumentado el amortiguamiento de la misma. Esto se consigue intercalando entre tablero y subestructura dispositivos antisísmicos (amortiguadores, apoyos pendulares. . .) y/o apoyos de neopreno. Con esta estrategia se consigue disminuir en gran medida los esfuerzos sísmicos hasta incluso llegar, en determinados casos, a que no sean determinantes en el diseño de la estructura.

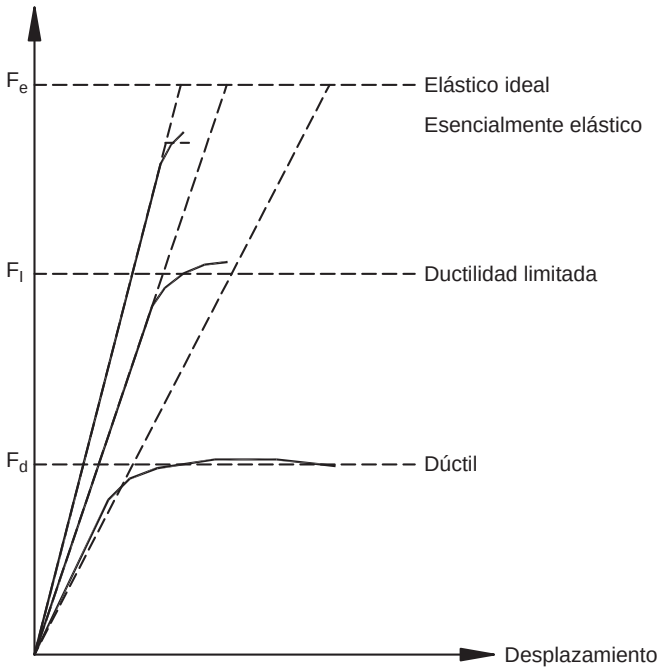


Figura 1. Comportamiento sísmico. Fuerza-desplazamiento.

Los criterios seguidos para diseñar las estructuras de estos tramos han sido los habituales en las LAV españolas, pudiéndose resumir en las dos estrategias fundamentales siguientes:

En primer lugar se intenta encajar la estructura con un diseño clásico de puente de LAV. Es decir, se disponen uniones rígidas entre tablero y subestructura del tipo habitual (punto fijo en estribo y libertad de desplazamiento en el resto de apoyos a nivel longitudinal y vinculaciones fijas a nivel transversal mediante apoyos convencionales o mediante topes). Con esta disposición se estudian los esfuerzos resultantes y se verifica que se pueden resistir dichos esfuerzos sin formar rótulas plásticas y por lo tanto sin posteriores actuaciones de reparación. Esto quiere decir que al no tener daño estructural una vez ocurrido el sismo, la estructura está en condiciones de resistir las posibles réplicas que pueden ocurrir después de un evento sísmico. Si con esta disposición no es viable resistir el sismo sin la formación de rótulas plásticas o dando lugar a elementos de cimentación desproporcionados y antieconómicos, se intenta cambiar la estrategia de diseño.

En caso de resultar los esfuerzos resultantes de este primer tanteo desproporcionados se opta por diseñar una configuración estructural que permita aislar y/o aumentar el amortiguamiento de la estructura, incluyendo dispositivos antisísmicos en la vinculación entre tablero y subestructura. De esta manera se reducen en gran medida los esfuerzos, y se puede asegurar que el sismo se resiste en régimen elástico y con ausencia de daño. El inconveniente de este método es que la utilización de dispositivos antisísmicos conlleva una serie de operaciones de inspección visual y mantenimiento de estos aparatos durante toda la vida útil de la estructura.

3. Tramo Elche-Crevillente

3.1. Viaducto sobre CV-*875 y Viaducto sobre Barranco del Boch*

El tramo Elche-Crevillente tiene 2 viaductos de dimensiones y características muy semejantes resueltos con el mismo tipo de diseño. Son viaductos de unos 250 m de longitud, luz máxima de 42 m y con pilas del orden de 10 m de altura (figs. 2-5).

Las dos estructuras se resuelven por medio de vigas prefabricadas a las que se da continuidad en obra por medio de barras y tendones postesados para configurar una estructura hiperestática. En toda la subestructura la cimentación se materializa mediante pilotes ejecutados in situ.

Las características del sismo de cálculo en estos dos viaductos son las siguientes:

- Aceleración básica = 0,15 g.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

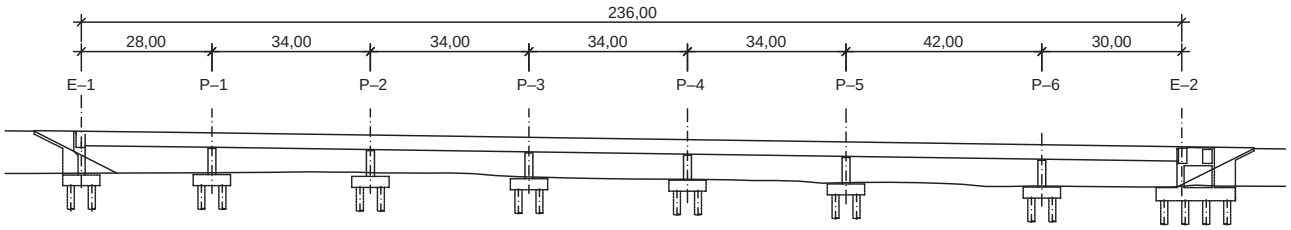


Figura 2. Alzado Viaducto sobre CV-875.

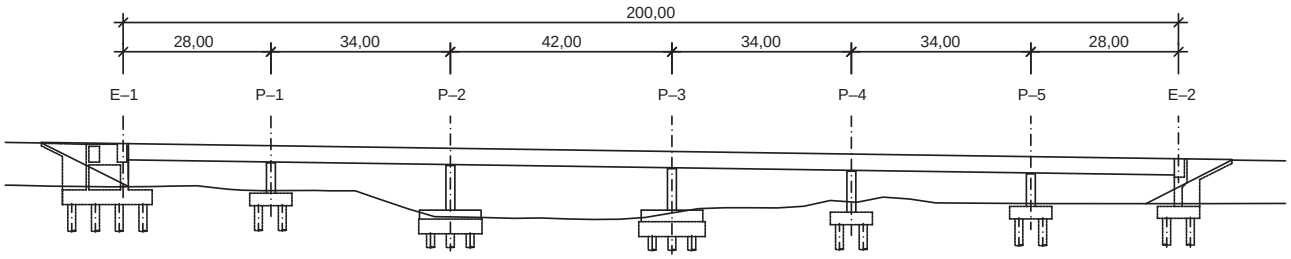


Figura 3. Alzado Viaducto sobre Barranco del Boch.

