

Marzo 2012

TÍTULO

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes

Parte 2: Puentes

Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges.

Eurocode 8. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 2: Ponts.

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1998-2:2005, EN 1998-2:2005/AC:2010, EN 1998-2:2005/A1:2009 y EN 1998-2:2005/A2:2011.

OBSERVACIONES

Esta norma sustituye a la Norma EN 1998-2:2005 (ratificada por AENOR en 2007).

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 12360:2012

© AENOR 2012
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR

Génova, 6
28004 MADRID-España

Asociación Española de
Normalización y Certificación

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032

137 Páginas

AENOR

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1998-2

Noviembre 2005

+AC

Febrero 2010

+A1

Marzo 2009

+A2

Septiembre 2011

ICS 91.120.25; 93.040

Sustituye a ENV 1998-2:1994

Versión en español

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes Parte 2: Puentes

**Eurocode 8. Design of structures for
earthquake resistance. Part 2: Bridges.**

**Eurocode 8. Calcul des structures pour
leur résistance aux séismes. Partie 2:
Ponts.**

**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken
gegen Erdbeben. Teil 2: Brücken.**

Estas normas europeas han sido aprobadas por CEN el 2005-07-07, el 2009-02-12 y el 2011-04-08.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
CENTRO DE GESTIÓN: Avenue Marnix, 17-1000 Bruxelles

© 2011 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

ÍNDICE

	Página
PRÓLOGO	8
PRÓLOGO DE LA MODIFICACIÓN A1	13
PRÓLOGO DE LA MODIFICACIÓN A2	14
1 INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	15
1.1.1 Objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1998-2	15
1.1.2 Otras partes de la Norma EN 1998.....	16
1.2 Normas para consulta	16
1.2.1 Uso	16
1.2.2 Normas generales para consulta	16
1.2.3 Normas y códigos de referencia.....	16
1.2.4 Normas generales complementarias y otras normas para consulta aplicables a los puentes	16
1.3 Hipótesis	17
1.4 Distinción entre Principios y Reglas de aplicación	17
1.5 Términos y definiciones	17
1.5.1 Generalidades	17
1.5.2 Términos comunes a todos los Eurocódigos.....	17
1.5.3 Otros términos utilizados en la Norma EN 1998-2	17
1.6 Símbolos	18
1.6.1 Generalidades	18
1.6.2 Otros símbolos utilizados en los capítulos 2 y 3 de la Norma EN 1998-2	18
1.6.3 Otros símbolos utilizados en el capítulo 4 de la Norma EN 1998-2.....	19
1.6.4 Otros símbolos utilizados en el capítulo 5 de la Norma EN 1998-2.....	21
1.6.5 Otros símbolos utilizados en el capítulo 6 de la Norma EN 1998-2.....	22
1.6.6 Otros símbolos utilizados en el capítulo 7 y en los anexos J, JJ y K de la Norma EN 1998-2	24
2 REQUISITOS BÁSICOS Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD.....	27
2.1 Acción sísmica de cálculo.....	27
2.2 Requisitos básicos.....	28
2.2.1 Generalidades	28
2.2.2 No colapso, ausencia de colapso (estado límite último)	28
2.2.3 Limitación del daño (estado límite de servicio).....	28
2.3 Criterios de conformidad.....	28
2.3.1 Generalidades	28
2.3.2 Comportamiento sísmico previsto.....	29
2.3.3 Comprobaciones de resistencia	31
2.3.4 Dimensionamiento por capacidad.....	31
2.3.5 Disposiciones para lograr ductilidad	31
2.3.6 Uniones. Control de desplazamientos. Detalles constructivos	34
2.3.7 Criterios simplificados	37
2.4 Concepción del proyecto	37
3 ACCIÓN SÍSMICA.....	38
3.1 Definición de la acción sísmica	38
3.1.1 Generalidades	38
3.1.2 Aplicación de las componentes del movimiento	39

3.2	Cuantificación de las componentes	39
3.2.1	Generalidades	39
3.2.2	Espectro de respuesta elástica dependiente del emplazamiento.....	39
3.2.3	Representación en el dominio del tiempo	40
3.2.4	Espectro de cálculo en el emplazamiento para análisis lineal	41
3.3	Variabilidad espacial de la acción sísmica	41
4	ANÁLISIS.....	43
4.1	Modelado.....	43
4.1.1	Grados de libertad dinámicos.....	43
4.1.2	Masas.....	43
4.1.3	Amortiguamiento de la estructura y rigidez de los elementos.....	44
4.1.4	Modelado del suelo	45
4.1.5	Efectos de torsión	45
4.1.6	Coefficientes de comportamiento para el análisis lineal.....	46
4.1.7	Componente vertical de la acción sísmica	48
4.1.8	Comportamiento sísmico regular e irregular de los puentes dúctiles.....	49
4.1.9	Análisis no lineal de puentes irregulares	49
4.2	Métodos de análisis.....	50
4.2.1	Análisis dinámico lineal. Método del espectro de respuesta	50
4.2.2	Método del modo fundamental.....	51
4.2.3	Métodos lineales alternativos.....	54
4.2.4	Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo.....	54
4.2.5	Análisis estático no lineal (análisis del empuje incremental).....	56
5	COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA	57
5.1	Generalidades	57
5.2	Materiales y valor cálculo de la resistencia	57
5.2.1	Materiales.....	57
5.2.2	Valor cálculo de la resistencia	57
5.3	Dimensionamiento por capacidad.....	57
5.4	Efectos de segundo orden.....	59
5.5	Combinación de la acción sísmica con otras acciones	60
5.6	Comprobación de la resistencia de las secciones del hormigón.....	61
5.6.1	Valor cálculo de la resistencia	61
5.6.2	Estructuras con comportamiento de ductilidad limitada	61
5.6.3	Estructuras con comportamiento dúctil.....	61
5.7	Comprobación de la resistencia de los elementos de acero y de los elementos mixtos ...	68
5.7.1	Pilas de acero	68
5.7.2	Tablero de acero o mixto	69
5.8	Cimentaciones.....	69
5.8.1	Generalidades	69
5.8.2	Efectos de las acciones de cálculo	69
5.8.3	Comprobación de la resistencia	70
6	DETALLES CONSTRUCTIVOS.....	70
6.1	Generalidades	70
6.2	Pilas de hormigón	70
6.2.1	Confinamiento	70
6.2.2	Pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas.....	74
6.2.3	Otras reglas.....	75
6.2.4	Pilas huecas	75
6.3	Pilas de acero	76
6.4	Cimentaciones.....	76
6.4.1	Cimentaciones superficiales.....	76
6.4.2	Cimentaciones sobre pilotes	76

6.5	Estructuras de comportamiento de ductilidad limitada	77
6.5.1	Comprobación de la ductilidad de las secciones críticas.....	77
6.5.2	Prevención de los fallos frágiles de componentes específicos sin ductilidad.....	77
6.6	Aparatos de apoyo y acoplamientos sísmicos.....	77
6.6.1	Requisitos generales	77
6.6.2	Aparatos de apoyo.....	78
6.6.3	Acoplamientos sísmicos, dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento y unidades de transmisión de impactos	79
6.6.4	Entregas mínimas.....	81
6.7	Estribos de hormigón y muros de contención.....	82
6.7.1	Requisitos generales	82
6.7.2	Unión flexible entre estribos y tablero.....	82
6.7.3	Estribos rigidamente conectados al tablero	83
6.7.4	Puentes-Marco enterrados con gran sobrecarga.....	84
6.7.5	Muros de contención	85
7	PUENTES CON AISLAMIENTO SÍSMICO.....	85
7.1	Generalidades	85
7.2	Definiciones	86
7.3	Requisitos básicos y criterios de conformidad	87
7.4	Acción sísmica.....	87
7.4.1	Espectro de cálculo.....	87
7.4.2	Representación en el dominio del tiempo.....	87
7.5	Procedimientos de análisis y modelado	87
7.5.1	Generalidades	87
7.5.2	Propiedades de cálculo del sistema de aislamiento	88
7.5.3	Condiciones para la aplicación de los métodos de análisis.....	94
7.5.4	Análisis espectral basado en el modo fundamental	94
7.5.5	Análisis espectral multimodal	97
7.5.6	Análisis en el dominio del tiempo.....	98
7.5.7	Componente vertical de la acción sísmica	98
7.6	Comprobaciones	99
7.6.1	Situación sísmica de cálculo.....	99
7.6.2	Sistema de aislamiento	99
7.6.3	Subestructuras y superestructura.....	100
7.7	Requisitos especiales para el sistema de aislamiento.....	102
7.7.1	Capacidad de recuperación lateral.....	102
7.7.2	Coacción lateral al nivel de la interfaz de aislamiento	106
7.7.3	Inspección y mantenimiento	106
ANEXO A (Informativo) PROBABILIDADES RELACIONADAS CON LA ACCIÓN SÍSMICA DE REFERENCIA. DIRECTRICES PARA LA SELECCIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO DURANTE LA FASE DE CONSTRUCCIÓN		107
ANEXO B (Informativo) RELACIÓN ENTRE LOS COEFICIENTES DE DUCTILIDAD EN DESPLAZAMIENTOS Y DUCTILIDAD EN CURVATURAS DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS DE LAS PILAS DE HORMIGÓN.....		108
ANEXO C (Informativo) ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ EFICAZ DE LOS ELEMENTOS DÚCTILES DE HORMIGÓN ARMADO.....		109
ANEXO D (Informativo) VARIABILIDAD ESPACIAL DEL MOVIMIENTO SÍSMICO: MODELO Y MÉTODOS DE ANÁLISIS		111

ANEXO E (Informativo)	PROPIEDADES PROBABLES DE LOS MATERIALES Y CAPACIDADES DE DEFORMACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS PARA LOS ANÁLISIS NO LINEALES.....	117
ANEXO F (Informativo)	MASA AÑADIDA DE AGUA ARRASTRADA PARA LAS PILAS SUMERGIDAS.....	123
ANEXO G (Normativo)	CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS DEL DIMENSIONAMIENTO POR CAPACIDAD	125
ANEXO H (Informativo)	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS POR EMPUJES INCREMENTALES, PUSHOVER).....	126
ANEXO J (Normativo)	VARIACIONES DE LAS PROPIEDADES DE CÁLCULO DE LOS AISLADORES.....	129
ANEXO JJ (Informativo)	COEFICIENTES λ PARA LOS TIPOS CORRIENTES DE AISLADORES.....	131
ANEXO K (Informativo)	ENSAYOS PARA LA VALIDACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE CÁLCULO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS.....	134

PRÓLOGO

Esta Norma EN 1998-2 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes Parte 2: Puentes* ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales*, cuya Secretaría desempeña BSI. El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de mayo de 2006, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

Esta norma anula y sustituye a la Norma Experimental ENV 1998-2:1994.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Croacia, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

Prólogo del programa de Eurocódigos

En 1975, la Comisión de la Comunidad Europea decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basado en el artículo 95 del Tratado. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el diseño de obras de construcción que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados miembros y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con la ayuda de un Comité Director con representantes de los Estados, condujo el desarrollo del programa de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos europeos.

En 1989, la Comisión y los Estados miembros de la UE y de la AELC decidieron, sobre la base de un acuerdo¹⁾ entre la Comisión y el CEN, transferir al CEN la preparación y publicación de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de norma europea (EN). Esto vincula *de facto* los Eurocódigos y las disposiciones de todas las Directivas del Consejo y/o las Decisiones de la Comisión que hacen referencia a las normas europeas (por ejemplo, la Directiva del Consejo de 89/106/CEE sobre productos de construcción -DPC- y la Directivas del Consejo 93/37/CEE, 92/50/CEE y 89/440/CEE sobre obras públicas y servicios y las Directivas AELC equivalentes iniciadas para conseguir la implantación del mercado interior).

Los Eurocódigos Estructurales comprenden las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas Partes:

EN 1990 Eurocódigo: Bases de cálculo de estructuras

EN 1991 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras

EN 1992 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón

1) Acuerdo entre la Comisión de las Comunidades Europeas y el Comité Europeo de Normalización (CEN) referente al trabajo sobre los EUROCÓDIGOS para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil. (BC/CEN/03/89).

EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas
EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábrica
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8:	Proyecto de estructuras sismorresistentes
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aluminio

Los Eurocódigos reconocen la responsabilidad de las autoridades reglamentadoras de cada Estado Miembro y han salvaguardado su derecho a determinar, en el ámbito nacional, los valores relacionados con temas reglamentarios de seguridad cuando éstos sigan siendo distintos de un Estado a otro.

Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos

Los Estados miembros de la UE y AELC reconocen que los Eurocódigos sirven como documentos de referencia para los siguientes fines:

- como medio para demostrar el cumplimiento de las obras de edificación y de ingeniería civil con los Requisitos Esenciales de la Directiva del Consejo 89/106/CEE, en particular con el Requisito Esencial nº 1 – Resistencia mecánica y estabilidad – y con el Requisito Esencial nº 2 – Seguridad en caso de incendio;
- como base para especificar los contratos de las obras de construcción y de los servicios de ingeniería correspondientes;
- como marco para diseñar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (normas europeas, EN; y documentos de idoneidad técnica europeos, DITE).

Los Eurocódigos, en la medida en que están relacionados con las obras de construcción, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos²⁾ a los que se hace referencia en el Artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto³⁾. Por ello, los Comités Técnicos de CEN y/o los Grupos de Trabajo de la EOTA que trabajen sobre normas de producto deben considerar adecuadamente los aspectos técnicos que surjan del trabajo de los Eurocódigos, con vistas a obtener la compatibilidad total entre estas especificaciones técnicas y los Eurocódigos.

2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos deben dar forma concreta a los requisitos esenciales (RE) con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITE/Guías de DITE.

3) Según el artículo 12 de la DPC los documentos interpretativos deben:

- a) dar forma concreta a los requisitos esenciales mediante la armonización de la terminología y de las bases técnicas y la asignación, en su caso, de clases y niveles para cada requisito esencial;
- b) indicar métodos para relacionar estas clases o niveles de requisitos con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de proyecto y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyecto, etc.;
- c) servir como referencia para el establecimiento de normas armonizadas y de guías para los documentos de idoneidad técnica europeos.

Los Eurocódigos, de facto, juegan un papel similar en el ámbito del RE 1 y RE 2.

Los Eurocódigos proporcionan reglas comunes de cálculo estructural de uso cotidiano en el proyecto de estructuras completas y de productos componentes de naturaleza tanto tradicional como innovadora. Las formas de construcción y condiciones de cálculo poco usuales no quedan cubiertas específicamente y requerirán, en tales casos, el estudio adicional de un experto.

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán el texto completo del Eurocódigo (incluyendo los anexos) tal y como se publique por CEN, pudiendo venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional, y puede tener a continuación un anexo nacional.

El anexo nacional sólo puede contener información sobre aquellos parámetros que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción nacional, conocidos como Parámetros de Determinación Nacional, para su empleo en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en el Estado correspondiente, es decir,

- los valores y/o las clases cuando se ofrezcan alternativas en el Eurocódigo;
- los valores a emplear cuando sólo se dé un símbolo en el Eurocódigo;
- los datos específicos del país (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, el mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos.

También puede contener:

- las decisiones sobre la aplicación de los anexos informativos;
- una referencia a la información complementaria no contradictoria que ayude al usuario a aplicar el Eurocódigo.

Vínculos entre Eurocódigos y especificaciones técnicas armonizadas (EN y DITE) de productos

Existe una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de productos de la construcción y las reglas técnicas de las obras⁴⁾. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción que se refiera a los Eurocódigos debería mencionar con claridad qué Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

Información adicional específica de la Norma EN 1998-2

El objeto y campo de aplicación de esta parte del Eurocódigo 8 se define en el apartado 1.1.

Salvo que se especifique lo contrario en esta norma, las acciones sísmicas son las definidas en el capítulo 3 de la Norma EN 1998-1:2004.

Debido a las particularidades de los sistemas resistentes a las acciones sísmicas de los puentes, comparados con los de los edificios u otras estructuras, el resto de capítulos de esta norma no están, en general, relacionados con los de la Norma EN 1998-1:2004. Algunas disposiciones de la EN 1998-1:2004 se utilizan, sin embargo, mediante referencias directas.

4) Véanse los apartados 3.3 y 12 de la DPC, así como los artículos 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2 del Documento Interpretativo nº 1.

Se presta una atención especial a las pilas ya que son el principal elemento que resiste las acciones sísmicas y las últimas se han construido de hormigón armado.

Los apoyos son muchas veces elementos importantes del sistema resistente de un puente y, por tanto, se tratan en consecuencia. Se aplica lo mismo a los dispositivos de aislamiento sísmico.

Anexo nacional de la Norma EN 1998-2

Esta norma proporciona procedimientos, valores y recomendaciones alternativas con anotaciones que indican dónde se pueden realizar las opciones nacionales. Por lo tanto, la norma nacional que adopte la Norma EN 1998-2 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros Determinación Nacional necesarios para el proyecto de puentes que se vayan a construir en ese Estado determinado.

Se permite ejercer la opción nacional en los siguientes puntos de la Norma EN 1998-2:2005:

Referencia	Elemento
1.1.1(8)	Anexos informativos A, B, C, D, E, F, H, JJ y K
2.1(3)P	Periodo de retorno de referencia T_{NCR} de la acción sísmica para el requisito de no colapso del puente (o, de forma equivalente, la probabilidad de referencia de excedencia en 50 años, P_{NCR})
2.1(4)P	Clases de importancia para puentes
2.1(6)	Coefficientes de importancia para puentes
2.2.2(5)	Condiciones bajo las cuales la acción sísmica puede considerarse como una acción accidental, y pueden relajarse los requisitos de los puntos (3) y (4) del apartado 2.2.2
2.3.5.3(1)	Expresión para la longitud de las rótulas plásticas
2.3.6.3(5)	Fracciones de los desplazamientos de cálculo de los elementos estructurales no críticos
2.3.7(1)	Casos de sismicidad baja
2.3.7(1)	Criterios simplificados para el proyecto de puentes en casos de baja sismicidad
3.2.2.3	Definición de falla activa
3.3(1)P	Longitud del tablero continuo por debajo de la cual la variabilidad espacial de la acción sísmica puede tener que considerarse
3.3(6)	Distancia por debajo de la cual los movimientos sísmicos del terreno pueden considerarse como completamente independientes (carentes de correlación)
3.3.(6)	Coefficiente que considera la magnitud de los desplazamientos del suelo que se producen en direcciones opuestas en soportes contiguos
4.1.2(4)P	Valores de ψ_{21} para cargas de tráfico, supuestas concurrentes con la acción sísmica de cálculo
4.1.8(2)	Límite superior para el valor en la parte izquierda de la expresión (4.4) para el comportamiento sísmico de un puente que deba considerarse como irregular
5.3(4)	Valor del coeficiente de sobrerresistencia γ_o
5.4(1)	Métodos simplificados para los efectos de segundo orden en un análisis lineal

Referencia	Elemento
5.6.2(2)P b	Valor para el coeficiente parcial de seguridad adicional γ_{Bd1} de la resistencia a cortante
5.6.3.3(1)P b	Alternativas para la determinación del coeficiente parcial de seguridad adicional γ_{Bd1} de la resistencia a cortante para elementos dúctiles fuera de las rótulas plásticas
6.2.1.4(1)P	Tipos de armaduras de confinamiento
6.5.1(1)P	Reglas de comprobación simplificadas para puentes de comportamiento de ductilidad limitada en casos de baja sismicidad
6.6.2.3(3)	Extensión admisible del daño en aparatos de apoyo elastoméricos de puentes, en las que se considera la acción sísmica como accidental pero no se resiste completamente por los aparatos de apoyo elastoméricos
6.6.3.2(1)P	Porcentaje de reacción de compresión (hacia abajo) debida a la carga permanente que se supera por la relación vertical total en un soporte, debida a la acción sísmica de cálculo, para la que se requieren dispositivos para impedir el levantamiento
6.7.3(7)	Valor superior del desplazamiento sísmico de cálculo para limitar el daño del suelo o del terraplén situado detrás del estribo, rígidamente unido al tablero
7.4.1(1)P	Valor del periodo de control T_D para el espectro de cálculo en puentes con aislamiento sísmicos
7.6.2(1)P	Valor del coeficiente de amplificación γ_{1S} para el desplazamiento de cálculo en aisladores
7.6.2(5)	Valor de γ_m para aparatos de apoyo elastoméricos
7.7.1(2)	Valor de la relación δ para la evaluación de la capacidad de recuperación lateral
7.7.1(4)	Valor de γ_{du} que refleja las incertidumbres en la estimación de los desplazamientos de cálculo
J.1(2)	Valores de la temperatura mínima del aislador en la situación sísmica de cálculo
J.2(1)	Valores del coeficiente λ para aisladores usados normalmente

PRÓLOGO DE LA MODIFICACIÓN A1

Esta Norma EN 1998-2:2005/A1:2009 ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales*, cuya Secretaría desempeña BSI.

Esta Modificación a la Norma Europea EN 1998-2:2005 debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de septiembre de 2009, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

Se llama la atención sobre la posibilidad de que algunos de los elementos de este documento estén sujetos a derechos de patente. CEN y/o CENELEC no es(son) responsable(s) de la identificación de dichos derechos de patente.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

PRÓLOGO DE LA MODIFICACIÓN A2

Esta Norma EN 1998-2:2005/A2:2011 ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales*, cuya Secretaría desempeña BSI.

Esta Modificación a la Norma Europea EN 1998-2:2005 debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de septiembre de 2012, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de septiembre de 2012.

Se llama la atención sobre la posibilidad de que algunos de los elementos de este documento estén sujetos a derechos de patente. CEN y/o CENELEC no es(son) responsable(s) de la identificación de dichos derechos de patente.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Croacia, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.1 Objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1998-2

(1) El campo de aplicación del Eurocódigo 8 se define en el apartado **1.1.1** de la Norma EN 1998-1:2004, y el de esta norma en este apartado **1.1.1**. Las demás partes del Eurocódigo 8 se relacionan en el apartado **1.1.3** de la Norma EN 1998-1:2004.

(2) Dentro del marco del campo de aplicación establecido en la Norma EN 1998-1:2004, esta norma contiene los requisitos de comportamiento, criterios de conformidad y reglas de aplicación a considerar, aplicables al proyecto de puentes sismorresistentes.

(3) Esta norma abarca primeramente el cálculo sísmico de los puentes en los que las acciones sísmicas horizontales se resisten principalmente mediante la flexión de las pilas o por los estribos; es decir, de los puentes constituidos por sistemas de pilas verticales o casi verticales que soportan la superestructura del tablero de tráfico. También es aplicable al dimensionamiento sísmico de los puentes arco o atirantados, aunque no debería considerarse que las disposiciones de esta norma cubren completamente esos casos.

(4) Los puentes colgantes, los de madera y de fábricas, los móviles y los flotantes no se incluyen en el campo de aplicación de esta norma.

(5) Esta norma contiene únicamente aquellas disposiciones que, junto con las indicadas en el resto de Eurocódigos o las normas pertinentes del Eurocódigo 8, deberían respetarse para el proyecto de puentes en las regiones sísmicas. En los casos de baja sismicidad, pueden establecerse criterios de dimensionamiento simplificados (véase el punto **(1)** del apartado **2.3.7**).

(6) En esta norma se tratan los siguientes temas:

- Requisitos básicos y criterios de conformidad.
- Acciones sísmicas.
- Análisis.
- Comprobación de resistencia.
- Detalles constructivos.

Esta norma incluye también un capítulo especial sobre aislamiento sísmico, con disposiciones que abarcan la aplicación a los puentes de este método de protección sísmica.

(7) El anexo G contiene las reglas para el cálculo de los esfuerzos mediante los criterios del dimensionamiento por capacidad.

(8) El anexo J contiene las reglas que conciernen a las variaciones de las propiedades de cálculo de los aisladores sísmicos y a como dichas variaciones pueden tenerse en cuenta en el cálculo.

NOTA 1 El anexo informativo A proporciona información acerca de las probabilidades de ocurrencia del terremoto de referencia, así como recomendaciones para la selección de la acción sísmica de cálculo aplicable durante la fase de construcción.

NOTA 2 El anexo informativo B proporciona información sobre la relación entre ductilidad en desplazamientos y la ductilidad en curvaturas de las rótulas plásticas en las pilas de hormigón.

NOTA 3 El anexo informativo C proporciona información para la estimación de la rigidez eficaz de los elementos dúctiles de hormigón armado.

NOTA 4 El anexo informativo D proporciona información para el modelado y el análisis de la variabilidad espacial del movimiento sísmico.

NOTA 5 El anexo informativo E suministra información sobre las propiedades probables de los materiales y las capacidades de deformación de las rótulas plásticas para los análisis no lineales.

NOTA 6 El anexo informativo F suministra información y consejos acerca de la masa añadida del agua arrastrada para las pilas sumergidas.

NOTA 7 El anexo informativo H proporciona consejos e información sobre el análisis estático no lineal (por empujes incrementales).

NOTA 8 El anexo informativo JJ proporciona información sobre los coeficientes λ de los tipos corrientes de aisladores.

NOTA 9 El anexo informativo K contiene los requisitos de los ensayos para la validación de las propiedades de cálculo de los aisladores sísmicos.

1.1.2 Otras partes de la Norma EN 1998

Véase la Norma 1998-1:2004.

1.2 Normas para consulta

1.2.1 Uso

Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de las publicaciones. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que se haga referencia (incluyendo sus modificaciones).

1.2.2 Normas generales para consulta

Se aplica el apartado 1.2.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

1.2.3 Normas y códigos de referencia

Se aplica el apartado 1.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004.

1.2.4 Normas generales complementarias y otras normas para consulta aplicables a los puentes

EN 1990: Anexo A2 *Bases para el cálculo de estructuras. Aplicación en puentes.*

EN 1991-2:2003 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes.*

EN 1992-2:2005 *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas.*

EN 1993-2:2005 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 2: Puentes.*

EN 1994-2:2005 *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes.*

EN 1998-1:2004 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.*

EN 1998-5:2004 *EUROCÓDIGO 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención de tierras y aspectos geotécnicos.*

EN 1337-2:2000 *Apoyos estructurales. Parte 2: Elementos de deslizamiento.*

EN 1337-3:2005 *Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos.*

prEN 15129:200X *Dispositivos antisísmicos.*

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales del apartado 1.3 de la Norma EN 1990:2002, se aplica las siguientes hipótesis.

(2)P Se supone que ningún cambio tendrá lugar en la estructura durante la fase de construcción, o durante la vida siguiente de la estructura, a menos que se proporcionen unas justificaciones y comprobaciones adecuadas. Debido a la naturaleza específica de la respuesta sísmica, esto se aplica incluso en caso de cambios que produzcan un aumento de la resistencia estructural.

1.4 Distinción entre Principios y Reglas de aplicación

(1) Se aplican las reglas del apartado 1.4 de la Norma EN 1990:2002.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Para los fines de esta norma se aplican las siguientes definiciones.

1.5.2 Términos comunes a todos los Eurocódigos

(1) Se aplican los términos y definiciones del apartado 1.5 de la Norma EN 1990:2002.

1.5.3 Otros términos utilizados en la Norma EN 1998-2

dimensionamiento por capacidad

Procedimiento de cálculo utilizado cuando se proyectan estructuras con comportamiento dúctil a fin de asegurar la jerarquía de resistencias de los diferentes elementos estructurales, necesaria para lograr la configuración prevista de rótulas plásticas y para evitar los modos de fallo o rotura frágiles.

elementos dúctiles

Elementos capaces de disipar energía mediante la formación de rótulas plásticas.

estructura dúctil

Estructura que, bajo la acción de movimientos sísmicos intensos, es capaz de disipar una cantidad significativa de la energía generada por el sismo mediante la formación de una configuración prevista de rótulas plásticas, o mediante otros mecanismos.

comportamiento dúctil limitado

Comportamiento sísmico de los puentes ante la acción sísmica de cálculo, sin que se produzca una disipación significativa de energía en las rótulas plásticas.

conexión activa

Unión establecida mediante acoplamientos sísmicos.

aislamiento sísmico

Dotación a las estructuras de puentes de dispositivos aislantes especiales, con objeto de reducir la respuesta sísmica (fuerzas y/o desplazamientos).

variabilidad espacial (de la acción sísmica)

Situación en la que el movimiento sísmico es diferente en los distintos soportes del puente y por tanto, la acción sísmica no puede basarse en la caracterización usual del movimiento en un único punto.

comportamiento sísmico

Comportamiento del puente ante el sismo de cálculo el cual, dependiendo de las características de la relación fuerza-desplazamiento global de la estructura, puede ser bien dúctil o bien de ductilidad limitada/esencialmente elástico.

acoplamientos sísmicos

Elementos limitadores del movimiento a través de los cuales puede transmitirse toda o parte de la acción sísmica. Utilizados en combinación con los aparatos de apoyo, pueden disponerse con una holgura apropiada con objeto de que solamente se activen en caso de que se supere el valor de cálculo del desplazamiento sísmico.

longitud mínima de entrega

Medida de seguridad consistente en el establecimiento de una distancia mínima entre el borde interior del elemento sustentado y el exterior del elemento portante. La entrega mínima pretende asegurar que el soporte mantiene su función en el caso de desplazamientos sísmicos extremos.

valor de cálculo del desplazamiento sísmico

Desplazamientos inducidos por las acciones sísmicas de cálculo.

desplazamiento total de cálculo en la situación sísmica de cálculo

Desplazamiento utilizado para determinar las holguras o anchuras adecuadas de las juntas para la protección de los elementos críticos o más importantes. Incluye el valor de cálculo del desplazamiento sísmico, el desplazamiento debido al efecto a largo plazo de las acciones permanentes y cuasipermanentes y una fracción apropiada del desplazamiento debido a los movimientos térmicos.

1.6 Símbolos**1.6.1 Generalidades**

(1) Se aplican los símbolos indicados en el apartado **1.6** de la Norma 1990:2002. Para los símbolos relativos a los materiales, así como para los símbolos no relacionados específicamente con los terremotos, se aplican las disposiciones de los Eurocódigos pertinentes.

(2) Para facilitar su uso, se definen otros símbolos utilizados en relación con las acciones sísmicas en el texto en el lugar donde se los símbolos que aparecen más frecuentemente en la Norma EN 1998-2 se enumeran y definen además en los apartados siguientes.

1.6.2 Otros símbolos utilizados en los capítulos 2 y 3 de la Norma EN 1998-2

d_E	valor de cálculo del desplazamiento sísmico (debido únicamente a la acción sísmica de cálculo)
d_{Ee}	desplazamiento sísmico calculado mediante un análisis lineal
d_G	deformación a largo plazo debida a las acciones permanentes y cuasipermanentes
d_g	valor de cálculo del desplazamiento del suelo, de acuerdo con el apartado 3.2.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004
d_i	desplazamiento del suelo del conjunto B en la localización del soporte i
d_{ri}	desplazamiento del suelo en la localización del soporte i , respecto a un soporte de referencia 0
d_T	desplazamiento debido a la acción térmica
d_u	desplazamiento último (con comportamiento no lineal)
d_y	desplazamiento correspondiente al límite elástico
A_{Ed}	acción sísmica de cálculo
F_{Rd}	valor de cálculo de la fuerza resistente a la acción sísmica
L_g	distancia a partir de la cual los movimientos sísmicos del suelo pueden considerarse totalmente independientes

L_i	distancia entre el soporte i y el soporte de referencia 0
$L_{i-1, i}$	distancia entre dos soportes consecutivos, $i-1$ e i
R_i	fuerza de reacción en la base de la pila i
S_a	espectro de respuesta medio en el emplazamiento
S_i	espectro de respuesta en el emplazamiento
T_{eff}	periodo eficaz del sistema de aislamiento
γ_I	coeficiente de importancia
Δd_i	desplazamiento del suelo en la localización de un soporte intermedio i , con respecto a los soportes contiguos $i-1$ e $i+1$
μ_d	coeficiente de ductilidad en desplazamientos
ψ_2	coeficiente de combinación para el valor cuasipermanente de la acción térmica.

1.6.3 Otros símbolos utilizados en el capítulo 4 de la Norma EN 1998-2

d_a	promedio de los desplazamientos transversales de todas las coronaciones de las pilas ante la acción sísmica transversal, o ante la acción de una carga transversal de distribución similar.
d_i	desplazamiento del i -ésimo punto nodal
d_m	valor asintótico del espectro para el m -ésimo movimiento en el rango de largos periodos, expresado en términos de desplazamientos
e	$e_a + e_d$
e_a	excentricidad accidental de la masa (= 0,03 L o 0,03 B)
e_d	excentricidad adicional que refleja el efecto dinámico de las vibraciones simultáneas de traslación y rotación (= 0,05 L o 0,05 B)
e_o	excentricidad teórica
g	aceleración de la gravedad
h	canto de la sección transversal en la dirección en que flexa la rótula plástica
k_m	efecto del m -ésimo movimiento independiente
r_i	coeficiente de reducción de la fuerza local requerida en el elemento dúctil i
$r_{\text{mín.}}$	valor mínimo de r_i
$r_{\text{máx.}}$	valor máximo de r_i
A_{Ed}	acción sísmica de cálculo
A_{Ex}	acción sísmica en la dirección x

A_{Ey}	acción sísmica en la dirección y
A_{Ez}	acción sísmica en la dirección z
B	anchura del tablero
E	máximo valor probable del efecto de una acción
E_i	respuesta en el modo i
F	carga horizontal calculada de acuerdo con el método del modo fundamental
G	peso efectivo total de la estructura, igual al peso del tablero más los pesos de la mitad superior de las pilas
G_i	peso concentrado en el i -ésimo punto nodal
K	rigidez del sistema
L	longitud total del tablero continuo
L_s	distancia entre la rótula plástica y el punto de momento nulo
M	masa total
$M_{Ed,i}$	valor máximo del momento de cálculo para la situación sísmica de cálculo, en la localización prevista de la rótula plástica del elemento dúctil i
$M_{Rd,i}$	momento resistente último de cálculo de la rótula plástica del elemento dúctil i
M_i	momento estático equivalente respecto al eje vertical que pasa por el centro de gravedad del tablero
$Q_{k,l}$	valor característico de la carga de tráfico
R_d	valor de cálculo de la resistencia
$S_d(T)$	aceleración espectral del espectro de respuesta de cálculo
T	periodo del modo fundamental de vibración en la dirección considerada
X	eje horizontal longitudinal del puente
Y	eje horizontal transversal del puente
Z	eje vertical
α_s	índice de cortante de la pila
Δ_d	máxima diferencia entre los desplazamientos transversales de las coronaciones todas las pilas, como consecuencia de la acción sísmica transversal o de la acción de una carga transversal de distribución similar
η_k	esfuerzo axil normalizado ($= N_{Ed}/(A_s f_{ck})$)
$\theta_{p,d}$	valor de cálculo de la capacidad de rotación de la rótula plástica
$\theta_{p,E}$	demanda de rotación de la rótula plástica
ξ	índice o cociente de amortiguamiento viscoso
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinación para el valor cuasipermanente de la acción variable i

1.6.4 Otros símbolos utilizados en el capítulo 5 de la Norma EN 1998-2

d_{Ed}	desplazamiento relativo transversal de los extremos del elemento dúctil considerado
f_{ck}	valor característico de la resistencia del hormigón
f_{ctd}	valor cálculo de la resistencia a tracción del hormigón
f_{sd}	tensión reducida de las armaduras para limitar la fisuración
f_{sy}	valor cálculo de la resistencia de las armaduras de los nudos
z_b	brazo mecánico interno de las secciones extremas de las vigas
z_c	brazo mecánico interno de la sección de la rótula plástica del pilar
$A_C(V_C, M_C, N_C)$	efectos obtenidos de la aplicación del dimensionamiento por capacidad
A_c	área de la sección transversal del hormigón
A_{Ed}	acción sísmica de cálculo (acción sísmica solamente)
A_{Sd}	acción correspondiente a la situación sísmica de cálculo
A_{sx}	área de la sección transversal de las armaduras horizontales en el nudo
A_{sz}	área de la sección transversal de las armaduras verticales en el nudo
E_d	esfuerzo de cálculo o valor de cálculo del efecto de la acción en la situación sísmica de cálculo
G_k	valor característico de la carga permanente
M_o	momento de sobrerresistencia (reserva de resistencia) de la rótula plástica
M_{Ed}	valor de cálculo del momento flector en la situación sísmica de cálculo
M_{Rd}	valor de cálculo de la resistencia a flexión de la sección dúctil
N_{Ed}	carga axil en la situación sísmica de cálculo
N_{cG}	carga axil sobre el pilar debida a acciones permanentes o cuasipermanentes en la situación sísmica de cálculo
N_{jz}	carga axil vertical sobre un nudo
Q_{1k}	valor característico de la carga de tráfico
Q_2	valor cuasipermanente de las acciones de larga duración
P_k	valor característico de la carga de pretensado después de todas las pérdidas
R_d	valor de cálculo de la resistencia de la sección
R_{df}	valor de cálculo de la máxima fuerza de fricción o rozamiento de un aparato de soporte deslizante
T_{Rc}	fuerza resultante de las armaduras traccionadas del pilar

$V_{E,d}$	valor de cálculo del esfuerzo cortante
V_{jx}	valor de cálculo del esfuerzo cortante horizontal en un nudo
V_{jz}	valor de cálculo del esfuerzo cortante vertical en un nudo
V_{lbC}	esfuerzo cortante de la viga contigua a la cara a tracción del pilar
γ_M	coeficiente parcial de seguridad del material
γ_o	coeficiente de sobrerresistencia (reserva de resistencia)
γ_{of}	coeficiente de amplificación para el rozamiento debido a los efectos de envejecimiento
$\gamma_{Bd,Bdl}$	coeficiente parcial de seguridad adicional contra los modos frágiles de fallo
ρ_x	cuantía geométrica de las armaduras horizontales en un nudo
ρ_y	cuantía geométrica de los estribos cerrados, en la dirección transversal del panel de unión (perpendicular al plano de las acciones)
ρ_z	cuantía geométrica de las armaduras verticales en un nudo
ψ_{21}	coeficiente de combinación
ΔA_{sx}	área de la armadura horizontal de un nudo, situada fuera del nudo
ΔA_{xz}	área de la armadura vertical de un nudo, situada fuera del nudo

1.6.5 Otros símbolos utilizados en el capítulo 6 de la Norma EN 1998-2

a_g	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A (véase 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004)
b	dimensión entre ejes de la sección transversal del núcleo confinado, perpendicular a la dirección de confinamiento estudiada, medida hasta los ejes de los cercos perimetrales
$b_{min.}$	menor dimensión del núcleo de hormigón
d_{bL}	diámetro de la armadura longitudinal
d_{eg}	desplazamiento efectivo (relativo entre el estribo y el tablero), debido a la variación espacial del desplazamiento sísmico del suelo
d_{es}	desplazamiento sísmico efectivo del soporte, debido a la deformación de la estructura
d_g	valor de cálculo desplazamiento máximo del suelo, de acuerdo con lo especificado en el apartado 3.2.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004
f_t	resistencia a tracción
f_y	límite elástico del acero
f_{ys}	límite elástico de las armaduras longitudinales
f_{yt}	límite elástico de las horquillas

l_m	longitud mínima del soporte que es capaz de transmitir con seguridad la reacción vertical
l_{ov}	longitud mínima de solape
s	separación de los cercos o paso de espiral en la dirección del eje del elemento
s_L	máxima separación (longitudinal)
s_T	separación entre los cercos u atados transversales adicionales, en la dirección del eje del elemento
s_t	separación transversal
v_g	velocidad del suelo de cálculo
v_s	velocidad de propagación en el suelo de las ondas transversales S, para pequeñas deformaciones a cortante
A_c	área de la sección bruta de hormigón
A_{cc}	área del núcleo de hormigón confinado de la sección
A_{sp}	área de la sección transversal de un cerco o espiral
A_{sw}	área total de la sección transversal de los cercos y horquillas en dirección transversal a la de confinamiento
A_t	área de la sección transversal de una horquilla
D_i	diámetro interior
D_{sp}	diámetro de la espiral o del cerco circular
E_d	empuje total del terreno que actúa sobre el estribo en condiciones sísmicas, como se define en la Norma EN 1998-5:2004
F_{Rd}	valor cálculo de la resistencia
L_h	longitud de cálculo de las rótulas plásticas
L_{eff}	longitud efectiva del tablero
Q_d	peso de la sección del tablero unida a una pila o estribo, o el menor de los pesos de dos secciones del tablero, una a cada lado de una junta intermedia de separación
S	coeficiente de suelo descrito en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004
T_C	periodo de esquina del espectro de respuesta elástica, como se describe en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004
a_g	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A
γ_I	coeficiente de importancia
γ_s	deformación sísmica transversal del suelo en campo libre
δ	parámetro función del cociente f_t/f_y
μ_Φ	coeficiente de ductilidad en curvaturas requerido

ΣA_s	suma de las áreas de la sección transversal de las armaduras longitudinales abrazadas por la horquilla
ρ_L	cuantía geométrica de la armadura longitudinal
ρ_w	cuantía geométrica de la armadura transversal
ω_{wd}	cuantía mecánica de la armadura de confinamiento.