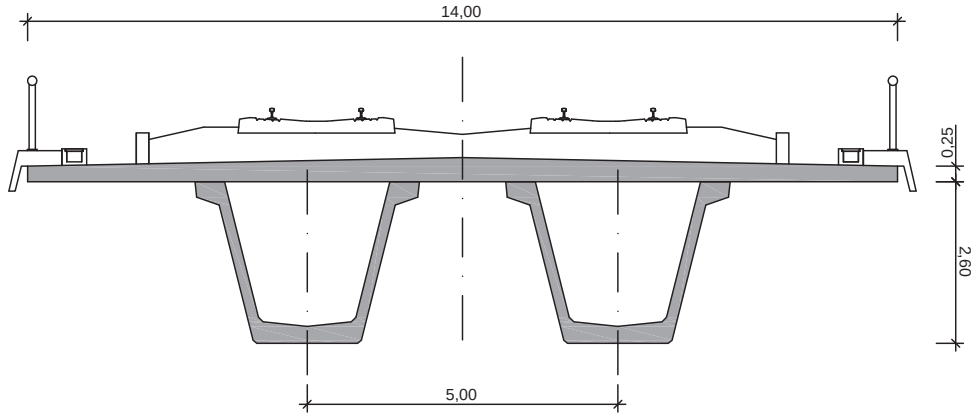


Figura 4. Sección tipo de los dos viaductos.

- Aceleración de cálculo = 0,23 g.
- Aceleración de meseta de espectro = 0,58 g.

El esquema resistente ante esfuerzos horizontales propuesto es el equivalente a un diseño convencional en un puente de LAV:

- A nivel longitudinal el tablero está unido rígidamente al estribo fijo por medio de tendones de postesado. La fuerza máxima longitudinal que se genera durante el sismo es del orden de 40.000 kN.
- A nivel transversal se disponen apoyos fijos transversales que se materializan por medio de topes transversales para evitar transmitir una fuerza tan alta por medio de los apoyos Pot. La fuerza transversal máxima que se genera en cabeza de pilas durante el sismo es del orden de 7.000 kN/pila.

A nivel transversal, una vez comprobado que las fuerzas obtenidas están en un orden de magnitud razonable, se valoran dos alternativas para materializar el tope transversal:

1. Disponer apoyos Pot libres en dirección transversal y que el propio tope transversal trabaje tanto para acciones de servicio como sísmicas.
2. Disponer apoyos Pot fijos en dirección transversal en uno de los dos apoyos de cada pila que resistan las cargas de servicio y el sismo frecuente, pero que una vez superado un determinado umbral de cargas dispongan de un fusible que se rompa de tal forma que el sismo último sea resistido por los topes.

La primera alternativa tiene como ventaja que no necesita actuaciones de reposición de fusible una vez ocurrido el sismo, mientras que un posible inconveniente podría ser que el guiado longitudinal que realizan los topes transversales no sea efectivo y se produzca un acodalamiento del tablero para los movimientos de servicio.

La segunda alternativa supone dejar una holgura en los topes transversales para que no trabajen en servicio y para asegurar por tanto que no hay posibilidad de que se produzca el acodalamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 5. Fotografía Viaducto sobre CV-875.

En nuestra opinión, la primera alternativa es preferible porque evita la actuación en el caso de que se rompan los fusibles, y nuestra experiencia es que con un detalle de neoprenos convencionales en la materialización del tope, unido a una cuidada ejecución, no se produce acodalamiento. De hecho, se comprobó en obra una vez acabado el viaducto que en todos los apoyos se estaba produciendo un desplazamiento longitudinal del mismo orden al esperado teóricamente.

Por otra parte, la segunda alternativa, además del inconveniente mencionado en cuanto a la necesidad de reposición de los fusibles, presenta incertidumbres del comportamiento transversal de la estructura durante la actuación del sismo último. Por un lado es difícil prever el momento de rotura exacto de cada uno de los fusibles y, por tanto, cuándo comienzan a actuar los topes. Por otra parte, la disposición de una cierta holgura provoca un comportamiento adicional no lineal con un posible incremento de esfuerzos que habría que modelizar correctamente para poder valorarlo.

Por estas razones, en todas estas estructuras a nivel transversal se ha utilizado la primera alternativa de conexión entre tablero y subestructura (fig. 6).

El diseño de estas dos estructuras se corresponde con un diseño tipo 1 en el rango elástico, según se explica en el apartado 2 de este artículo. Se considera importante reseñar que las fuerzas generadas a nivel longitudinal se consideran aproximadamente las máximas que se pueden resistir con la tipología de estructura escogida (tablero formado por vigas prefabricadas); por lo tanto, para fuerzas mayores (derivadas de una longitud de tablero mayor, por ejemplo) habría que encajar la estructura con un diseño tipo 2.

Es necesario disponer aparato de dilatación de vía en las proximidades del estribo móvil de estos viaductos.

4. Tramo San Isidro-Orihuela

4.1. Viaducto de Callosa-Cox

Viaducto de 750 m de longitud, con luces máximas de 28 m, con una sección transversal variable de entre 14 y 34,4 m y con pilas del orden de 10 m de altura (figs. 7–9).

La estructura se resuelve por medio de vigas prefabricadas a las que se da continuidad en obra por medio de barras en las vigas y tendones postesados en la losa superior para configurar una estructura hiperestática.

La cimentación de la subestructura se materializa mediante pilotes hincados en todos los elementos excepto en la pila P-27 y el estribo E-2, en los que la cimentación es directa mediante zapatas.

Las características del sismo de cálculo son las siguientes:

- Aceleración básica = 0,16 g.
- Aceleración de cálculo = 0,27 g.
- Aceleración de meseta de espectro = 0,67 g.

El esquema resistente ante esfuerzos horizontales diseñado es el siguiente:

A nivel longitudinal se opta por aumentar el amortiguamiento de la estructura disponiendo 6 dispositivos antisísmicos en el estribo E-2, así como aislar el tablero por medio de apoyos de neopreno en las pilas 6 a 12. Además, el conjunto pilas + neoprenos en las pilas mencionadas también realiza una

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 6. Fotografía detalle tope transversal en Viaducto sobre CV-875.