1.6.6 Otros símbolos utilizados en el capítulo 7 y en los anexos J, JJ y K de la Norma EN 1998-2

a_g	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A
a_{gR}	máxima aceleración de referencia del suelo en un terreno tipo A
d	valor de cálculo del desplazamiento
d_b	desplazamiento del aislador
d_{bd}	valor de cálculo del desplazamiento del aislador, correspondiente al desplazamiento de cálculo del sistema de aislamiento d_{cd}
d_{bi}	desplazamiento del aislador i
$d_{bi,a}$	valor de cálculo del desplazamiento mayorado del aislador i
$d_{bi,d}$	valor de cálculo del desplazamiento del aislador i
d_{cd}	valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento
d_{cf}	valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento, obtenido del análisis por el método del modo fundamental
$d_{d,m}$	desplazamiento del centro de rigidez, deducido del análisis
$d_{G,i}$	desplazamiento inicial en el aislador i
d_{id}	desplazamiento de la superestructura en la localización de la subestructura y del aislador i
d_m	capacidad de desplazamiento del sistema de aislamiento
$d_{máx.}$	desplazamiento máximo
$d_{m,i}$	desplazamiento total máximo en cada aislador i
d_n, d_p	respectivamente, desplazamientos mínimo negativo y mínimo positivo obtenidos en los ensayos
d_{rm}	desplazamiento residual del sistema de aislamiento
d_y	desplazamiento correspondiente al límite elástico
e_x	excentricidad en la dirección longitudinal del puente
r	radio de giro de la masa del tablero respecto al eje vertical que pasa por su centro de gravedad
signo (\dot{d}_b)	signo del vector velocidad \dot{d}_b

t_e	espesor de todas las capas elastoméricas
v	velocidad de desplazamiento de un aislador viscoso
$v_{\text{máx.}}$	máxima velocidad de desplazamiento de un aislador viscoso
x_i, y_i	coordenadas planimétricas de la pila i
A_b	área eficaz de la sección transversal de un apoyo elastomérico o elastómero
E_D	energía disipada por ciclo de amplitud igual al valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento d_{cd}
E_{Di}	energía disipada en el aislador i , por ciclo de amplitud igual al valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento d_{cd}
E_E	cargas sísmicas de cálculo
E_{EA}	cargas sísmicas internas obtenidos del análisis
$F_{\text{máx.}}$	máxima fuerza correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento
F_n, F_p	respectivamente, fuerzas mínima negativa y máxima positiva medidas en los ensayos de aparatos con comportamientos de histéresis o de rozamiento, o bien fuerzas negativa y positiva, correspondientes a d_n y d_p , medidas en los ensayos de aparatos con comportamiento viscoelástico
F_y	fuerza correspondiente al límite elástico, obtenida mediante cargas monótonas
F_0	fuerza correspondiente al desplazamiento nulo, obtenida mediante cargas cíclicas
G_b	módulo de elasticidad transversal del elastómero o apoyo elastomérico
G_g	módulo de elasticidad transversal convencional aparente del elastómero, de acuerdo con la Norma EN 1337-3:2005
<i>HDRB</i>	aparato de apoyo de caucho de alto amortiguamiento (High Dumping Rubber Bearing)
H_i	altura de la pila i
K_{bi}	rigidez eficaz del aislador i
K_e	rigidez elástica de un aislador histerético bilineal sometido a una carga monótona
K_L	rigidez del núcleo de plomo de un aparato de plomo-caucho
K_p	rigidez post-elástica de un aislador histerético bilineal
K_{eff}	rigidez eficaz del sistema de aislamiento en la dirección horizontal principal considerada, para un desplazamiento igual al valor de cálculo del desplazamiento d_{cd}
$K_{\text{eff},i}$	rigidez mixta de los aisladores y de la pila i correspondiente
K_{fi}	rigidez a rotación de la cimentación de la pila i
K_R	rigidez del aparato de apoyo de caucho o de plomo-caucho

K_{ri}	rigidez a rotación de la cimentación de una pila i
K_{si}	rigidez al desplazamiento del pozo de una pila i
K_{ti}	rigidez a la traslación de la cimentación de una pila i
K_{xi}, K_{yi}	rigidez mixta efectiva de un dispositivo de aislamiento y de la pila i
LRB	aparato de apoyo de caucho con núcleo de plomo (<i>Lead Rubber Bearing</i>)
M_d	masa de la superestructura
N_{sd}	carga axil que actúa a través del aislador
$PTFE$	politetrafluorotileno
Q_G	carga axil permanente del aislador
R_b	radio de la superficie de deslizamiento esférica
S	coeficiente de suelo del espectro de respuesta elástica, de acuerdo con el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004
T_C, T_D	periodos de esquina del espectro de respuesta elástica, de acuerdo con el punto (1)P del apartado 7.4.1 de esta norma y el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004
T_{eff}	periodo eficaz del sistema de aislamiento
$T_{min, b}$	temperatura mínima del aparato de apoyo para el cálculo sísmico
V_d	esfuerzo cortante máximo transmitido por la interfaz de aislamiento
V_f	máximo esfuerzo cortante estimado mediante el método de cálculo del modo fundamental
UBDP	propiedades de cálculo límite superiores de los aisladores (<i>Upper Bound Design Properties of Isolators</i>)
LBDP	propiedades de cálculo límite inferiores de los aisladores (<i>Lower Bound Design Properties of Isolators</i>)
α_b	exponente de la velocidad del amortiguador viscoso
η	coeficiente de importancia del puente
ΔF_{Ed}	carga vertical adicional debida a los efectos sísmicos de vuelco
ΔF_m	incremento de carga entre los desplazamientos $d_m/2$ y d_m
μ_d	coeficiente de rozamiento (o fricción) dinámico
ξ	índice de amortiguamiento crítico viscoso equivalente
ξ_b	contribución de los aisladores al amortiguamiento eficaz
ξ_{eff}	amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento
ψ_{fi}	coeficiente de combinación

2 REQUISITOS BÁSICOS Y CRITERIOS DE CONFORMIDAD

2.1 Acción sísmica de cálculo

(1)P La filosofía de proyecto de esta norma es alcanzar, con una fiabilidad apropiada para la acción sísmica de cálculo (A_{Ed}), el requisito de ausencia de colapso descrito en el apartado 2.2.2, así como en el punto (1)P del apartado 2.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

(2)P A menos que se especifique de otra forma en esta norma, se aplica el espectro de respuesta elástica correspondiente a la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con los apartados 3.2.2.2, 3.2.2.3 y 3.2.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004. Para la aplicación del método lineal equivalente descrito en el apartado 4.1.6 (usando el coeficiente de comportamiento q), el espectro debe ser el espectro de cálculo, de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004.

(3)P La acción sísmica de cálculo, A_{Ed} , se expresa en términos de: (a) la acción sísmica de referencia, A_{Ek} , asociada a una probabilidad de referencia, P_{NCR} , de que sea superada en 50 años; o a un periodo de retorno de referencia, T_{NCR} (véanse los puntos (1)P del apartado 2.1 y (3) del apartado 3.2.1 de la Norma EN 1998-1:2004), y (b) el coeficiente de importancia γ_I (véanse la Norma EN 1990:2002 y los puntos 2.1(2)P y 2.1(3)P y (4) de la Norma EN 1998-1:2004) a fin de tener en cuenta la diferenciación de fiabilidad:

$$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek} \quad (2.1)$$

NOTA 1 El valor a asignar al periodo de retorno de referencia, T_{NCR} , asociado a la acción sísmica de referencia, para su uso en un Estado, se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es: $T_{NCR} = 475$ años.

NOTA 2 El anexo informativo A proporciona información sobre la acción sísmica de referencia y sobre la elección de la acción sísmica de cálculo para la fase de construcción.

(4)P Los puentes deben clasificarse en clases de importancia en función de las consecuencias de su fallo para la vida humana, de su importancia para el mantenimiento de las comunicaciones, especialmente en el periodo inmediatamente posterior al terremoto, y de las consecuencias económicas del colapso.

NOTA Las definiciones de las clases de importancia de los puentes en un Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. Se recomienda la clasificación en tres clases de importancia, del modo siguiente:

En general, se considera que los puentes de carreteras y de ferrocarriles pertenecen a la clase de importancia II (importancia media), con las excepciones especificadas a continuación.

La clase de importancia III abarca los puentes de importancia crítica para el mantenimiento de las comunicaciones, especialmente durante el periodo inmediatamente posterior al terremoto, los puentes cuyo fallo se asocia con un gran número de víctimas probables, y los puentes más importantes para los que se requiere un periodo de vida de cálculo mayor del normal.

Un puente puede clasificarse en la clase de importancia I (importancia inferior a la media) cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

- el puente no es crítico para las comunicaciones; y
- no se justifica económicamente la adopción para la acción sísmica de cálculo de, bien una probabilidad de referencia P_{NCR} de que sea superada en 50 años, o bien la vida útil de cálculo normal para los puentes de 50 años.

Las clases de importancia I, II y III corresponden aproximadamente a las clases de consecuencia CC1, CC2 y CC3, respectivamente, definidas en el apartado B.3.1 de la Norma EN 1990:2002.

(5)P Las clases de importancia se caracterizan por diferentes coeficientes de importancia γ_I como se describe en el punto (3)P del apartado 2.1, así como en el punto (3)P del apartado 2.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

(6) El coeficiente de importancia $\gamma_I = 1,0$ se asocia con una acción sísmica que tiene el periodo de retorno de referencia especificado el punto (3)P del apartado 2.1, así como en el punto (3) del apartado 3.2.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

NOTA Los valores a asignar a γ_I para su uso en un Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. Los valores de γ_I pueden ser diferentes para las diversas zonas sísmicas del país, dependiendo de las condiciones de la peligrosidad sísmica y de consideraciones de seguridad de la población (véase la NOTA al punto (4) del apartado 2.1 de la Norma EN 1998-1:2004). Los valores recomendados de γ_I para las clases de importancia I y III son 0,85 y 1,3, respectivamente.

2.2 Requisitos básicos

2.2.1 Generalidades

(1)P El proyecto debe tener como meta el cumplimiento de los dos requisitos básicos siguientes.

2.2.2 No colapso, ausencia de colapso (estado límite último)

(1)P Tras la ocurrencia de la acción sísmica de cálculo, el puente debe mantener su integridad estructural y una resistencia residual adecuada, aunque algunas partes del puente puedan sufrir un daño considerable.

(2) En las pilas, se permite que se produzca la plastificación por flexión (es decir, la formación de rótulas plásticas) en secciones específicas. Cuando el puente no dispone de ningún aislamiento sísmico, dicha plastificación por flexión es generalmente necesaria en zonas de elevada sismicidad, a fin de reducir la acción sísmica de cálculo a un nivel que se corresponda con un incremento razonable del costo de construcción adicional, en comparación con el de un puente no proyectado para resistir sismos.

(3) En general, el tablero del puente debería dimensionarse para evitar daños distintos del año el local a los componentes secundarios, tales como las juntas de dilatación, las losas de continuidad (véase el punto (4) del apartado 2.3.2.2) o los parapetos.

(4) Cuando la acción sísmica de cálculo tenga una notable probabilidad de excedencia durante la vida útil del puente, el dimensionamiento debería buscar una estructura que tolerara el daño. Las partes del puente susceptibles de sufrir daños por su contribución a la disipación de energía bajo la acción sísmica de cálculo deberían dimensionarse de modo que, tras su ocurrencia, el puente pueda utilizarse para el tráfico de emergencia y que sean fácilmente reparables.

(5) La acción sísmica puede considerarse como una acción accidental cuando la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con el apartado 1.5.3.5 y el punto (2) del apartado 4.1.1 de la Norma EN 1990:2002, cuando tenga una baja probabilidad de ser superada durante la vida útil de cálculo del puente. En tal caso los requisitos de los puntos (3) y (4) anteriores pueden relajarse.

NOTA El anexo nacional puede especificar las condiciones bajo las cuales se aplicará el punto (5), así como el alcance de las relajaciones pertinentes respecto a lo dispuesto en los puntos (3) y (4). Se recomienda aplicar los puntos (3) y (4) cuando el periodo de retorno de referencia, T_{NCR} , sea aproximadamente igual, a 475 años.

2.2.3 Limitación del daño (estado límite de servicio)

(1)P Una acción sísmica con una probabilidad de ocurrencia elevada solo puede producir daños menores a los elementos secundarios y a aquellas partes del puente proyectadas para contribuir a la disipación de energía. Todas las demás partes del puente deberían permanecer sin daños.

2.3 Criterios de conformidad

2.3.1 Generalidades

(1)P A fin de cumplir con los requisitos básicos establecidos en el apartado 2.2, el proyecto debe satisfacer los criterios indicados en los apartados siguientes. En general, los criterios que buscan explícitamente satisfacer el requisito de ausencia de colapso (2.2.2) cubren al mismo tiempo, implícitamente, el requisito de limitación del daño (2.2.3).

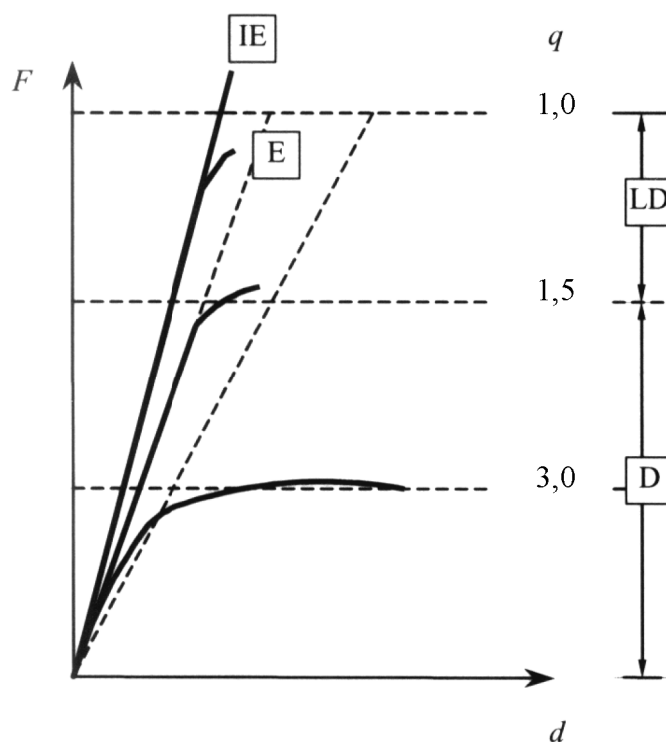
(2) La conformidad con los criterios establecidos en esta norma implica poder considerar que se satisfacen todos los requisitos básicos del apartado 2.2.

(3)P Los criterios de conformidad dependen del comportamiento ante la acción sísmica de cálculo para la que se proyecte el puente. Este comportamiento puede elegirse de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 2.3.2.

2.3.2 Comportamiento sísmico previsto

2.3.2.1 Generalidades

(1)P El puente debe proyectarse para que su comportamiento bajo la acción sísmica de cálculo sea bien dúctil, o bien de ductilidad limitada/esencialmente elástico, dependiendo de la sismicidad en el emplazamiento, de si se adopta en el proyecto un sistema de aislamiento sísmico o de cualquier otra restricción que pueda predominar. Este comportamiento (dúctil o ductilidad limitada) se caracteriza por la relación global carga-desplazamiento de la estructura mostrada esquemáticamente en la figura 2.1 (véase también la tabla 4.1).



Leyenda

q	Coefficiente de comportamiento
IE	Idealmente elástico
E	Esencialmente elástico
LD	Ductilidad limitada
D	Dúctil

Figura 2.1 – Comportamiento sísmico

2.3.2.2 Comportamiento dúctil

(1) En zonas de sismicidad moderada a alta es normalmente preferible, tanto por razones económicas como de seguridad, proyectar el puente para un comportamiento dúctil, es decir, dotarlo de medios fiables para disipar una cantidad significativa de la energía aportada en caso de terremotos severos. Esto se consigue, bien proyectándolo para que se forme una configuración prevista de rótulas plásticas o bien usando dispositivos de aislamiento, de acuerdo con lo dispuesto en el capítulo 7. Los siguientes puntos de este apartado se refieren a un comportamiento dúctil logrado mediante rótulas plásticas de flexión.

(2)P Los puentes de comportamiento dúctil deben proyectarse de forma que mediante la formación de rótulas plásticas de flexión, pueda desarrollarse en la estructura un mecanismo estable plástico parcial o total. Estas rótulas se forman normalmente en las pilas y actúan como elementos primarios de disipación de energía.

(3) La localización de las rótulas plásticas debería elegirse, en la medida de lo posible, en puntos accesibles para la inspección y reparación.

(4)P El tablero del puente debe permanecer en el rango elástico. Sin embargo, se permite la formación de rótulas plásticas (en flexión respecto al eje transversal) en losas dúctiles flexibles de hormigón, siempre que se asegure la continuidad superior de las losas, entre vanos de vigas prefabricadas de hormigón simplemente apoyadas.

(5)P Las rótulas plásticas no deben formarse en las secciones de hormigón armado en las que el esfuerzo axial normalizado, η_k , definido en el punto (4) del apartado 5.3, sea mayor de 0,6.

(6)P Esta norma no contiene reglas acerca de la dotación de ductilidad a los elementos pretensados o postensados. Consecuentemente, debería evitarse la formación de rótulas plásticas en dichos elementos ante la acción sísmica de cálculo.

(7) Las rótulas plásticas de flexión no necesitan formarse necesariamente en todas las pilas. Sin embargo, el comportamiento sísmico post-elástico óptimo de un puente se alcanza si las rótulas plásticas se desarrollan aproximadamente de forma simultánea en tantas pilas como sea posible.

(8) La capacidad de la estructura para formar rótulas plásticas es necesaria a fin de asegurar la disipación de energía y, consecuentemente, un comportamiento dúctil (véase el punto (2) del apartado 4.1.6).

NOTA La deformación de los puentes sostenidos exclusivamente mediante aparatos de apoyo elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento es predominantemente elástica y no conduce, en general, a un comportamiento dúctil (véase el punto (11)P del apartado 4.1.6).

(9) La relación global carga-desplazamiento debería presentar meseta significativa para la carga a partir del límite elástico, y debería asegurar la disipación de energía mediante histéresis en, al menos, cinco ciclos de deformación inelástica (véanse las figuras 2.1, 2.2 y 2.3).

NOTA Los apoyos elastoméricos utilizados sobre algunos soportes, combinados con un apoyo monolítico sobre otras pilas, pueden dar lugar a que la fuerza resistente se incremente conforme se incrementan los desplazamientos después de que las rótulas plásticas se hayan formado en los demás elementos de sustentación. Sin embargo, la tasa de incremento de la fuerza resistente debería reducirse apreciablemente después de la formación de las rótulas plásticas.

(10) Los elementos de sustentación (pilas o estribos) unidos al tablero mediante montantes deslizantes o flexibles (apoyos deslizantes o apoyos elastoméricos flexibles) deberían permanecer, en general, dentro del rango elástico.

2.3.2.3 Comportamiento de ductilidad limitada

(1) En estructuras con un comportamiento de ductilidad limitada no tiene por qué aparecer, bajo la acción sísmica de cálculo, una zona de plastificación con una significativa reducción de la rigidez secante. En términos de características de la relación carga-desplazamiento, no se requiere la formación de una meseta de carga aunque la desviación del comportamiento elástico ideal proporcione alguna disipación de energía por histéresis. Dicho comportamiento se corresponde con un valor del coeficiente de comportamiento $q \leq 1,5$ y en esta norma debe denominarse como de “ductilidad limitada”.

NOTA Los valores de q en el rango $1 \leq q \leq 1,5$ se atribuyen principalmente al margen inherente entre la resistencia de cálculo y la resistencia probable, para la situación sísmica de cálculo.

(2) Para los puentes en los que la respuesta sísmica pueda estar dominada por los efectos de los modos de vibración más elevados (por ejemplo, los puentes atirantados) o en los que los detalles constructivos de las rótulas plásticas dispuestas para dotarlos de ductilidad puedan no ser fiables (por ejemplo, debido a un gran esfuerzo axial o a una baja relación esfuerzo cortante-luz del vano), se recomienda un coeficiente de comportamiento $q = 1$, correspondiente a un comportamiento elástico.

2.3.3 Comprobaciones de resistencia

(1)P En los puentes calculados para un comportamiento dúctil, debe comprobarse que las zonas en las que se prevé la formación de rótulas plásticas tengan una resistencia a flexión adecuada para resistir los efectos de la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.5. La resistencia al esfuerzo cortante de las rótulas plásticas, así como la resistencia al esfuerzo cortante y a flexión de las demás zonas, deben proyectarse para resistir los “efectos del dimensionamiento por capacidad” especificados en el apartado 2.3.4 (véase también 5.3).

(2) En los puentes calculados para un comportamiento con ductilidad limitada, debería comprobarse que todas las secciones disponen de una resistencia adecuada para resistir los efectos de la acción sísmica de cálculo descritos en el apartado 5.5 (véase 5.6.2).

2.3.4 Dimensionamiento por capacidad

(1)P Los puentes con comportamiento dúctil deben proyectarse por capacidad, a fin de asegurar el establecimiento de una jerarquía de resistencias apropiada en los diversos elementos estructurales. Esto tiene por objeto asegurar que se conseguirá la configuración de rótulas plásticas pretendida y que se evitarán los modos de fallo frágiles.