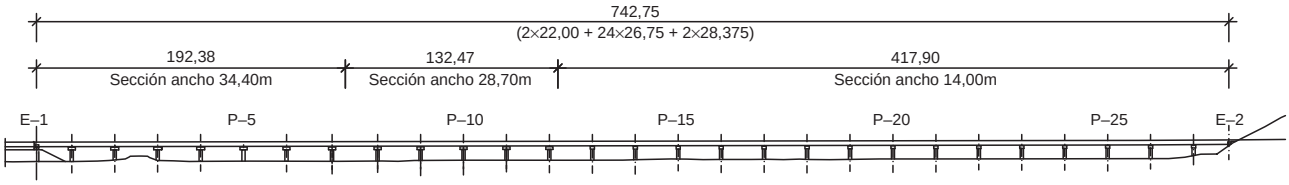


Figura 7. Alzado Viaducto de Callosa-Cox.

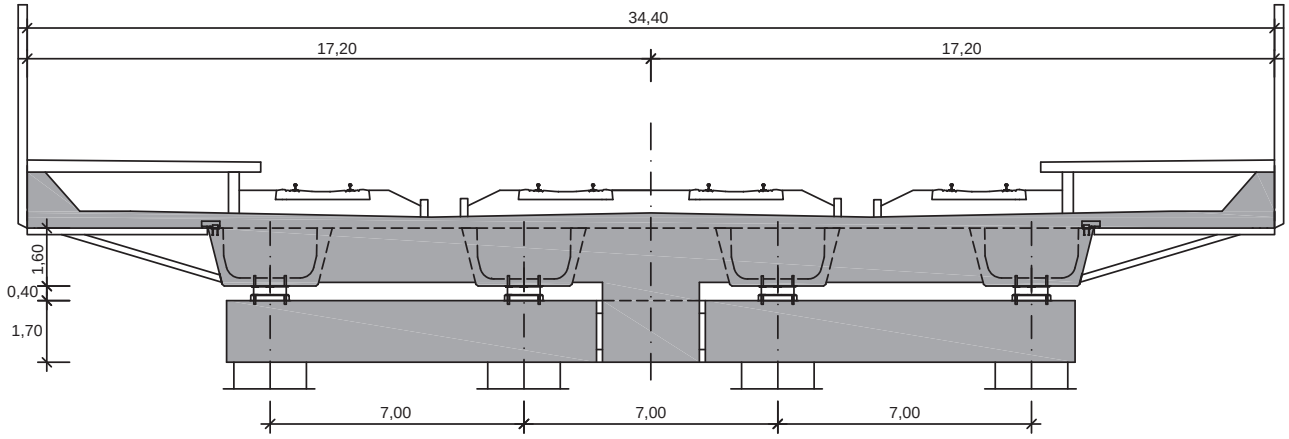


Figura 8. Sección tipo en zona de 34,4 m de ancho. Viaducto de Callosa-Cox.

importante función de recentrado durante el evento sísmico [1,2]. El esfuerzo que llega al estribo por medio de los dispositivos antisísmicos es del orden de los 16.000 kN, mientras que en cada pila con neopreno el esfuerzo es del orden de los 3.600 kN (fig. 10).

A nivel transversal se disponen apoyos fijos transversales, que se materializan por medio de apoyos tipo Pot o mediante topes según el ancho de la sección. La fuerza transversal máxima que se genera en cabeza de pilas durante el sismo es del orden de los 8.000 kN.

Por tanto, se han dispuesto dispositivos antisísmicos que trabajan en el esquema resistente longitudinal debido a que no es posible resistir el sismo garantizando la ausencia de daño con una unión rígida con el estribo. A nivel transversal la estructura se resuelve con un esquema de vinculación fija tablero-subestructura siguiendo el primero de los criterios de diseño establecidos en este artículo.

El diseño de los dispositivos antisísmicos se realiza de manera que se pueda garantizar su comportamiento en tres situaciones diferentes: cargas lentas, frenado y sismo. Para cada una de ellas

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 9. Fotografía Viaducto Callosa-Cox en construcción.

se define la velocidad del dispositivo y la fuerza transmitida según el siguiente esquema:

- Velocidad < 0,7 mm/s; fuerza despreciable.
- Velocidad de activación (∼ 0,7 mm/s); fuerza durante frenado.
- Velocidad máxima (durante sismo); fuerza durante sismo.

La velocidad de activación se define de acuerdo al rango establecido en la normativa EN15129 [3], la fuerza de frenado se predimensiona de forma simplificada como se expone más adelante, y los valores característicos del aparato durante el evento sísmico (velocidad y fuerza) son resultado del cálculo sísmico no lineal. Como consecuencia de esta definición se obtienen dos pares de valores de velocidad y fuerza que permiten establecer los parámetros C y α que definen la ley de comportamiento $F = C\,v^{\alpha}$ que caracteriza el funcionamiento de los dispositivos durante el sismo [4,5]. De acuerdo a nuestra experiencia, se puede tomar como semilla inicial para realizar la primera definición de la ley de comportamiento de los dispositivos una velocidad máxima durante el evento sísmico del orden de los 0,4-0,6 m/s.

El cálculo sísmico no lineal se realiza siguiendo el proceso definido en el EC8 [6], partiendo de una serie de acelerogramas compatibles con el espectro de diseño y teniendo en cuenta tanto el comportamiento de los dispositivos antisísmicos como la disipación de energía debida al rozamiento de los aparatos de apoyo deslizantes tipo Pot [7]. Para este tipo de apoyos se consideran dos hipótesis diferentes. En la primera, el rozamiento de los mismos es mínimo, y por tanto la disipación de energía por rozamiento también lo es, y sirve para calcular los movimientos máximos. La segunda hipótesis, con rozamiento máximo, permite obtener las fuerzas máximas en las pilas con apoyos Pot y evaluar la capacidad de recentrado de las pilas con apoyos elásticos. En este sentido es importante destacar que el rozamiento