(2)P El cumplimiento del punto (1)P anterior debe lograrse mediante usando los “efectos del dimensionamiento por capacidad” en el cálculo de todos los elementos que se pretende que permanezcan en régimen elástico para resistir todos los modos de fallo frágiles. Dichos efectos se obtienen, tal como se especifica en el apartado 5.3, al establecer las condiciones de equilibrio del mecanismo plástico proyectado, cuando todas las rótulas de flexión han desarrollado una cota superior de su resistencia a flexión (sobrerresistencia).

(3) En puentes de comportamiento de ductilidad limitada no se requiere la aplicación del método del dimensionamiento por capacidad.

2.3.5 Disposiciones para lograr ductilidad

2.3.5.1 Requisitos generales

(1)P Las rótulas plásticas previstas deben dotarse de la ductilidad adecuada para asegurar la ductilidad global requerida por la estructura.

NOTA Las definiciones de ductilidades global y local, dadas en los apartados 2.3.5.2 y 2.3.5.3, pretenden establecer las bases teóricas del comportamiento dúctil. En general, no se precisan para la comprobación práctica de la ductilidad, que se efectúa de acuerdo con el apartado 2.3.5.4.

2.3.5.2 Ductilidad global

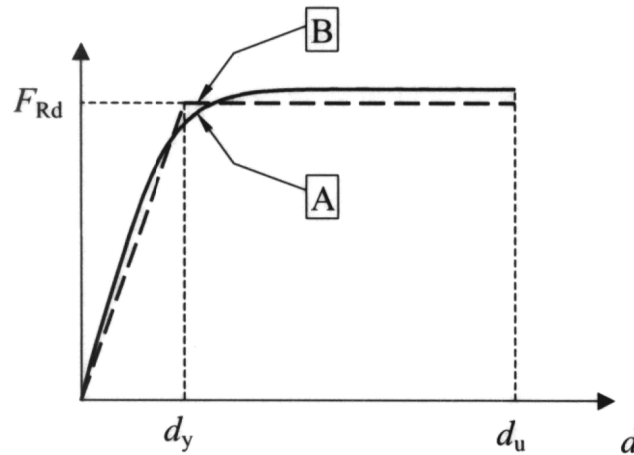
(1) El valor de cálculo del coeficiente de ductilidad de la estructura (coeficiente de ductilidad al desplazamiento) se define, a partir de un sistema equivalente de un grado de libertad con un diagrama ideal fuerza-desplazamiento elastoplástico perfecto como se muestra en la figura 2.2, como el cociente entre el desplazamiento correspondiente al estado límite último (d_u) y el desplazamiento correspondiente al límite elástico (d_y), medidos ambos en el centro de gravedad: es decir, $\mu_d = d_u/d_y$.

(2) Cuando se lleva a cabo un análisis lineal equivalente, se supone que la fuerza correspondiente al límite elástico del diagrama elastoplástico perfecto carga-desplazamiento global es igual a el valor cálculo de la resistencia, F_{Rd} . El desplazamiento correspondiente al límite elástico, que define la rama elástica, se elige de forma que se aproxime al máximo a la curva fuerza- desplazamiento de cálculo (para una carga monótona).

(3) El desplazamiento último, d_u , se define como el máximo desplazamiento que satisface la siguiente condición: La estructura debería ser capaz de resistir, al menos, cinco ciclos completos de deformación hasta el desplazamiento último:

- sin que se inicie el fallo de las armaduras de confinamiento en las secciones de hormigón armado, o se produzcan efectos locales de pandeo en las secciones de acero; y

- sin que se produzca una caída de la resistencia de los elementos dúctiles de acero, o un descenso superior al 20% de la resistencia última de los elementos dúctiles de hormigón armado (véase la figura 2.3).

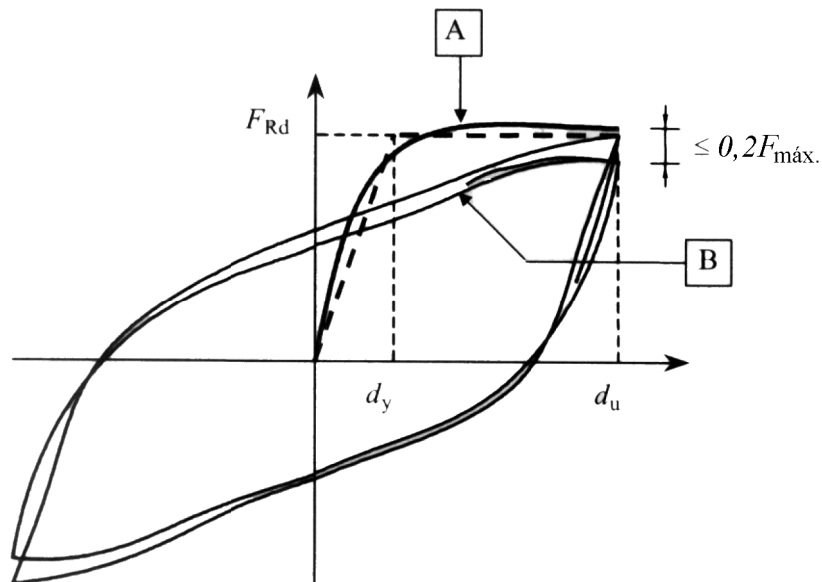


Leyenda

A Cálculo

B Elastoplástico

Figura 2.2 – Diagrama fuerza-desplazamiento global (carga monótona)



Leyenda

A Carga monótona

B Quinto ciclo

Figura 2.3 – Ciclos fuerza-desplazamiento (hormigón armado)

2.3.5.3 Ductilidad local en las rótulas plásticas

(1) La ductilidad global de la estructura depende de la ductilidad local disponible en las rótulas plásticas (véase la figura 2.4). Esto puede expresarse en términos de coeficiente de ductilidad en curvaturas de la sección transversal:

$$\mu_{\Phi} = \Phi_u / \Phi_y \quad (2.2)$$

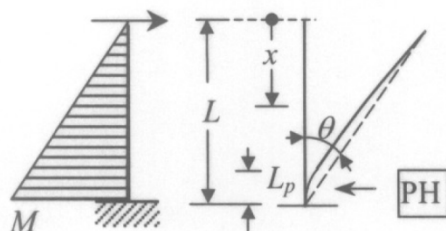
o en términos de coeficiente de ductilidad a rotación para la curvatura última en la extremidad donde se forma la rótula, el cual depende de la capacidad de rotación plástica, $\theta_{p,u} = \theta_u - \theta_y$, de la rótula:

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y = 1 + (\theta_u - \theta_y) / \theta_y = 1 + \theta_{p,u} / \theta_y \quad (2.3)$$

La amplitud de la rotación correspondiente a una longitud L , viene dada por el ángulo entre las secciones extrema y de momento nulo de la rótula plástica, como se muestra en la figura 2.4.

NOTA 1 Para los elementos de hormigón, la relación entre θ_p , Φ_u , Φ_y , L y L_p viene dada por la ecuación (E.16b) del apartado E 3.2.

NOTA 2 El anexo nacional puede especificar la longitud, L_p , de las rótulas plásticas correspondientes a los elementos de hormigón como una función de la geometría y de otras características del elemento considerado. La expresión recomendada es la proporcionada en el anexo E.



Leyenda

PH Rótula plástica

Figura 2.4 – Amplitud de la rotación $\theta = \frac{1}{L} \int_0^L \Phi x dx$

(2) En las expresiones anteriores, las deformaciones últimas deberían ser conformes con las dadas en el punto (3) del apartado 2.3.5.2.

NOTA El anexo B proporciona para un caso sencillo la relación entre la ductilidad en curvaturas de una rótula plástica y el coeficiente de ductilidad global en desplazamientos. Esa relación no es aceptable para la comprobación de la ductilidad.

2.3.5.4 Comprobación de la ductilidad

(1)P El cumplimiento de las reglas específicas detalladas en el capítulo 6 puede considerarse que asegura la disponibilidad de una ductilidad local y una ductilidad global adecuadas.

(2)P Cuando se lleve a cabo un análisis estático o dinámico no lineal, deben comprobarse las demandas de ductilidad en rotación con las capacidades de ductilidad de las rótulas plásticas (véase 4.2.4.4).

(3) Para puentes con comportamiento de ductilidad limitada, deberían aplicarse las disposiciones del apartado 6.5.

2.3.6 Uniones. Control de desplazamientos. Detalles constructivos

2.3.6.1 Rigidez eficaz. Desplazamiento sísmico de cálculo

(1)P Cuando se apliquen métodos de análisis lineal equivalente, la rigidez de cada elemento debe elegirse de forma que se corresponda con su rigidez secante para las tensiones máximas calculadas bajo la acción sísmica de cálculo. En elementos que contengan rótulas plásticas, esto se corresponde con la rigidez secante en el límite elástico teórico (véase la figura 2.5).

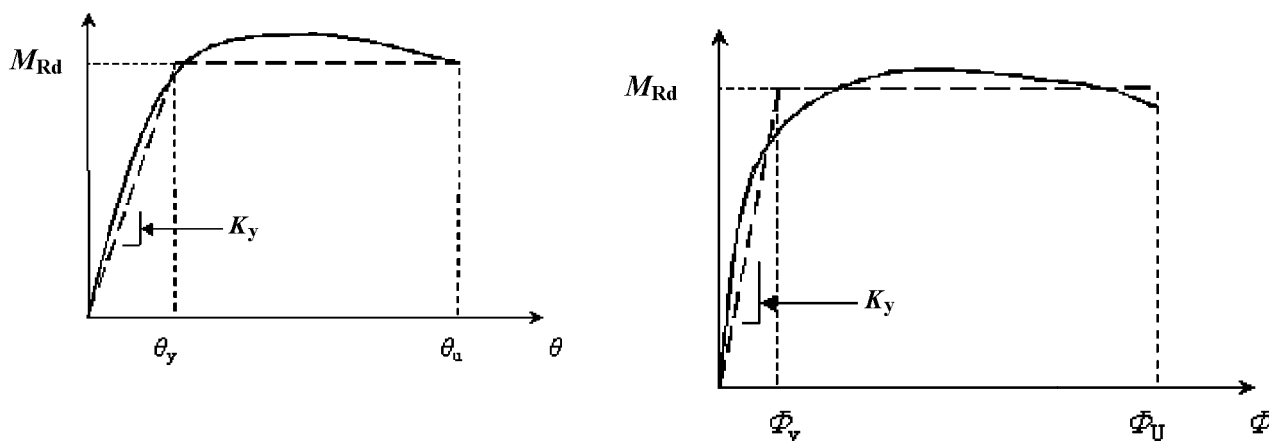


Figura 2.5 – Diagramas momento-deformación en las rótulas plásticas

Izquierda: Relación momento-rotación de una rótula plástica para el acero estructural

Derecha: Relación momento-curvatura en una sección transversal de la rótula para el hormigón armado

(2) Para los elementos de hormigón armado de puentes dimensionados para un comportamiento dúctil, y a menos que se emplee un método más preciso para su estimación, la rigidez eficaz a flexión a considerar para la acción sísmica de cálculo en un análisis lineal (estático o dinámico) puede estimarse del modo siguiente.

- Para pilas de hormigón armado, un valor obtenido en base a la rigidez secante en el límite elástico teórico;
- Para tableros de hormigón armado o pretensado, la rigidez de las secciones brutas no fisuradas de hormigón.

NOTA El **anexo C** proporciona indicaciones para la estimación de la rigidez eficaz de los elementos de hormigón armado.

(3) En puentes dimensionados para un comportamiento de ductilidad limitada, pueden aplicarse bien las reglas del punto (2), o bien puede tomarse para toda la estructura la rigidez a flexión de las secciones no fisuradas de hormigón.

(4) Tanto para puentes dúctiles como para los de ductilidad limitada, debería tenerse en cuenta la reducción significativa de la rigidez a torsión de los tableros de hormigón, en comparación con la rigidez a torsión del tablero sin fisurar. A menos que se realice un cálculo más preciso, pueden utilizarse los siguientes porcentajes de la rigidez a torsión de la sección bruta sin fisurar:

- para los perfiles abiertos o las losas: puede ignorarse la rigidez a torsión;
- para los cajones pretensados: 50% de la rigidez de la sección bruta no fisurada;
- para los cajones de hormigón armado: 30% de la rigidez de la sección bruta no fisurada.

(5) Tanto para los puentes dúctiles como para los de ductilidad limitada, los desplazamientos obtenidos de un análisis realizado de acuerdo con lo dispuesto en los puntos (2) y (3) deberían multiplicarse por el cociente entre (a) la rigidez a flexión del elemento utilizado en el análisis, y (b) el valor de la rigidez a flexión correspondiente al nivel de tensiones resultantes de dicho análisis.

NOTA Hay que resaltar que en caso de un análisis lineal equivalente (véase el punto (1)P del apartado 4.1.6), una sobreestimación de la rigidez eficaz produce resultados que están del lado de la seguridad respecto a los efectos de la acción sísmica. En tal caso, sólo se necesita corregir los desplazamientos obtenidos del análisis, basándose en la rigidez a flexión correspondiente al nivel de momentos resultante. Por otro lado, si la rigidez eficaz inicialmente supuesta es significativamente menor que la que corresponde a las tensiones reales obtenidas en el análisis, debería repetirse dicho análisis utilizando una mejor aproximación de la rigidez efectiva.

(6)P Si se calcula mediante un análisis sísmico lineal basado en el espectro de respuesta de cálculo, definido de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004, los desplazamientos sísmicos de cálculo, d_E , deben deducirse a partir de los desplazamientos, d_{Ee} , obtenidos en dicho análisis, del modo siguiente:

$$d_E = \pm \eta \mu_d d_{Ee} \quad (2.4)$$

donde

η es el coeficiente de corrección del amortiguamiento especificado en el punto (3) del apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004, calculado a partir de los valores del cociente de amortiguamiento viscoso, ξ , indicados en el punto (1) del apartado 4.1.3.

(7) Cuando los desplazamientos d_{Ee} deducen a partir de un análisis elástico lineal basado en el espectro de respuesta elástica definido de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004 ($q = 1,0$), el valor de cálculo del desplazamiento, d_E , debe tomarse igual a d_{Ee} .

(8)P El coeficiente de ductilidad en desplazamientos debe suponerse igual a los siguientes valores:

- cuando el periodo fundamental, T , en la dirección horizontal considerada es $T \geq T_o = 1,25T_C$, donde T_C es el periodo de esquina definido de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004, entonces:

$$\mu_d = q \quad (2.5)$$

- si $T < T_o$, entonces

$$\mu_d = (q-1) \frac{T_o}{T} + 1 \leq 5q - 4 \quad (2.6)$$

donde q es el valor del coeficiente de comportamiento considerado en el análisis del que se deduce el valor de d_{Ee} .

NOTA La expresión (2.6) proporciona una transición suave entre la regla de “igualdad de desplazamiento” aplicable para $T \geq T_o$ y el tramo de corto periodo (no habitual en el caso de puentes), en el que es conveniente la hipótesis de un valor bajo de q . Para periodos muy pequeños ($T < 0,033$ s), debería considerarse $q = 1$ (véase también el punto (9) del apartado 4.1.6) con lo que se obtiene $\mu_d = 1$.

(9)P Cuando se utilice un análisis no lineal en el dominio del tiempo, las características de deformación de los elementos plastificados deben aproximarse a su comportamiento post-elástico real, tanto en lo que respecta a las ramas de carga y descarga de los ciclos de histéresis, como a los potenciales efectos de degradación (véase 4.2.4.4).

2.3.6.2 Uniones

(1)P Las uniones entre los elementos de sustentación y los elementos apoyados deben proyectarse para asegurar la integridad estructural y para evitar descalces en caso de desplazamientos sísmicos muy grandes.

(2) A menos que se especifique otra cosa en esta norma, los aparatos de apoyo, los conectores y los dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento, utilizados para asegurar la integridad estructural, deberían proyectarse de acuerdo con los criterios del dimensionamiento por capacidad (véanse 5.3, 6.6.2.1, 6.6.3.1 y 6.6.3.2).

(3) En las uniones móviles de los puentes nuevos deberían disponerse longitudes de entrega apropiadas entre los elementos de sustentación y los elementos apoyados, a fin de evitar levantamientos por línea de apoyos (véase 6.6.4).

(4) Al rehabilitar puentes existentes, puede utilizarse una conexión activa entre los elementos portantes y soportados (véanse los puntos (3)P del apartado 6.6.1 y (1) del apartado 6.6.3.1), como una alternativa a la dotación de longitudes de entrega.

2.3.6.3 Control de desplazamientos. Detalles constructivos

(1)P Además de asegurar la demanda de ductilidad global, los detalles estructurales y no estructurales del puente y de sus componentes deben disponerse para que su funcionamiento se adapte a los desplazamientos correspondientes a la situación sísmica de cálculo.

(2)P Deben disponerse holguras o espacios vacíos para proteger los elementos estructurales críticos o de mayor importancia. La anchura de dichas holguras debe adecuarse al valor total del desplazamiento correspondiente a la situación sísmica de cálculo, d_{Ed} , determinado del modo siguiente:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T \quad (2.7)$$

donde los diferentes desplazamientos de la expresión anterior deben combinarse con el signo más desfavorable y tienen el siguiente significado:

d_E es el valor de cálculo del desplazamiento sísmico, determinado de acuerdo con el apartado 2.3.6.1;

d_G es el desplazamiento a largo plazo debido a las acciones permanentes y cuasipermanentes (por ejemplo, postesado, retracción y fluencia en tableros de hormigón);

d_T es el desplazamiento debido a la acción térmica; y

ψ_2 es el coeficiente de combinación para el valor cuasipermanente de la acción térmica, de acuerdo con lo dispuesto en las tablas A2.1, A2.2 o A2.3 de la Norma EN 1990:2002.

Cuando sean significativos, los efectos de segundo orden deben tenerse en cuenta en la determinación del valor total del desplazamiento correspondiente a la situación sísmica de cálculo.

(3) El desplazamiento sísmico relativo de cálculo entre dos secciones independientes de un puente, d_E , puede estimarse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores del valor de cálculo del desplazamiento sísmico determinado para cada sección de acuerdo con el apartado 2.3.6.1.

(4)P Las grandes sacudidas, producidas por impactos no previstos entre los elementos estructurales principales, deben evitarse mediante elementos dúctiles/resilientes o mediante dispositivos especiales que absorban la energía (topes). Dichos elementos deben disponer de un juego u holgura igual, al menos, al valor total del desplazamiento correspondiente a la situación sísmica de cálculo, d_{Ed} .

(5) Los detalles constructivos de los elementos estructurales secundarios (por ejemplo las juntas de dilatación del tablero y los muros laterales o en vuelta de los estribos) que se espera que queden dañados como consecuencia de la acción sísmica de cálculo, deberían concebirse para un modo de fallo previsible y para posibilitar las reparaciones permanentes. Las holguras deberían adecuarse a porcentajes apropiados del valor de cálculo del desplazamiento sísmico y de los movimientos debidos a las acciones térmicas, p_E y p_T , respectivamente, después de permitir cualquier efecto de fluencia y de retracción a largo plazo, de forma que se evite el daño provocado por los terremotos frecuentes. Los valores adecuados de dichos porcentajes pueden seleccionarse en base a un análisis coste-efectividad de las medidas adoptadas para prevenir el daño.

NOTA 1 Si se carece de un estudio explícito de optimización, el valor asignado a p_E y p_T para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son los siguientes: $p_E = 0,4$ (para el valor de cálculo del desplazamiento sísmico); $p_T = 0,5$ (para el movimiento debido a la acción térmica).

NOTA 2 En las juntas de los puentes de ferrocarril, los desplazamientos transversales diferenciales pueden tener que ser, bien evitados, o bien limitados a valores adecuados a fin de impedir los descarrilamientos.

2.3.7 Criterios simplificados

- (1) Pueden establecerse criterios simplificados para los casos de baja sismicidad.

NOTA 1 La selección de las categorías de puentes, de los tipos de suelo y de las regiones sísmicas de un Estado, para las cuales se aplican las disposiciones relativas a baja sismicidad, puede encontrarse en su anexo nacional. Como recomendación, los casos de baja sismicidad (y consecuentemente aquellos de sismicidad moderada a alta) deberían definirse tal como se sugiere en la NOTA del punto (4) del apartado 3.2.1 de la Norma EN 1998-1:2004.

NOTA 2 El anexo nacional puede establecer para los casos de baja sismicidad la clasificación de los puentes y los criterios simplificados para el cálculo sísmico de cada clase de puente en particular. Se recomienda que dichos criterios simplificados se basen en un comportamiento sísmico del puente de ductilidad limitada / esencialmente elástico, para el cual no es necesario ningún requisito especial de ductilidad.

2.4 Concepción del proyecto

- (1) Es importante considerar las implicaciones de la acción sísmica durante la etapa conceptual del proyecto de los puentes, incluso para los casos de sismicidad baja a moderada.

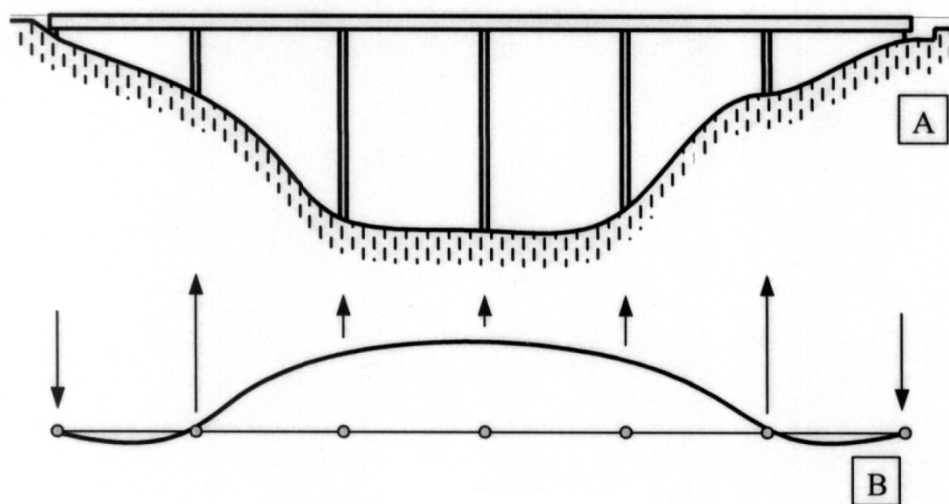
(2) En los casos de baja sismicidad, debería decidirse el tipo de comportamiento sísmico previsto del puente (véase 2.3.2). Si se elige un comportamiento de ductilidad limitada (o esencialmente elástico), pueden aplicarse los criterios simplificados de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 2.3.7.

(3) En los casos de sismicidad moderada o alta, es generalmente conveniente elegir de un comportamiento dúctil. Debería decidirse su aplicación, bien mediante la adopción de un mecanismo plástico fiable, o bien mediante el uso de aislamiento sísmico en la base y/o de dispositivos de disipación de energía. Cuando se elige un comportamiento dúctil debería observarse lo dispuesto en los puntos (4) a (8).

(4) Debería decidirse el número de elementos de sustentación (pilas y estribos) que se utilizarán para resistir las fuerzas sísmicas en las direcciones longitudinal y transversal. En general, los puentes con tablero continuo se comportan mejor ante las acciones sísmicas que los que disponen de muchas juntas de dilatación. El comportamiento sísmico óptimo en el rango post-elástico se logra si las rótulas plásticas se desarrollan aproximadamente al mismo tiempo en tantas pilas como sea posible. Sin embargo, el número de pilas resistentes a la acción sísmica puede tener que ser menor que el número total de pilas, lo que se logra mediante el uso de montantes deslizantes o flexibles entre el tablero y algunas pilas en la dirección longitudinal, a fin de reducir los esfuerzos originados por las deformaciones forzadas o impuestas del tablero a causa de las acciones térmicas, de la retracción y otras acciones no sísmicas.

(5) Debería mantenerse un equilibrio entre los requisitos de resistencia y de flexibilidad de los soportes horizontales. La alta flexibilidad reduce la magnitud de las fuerzas laterales inducidas por la acción sísmica de cálculo, pero incrementa el movimiento en las juntas y apoyos móviles, y puede dar lugar a efectos de segundo orden elevados.

(6) En el caso de puentes con un tablero continuo en los que la rigidez transversal de los estribos y pilas contiguas es muy alta en comparación con la de las demás pilas (como puede ocurrir en valles abruptos), puede ser preferible usar apoyos deslizantes en sentido transversal o elastoméricos sobre las pilas cortas o sobre los estribos, a fin de evitar una distribución desfavorable de la acción sísmica transversal entre las pilas y estribos, tal como se muestra en la figura 2.6.



Leyenda

A Alzado

B Planta

Figura 2.6 – Distribución desfavorable de la acción sísmica transversal

(7) La localización de las áreas para la disipación de energía debería elegirse de forma que esté asegurada la accesibilidad para la inspección y reparación. Dichos puntos deberían estar claramente indicados en los documentos que proceda del proyecto.

(8) La localización de las áreas donde sea posible o esperable que se produzcan daños sísmicos, distintas de las indicadas en el punto (7) debería identificarse y la dificultad de las reparaciones debería reducirse al mínimo.

(9) En puentes excepcionalmente largos, o en puentes que atravesen formaciones de suelos no homogéneas, debería determinarse el número y la localización de las juntas de dilatación intermedias.

(10) En puentes que crucen fallas tectónicas potencialmente activas, debería estimarse el valor de la probable discontinuidad del desplazamiento del suelo a ambos lados de la falla y prever su absorción, bien adecuando la flexibilidad de la estructura o bien dotando a ésta de las juntas pertinentes.

(11) Debería investigarse el potencial de licuefacción del suelo de la cimentación de acuerdo con las disposiciones pertinentes de la Norma EN 1998-5:2004.

3 ACCIÓN SÍSMICA

3.1 Definición de la acción sísmica

3.1.1 Generalidades

(1)P La complejidad del modelo elegido para describir la acción sísmica debe ser adecuada al movimiento sísmico considerado que se describe y a la importancia de la estructura, así como comparable con la sofisticación del modelo utilizado en el análisis del puente.

(2)P En este capítulo sólo se considera el movimiento transmitido por el terreno a la estructura para la cuantificación de la acción sísmica. Sin embargo, los terremotos pueden inducir desplazamientos permanentes del suelo que abarcan desde fallos del terreno a rupturas de fallas. Dichos desplazamientos pueden entrañar deformaciones impuestas con graves consecuencias para los puentes. Este tipo de peligro debe evaluarse mediante estudios específicos. Sus consecuencias deben minimizarse mediante las medidas adecuadas, tales como la elección de un sistema estructural apropiado. En este capítulo no se tratan los efectos de los maremotos o tsunamis.

3.1.2 Aplicación de las componentes del movimiento

(1)P En general, sólo necesitan tenerse en cuenta las tres componentes de traslación de la acción sísmica para el proyecto de los puentes. Cuando se aplique el método del espectro de respuesta, el puente puede analizarse por separado para cada una de las componentes de traslación, en las direcciones longitudinal, transversal y vertical, de la acción sísmica. En este caso, la acción sísmica se representa mediante tres acciones de una sola componente, una para cada dirección, cuantificadas de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 3.2. Los efectos de dichas acciones deben combinarse según lo especificado en el apartado 4.2.1.4.

(2)P Cuando se lleve a cabo un análisis no lineal en el dominio del tiempo, el puente debe analizarse bajo la acción simultánea de las distintas componentes.

(3) La acción sísmica se aplica a la interfaz o superficie de contacto entre la estructura y el terreno. Si se utilizan resortes para representar la rigidez del suelo, sea para las zapatas aisladas o para las cimentaciones profundas tales como pilotes, pozos (cajones), etc. (véase la Norma EN 1998-5:2004), el movimiento se aplica en el extremo del muelle que modela el suelo.

3.2 Cuantificación de las componentes

3.2.1 Generalidades

(1)P Cada componente del movimiento sísmico debe cuantificarse en términos de un espectro de respuesta o de una representación en el dominio del tiempo (compatibles entre ellas), tal como se establece en el capítulo 3 de la Norma EN 1998-1:2004, el cual recoge también las definiciones básicas.

3.2.2 Espectro de respuesta elástica dependiente del emplazamiento

3.2.2.1 Componente horizontal

(1)P La componente horizontal debe establecerse de acuerdo con el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004 en función del tipo de terreno existente bajo la cimentación de los soportes del puente. Cuando más de un tipo de terreno se corresponda con dichos soportes, se aplica el apartado 3.3.

3.2.2.2 Componente vertical

(1)P Cuando sea necesario tener en cuenta la componente vertical del movimiento sísmico (véase 4.1.7), el espectro de respuesta elástico en el emplazamiento de esta componente debe tomarse de acuerdo con lo establecido en el apartado 3.2.2.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

3.2.2.3 Efectos del campo próximo

(1)P Cuando el emplazamiento se localice dentro de un radio de 10 km, medidos horizontalmente, a partir de una falla sismotectónica activa conocida que pueda originar un sismo de magnitud momento mayor de 6,5, deben utilizarse espectros específicos del emplazamiento que consideren los efectos de campo próximo.

NOTA A menos que el anexo nacional defina otra cosa, se recomienda que, para los objetivos del requisito anterior, una falla sismotectónica se considere activa cuando exista una tasa de deslizamiento histórica media de, al menos, 1 mm/año, así como evidencia topográfica de actividad sísmica durante el Holoceno (los últimos 11 000 años).

3.2.3 Representación en el dominio del tiempo

(1)P Cuando se lleve a cabo un análisis no lineal en el dominio del tiempo deben utilizarse, al menos, tres pares de componentes horizontales en el dominio del tiempo del movimiento del terreno. Los pares deberían elegirse a partir de terremotos con magnitudes, distancias a la fuente y mecanismos, coherentes con los que definen la acción sísmica de cálculo.

(2) Cuando no se dispone del número necesario de pares de registros apropiados del movimiento del suelo, la carencia de movimientos registrados puede reemplazarse mediante registros modificados adecuadamente o acelerogramas artificiales.

(3)P La compatibilidad con el pertinente espectro de respuesta elástica con el 5% de amortiguamiento con respecto al crítico, correspondiente a la acción sísmica de cálculo, debe establecerse modulando la amplitud de los movimientos del modo siguiente:

- a) Para cada terremoto, definido por un par de movimientos horizontales, el espectro debe determinarse mediante la regla SRSS, es decir, tomando para cada periodo la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las ordenadas espectrales correspondientes al espectro de cada componente para un amortiguamiento del 5% respecto al crítico.
- b) El espectro correspondiente al conjunto de los terremotos debe construirse promediando los valores de las ordenadas espectrales de cada uno de los espectros obtenidos para cada terremoto mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados en el paso anterior.
- c) El espectro anterior, correspondiente al conjunto de los terremotos, debe escalarse de forma que en el rango de periodos comprendidos entre $0,2 T_1$ y $1,5 T_1$, donde T_1 es el periodo natural del modo fundamental de la estructura en el caso de un puente dúctil o el periodo eficaz (T_{eff}) del sistema aislante en el caso de un puente con aislamiento sísmico (véase 7.2), no sea menor de 1,3 veces el espectro de respuesta elástico con el 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente a la acción sísmica de cálculo.
- d) El factor de escala deducido en el paso anterior debe aplicarse a cada una de las componentes del movimiento sísmico.

(4) Cuando el espectro obtenido mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes de un acelerograma registrado proporcione aceleraciones que, divididas entre los valores correspondientes al espectro de respuesta elástica para la acción sísmica de cálculo, muestren una gran variación en el rango de periodos especificados en la consideración c del punto (3)P anterior, pueden llevarse a cabo modificaciones del acelerograma registrado, con lo que el espectro obtenido a partir de la citada regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes modificadas se aproximará más al espectro de respuesta elástica correspondiente a la acción sísmica de cálculo.

(5)P Las componentes de cada par de registros en el dominio del tiempo deben aplicarse simultáneamente.

(6) Cuando para un análisis no lineal en el dominio del tiempo se utilicen las tres componentes de los registros del movimiento, puede realizarse un escalado de los pares horizontales de componentes de acuerdo con el punto (3)P, independientemente del escalado de las componentes verticales. Este último escalado debe efectuarse de forma que el promedio de las pertinentes ordenadas espectrales del conjunto no sean inferiores, en más de un 10%, a las del espectro de respuesta elástica con un 5% de amortiguamiento con respecto al crítico, correspondiente a la acción sísmica vertical, en el rango de periodos entre $0,2T_v$ y $1,5T_v$, donde T_v es el periodo correspondiente al modo inferior en el que la respuesta a la componente vertical prevalece sobre la respuesta a las componentes horizontales (por ejemplo en términos de masa movilizada).

(7) Se permite también el uso de pares de registros del movimiento horizontal del suelo en combinación con registros verticales de movimientos sísmicos diferentes, compatibles con los requisitos del punto (1)P anterior. El escalado independiente de los pares de registros horizontales y de los registros verticales debe llevarse a cabo tal como se especifica en el punto (6).

(8) Se permite la modificación de la componente vertical del registro definida en los puntos (6) y (7) utilizando el método especificado en el punto (4).

3.2.4 Espectro de cálculo en el emplazamiento para análisis lineal

(1)P Tanto las estructuras dúctiles como las de ductilidad limitada deben dimensionarse mediante un análisis lineal que haga uso de un espectro de respuesta reducido, denominado espectro de cálculo, tal como se especifica en el apartado 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004.

3.3 Variabilidad espacial de la acción sísmica

(1)P Para secciones de puente con tablero continuo, la variabilidad espacial debe considerarse cuando se satisfaga, al menos, una de las dos condiciones siguientes:

- Las propiedades del suelo varían a lo largo del puente de forma que a los distintos soportes del tablero les corresponden más de un tipo de terreno (tal como se definen en el apartado 3.1.1 de la Norma EN 1998-1:2004).
- Las propiedades del suelo son aproximadamente uniformes a lo largo del puente, pero la longitud del tablero continuo supera una longitud límite determinada, L_{lim} .

NOTA El valor adscrito a L_{lim} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es: $L_{lim} = L_g/1,5$, donde la longitud L_g se define a en el punto (6) siguiente.

(2)P El modelo que describe la variabilidad espacial debería tener en cuenta, aunque sea sólo de forma simplificada, las propiedades de propagación de las ondas sísmicas, así como la progresiva pérdida de correlación entre los movimientos correspondientes a diferentes puntos debida a la heterogeneidad aleatoria del suelo, lo que implica complejas reflexiones y refracciones de las ondas. El modelo debería considerar también, aunque sólo fuese de forma simplificada, el incremento adicional de pérdida de correlación debido a las diferencias entre las propiedades mecánicas del suelo existentes a lo largo del puente, lo que también modifica el contenido de las frecuencias de las ondas de un soporte a otro.

NOTA En el anexo informativo D se presentan modelos de la variabilidad espacial de los movimientos sísmicos, así como métodos apropiados de análisis.

(3) A menos que se realice una evaluación más precisa, puede usarse el método simplificado indicado en los puntos (4) a (7).

(4) La respuesta inercial debería tenerse en cuenta mediante uno de los métodos especificados en el capítulo 4 (véanse 4.2.1, 4.2.3 y 4.2.4), usando una única excitación sísmica para toda la estructura (por ejemplo, un único espectro de respuesta o los correspondientes conjuntos de acelerogramas compatibles), calculada para el tipo de terreno más severo existente bajo los soportes del puente.

(5) La variación espacial de la acción sísmica puede estimarse mediante las respuestas pseudoestáticas a un conjunto de desplazamientos aplicados en la cimentación de los soportes del tablero del puente. Dichos conjuntos deberían reflejar las configuraciones probables de la variabilidad espacial del movimiento sísmico en campo libre, y debería elegirse de forma que se induzcan los valores máximos de los efectos de la acción sísmica que se estudian.

(6) Se considera que se satisfacen los requisitos del punto (5) anterior aplicando sobre las correspondientes cimentaciones del soporte o sobre el extremo pegado al suelo del resorte de interés que representa la rigidez del suelo, separadamente en cada dirección horizontal de análisis, cada uno de los dos conjuntos siguientes de desplazamientos horizontales, cuyos efectos no necesitan combinarse:

a) Conjunto A

El conjunto A consta de los desplazamientos relativos:

$$d_{ri} = \varepsilon_i L_i \leq d_g \sqrt{2}$$

$$\text{con } \varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$$

aplicados simultáneamente con el mismo signo (+ o -) a todos los soportes del puente (1 a n) en la dirección horizontal considerada (véase la figura 3.1).

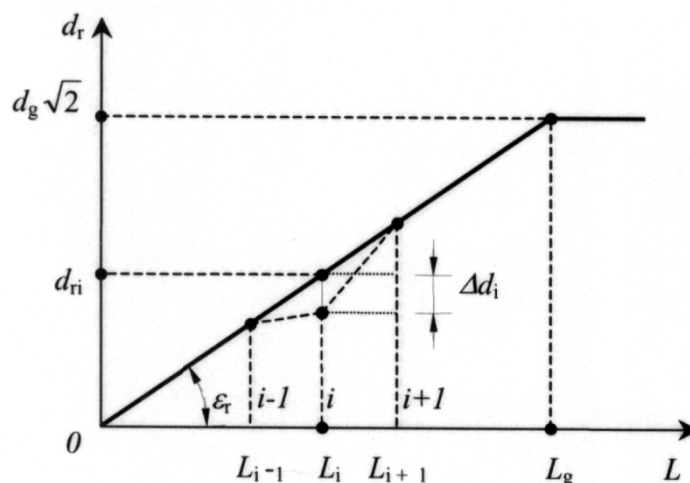


Figura 3.1 – Conjunto de desplazamientos A

donde

d_g es el valor de cálculo del desplazamiento del suelo correspondiente al tipo de terreno del soporte i , de acuerdo con lo especificado en el apartado 3.2.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004;

L_i es la distancia (proyección sobre el plano horizontal) del soporte i a un soporte de referencia $i = 0$, que puede elegirse convenientemente como uno de los soportes extremos;

L_g es la distancia más allá de la cual los movimientos del suelo pueden considerarse totalmente independientes, es decir, carentes de correlación.

NOTA 1 El valor a asignar a L_g para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se da en la tabla 3.1N, dependiendo del tipo de terreno.

Tabla 3.1N – Distancia más allá de la cual los movimientos del suelo pueden considerarse totalmente independientes

Tipo de terreno	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500

b) Conjunto B

El conjunto B abarca la influencia de los desplazamientos del suelo producidos en direcciones opuestas en pilas contiguas. Esto se tiene en cuenta suponiendo unos desplazamientos Δd_i de cualquier soporte intermedio i (> 1) con respecto a sus soportes contiguos, $i-1$ e $i+1$, considerados como fijos (véase la figura 3.1).

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{av,i}$$

donde

$L_{av,i}$ es el promedio de las distancias $L_{i-1,i}$ y $L_{i,i+1}$, entre el soporte intermedio i y sus soportes contiguos $i-1$ e $i+1$, respectivamente. Para los soportes extremos (0 y n), $L_{av,0} = L_{0,1}$ y $L_{av,n} = L_{n-1,n}$;

β_r es un coeficiente que tiene en cuenta la magnitud de los desplazamientos del suelo que tienen direcciones opuestas en soportes contiguos.

NOTA 2 El valor asignado a β_r para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es:

$\beta_r = 0,5$ cuando los tres soportes descansan sobre el mismo tipo de suelo;

$\beta_r = 1,0$ cuando el tipo de suelo de uno de los soportes es diferente del de los otros dos.

ε_r tiene el mismo significado que en el conjunto A anterior. Si un cambio de tipo de terreno se produce entre dos soportes, debería usarse el valor máximo de ε_r .

El conjunto B consta de la siguiente configuración de desplazamientos absolutos impuestos, con signos opuestos en soportes contiguos, i e $i+1$, para $i = 0$ a $n-1$ (véase la figura 3.2).

$$d_i = \pm \Delta d_i / 2$$

$$d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2$$

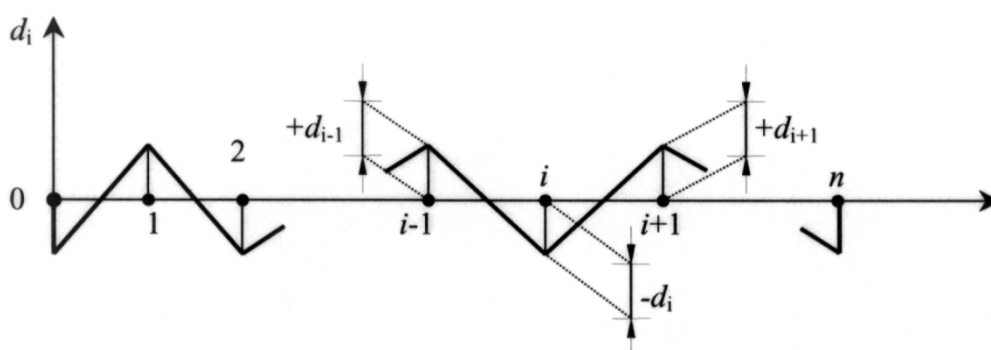


Figura 3.2 – Conjunto de desplazamientos B

(7)P En cada dirección horizontal, los efectos más severos resultantes de los análisis pseudoestáticos de los puntos (5) y (6) deben combinarse con los efectos pertinentes de la respuesta inercial del punto (4) mediante el uso de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SSRS). El resultado de esta combinación determina las respuestas del análisis en la dirección considerada. Para la combinación de los efectos de las diferentes componentes de la acción sísmica, se aplican a las reglas del apartado 4.2.1.4.

(8) Cuando se desarrolle un análisis en el dominio del tiempo, los movimientos sísmicos aplicados a cada soporte deberían reflejar con suficiente fiabilidad la variabilidad espacial probable de la acción sísmica.

NOTA En el capítulo D.2 se dan indicaciones para generar muestras de movimientos sísmicos que reflejen la variabilidad espacial probable.