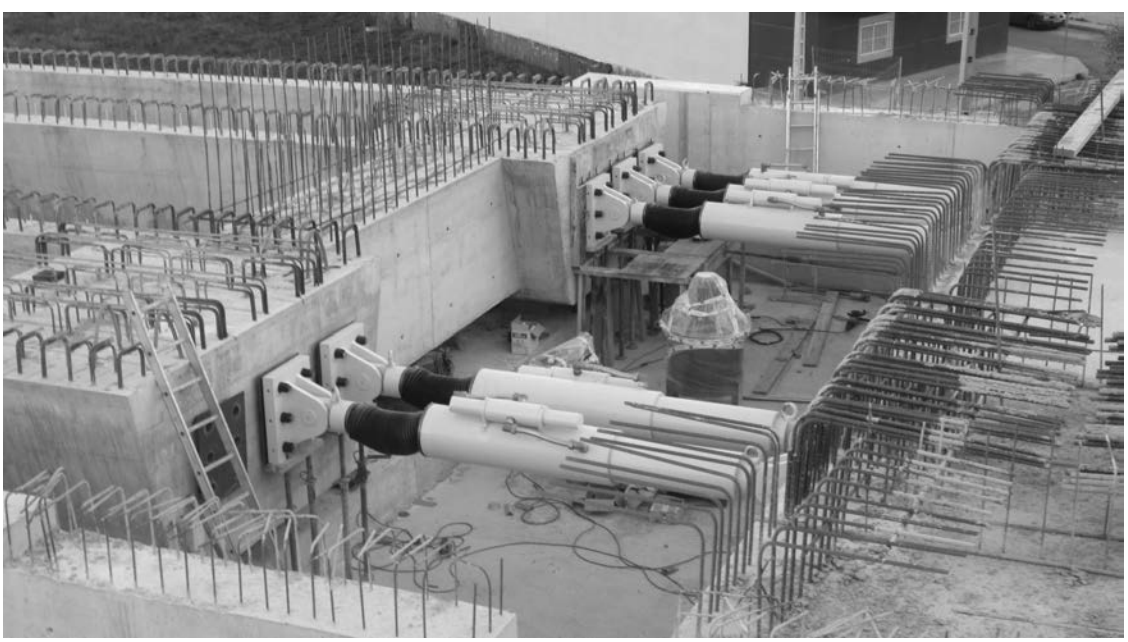


Figura 10. Fotografía detalle dispositivos antisísmicos en Viaducto Callosa-Cox.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

de los apoyos es una acción que no solo disipa parte de la energía movilizada durante el sismo, sino que también evita que el recentrado de la estructura debido a las fuerzas elásticas de las pilas centrales sea totalmente efectivo.

En el caso concreto del viaducto de Callosa-Cox la velocidad máxima durante el cálculo sísmico realizado es de 0,55 m/s y la fuerza máxima de cada uno de los dispositivos es de 2.650 kN, teniendo ya en cuenta el factor de fiabilidad de la EN15129 [3].

El diseño de la estructura se correspondería con un diseño tipo 1 en el rango elástico a nivel transversal y tipo 2 a nivel longitudinal.

Este esquema de diseño antisísmico ha sido posible debido a que el estribo E-2, que recoge la práctica totalidad de la carga sísmica horizontal longitudinal, tiene cimentación directa. En caso de haber sido necesario disponer pilotes prefabricados hincados, la cimentación habría resultado desproporcionada y antieconómica.

Por último, el comportamiento en servicio de la estructura es el siguiente:

A nivel longitudinal y para cargas lentas, como es el caso de la variación térmica y las deformaciones reológicas, el tablero se encuentra vinculado a la subestructura únicamente en las pilas centrales a través de neoprenos zunchados. En este caso la velocidad de deformación en el dispositivo antisísmico será inferior a 0,7 mm/s y por lo tanto la acción transmitida por el mismo será despreciable. En el resto de pilas y estribos no existe más coacción a este desplazamiento que el propio rozamiento de los apoyos tipo Pot.

A nivel longitudinal y para cargas rápidas, como es el caso del frenado y arranque, los dispositivos antisísmicos del estribo E-2 actúan prácticamente como transmisores de impacto, transmitiendo la gran mayoría del esfuerzo longitudinal a este estribo con una deformación mínima acorde a la normativa vigente. Una primera aproximación simplificada del funcionamiento de los dispositivos durante la hipótesis de frenado se expone a continuación:

La aplicación de la fuerza de frenado provoca que se supere la velocidad de activación en el dispositivo (0,7 mm/s) y por lo tanto este transmita carga al estribo a través del movimiento interno del fluido. Teniendo en cuenta que la longitud del puente es de 750 m y la velocidad de proyecto 220 km/h, la situación más desfavorable se produce cuando el tren frena sobre el puente circulando a velocidad máxima, lo cual supone un tiempo de actuación de la carga de frenado de 12 segundos. El desplazamiento del dispositivo en 12 segundos a una velocidad de 0,7 mm/s es de 8,4 mm, valor inferior a la deformación máxima admisible en situación de frenado por la IAPF [8].

Este análisis simplificado se utilizó para realizar un primer encaje de los dispositivos, comprobando posteriormente mediante un análisis no lineal que el diseño era adecuado. Para ello se utilizó el mismo modelo de análisis sísmico no lineal introduciendo el frenado mediante una carga dinámica en tres escalones: un primer tramo en rampa de 1 segundo para llegar al valor de referencia, un segundo tramo de valor constante mantenido durante los mencionados 12 segundos y un tramo descendente final de 1 segundo para llegar a anular el valor de la fuerza.

A nivel transversal el tablero se encuentra vinculado rígidamente a todos los elementos de la subestructura.

Es necesario disponer aparato de dilatación de vía en las proximidades de ambos estribos.

5. Tramo Orihuela-Colada de la Buena Vida

5.1. Viaducto sobre el Trasvase Tajo-Segura

Viaducto de 1.008 m de longitud, con luces máximas de 36 m y con pilas del orden de 10 m de altura. Toda la cimentación del viaducto es profunda mediante pilotes prefabricados hincados de unos 45 m de longitud.

El tablero se resuelve por medio de vigas prefabricadas isostáticas con junta transversal de losa en cada vano.

La estructura se plantea como isostática para evitar un punto fijo (con vinculación rígida o con dispositivos antisísmicos) donde los esfuerzos longitudinales transmitidos al terreno sean elevados. Esta decisión se debe a la imposibilidad de resistir acciones horizontales importantes con una cimentación a base de pilotes hincados prefabricados sin que resulte desproporcionado y antieconómico el número de estos (figs. 11-13).

Las características del sismo de cálculo son las siguientes:

- Aceleración básica = 0,16 g.
- Aceleración de cálculo = 0,29 g.
- Aceleración de meseta de espectro = 0,72 g.

Se disponen apoyos pendulares en todas las pilas y estribos, los cuales se caracterizan por tener un comportamiento doble [6]:

- Debido a su curvatura se comportan como una vinculación elástica en dirección horizontal.
- Debido al coeficiente de rozamiento de las superficies en contacto se genera una fuerza de rozamiento frente a los desplazamientos relativos horizontales de valor μN, es decir, coeficiente de rozamiento por la normal.

El esquema resistente ante esfuerzos horizontales diseñado es el siguiente:

Bajo las cargas de servicio se vincula longitudinalmente cada vano a la pila y/o estribo correspondiente mediante fusibles dispuestos en los apoyos que impiden el desplazamiento longitudinal relativo tablero-subestructura. Estos fusibles se dimensionan para ser capaces de soportar las acciones horizontales longitudinales, especialmente las de frenado y arranque.

A nivel transversal se disponen topes en estribos mientras que el tablero se vincula a las pilas a través del rozamiento y la rigidez de los apoyos pendulares, si bien el rozamiento de acuerdo con la EN15129 [3] no se tiene en cuenta para evaluar la respuesta de la estructura ante acciones distintas del evento sísmico. Para evitar desplazamientos transversales relativos entre vanos contiguos, y permitir los longitudinales, se disponen pasadores en la junta transversal de la losa, evitando así posibles daños a la vía.

Una vez que las cargas de servicio son superadas (acción sísmica), los fusibles pierden su capacidad portante y liberan la

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

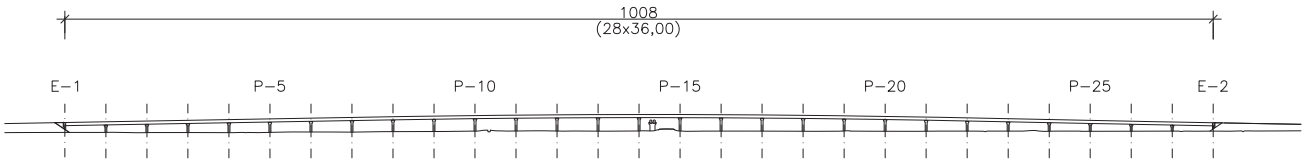


Figura 11. Alzado Viaducto sobre el Trasvase Tajo-Segura.

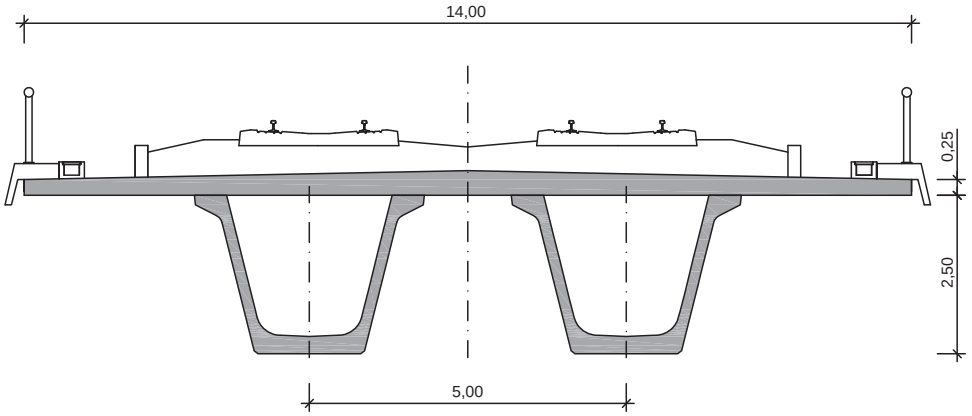


Figura 12. Sección tipo Viaducto sobre el Trasvase Tajo-Segura.



Figura 13. Fotografía Viaducto sobre Trasvase Tajo-Segura.

coacción longitudinal. Por tanto, los apoyos pendulares trabajan a partir de ese instante como aisladores (debido a la curvatura del apoyo) y amortiguadores (debido a la disipación de energía por el rozamiento) a la vez, disminuyendo los esfuerzos máximos transmitidos durante el evento sísmico hasta los 2.000 kN/pila tanto en dirección transversal como longitudinal. La componente elástica proporcionada por la curvatura de estos apoyos tiene, además, una importante capacidad de recentrado una vez finalizado el sismo.

La disposición de este tipo de apoyos obliga a realizar un cálculo transitorio no lineal con acelerogramas compatibles con el espectro de diseño de acuerdo a la metodología definida por el EC8 [6]. Además, siguiendo las directrices de la EN15129 [3] se realiza un doble cálculo de la estructura considerando los valores máximos y mínimos previstos para el rozamiento de los apoyos pendulares, y se diseñan los apoyos considerando el factor de amplificación del movimiento definido tanto en EC8 como EN15129 [3]. Teniendo en cuenta que el incremento de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

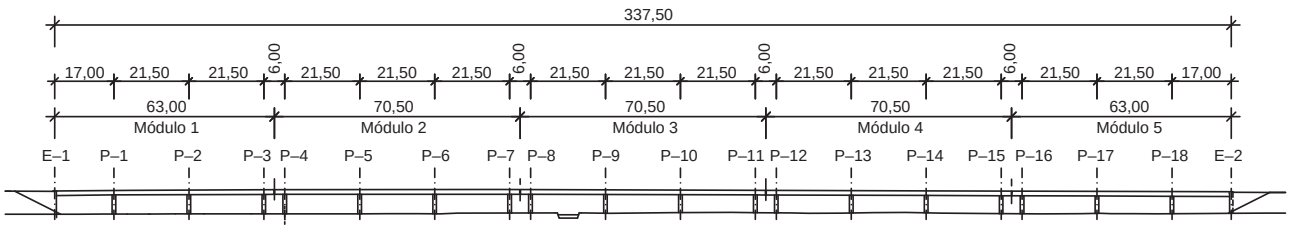


Figura 14. Alzado Viaducto sobre CV-95.

amortiguamiento viene dado por el rozamiento en este tipo de apoyos, es importante destacar la importancia de realizar el doble cálculo. Las verificaciones realizadas con el rozamiento mínimo dan como resultado los movimientos máximos durante el evento sísmico y la capacidad de recentrado máxima, mientras que la consideración del rozamiento máximo lleva a las fuerzas máximas y a la capacidad de recentrado mínima. Además, en este tipo de dispositivos es necesario tener en cuenta el movimiento residual que se produce al finalizar el evento sísmico, en situación de capacidad de recentrado mínima, para diseñar el recorrido máximo de diseño que deben tener los apoyos. Por lo tanto, es necesario tantear la capacidad de amortiguación dada por el rozamiento, así como el aislamiento dado por la curvatura, para obtener un diseño de los aparatos compensado que no obligue a considerar unos recorridos en los mismos excesivos.