4 ANÁLISIS

4.1 Modelado

4.1.1 Grados de libertad dinámicos

(1)P El modelo del puente y la elección de los grados de libertad dinámicos deben representar la distribución de masa y rigidez, de forma que todos los modos de deformación y las fuerzas de inercia significativas se movilen bajo la excitación sísmica de cálculo.

(2) En ciertos casos basta con utilizar en el análisis dos modelos distintos, uno para modelar la respuesta en la dirección longitudinal del puente, y otro para la dirección transversal. En el apartado 4.1.7 se definen los casos en que es necesario considerar la componente vertical de la acción sísmica.

4.1.2 Masas

(1)P Deben considerarse los valores medios de las masas permanentes y los valores de las masas cuasipermanentes correspondientes a las acciones variables.

(2) Las masas distribuidas pueden concentrarse en nudos, de acuerdo con los grados de libertad elegidos.

(3)P A efectos de cálculo, los valores medios de las acciones permanentes deben tomarse iguales a sus valores característicos.

(4)P Los valores cuasipermanentes de las acciones variables deben tomarse iguales a $\psi_{2,1}Q_{k,1}$, donde $Q_{k,1}$ es el valor característico de la carga de tráfico.

NOTA El valor adscrito a $\psi_{2,1}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son:

- Puentes con tráfico normal y pasarelas peatonales. En general y de acuerdo con la recomendación del anexo **A2** de la Norma EN 1990:2002, $\psi_{2,1} = 0$.
- Puentes con tráfico elevado y para el sistema UDL del Modelo 1 (LM1):
 - Puentes de carretera $\psi_{2,1} = 0,2$;
 - Puentes de ferrocarril $\psi_{2,1} = 0,3$.
- Los puentes de carretera con condiciones de tráfico elevado pueden considerarse asimilables a los de autopistas y de otras carreteras de importancia nacional. Los puentes de ferrocarril con condiciones de tráfico elevado pueden considerarse asimilables a los de los enlaces ferroviarios intercitty y a los de las líneas de alta velocidad.

Cuando intervenga el valor de $Q_{k,1}$, los factores de ajuste α_Q y α_q deberían aplicarse de acuerdo con la Norma EN 1991-2:2003.

(5) Cuando las pilas estén sumergidas en agua, y a menos que se haga una evaluación más precisa de la interacción hidrodinámica, puede estimarse que este efecto actúa en las dos direcciones horizontales, considerando una masa añadida de agua arrastrada por unidad de longitud de la pila sumergida. Puede ignorarse la influencia hidrodinámica sobre la acción sísmica vertical.

NOTA El anexo informativo **F** proporciona un procedimiento para el cálculo de la masa añadida de agua arrastrada en las direcciones horizontales, para las pilas sumergidas.

4.1.3 Amortiguamiento de la estructura y rigidez de los elementos

(1) Cuando se realiza un análisis mediante espectro de respuesta, pueden suponerse los siguientes valores del cociente de amortiguamiento viscoso, ξ , en función del material de los elementos en los que se disipa la mayor parte de la energía de deformación durante la respuesta sísmica. En general, esto ocurrirá en las pilas.

Acero soldado	0,02
Acero bulonado	0,04
Hormigón armado	0,05
Hormigón pretensado	0,02

NOTA Cuando la estructura consta de diferentes elementos, i , con diferentes índices de amortiguamiento viscoso, ξ_i , el amortiguamiento viscoso efectivo de la estructura, ξ_{eff} , puede estimarse como:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{\sum \xi_i E_{di}}{\sum E_{di}}$$

donde E_{di} es la energía de deformación inducida por la acción sísmica en la componente i . Los índices de amortiguamiento eficaz pueden estimarse convenientemente, de forma independiente para cada modo, en base al valor pertinente de E_{di} .

(2) La rigidez de los elementos puede estimarse de acuerdo con el apartado **2.3.6.1**.

(3) En tableros de hormigón que consten de vigas de hormigón prefabricado y losas hormigonadas in situ, las losas de continuidad (véase el punto (4) del apartado 2.3.2.2) deberían incluirse en el modelo de análisis sísmico teniendo en cuenta su excentricidad relativa respecto al eje del tablero y un valor reducido de su rigidez a flexión. A menos que se estime esta rigidez en función de la rotación de las rótulas plásticas pertinentes, puede tomarse un valor del 25% de la rigidez a flexión de la sección bruta de hormigón sin fisurar.

(4) Para los efectos de segundo orden se aplican los puntos (5) del apartado 2.4 y (1) del apartado 5.4. Los efectos de segundo orden significativos pueden producirse en puentes con pilas esbeltas y en puentes especiales, tales como los puentes arco y los puentes atirantados.

4.1.4 Modelado del suelo

(1)P Para el análisis sísmico del sistema global, los elementos portantes que transmiten la acción sísmica del suelo al tablero deben suponerse, en general, solidarios con el terreno de la cimentación (véase el punto (3) del apartado 3.1.2). Los efectos de la interacción suelo-estructura pueden considerarse, de acuerdo con la Norma EN 1998-5:2004, utilizando las oportunas impedancias o resortes representativos del suelo, adecuadamente definidos.

(2) Los efectos de la interacción suelo-estructura deberían tenerse en cuenta siempre en las pilas en las que, ante la acción de una carga unitaria horizontal aplicada en una dirección dada en la coronación de la pila, la flexibilidad del suelo contribuya en más del 20% al desplazamiento total de dicha coronación.

(3) Los efectos de la interacción suelo-estructura sobre los pilotes o los cajones deben determinarse de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.4.2 de la Norma EN 1998-5:2004, teniendo en cuenta las disposiciones del apartado 6.4.2.

(4) En los casos en que sea difícil estimar fiablemente las propiedades mecánicas del suelo, el análisis debería llevarse a cabo utilizando los valores probables máximos y mínimos estimados. Las estimaciones máximas de la rigidez del suelo deberían usarse para determinar las solicitaciones y las estimaciones mínimas para los desplazamientos del puente.

4.1.5 Efectos de torsión

(1)P Los movimientos de rotación del puente alrededor de un eje vertical sólo deben considerarse en puentes esviados (ángulo de esviaje $\varphi > 20^\circ$) y en puentes con una razón $B/L > 2,0$.

NOTA Dichos puentes tienden a girar respecto al eje vertical, incluso cuando dicho eje coincide teóricamente con el centro de rigidez (L es la longitud total del tablero continuo y B es la anchura del tablero).

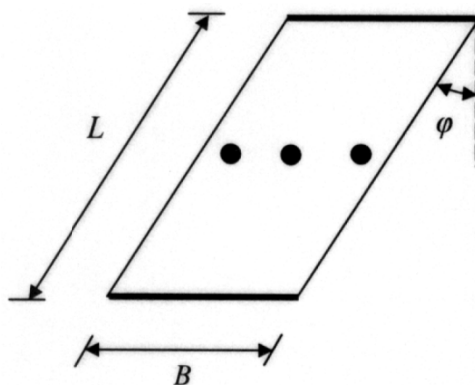


Figura 4.1 – Puente esviado

(2) Por lo general, deberían evitarse los puentes fuertemente esviados ($\varphi > 45^\circ$) en zonas de alta sismicidad. Si esto no es posible y el puente se asienta sobre los estribos mediante aparatos de apoyo, la rigidez horizontal real de dichos aparatos de apoyo debería modelarse con precisión, teniendo en cuenta la concentración de las reacciones verticales cerca de los ángulos obtusos. Alternativamente, puede usarse una excentricidad accidental mayorada.

(3)P Cuando para el cálculo de los puentes esviados se use el método del modo fundamental (véase 4.2.2), debe considerarse que el siguiente momento torsor estático equivalente actúa respecto al eje vertical que pasa por el centro de gravedad del tablero:

$$M_t = \pm F e \quad (4.1)$$

donde

F es la fuerza horizontal calculada de acuerdo con la expresión (4.12);

$$e = e_a + e_d$$

$e_a = 0,03 L$ o $0,03 B$, es la excentricidad accidental de la masa; y

$e_d = 0,05 L$ o $0,05 B$, es una excentricidad adicional que refleja el efecto dinámico de las vibraciones simultáneas de traslación y de rotación.

Para el cálculo de e_a y e_d deben utilizarse las dimensiones L o B , transversales a la dirección de la excitación.

(4) Cuando se utilice un modelo dinámico completo (modelo espacial), la parte dinámica de la excitación de torsión se tiene en cuenta, si el centro de gravedad está desplazado, mediante la introducción de la excentricidad accidental e_a en la dirección y sentido más desfavorables. Sin embargo, los efectos de rotación pueden estimarse también empleando el momento de torsión estático de la expresión (4.1).

(5)P La resistencia a la torsión o rotación de una estructura de puente no debe depender de la rigidez a torsión de una única pila. En puentes de un único vano, los aparatos de apoyo deben dimensionarse para resistir los efectos de rotación.

4.1.6 Coeficientes de comportamiento para el análisis lineal

(1)P El método de cálculo de referencia de esta norma es un análisis mediante espectro de respuesta con el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004 (véase el punto (1) del apartado 3.2.4). El coeficiente de comportamiento se define globalmente para toda la estructura y refleja su capacidad de ductilidad, es decir, la capacidad de los elementos dúctiles para resistir, con daño aceptable pero sin fallo, las acciones sísmicas en el rango post-elástico. En el apartado 2.3.2 se especifican los niveles disponibles de ductilidad. La capacidad de los elementos dúctiles para desarrollar rótulas plásticas de flexión es un requisito esencial para la aplicación de los valores del coeficiente de comportamiento q dados para comportamiento dúctil en la tabla 4.1.

NOTA El método de análisis lineal con la consideración de los coeficientes de reducción globales de las fuerzas suficientemente conservadores (coeficientes de comportamiento como los definidos en la tabla 4.1), se considera generalmente un compromiso razonable entre las incertidumbres intrínsecas al problema sísmico y los correspondientes errores admisibles, por un lado, y el esfuerzo requerido para el análisis y el cálculo, por otro.

(2) Esta demanda de capacidad de los elementos dúctiles requerida para desarrollar rótulas plásticas a flexión se considera asegurada cuando se siguen las reglas de detalles constructivos del capítulo 6 y se desarrolla el cálculo de acuerdo con los criterios del dimensionamiento por capacidad como se especifica en el apartado 5.3.

(3)P Los valores máximos del coeficiente de comportamiento q que pueden usarse para las dos componentes sísmicas horizontales se especifican en la tabla 4.1, en función del comportamiento post-elástico de los elementos dúctiles en los que tiene lugar la principal disipación de energía. Si un puente tiene varios tipos de elementos dúctiles, debe usarse el coeficiente de comportamiento q correspondiente al grupo con la mayor contribución a la sismorresistencia. Pueden utilizarse diferentes valores de q en cada una de las dos direcciones horizontales.

NOTA El uso de valores del coeficiente de comportamiento menores que el máximo permitido especificado en la tabla 4.1 conduce normalmente a demandas reducidas de ductilidad, lo que implica por lo general una reducción del daño potencial. El uso de dicho coeficiente reducido queda, en consecuencia, a criterio del proyectista o del propietario.

Tabla 4.1 – Valores máximos del coeficiente de comportamiento q

Tipo de elementos dúctiles	Comportamiento sísmico	
	De ductilidad limitada	Dúctil
Pilas de hormigón armado:		
Pilas verticales trabajando a flexión	1,5	3,5 $\lambda(\alpha_s)$
Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,2	2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Pilas de acero:		
Pilas verticales trabajando a flexión	1,5	3,5
Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,2	2,0
Pilas con triangulaciones centradas	1,5	2,5
Pilas con triangulaciones descentradas	–	3,5
Estribos conectados rígidamente al tablero:		
En general	1,5	1,5
Estructuras encajadas en el terreno (véase 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0
* $\alpha_s = L_s / h$ es el índice de cortante de la pila, donde L_s es la distancia entre la rótula plástica y el punto de momento nulo, y h es el canto de la sección transversal en la dirección en que flecta la rótula plástica.		
Para $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$		
$3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$		

NOTA En las pilas de forma rectangular, cuando la zona de compresión bajo la acción sísmica en la dirección global considerada tenga forma triangular, debería usarse el valor mínimo de los valores de α_s , correspondiente a los dos lados de la sección.

(4) Para todos los puentes con un comportamiento sísmico regular de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.1.8, y en el supuesto de que se satisfagan los requisitos de detalles constructivos establecidos en el capítulo 6, los valores del coeficiente q detallados para comportamiento dúctil en la tabla 4.1 pueden adoptarse sin ninguna comprobación especial de la ductilidad disponible. Cuando sólo se cumplan los requisitos especificados en el apartado 6.5, pueden usarse los valores del coeficiente q detallados en la tabla 4.1 para comportamiento de ductilidad limitada, independientemente de la regularidad o irregularidad del puente, sin ninguna comprobación especial de la ductilidad disponible.

(5)P Para elementos dúctiles de hormigón armado, los valores del coeficiente q especificados en la tabla 4.1 son válidos cuando el esfuerzo axial reducido η_k , definido en el punto (4) del apartado 5.3, no supera 0,30. Si $0,30 < \eta_k \leq 0,60$, aunque sea en un único elemento dúctil, el valor del coeficiente de comportamiento debe reducirse a:

$$q_r = q - \frac{\eta_k - 0,3}{0,3} (q - 1) \geq 1,0 \quad (4.2)$$

Debería tomarse un valor de $q_r = 1,0$ (comportamiento elástico) para los puentes en los que el sistema sismorresistente contenga elementos con $\eta_k \geq 0,6$.

(6) Los valores del coeficiente q dados en la tabla 4.1 pueden adoptarse para un comportamiento dúctil solo si las localizaciones de todas las rótulas plásticas de interés son accesibles para inspección y reparación. En caso contrario, los valores de la tabla 4.1 deben multiplicarse por 0,6; sin embargo, no es necesario considerar los valores finales de q menores de 1,0.

NOTA El término “accesible” utilizado en el punto anterior significa “accesible incluso con una dificultad razonable”. El pie de un pozo de cimentación de una pila situado en un relleno, incluso a profundidad importante, se considera que es “accesible”. Por el contrario, el pie de un pozo de cimentación de una pila sumergida en agua profunda o las cabezas de los pilotes sitas bajo un gran encepado, no deberían considerarse como accesibles.

(7) Cuando se pretende que la disipación de energía tenga lugar en rótulas plásticas situadas en pilotes dimensionados para un comportamiento dúctil, en lugares que no son accesibles, el valor final del coeficiente q que se use no tiene que ser menor de 2,1 para pilotes verticales y de 1,5 para pilotes inclinados (véase también el punto (5) del apartado 5.4.2 de la Norma EN 1998-5:2004).

(8) Se aplica el punto (4)P del apartado 2.3.2.2 relativo a la formación de rótulas plásticas en el tablero.

NOTA En este caso se permite la potencial formación de rótulas plásticas en los elementos secundarios del tablero (losas de continuidad), pero no se debería confiar en ello para incrementar el valor de q .

(9) Las estructuras de los puentes cuya masa sigue esencialmente el comportamiento sísmico horizontal del suelo (estructuras “encajadas en el terreno”), no experimentan una amplificación significativa de la aceleración horizontal del suelo. Dichas estructuras se caracterizan por un valor muy bajo del periodo natural en las dos direcciones horizontales ($T \leq 0,03$ s). La respuesta inercial de estas estructuras en las direcciones horizontales puede evaluarse mediante el cálculo, directamente a partir de la aceleración del suelo de cálculo y con $q = 1$, de las fuerzas horizontales de inercia. Pertenecen a esta categoría los estribos unidos al tablero mediante elementos flexibles.

(10) Las estructuras de los puentes que constan de un tablero esencialmente horizontal unido rigidamente a ambos estribos (bien monolíticamente, o bien a través de aparatos de apoyo fijos o conectores), pueden considerarse pertenecientes a la categoría del punto (9) anterior, independientemente del valor del periodo natural, si los estribos están empotrados en formaciones rígidas del terreno natural un 80%, al menos, de su superficie lateral. Si no se cumplen dichas condiciones, debería incluirse entonces en el modelo la interacción con el terreno en el emplazamiento de los estribos, utilizando parámetros realistas de la rigidez del suelo. Si $T > 0,03$ s, debería utilizarse entonces el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004 con $q = 1,50$.

(11)P Cuando la parte principal de la acción sísmica de cálculo se resiste mediante apoyos elastoméricos, la flexibilidad de dichos apoyos conduce a un comportamiento prácticamente elástico del sistema. Los puentes de este tipo deben dimensionarse de acuerdo con el capítulo 7.

NOTA Por lo general, ninguna rótula plástica se desarrollará en las pilas que estén unidas al tablero en la dirección considerada mediante elementos flexibles. Una situación similar ocurrirá en cada una de las pilas que tenga muy poca rigidez en comparación con la de las demás pilas (véase el punto (7) del apartado 2.3.2.2 y la NOTA que sigue al punto (9)). Dichos elementos tienen una contribución despreciable a la hora de resistir las acciones sísmicas y, consecuentemente, no afectan al valor del coeficiente q (véase el punto (3)P del apartado 4.1.6).

(12)P El coeficiente de comportamiento para el análisis en la dirección vertical debe tomarse siempre igual a 1,0.

4.1.7 Componente vertical de la acción sísmica

(1) En los casos de sismicidad moderada o baja pueden ignorarse los efectos de la componente sísmica vertical sobre las pilas. En zonas de elevada sismicidad, estos efectos sólo necesitan tenerse en cuenta si las pilas están sometidas a grandes esfuerzos de flexión debidos a las acciones verticales permanentes del tablero, o cuando el puente está situado a menos de 5 km de una falla sismotectónica activa, en cuyo caso la acción sísmica vertical se determina de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 3.2.2.3.

(2)P Siempre deben tenerse en cuenta los efectos de la componente sísmica vertical actuando en sentido ascendente sobre los tableros de hormigón pretensado.

(3)P Siempre deben tenerse en cuenta los efectos de la componente sísmica vertical sobre los aparatos de apoyo y conectores.

(4) La estimación de los efectos de la componente vertical puede llevarse a cabo usando el método del modo fundamental y el modelo de tablero flexible (véase 4.2.2.4).

4.1.8 Comportamiento sísmico regular e irregular de los puentes dúctiles

(1) Designando como $M_{Ed,i}$ al valor máximo del momento flector de cálculo en la localización de la rótula plástica prevista en el elemento dúctil i , tal como se deduce del análisis para la situación sísmica de cálculo, y como $M_{Rd,i}$ al momento resistente último de cálculo de la misma sección con sus armaduras reales bajo la acción concurrente de los efectos de las acciones no sísmicas en la situación sísmica de cálculo, el coeficiente de reducción de la fuerza local r_i asociada al elemento i , sometido a la acción sísmica específica, se define entonces como:

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \quad (4.3)$$

NOTA 1 Dado que $M_{Ed,i} \leq M_{Rd,i}$, se deduce que $r_i \leq q$.

NOTA 2 Cuando en un puente regular el valor máximo de r_i de entre todos los elementos dúctiles, $r_{\max.}$, es notablemente menor que q , el proyecto no puede aprovechar completamente los máximos valores permitidos de q . Cuando $r_{\max.} = 1,0$ el puente responde elásticamente al terremoto de cálculo considerado.

(2)P Debe considerarse que un puente tiene un comportamiento sísmico regular en la dirección horizontal analizada, cuando se satisface la siguiente condición:

$$\rho = \frac{r_{\max.}}{r_{\min.}} \leq \rho_o \quad (4.4)$$

donde

$r_{\min.}$ es el valor mínimo de r_i ;

$r_{\max.}$ es el valor máximo de r_i de entre todos los elementos dúctiles i ; y

ρ_o es un valor límite seleccionado para asegurar que la plastificación secuencial de los elementos dúctiles no dará lugar a inaceptables demandas de elevada ductilidad en un elemento.

NOTA El valor asignado a ρ_o para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $\rho_o = 2,0$.

(3) Uno o más elementos dúctiles (pilas) pueden quedar exentos del cálculo anterior de $r_{\min.}$ y $r_{\max.}$ si su contribución total al esfuerzo cortante no supera el 20% del esfuerzo cortante sísmico total en la dirección horizontal considerada.

(4)P Debe considerarse que los puentes que no satisfacen la expresión (4.4) tienen un comportamiento sísmico irregular en la dirección horizontal considerada. Dichos puentes deben calcularse, bien utilizando un valor de q reducido:

$$q_r = q \frac{\rho_o}{\rho} \geq 1,0 \quad (4.5)$$

o bien en base a los resultados de un análisis no lineal, de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.1.9.

4.1.9 Análisis no lineal de puentes irregulares

(1) En puentes con comportamiento sísmico irregular, la plastificación secuencial de los elementos dúctiles (pilas) puede causar desviaciones substanciales de los resultados del análisis lineal equivalente realizado con la hipótesis de un coeficiente global de reducción de la fuerza q (coeficiente de comportamiento), comparados con los de la respuesta no lineal de la estructura del puente. Las desviaciones se deben principalmente a las siguientes causas:

- Las rótulas plásticas que aparecen en primer lugar desarrollan normalmente las máximas deformaciones post-elásticas, lo que puede conducir a una concentración de demandas de ductilidad inaceptables en dichas rótulas;

- Tras la formación de las primeras rótulas plásticas (normalmente en los elementos más rígidos), la distribución de rigideces y, por tanto, de fuerzas puede cambiar con respecto a las predichas por el análisis lineal equivalente. Esto puede llevar a un cambio substancial de la configuración supuesta de rótulas plásticas.

(2) En general, la respuesta real de los puentes irregulares ante la acción sísmica de cálculo puede estimarse por medio de un análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo, realizado de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 4.2.4.

(3) De acuerdo con lo especificado en el apartado 4.2.5, puede obtenerse también un valor aproximado de la respuesta no lineal mediante una combinación de un análisis lineal equivalente con un análisis estático no lineal (análisis por el método del empuje incremental).

4.2 Métodos de análisis

4.2.1 Análisis dinámico lineal. Método del espectro de respuesta

4.2.1.1 Definición y campo de aplicación

(1) El análisis mediante el espectro de respuesta es un cálculo elástico de las máximas respuestas dinámicas de todos los modos significativos de la estructura, usando las ordenadas del espectro de cálculo en el emplazamiento (véase 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004). La respuesta global se obtiene mediante una combinación estadística de las máximas contribuciones modales. Dicho análisis puede aplicarse en todos los casos en que se permita un análisis lineal.

(1)P Los efectos de la acción sísmica deben determinarse a partir de un adecuado modelo lineal discreto (modelo dinámico completo), idealizado de acuerdo con las leyes de la Mecánica y con los principios del análisis estructural, y compatible con una idealización asociada de la acción sísmica. En general, este modelo es un modelo espacial.

4.2.1.2 Modos significativos

(1)P Deben tenerse en cuenta todos los modos que tengan una contribución significativa a la respuesta total de la estructura.

(2) Para los puentes en los que la masa total M pueda considerarse como una suma de las “masas modales efectivas”, M_i , el criterio del punto (1) anterior se considera satisfecho si la suma de las masas modales efectivas de los modos considerados, $(\sum M_i)_e$, constituye, al menos, el 90% de la masa total del puente.

(3) Si después de considerar todos los modos con $T \geq 0,033$ s no se satisface la condición del punto (2), puede considerarse aceptable el número de modos considerado, siempre que se satisfagan las dos condiciones siguientes:

- $(\sum M_i)_e / M \geq 0,70$

- Los valores finales de los efectos de la acción sísmica se multipliquen por $M / (\sum M_i)_e$

4.2.1.3 Combinación de las respuestas modales

(1)P En general, el valor máximo probable E de un efecto de una acción sísmica (esfuerzo, desplazamiento, etc.) debe tomarse igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales E_i (regla SRSS):

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.6)$$

Debe suponerse que este efecto de la acción actúa en los dos sentidos (con signos + y -).

(2)P Cuando dos modos tienen periodos naturales muy próximos, la regla SRSS (expresión (4.6)) no es conservadora y deben aplicarse reglas más precisas. Dos periodos naturales T_i , T_j , pueden considerarse muy próximos si satisfacen la condición:

$$\frac{0,1}{0,1 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \leq \rho_{ij} = T_i / T_j \leq 1 + 10 \sqrt{\xi_i \xi_j} \quad (4.7)$$

donde ξ_i y ξ_j son los índices de amortiguamiento viscoso de los modos i y j , respectivamente (véase el punto (3)).

(3) Para dos modos cualesquiera que satisfagan la expresión (4.7), puede utilizarse el método de la combinación cuadrática completa (CQC), en vez de la regla SRSS:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j} \quad (4.8)$$

con $i = 1 \dots n$, $j = 1 \dots n$

En la expresión (4.8), r_{ij} es el coeficiente de correlación:

$$r_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \rho_{ij} \xi_j) \rho_{ij}^{3/2}}{(1 + \rho_{ij}^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \rho_{ij} (1 + \rho_{ij}^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho_{ij}^2} \quad (4.9)$$

donde

ξ_i y ξ_j son los índices de amortiguamiento viscoso i correspondientes a los modos i y j , respectivamente.

NOTA La expresión (4.9) da $r_{ij} = r_{ji}$. Cuando $T_i = T_j$, entonces $\xi_i = \xi_j$ y $r_{ij} = 1$.

4.2.1.4 Combinación de las componentes de la acción sísmica

(1) El efecto máximo probable de la acción E debido a la actuación simultánea de las componentes de la acción sísmica a lo largo de los ejes horizontales X e Y y del vertical Z , puede estimarse de acuerdo con lo dispuesto en el punto (4) del apartado 4.3.3.5.2 de la Norma EN 1998-1:2004, es decir, mediante la aplicación de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) a los efectos máximos de la acción, E_x , E_y y E_z , debidos a las acciones sísmicas calculadas independientemente a lo largo de cada eje.

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.10)$$

(2) De acuerdo de nuevo con el punto (4) del apartado 4.3.3.5.2 de la Norma EN 1998-1:2004, el máximo efecto probable de la acción, E , puede tomarse como el pésimo de los efectos calculados mediante las expresiones (4.18) a (4.22) de la Norma EN 1998-1:2004.

4.2.2 Método del modo fundamental

4.2.2.1 Definición

(1) En el método del modo fundamental las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes se deducen a partir de las fuerzas de inercia correspondientes al modo fundamental y al periodo natural de la estructura en la dirección que se considera, tomando la ordenada que corresponda del espectro de cálculo en el emplazamiento. El método incluye también simplificaciones relativas a la forma geométrica del primer modo y a la estimación del periodo fundamental.

(2) Dependiendo de las características específicas del puente, puede aplicarse este método mediante el empleo de tres tipos diferentes de modelos, denominados:

- modelo de tablero rígido
- modelo de tablero flexible
- modelo de pila única

(3)P Para la combinación de las componentes de la acción sísmica, deben aplicarse las reglas del apartado **4.2.1.4**.

4.2.2.2 Campo de aplicación

(1) El método puede aplicarse en todos los supuestos en que el comportamiento dinámico de la estructura pueda aproximarse suficientemente mediante un modelo de un único grado de libertad dinámico. Esta condición se considera satisfecha en los casos siguientes:

(a) En la dirección longitudinal de los puentes aproximadamente rectos con tablero continuo, cuando las fuerzas sísmicas se resisten mediante pilas cuya masa total es menor del 20% de la masa total del tablero.

(b) En la dirección transversal del caso (a), si el sistema estructural es aproximadamente simétrico con respecto al centro del tablero, es decir, cuando la excentricidad teórica, e_o , entre el centro de rigidez de los elementos de sustentación y el centro de gravedad del tablero no supera el 5% de la longitud del tablero (L).

(c) En el caso de pilas que soporten tramos simplemente apoyados, si no se espera ninguna interacción significativa entre las pilas y si la masa total de cada pila es menor que el 20% de la parte del tablero que gravita sobre ella.

4.2.2.3 Modelo de tablero rígido

(1) Este modelo puede aplicarse solamente cuando, bajo la acción sísmica, la deformación del tablero en un plano horizontal sea despreciable en comparación con los desplazamientos horizontales de las cabezas de las pilas. Esta condición se cumple siempre en la dirección longitudinal de los puentes aproximadamente rectos con tablero continuo. El tablero puede suponerse rígido en la dirección transversal, bien si $L/B \leq 4,0$, o bien si se satisface la siguiente condición:

$$\frac{\Delta_d}{d_a} \leq 0,20 \quad (4.11)$$

donde

L es la longitud total del tablero continuo;

B es la anchura del tablero; y

Δ_d y d_a son, respectivamente, las diferencias máxima y media de los desplazamientos transversales de todas las cabezas de las pilas, debidos a la acción sísmica de cálculo o a la acción de una carga transversal de distribución similar.

(2)P Los efectos sísmicos deben determinarse aplicando al tablero una fuerza horizontal estática equivalente, F , dada por la expresión:

$$F = M S_d(T) \quad (4.12)$$

donde

M es la masa efectiva total de la estructura, igual a la masa del tablero más la de la mitad superior de las pilas;

$S_d(T)$ es la aceleración espectral correspondiente al espectro de cálculo (véase **3.2.2.5** de la Norma EN 1998-1:2004), para el periodo fundamental T del puente, estimado como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (4.13)$$

donde $K = \sum K_i$ es la rigidez del sistema, igual a la suma de las rigideces de los elementos resistentes.

(3) En la dirección transversal, la fuerza F puede distribuirse a lo largo del tablero proporcionalmente a la distribución de las masas efectivas.

4.2.2.4 Modelo de tablero flexible

(1)P El modelo de tablero flexible debe emplearse cuando no se satisface la expresión (4.11).

(2) A menos que se realice un cálculo más preciso, el periodo fundamental de la estructura en la dirección horizontal considerada puede estimarse mediante el cociente de Rayleigh, utilizando un sistema generalizado de un único grado de libertad, del modo siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_i d_i^2}{g \sum M_i d_i}} \quad (4.14)$$

donde

M_i es la masa concentrada en el i -ésimo nodo;

d_i es el desplazamiento en la dirección que se estudia cuando la estructura está sometida a fuerzas gM_i , que actúan en todos los nodos en la dirección horizontal considerada.

(3)P Los efectos sísmicos deben determinarse mediante la aplicación, en todos los nodos, de fuerzas horizontales F_i dadas por:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{gT^2} S_d(T) d_i M_i \quad (4.15)$$

donde

T es el periodo del modo fundamental de vibración para la dirección horizontal considerada;

M_i es la masa concentrada en el i -ésimo punto nodal;

d_i es el desplazamiento del i -ésimo punto nodal, calculado a partir de una deformada modal aproximada del primer modo (puede tomarse igual a los valores determinados en el punto (2) anterior);

$S_d(T)$ es la aceleración espectral del espectro de cálculo (véase 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004); y

g es la aceleración de la gravedad.

4.2.2.5 Efectos de torsión en la dirección transversal (rotación respecto al eje vertical)

(1) Cuando se use el modelo de tablero rígido o flexible en la dirección transversal de un puente, los efectos de torsión pueden estimarse aplicando de un momento torsor estático, M_t , de acuerdo con lo dispuesto en la expresión (4.1) del punto (3)P del apartado 4.1.5. La excentricidad debe puede estimarse del modo siguiente:

$$e = e_o + e_a \quad (4.16)$$

donde

e_o es la excentricidad teórica (véase el caso (b) del punto (1) del apartado 4.2.2.2);

$e_a = 0,05 L$ es una excentricidad adicional que considera los efectos de las amplificaciones accidental y dinámica.

(2) La fuerza F puede determinarse, bien a partir de la expresión (4.12), o bien como ΣF_i a partir de la expresión (4.15). El momento M_i puede distribuirse entre los elementos de sustentación usando el modelo del tablero rígido.

4.2.2.6 Modelo de pila única

(1) En algunos casos, la acción sísmica en la dirección transversal del puente es resistida principalmente por las pilas, sin interacción significativa entre pilas contiguas. En tales casos, los efectos de la acción sísmica que actúan sobre la i -ésima pila pueden evaluarse aproximadamente aplicando sobre ella una fuerza estática equivalente:

$$F_i = M_i S_d(T_i) \quad (4.17)$$

donde

M_i es la masa efectiva atribuida a la pila i ; y

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}} \quad (4.18)$$

es el periodo fundamental de la dicha pila, considerada independientemente del resto del puente.

(2) Esta simplificación puede aplicarse como una primera aproximación en análisis preliminares cuando para todas las pilas contiguas, i e $i+1$, para los resultados de la expresión (4.18) se cumpla la siguiente condición:

$$0,90 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1,10 \quad (4.19)$$

En caso contrario, se precisa una redistribución de las masas efectivas atribuidas a cada pila que permita satisfacer la condición anterior.

4.2.3 Métodos lineales alternativos

4.2.3.1 Análisis con series temporales

(1)P En un análisis con series temporales, la acción sísmica de cálculo debe tomarse como el valor medio de la respuesta extrema calculada para cada acelerograma del conjunto de registros en el dominio del tiempo considerado. Para la selección de estos registros se aplica lo dispuesto en el apartado 3.2.3.

4.2.4 Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo

4.2.4.1 Generalidades

(1)P La respuesta en función del tiempo de la estructura debe obtenerse mediante la integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales no lineales del movimiento. La excitación sísmica debe consistir en movimientos del suelo en el dominio del tiempo (acelerogramas, véase 3.2.3). Deben tenerse en cuenta los efectos para la situación sísmica de cálculo de las cargas gravitatorias y de las demás acciones cuasipermanentes, así como los efectos de segundo orden.

(2)P A menos que se indique lo contrario en esta norma, este método puede usarse solamente en combinación con un análisis normalizado mediante espectro de respuesta para obtener una idea sobre la respuesta post-elástica y una comparación entre las demandas necesaria y disponible de ductilidad local. Generalmente, los resultados del análisis no lineal no deben usarse para rebajar los requisitos obtenidos en un análisis mediante espectro de respuesta. Sin embargo, en caso de puentes irregulares (véase 4.1.8) o con dispositivos de aislamiento sísmico (véase el capítulo 7), los valores más bajos estimados a partir de un análisis riguroso en el dominio del tiempo pueden sustituirse por los resultados del análisis mediante espectro de respuesta.

4.2.4.2 Movimientos del suelo y combinación de cálculo

- (1) P Se aplican las disposiciones del apartado 3.2.3.
- (2) P Se aplican las disposiciones del punto (1) del apartado 5.5 y el apartado 4.1.2.

4.2.4.3 Efectos de la acción de cálculo

(1)P Cuando se lleve a cabo un análisis dinámico no lineal para, al menos, siete pares independientes de movimientos horizontales del suelo, el promedio de cada respuesta aislada puede usarse como el valor de cálculo de los efectos de la acción, excepto si se establece otra cosa en esta norma. Cuando se lleven a cabo menos de siete análisis dinámicos no lineales para los correspondientes pares independientes de movimientos excitadores, las respuestas máximas del conjunto deberían utilizarse como efectos de las acciones de cálculo.

4.2.4.4 Estructuras dúctiles

(1) Objetivos

Los principales objetivos de un análisis no lineal en el dominio del tiempo de un puente dúctil son los siguientes:

- La identificación de la configuración real de formación de una rótula plástica.
- La estimación y comprobación de las probables demandas de deformación post-elástica en las rótulas plásticas, y la estimación de las demandas de desplazamientos.
- La determinación de los requisitos de resistencia para la prevención de los modos de fallo no dúctiles en la superestructura y para la comprobación del suelo.

(2) Requisitos

Para una estructura dúctil sometida a elevadas demandas de ductilidad local, la consecución de los objetivos anteriores requiere lo siguiente:

- (a) Una identificación realista de la extensión de la estructura que permanece elástica. Dicha identificación debería basarse en los valores probables de las tensiones y deformaciones elásticas de los materiales.
- (b) En las zonas de rótulas plásticas los diagramas tensión-deformación, tanto para el hormigón como para las armaduras o el acero estructural, deberían reflejar el comportamiento post-elástico probable, teniendo en cuenta el confinamiento del hormigón, cuando sea relevante, y los efectos de endurecimiento de deformaciones y/o pandeo local para el acero. Debería modelarse adecuadamente la forma de los bucles de histéresis, teniendo en cuenta la degradación de la resistencia y de la rigidez, así como las pérdidas por histéresis, si se ponen en evidencia mediante ensayos de laboratorio adecuados.
- (c) La comprobación de que las demandas de deformación son con seguridad menores que las capacidades de las rótulas plásticas debería llevarse a cabo comparando las demandas de rotación de la rótula plástica, $\theta_{p,E}$, con las correspondientes capacidades de rotación de cálculo, $\theta_{p,d}$, del modo siguiente:

$$\theta_{p,E} \leq \theta_{p,d} \quad (4.20)$$

Los valores de cálculo de las capacidades de rotación plástica, $\theta_{p,d}$, deberían deducirse a partir de los resultados de los ensayos pertinentes o determinarse a partir de las curvaturas últimas, dividiendo el valor probable $\theta_{p,u}$ por un coeficiente $\gamma_{R,p}$, que refleje los defectos locales de la estructura, las incertidumbres del modelo y / o la dispersión de los resultados de los ensayos pertinentes, de la forma siguiente:

$$\theta_{p,d} = \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_{R,p}} \quad (4.21)$$

La misma condición debería comprobarse para las demás demandas de deformación y capacidad de las zonas disipativas de las estructuras de acero (por ejemplo, el alargamiento de los elementos traccionados de las diagonales y la deformación a esfuerzo cortante de los paneles a cortante de las triangulaciones descentradas).

NOTA El anexo informativo E proporciona información para la estimación de θ_{pd} y para la de $\gamma_{R,p}$.

(d) No es necesaria la comprobación de la resistencia de los elementos a flexocompresión, ya que dicha comprobación es inherente al procedimiento de análisis no lineal realizado de acuerdo con lo dispuesto en el punto (a) anterior. No obstante, debería comprobarse que no se produce ninguna plastificación significativa en el tablero (véanse los puntos (1)P y (2) del apartado 5.6.3.6).

(e) La comprobación de los elementos frente a los modos de fallo no dúctiles (esfuerzo cortante en los elementos y en los nudos contiguos a las rótulas plásticas), así como frente a los fallos de la cimentación, debería realizarse de acuerdo con las reglas pertinentes del capítulo 5. La respuesta al dimensionamiento por capacidad debería tomarse como la respuesta estructural resultante del análisis no lineal multiplicada por γ_{Bdl} , de acuerdo con lo especificado en la regla b del punto (2)P del apartado 5.6.2. Dichos valores no deberían superar las resistencias de cálculo $R_d (= R_k/\gamma_M)$ de las correspondientes secciones, es decir:

$$\max. E_d \leq R_d \quad (4.22)$$

4.2.4.5 Puentes con aislamiento sísmico

(1) El objetivo del análisis es, en este caso, la evaluación realista de las demandas de fuerzas y desplazamientos:

- teniendo en cuenta adecuadamente el efecto de la variabilidad de las propiedades de los aisladores, y
- asegurando que la estructura aislada permanece esencialmente elástica.

(2) Se aplican las disposiciones del capítulo 7.

4.2.5 Análisis estático no lineal (análisis del empuje incremental)

(1)P El análisis del empuje incremental (*pushover analysis*) es un análisis estático no lineal en el que la estructura se somete a cargas verticales (gravitatorias) constantes y a fuerzas horizontales uniformemente crecientes que representan el efecto de una componente sísmica horizontal. Deben tenerse en cuenta los efectos de segundo orden. Las cargas horizontales se incrementan hasta que se alcanza el desplazamiento último correspondiente al modo fundamental en un punto de referencia.

(2) Los principales objetivos del análisis son los siguientes:

- La estimación de la secuencia y configuración final de la formación de las rótulas plásticas;
- La estimación de la redistribución de fuerzas que sigue a la formación de las rótulas plásticas;
- La evaluación del diagrama fuerza-desplazamiento de la estructura (“curva de capacidad”) y de las demandas de deformación de las rótulas plásticas hasta llegar al desplazamiento máximo ocasionado por la acción sísmica.

(3) El método puede aplicarse a la estructura completa del puente o a cada uno de sus componentes.

(4) Se aplican los requisitos del punto (2) del apartado 4.2.4.4, con la excepción del requisito b del punto (2) del apartado 4.2.4.4 para el modelado de la forma de los bucles de histéresis.

NOTA 1 En el anexo informativo H se recomienda un procedimiento para la aplicación de este método.

NOTA 2 Hay que reseñar que un análisis estático no lineal mediante empujes incrementales (*pushover*), como se describe en el anexo H, conduce a resultados realistas para las estructuras, cuya respuesta a la acción sísmica horizontal en la dirección considerada puede aproximarse razonablemente mediante un sistema generalizado de un grado de libertad. Suponiendo que la influencia de las masas de las pilas es pequeña, la condición anterior se cumple siempre en la dirección longitudinal de los puentes aproximadamente rectos. La condición se cumple también en la dirección transversal cuando la distribución de la rigidez de las pilas a lo largo del puente proporciona un soporte lateral más o menos uniforme a un tablero relativamente rígido. Este es el caso más común en puentes en los que la altura de las pilas disminuye hacia los estribos o no presenta variaciones importantes. Sin embargo, cuando el puente tiene una pila excepcionalmente rígida y sin capacidad de deformación plástica, situada entre un grupo de pilas regulares, el sistema no puede aproximarse en la dirección transversal a uno de un único grado de libertad, y el análisis mediante empujes incrementales puede no conducir a resultados realistas. Una excepción similar sucede en los puentes largos cuando pilas muy rígidas se colocan entre grupos de otras muy regulares, o en puentes en los que la masa de algunas de las pilas tiene un efecto significativo sobre el comportamiento dinámico en una o ambas direcciones. Dicha disposición irregular puede evitarse, por ejemplo, colocando uniones deslizantes entre el tablero y la o las pilas que causen la irregularidad. Si esto no es posible o conveniente, entonces debería emplearse un análisis no lineal en el dominio del tiempo.