En el caso concreto del viaducto sobre el Trasvase Tajo-Segura, los apoyos pendulares diseñados tienen un radio de curvatura de 2 m y un rozamiento nominal del 6%. El cálculo se realizó para una cota inferior del coeficiente de rozamiento del 4% y un valor máximo del 8%, cumpliendo de forma amplia las directrices de la EN15129 [3].

Si bien en el mercado existen apoyos pendulares con materiales que garantizan coeficientes de rozamientos nominales considerablemente mayores (por encima del 10%) así como realizaciones internacionales de puentes en zona sísmica que hacen uso de los mismos, en nuestra opinión consideramos que la penalización en el recentrado de la estructura, además de la obligada consideración de los desplazamientos remanentes después del evento sísmico a la hora de diseñar el recorrido de los apoyos y la capacidad de resistir las posibles réplicas, lleva a un diseño estructural no satisfactorio.

El diseño sísmico de la estructura se correspondería con un diseño tipo 2 tanto a nivel transversal como a nivel longitudinal. Con este diseño se asegura la ausencia de daño estructural durante el evento sísmico de diseño, si bien es necesario realizar la reposición de los fusibles en el caso de que el sismo llegue a romperlos.

No es necesario disponer aparato de dilatación de vía sobre el tablero ni en las proximidades de los estribos.

5.2. Viaducto sobre CV-95

Esta estructura presenta una longitud total de 337,50 m entre ejes de estribos, dividida en 5 módulos integrales de 63,0 m + 3 × 70,5 m + 63,0 m de longitud con tablero continuo de hormigón postesado aligerado y empotrado en las pilas y estribos (fig. 14).

Cada módulo tipo se compone de tres vanos de 21,50 m y voladizos de 3,00 m, con sección maciza, adyacentes a los vanos extremos con el fin de compensar parcialmente las luces de estos y de eliminar la posibilidad de disponer pilas entre módulos sobre las que sería necesario emplear aparatos de apoyo deslizantes. Los módulos inicial y final se componen de tres vanos de 17,0 + 21,50 + 21,50 m y un voladizo de 3,00 m en el extremo opuesto al estribo (figs. 15 y 16).

Toda la cimentación se ha proyectado como profunda mediante pilotes prefabricados hincados de unos 45 m de profundidad.

Las características del sismo de cálculo son las siguientes:

- Aceleración básica = 0,16 g.
- Aceleración de cálculo = 0,29 g.
- Factor de comportamiento de la estructura = 1,50 (ductilidad limitada).
- Aceleración de meseta de espectro = 0,48 g.

Debido a la escasa altura de la rasante respecto al terreno, se plantea una estructura in situ de luces cortas, con un canto de tablero reducido y pilas de sección mínima empotradas al tablero, consiguiendo así:

- La eliminación de todos los elementos de apoyo y, por lo tanto, eliminar la necesidad de mantenimiento de los mismos.
- Crear un equilibrio entre la rigidez necesaria para satisfacer los requisitos deformacionales de un viaducto de alta velocidad ferroviaria y la flexibilidad necesaria para absorber las deformaciones impuestas por temperatura y reología sin generar esfuerzos extremadamente altos mediante una estructura muy simple.

Los criterios de diseño sísmico son inherentes a los criterios de diseño en servicio:

- La estructura tiene la suficiente flexibilidad como para tener un periodo propio que haga que se reduzcan los esfuerzos de la acción sísmica a pesar de incrementar los desplazamientos.
- La estructura tiene la suficiente rigidez y capacidad portante para resistir los esfuerzos generados por el sismo.

Además, el alto grado de hiperestatismo del viaducto permite realizar un dimensionamiento con ductilidad limitada,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

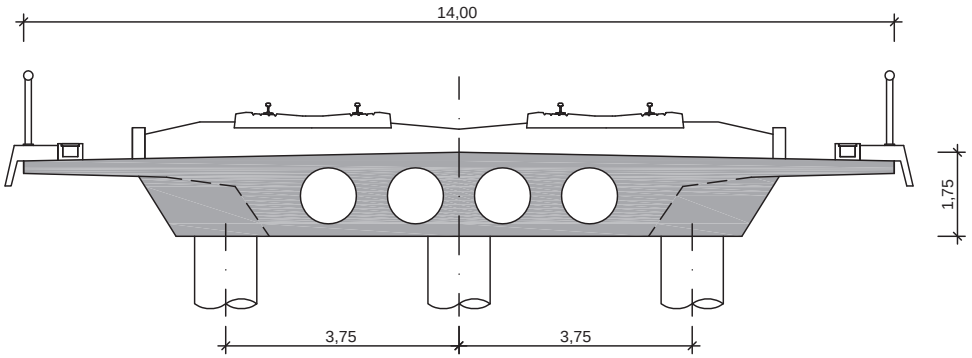


Figura 15. Sección sobre pilas Viaducto sobre CV-95.



Figura 16. Fotografía Viaducto sobre CV-95.

generando cierta disipación de energía debida a la pérdida de rigidez por fisuración producida en el extremo de las pilas poco significativa, sin que se lleguen a producir rótulas plásticas y, por lo tanto, evitando tener que realizar labores de reparación si se llegase a producir un sismo de intensidad como la de cálculo.

El diseño sísmico de la estructura se correspondería con un diseño tipo 1 con ductilidad limitada.

No es necesario disponer aparato de dilatación de vía sobre el tablero ni en las proximidades de los estribos.

6. Conclusiones

En este artículo se han mostrado los criterios de diseño que se han utilizado para resolver los viaductos correspondientes a tres tramos de la LAV de Levante, que tienen como particularidad el estar situados en una de las zonas con mayor riesgo sísmico de España y con unas condiciones geotécnicas de baja capacidad portante y alta deformabilidad.

Si bien se han utilizado soluciones diferentes para cada una de las estructuras, todos los encajes se han realizado siguiendo los criterios de minimización de esfuerzos sísmicos así como las eventuales labores de mantenimiento de las estructuras.

En cada estructura, bien sea por su longitud, altura de pilas o condiciones de cimentación, se ha particularizado el diseño sísmico atendiendo a todos y cada uno de los condicionantes existentes, generando así una serie de soluciones de diseño sísmico bien diferenciadas en cada viaducto.

7. Relación de participantes

7.1. Tramo Elche-Crevillente

Director de Obra: Francisco Rodríguez Montón.

Asistencia técnica a la D. O.: Ofiteco e Ignacio Granell.

Empresa constructora: Azvi.

Empresa subcontratista de estructuras: Estructuras y Montaje de Prefabricados.

Suministrador apoyos: VSL.

Proyecto constructivo y asistencia técnica de estructuras: k2 Estudio de Ingeniería.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

7.2. Tramo San Isidro-Orihuela

Director de Obra: Francisco Rodríguez Montón.

Asistencia técnica a la D. O.: SEG.

Empresa constructora: Dragados-Tecsa-Constructora Hormigones Martínez.

Empresa subcontratista de estructuras: Estructuras y Montaje de Prefabricados.

Suministrador apoyos y dispositivos antisísmicos: Freyssinet-Alga.

Proyecto constructivo y asistencia técnica de estructuras: k2 Estudio de Ingeniería.

7.3. Tramo Orihuela-Colada de la Buena Vida

Director de Obra: Francisco Rodríguez Montón.

Asistencia técnica a la D. O.: GPO.

Empresa constructora: Sacyr-Neopul.

Empresa subcontratista de estructuras: Estructuras y Montaje de Prefabricados.

Suministrador apoyos: Freyssinet-Alga.

Suministrador Dispositivos antisísmicos: Freyssinet-Alga.

Proyecto constructivo y asistencia técnica de estructuras: k2 Estudio de Ingeniería.

Bibliografía

[1] R. Medeot, Aislamiento y amortiguación en el diseño sísmico, Jornadas ACHE mayo (2004).

[2] R. Medeot, Re-centring capability evaluation of seismic isolation systems based on energy concepts, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004, paper n.° 3106, Vancouver, Canada.

[3] UNE-EN 15129:2011. Dispositivos antisísmicos. AENOR, 2011.

[4] F. Virtuoso, L. Guerreiro, J. Azevedo, Modelling the seismic behaviour of bridges with viscous dampers, 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000, paper n.° 0782, Auckland, New Zealand.

[5] D. Lee, P. Taylor, Viscous damper development and future trends, The Structural Design of Tall Buildings. 1 (5) (2001) 311–320.

[6] UNE-EN 1998-2:2012. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes. AENOR, 2012.

[7] J.A. Llombart, J. Revoltós, J. Cascales, Obras en Chipre. Viaducto urbano en Limassol. Viaducto Petra Tou Romiou, Hormigón y Acero 238 (2005) 105–115.

[8] Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF). Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, 2010.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 31

M

Detalles constructivos de hormigón

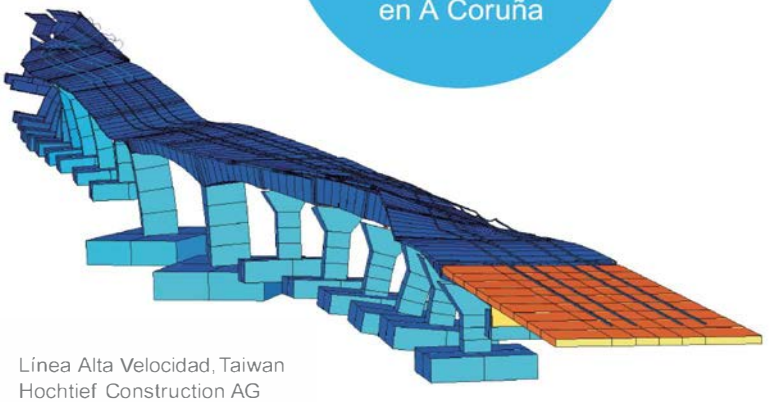
Grupo de trabajo 1/2
"Representación gráfica de estructuras de hormigón"

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

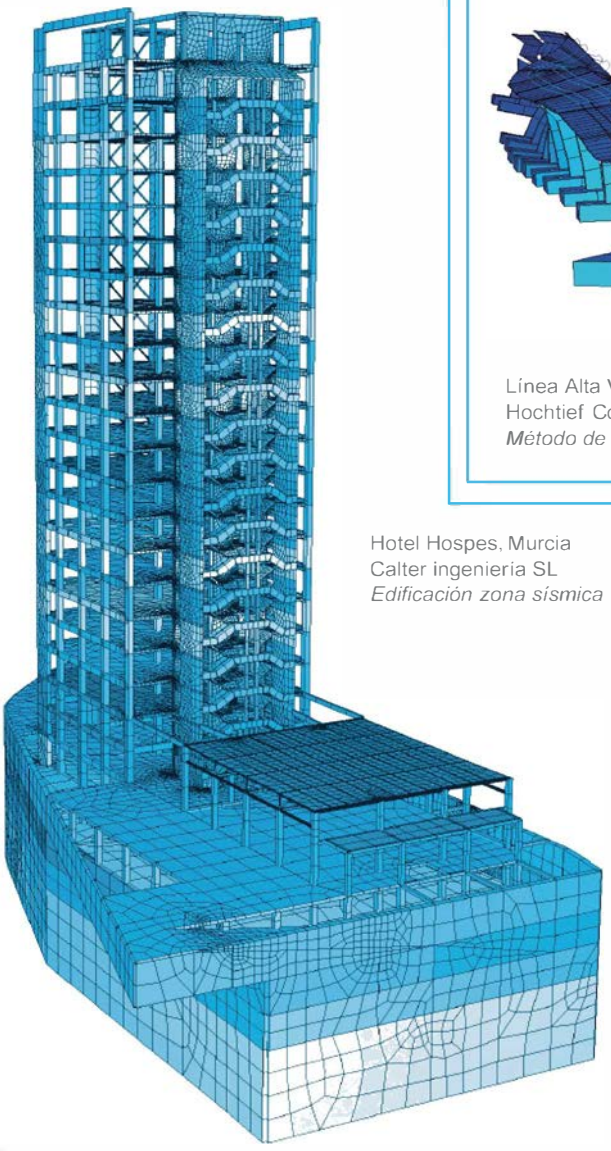
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

SOFiSTiK

SOFiSTiK estará presente en el Stand Nº2 del Congreso de ACHE del 20 al 22 de junio en A Coruña

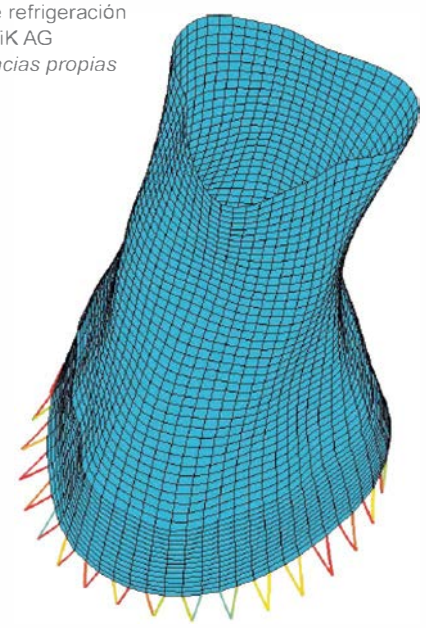


Línea Alta Velocidad, Taiwan
Hochtief Construction AG
Método de integración temporal



Hotel Hospes, Murcia
Calter ingenieria SL
Edificación zona sísmica

Torre de refrigeración
SOFiSTiK AG
Frecuencias propias



Análisis sísmico con SOFiSTiK

- Frecuencias propias (iteración vectorial / Lanczos / Rayleigh).
- Espectro respuesta según EC8, , UBC, IBC, SIA, SNIP...
- Superposición según los métodos SRSS y CQC.
- Sistema estacionarios o introducción de espectro de oscilaciones.
- Rigidez geométrica y valores de pandeo.
- Generador de cargas armónicas.
- Combinación de esfuerzos dinámicos con cargas estáticas.
- Amortiguamiento modal para espectro e historia temporal.
- Ratio de amortiguación modal para cada modo.
- Análisis de carga incremental.
- Interacción vehículo-estructura.
- Amortiguamiento no lineal.
- Biblioteca de trenes.

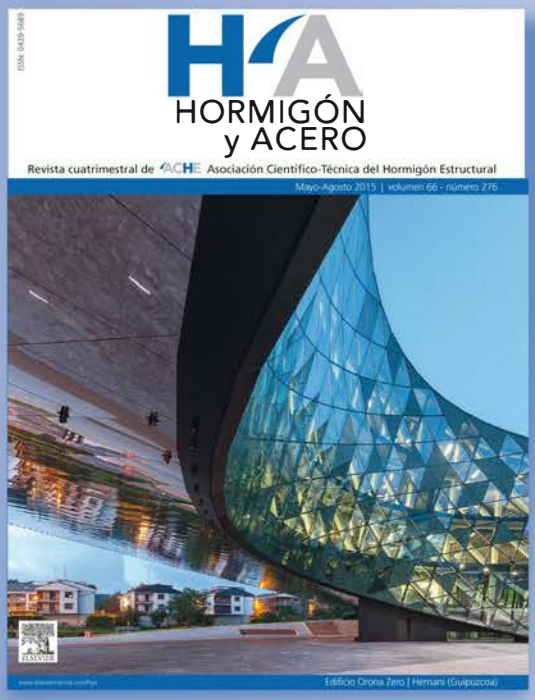
CALTER Ingeniería

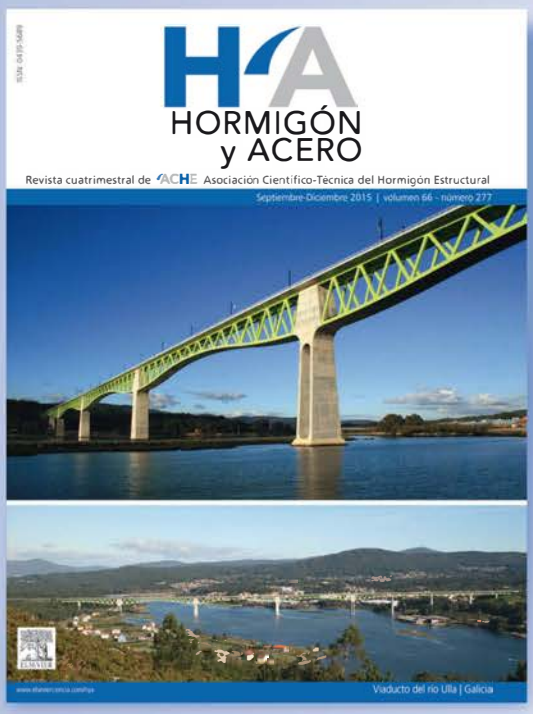
www.sofistik.es

sofistik@calter.es

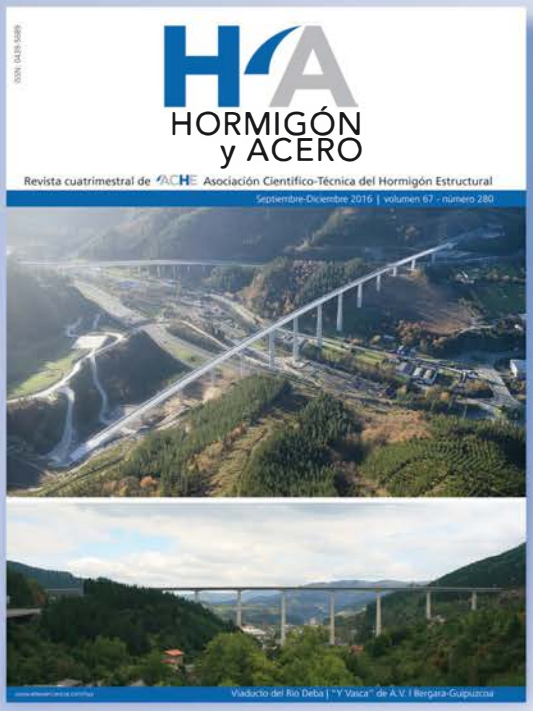
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

últimos números publicados









Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
http://www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026