5 COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA

5.1 Generalidades

(1)P Las disposiciones de este capítulo se aplican a los sistemas sismorresistentes de los puentes dimensionados mediante un método lineal equivalente que tenga en cuenta un comportamiento dúctil o de ductilidad limitada de la estructura (véase 4.1.6). Para puentes dotados con dispositivos de aislamiento, debe aplicarse el capítulo 7. Para comprobaciones basadas en resultados de análisis no lineales, se aplica el apartado 4.2.4. En los dos últimos casos se aplica el apartado 5.2.1.

5.2 Materiales y valor cálculo de la resistencia

5.2.1 Materiales

(1)P En los puentes proyectados para un comportamiento dúctil con $q > 1,5$, los elementos de hormigón en los que puedan formarse rótulas plásticas deben armarse con acero clase C, de acuerdo con la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(2) Los elementos de hormigón de los puentes proyectados para un comportamiento dúctil, en los que no pueda formarse ninguna rótula plástica (como consecuencia del dimensionamiento por capacidad), así como todos los elementos de hormigón de los puentes proyectados para un comportamiento de ductilidad limitada ($q \leq 1,5$) o todos los elementos de hormigón de los puentes dotados de aislamiento sísmico de acuerdo con el capítulo 7, pueden armarse utilizando acero de clase B, de acuerdo con lo especificado en la tabla C.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(3)P Los elementos de acero estructural de todos los puentes deben cumplir lo dispuesto en el apartado 6.2 de la Norma EN 1998-1:2004.

5.2.2 Valor cálculo de la resistencia

(1)P El valor cálculo de la resistencia del elemento debe determinarse de acuerdo con lo especificado en los apartados 5.2.4, 6.1.3 o 7.1.3 de la Norma EN 1998-1:2004, según corresponda.

5.3 Dimensionamiento por capacidad

(1)P Para estructuras proyectadas para un comportamiento dúctil, los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad F_C (V_C , M_C , N_C) deben calcularse analizando el mecanismo plástico previsto, bajo:

- las acciones no sísmicas para la situación sísmica de cálculo; y
- el nivel de la acción sísmica en la dirección considerada (véase el punto (6)) para el que todas las rótulas de flexión previstas han desarrollado momentos flectores iguales a un determinado fractil superior de su resistencia a flexión, llamado momento de sobrerresistencia (reserva de resistencia) M_o .

(2) No es necesario adoptar esfuerzos para el dimensionamiento por capacidad tan grandes como los que resultan para la situación sísmica de cálculo (véase el apartado 5.5) en la dirección considerada, con los efectos de la acción sísmica multiplicados por el coeficiente de comportamiento q utilizado en el análisis para la acción sísmica de cálculo.

(3)P El momento de sobrerresistencia de una sección debe calcularse como:

$$M_o = \gamma_o M_{Rd} \quad (5.1)$$

donde

γ_o es el coeficiente de sobrerresistencia;

M_{Rd} es la resistencia a flexión de la sección dúctil en la dirección y sentido seleccionados, basado en la geometría de la sección real incluyendo las armaduras donde sean relevantes, y las propiedades de los materiales (con los valores γ_M correspondientes a las situaciones de cálculo fundamentales). Al determinar M_{Rd} debe tenerse en cuenta el momento flector biaxial bajo: (a) los efectos derivados de las acciones no sísmicas para la situación sísmica de cálculo y (b) los demás efectos de la acción sísmica correspondientes a la acción sísmica de cálculo con la dirección y sentido seleccionados.

(4) El valor del coeficiente de sobrerresistencia (reserva de resistencia) debería reflejar la variabilidad de las propiedades resistentes de los materiales y la razón entre la resistencia última y la del límite elástico.

NOTA El valor asignado a γ_o para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son:

Para los elementos de hormigón: $\gamma_o = 1,35$;

Para los elementos de acero: $\gamma_o = 1,25$.

En el caso de secciones de hormigón armado con armaduras especiales de confinamiento conformes con lo especificado en el apartado 6.2.1, y con el valor del axil reducido:

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) \quad (5.2)$$

superior a 0,1, el valor del coeficiente de sobrerresistencia debe multiplicarse por $1+2(\eta_k-0,1)^2$

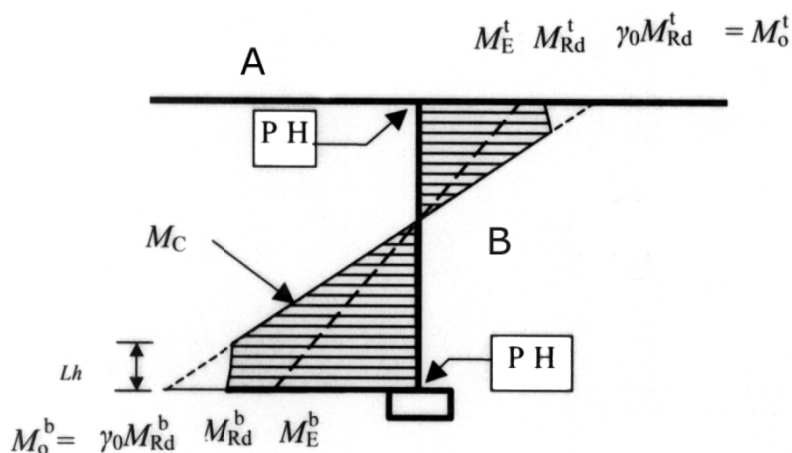
donde

N_{Ed} es el valor del esfuerzo axil en la localización de la rótula plástica, correspondiente a la situación sísmica de cálculo, positivo si es de compresión;

A_c es el área de la sección transversal; y

f_{ck} es el valor característico de la resistencia del hormigón.

(5)P En toda la longitud de los elementos en que se desarrollan las rótulas plásticas, el momento flector del dimensionamiento por capacidad, M_o , en la proximidad de la rótula (véase la figura 5.1) no debe suponerse mayor que la resistencia a flexión correspondiente de la sección de la rótula más cercana M_{Rd} , calculada de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.6.3.1.



Leyenda

A Tablero

B Pila

PH Rótula plástica

Figura 5.1 – Momentos flectores del dimensionamiento por capacidad, M_C , dentro de la longitud de los elementos que contienen las rótulas plásticas

NOTA 1 Los diagramas de M_{Rd} mostrados en la figura 5.1 corresponden a una pila con sección transversal variable (que se incrementa hacia la base). En el caso de sección transversal constante con armaduras uniformes, M_{Rd} es también constante.

NOTA 2 Para L_h véase el apartado 6.2.1.5.

(6) En general, deberían calcularse por separado los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad correspondientes a la acción sísmica que actúa (con signos + y -) en cada una de las direcciones longitudinal y transversal. En el anexo G se da un procedimiento y simplificaciones apropiadas.

(7)P Cuando los apoyos deslizantes participen en el mecanismo plástico de colapso, su capacidad debe suponerse igual a $\gamma_{of} R_{df}$, donde:

$\gamma_{of} = 1,30$ es el coeficiente de amplificación para el rozamiento debido a los efectos del envejecimiento; y

R_{df} es la fuerza de rozamiento máxima de cálculo que puede transmitir el aparato de apoyo.

(8)P En puentes con apoyos elastoméricos y proyectados para un comportamiento dúctil, los elementos que resisten los esfuerzos cortantes transmitidos por los apoyos y en los que no está prevista la formación de ninguna rótula plástica, deben calcularse como sigue: los efectos del dimensionamiento por capacidad deben determinarse a partir de la deformación máxima de los apoyos que corresponden al valor de cálculo del desplazamiento del tablero y a una rigidez de los aparatos de apoyo incrementada en un 30%.

5.4 Efectos de segundo orden

(1) En análisis lineales, pueden utilizarse métodos aproximados para estimar la influencia de los efectos de segundo orden sobre las secciones críticas (rótulas plásticas), teniendo en cuenta también el carácter cíclico de la acción sísmica, allí donde tenga un efecto desfavorable significativo.

NOTA Los métodos aproximados para su uso en un Estado para estimar los efectos de segundo orden originados por la acción sísmica, pueden encontrarse en su anexo nacional. El procedimiento recomendado consiste en suponer que el incremento de los momentos flectores en la sección de la rótula plástica debido a los efectos de segundo orden es:

$$\Delta M = \frac{1+q}{2} d_{Ed} N_{Ed} \quad (5.3)$$

donde N_{Ed} es el esfuerzo axial y d_{Ed} es el desplazamiento transversal relativo de los extremos del elemento dúctil considerado, determinados ambos para la situación sísmica de cálculo.

5.5 Combinación de la acción sísmica con otras acciones

(1)P El esfuerzo de cálculo E_d correspondiente a la situación sísmica de cálculo debe determinarse, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.4.3.4 de la Norma EN 1990:2002 y en el punto (1) del apartado 3.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004, como:

$$E_d = G_k "+" P_k "+" A_{Ed} "+" \psi_{21} Q_{1k} "+" Q_2 \quad (5.4)$$

donde

"+" significa “que se combina con”;

G_k son las cargas permanentes con sus valores característicos;

P_k es el valor característico de la acción de pretensado, deducidas todas las pérdidas;

A_{Ed} es la acción sísmica de cálculo;

Q_{1k} es el valor característico de la carga de tráfico;

ψ_{21} es el coeficiente de combinación para las cargas de tráfico, de acuerdo con lo especificado en el punto (3)P del apartado 4.1.2; y

Q_2 es el valor cuasipermanente de las acciones de larga duración (por ejemplo, empujes del terreno, empuje hidrodinámico, corrientes de agua, etc.).

NOTA Las acciones de larga duración se consideran concurrentes con la acción sísmica de cálculo.

(2)P No es preciso combinar los efectos de la acción sísmica con los de las acciones debidas a las deformaciones impuestas (causadas por la temperatura, retracción, asentos de los soportes, movimientos residuales del terreno debidos a las fallas sísmicas).

(3)P Una excepción a la regla del punto (2)P anterior es el caso de los puentes en los que la acción sísmica se resiste mediante apoyos elastoméricos laminados (véase también el punto (4) del apartado 6.6.2.3). En este caso, debe suponerse un comportamiento elástico del sistema y deben tenerse en cuenta los efectos de las acciones debidas a las deformaciones impuestas.

NOTA En el caso del punto (3)P, el desplazamiento debido a la fluencia no induce normalmente tensiones adicionales en el sistema y, consecuentemente, puede despreciarse. La fluencia reduce también las tensiones efectivas inducidas en la estructura por las deformaciones impuestas a largo plazo (por ejemplo, por la retracción).

(4)P Las acciones de viento y de nieve deben despreciarse en la determinación del esfuerzo de cálculo E_d para la situación sísmica de cálculo (expresión (5.4)).

5.6 Comprobación de la resistencia de las secciones del hormigón

5.6.1 Valor cálculo de la resistencia

(1) Cuando la resistencia de una sección depende de los efectos de una acción de varias componentes (por ejemplo, momentos flectores, uniaxiales o biaxiales, y fuerza axial), las condiciones de estado límite último especificadas en los apartados 5.6.2 y 5.6.3 pueden satisfacerse considerando por separado el valor extremo (máximo o mínimo) de cada componente del efecto de la acción, con los valores concurrentes de todas las demás componentes del efecto de la acción.

5.6.2 Estructuras con comportamiento de ductilidad limitada

(1)P Para la resistencia a la flexión de las secciones debe satisfacerse la siguiente condición:

$$E_d \leq R_d \quad (5.5)$$

donde

E_d es el esfuerzo de cálculo correspondiente a la situación sísmica de cálculo, incluyendo los efectos de segundo orden; y

R_d es la resistencia a la flexión de la sección, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004 y en el punto (1) del apartado 5.6.1 de esta norma.

(2)P Deben llevarse a cabo comprobaciones de la resistencia a esfuerzo cortante de los elementos de hormigón, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, con las reglas adicionales siguientes:

- Los esfuerzos de cálculo deben determinarse de acuerdo con el punto (1)P del apartado 5.5, donde el efecto de la acción sísmica A_{Ed} debe multiplicarse por el coeficiente de comportamiento q utilizado en el análisis lineal.
- Las resistencias a cortante $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ y $V_{Rd,máx.}$, deducidas de acuerdo con el apartado 6.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, deben dividirse por un coeficiente parcial de seguridad adicional contra el fallo frágil, γ_{Bd1} .

NOTA El valor adscrito a γ_{Bd1} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $\gamma_{Bd1} = 1,25$.

5.6.3 Estructuras con comportamiento dúctil

5.6.3.1 Resistencia a la flexión de las secciones de las rótulas plásticas

(1)P Debe satisfacerse la siguiente condición:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.6)$$

donde

M_{Ed} es el momento flector solicitante, tal como se deduce del análisis, para la situación sísmica de cálculo, incluyendo los efectos de segundo orden; y

M_{Rd} es el momento resistente último de la sección, definido en el punto (1) del apartado 5.6.1.

(2)P La armadura longitudinal del elemento que contiene la rótula debe permanecer constante y completamente activa a lo largo de toda la longitud L_h mostrada en la figura 5.1 y especificada en el apartado 6.2.1.5.

5.6.3.2 Resistencia a flexión de las secciones situadas fuera de la zona de rótulas plásticas

(1)P Debe satisfacerse la siguiente condición:

$$M_C \leq M_{Rd} \quad (5.7)$$

donde

M_C es el momento del dimensionamiento por capacidad definido en el apartado 5.3; y

M_{Rd} es la resistencia a flexión de la sección, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004, teniendo en cuenta la interacción de las demás componentes de los efectos de la acción de cálculo (esfuerzo axil y, cuando sea aplicable, momento flector en la dirección ortogonal).

NOTA Como consecuencia de lo especificado en el punto (5)P del apartado 5.3, la sección transversal y la armadura longitudinal de la sección de la rótula plástica no deben estar afectadas por la comprobación del dimensionamiento por capacidad.

5.6.3.3 Resistencia a esfuerzo cortante de los elementos situados fuera de la zona de rótulas plásticas

(1)P Las comprobaciones de la resistencia a esfuerzo cortante deben llevarse a cabo de acuerdo con el apartado 6.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, con las siguientes reglas adicionales:

- Los esfuerzos de la acción de cálculo deben suponerse iguales a los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.3.
- Los valores de la resistencia a esfuerzo cortante $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ y $V_{Rd,máx.}$, deducidos de acuerdo con el apartado 6.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, deben dividirse por un coeficiente parcial de seguridad adicional contra el fallo frágil, γ_{Bd} . Para el valor de γ_{Bd} debe adoptarse una de las dos alternativas siguientes:

$$\text{Alternativa 1: } 1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{qV_{Ed}}{V_{C,o}} \leq \gamma_{Bd1} \quad (5.8a)$$

$$\text{Alternativa 2: } 1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} \quad (5.8b)$$

donde

γ_{Bd1} se define en el punto (2)P del apartado 5.6.2;

V_{Ed} es el esfuerzo cortante último para la situación sísmica de cálculo definida por la combinación del punto (1)P del apartado 5.5; y

$V_{C,o}$ es el esfuerzo cortante del dimensionamiento por capacidad, determinado de acuerdo con el apartado 5.3 sin tener en cuenta la limitación del punto (2) del apartado 5.3.

NOTA Tal como se muestra en la figura 5.2N, la alternativa 2 es más conservadora. La elección entre ambas alternativas 1 y 2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional.

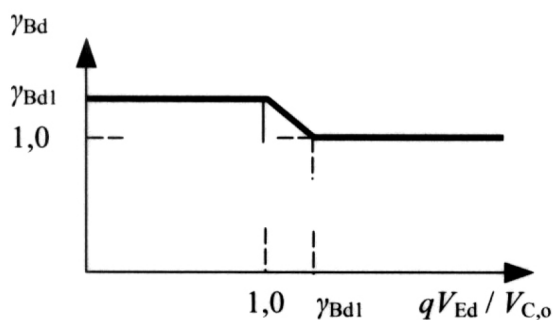


Figura 5.2 N – Expresiones alternativas (5.8a), (5.8b)

(2) A menos que se realice un cálculo más preciso, para secciones circulares de hormigón de radio r en las que la armadura longitudinal se distribuya en un círculo de radio r_s , puede usarse un canto útil:

$$d_e = r + \frac{2r_s}{\pi} \quad (5.9)$$

en vez de d , en las expresiones correspondientes de la resistencia a esfuerzo cortante. El valor del brazo efectivo z puede suponerse igual a: $z = 0,9 d_e$.

5.6.3.4 Resistencia a esfuerzo cortante de las rótulas plásticas

(1)P Se aplica lo especificado en el punto (1)P del apartado 5.6.3.3.

(2)P El ángulo θ entre la biela de compresión y la armadura principal de tracción debe suponerse igual a 45° .

(3)P En lugar de las dimensiones b_w y d de la sección, deben tomarse las dimensiones con respecto al eje del cerco perimetral del núcleo de hormigón confinado.

(4) Puede aplicarse el punto (2) del apartado 5.6.3.3, utilizando las dimensiones del núcleo confinado de hormigón.

(5) En elementos con índice de cortante $\alpha_s < 2,0$ (véase la tabla 4.1 para la definición de α_s), la comprobación de la pila frente a tracción diagonal y al fallo por deslizamiento debería llevarse a cabo de acuerdo con los apartados 5.5.3.4.3 y 5.5.3.4.4 de la Norma EN 1998-1:2004, respectivamente. En dichas comprobaciones, los efectos del dimensionamiento por capacidad deberían tomarse como efectos de las acciones de cálculo.

5.6.3.5 Comprobación de los nudos contiguos a las rótulas plásticas

5.6.3.5.1 Generalidades

(1)P Cualquier nudo entre una pila dúctil vertical y el tablero o un elemento de la cimentación contiguo a una rótula plástica en la pila, debe dimensionarse a esfuerzo cortante para resistir los efectos del dimensionamiento por capacidad de la rótula plástica en la dirección considerada. En los puntos siguientes, las pilas se identifican con el subíndice “c” (por “columna o pilar”), mientras que cualquier otro elemento que se empotre en el mismo nudo se considera una “viga” y se identifica con el subíndice con “b”.

(2)P Para cualquier pila sólida vertical de canto h_c y de anchura b_c en dirección perpendicular a la de flexión de la rótula plástica, la anchura útil o efectiva del nudo debe suponerse del modo siguiente:

– cuando la pila se empotra en una losa o en un nervio transversal de una losa alveolada:

$$b_j = b_c + 0,5 h_c \quad (5.10)$$

– cuando la pila se empotra directamente en un alma longitudinal de anchura b_w (b_w es paralela a b_c):

$$b_j = \min. (b_w; b_c + 0,5 h_c) \quad (5.11)$$

– para pilas circulares de diámetro d_c , se aplican las definiciones anteriores suponiendo $b_c = h_c = 0,9 d_c$.

5.6.3.5.2 Esfuerzos y tensiones en los nudos

(1)P El cortante de cálculo vertical en el nudo, V_{jz} , debe suponerse como:

$$V_{jz} = \gamma_o T_{Rc} - V_{b1C} \quad (5.12)$$

donde

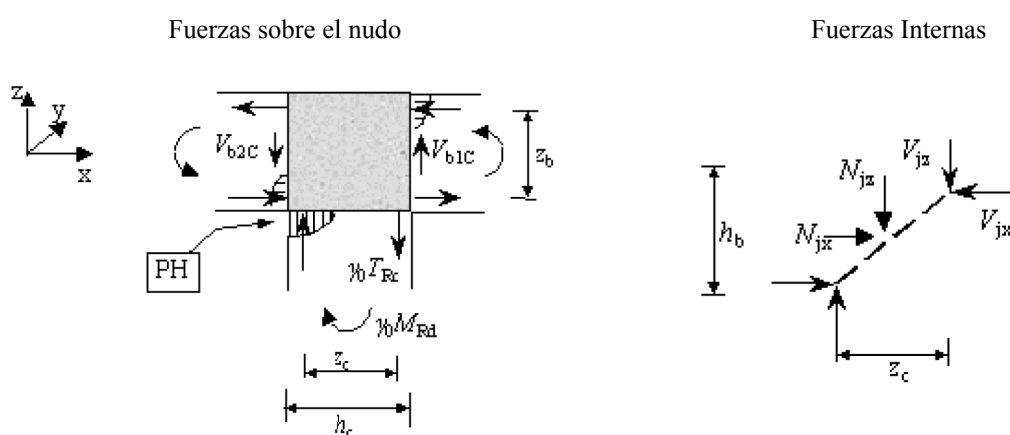
T_{Rc} es el esfuerzo resultante de la armadura a tracción de la pila, correspondiente a la resistencia a flexión, M_{Rd} , de la rótula plástica definida en el punto (3)P del apartado 5.3, y γ_o es el coeficiente de sobrerresistencia, conforme a los puntos (3)P y (4) del apartado 5.3 (dimensionamiento por capacidad); y

V_{1bC} es el esfuerzo cortante de la “viga” contigua a la cara a tracción del pilar, correspondiente a los efectos del dimensionamiento por capacidad de la rótula plástica.

(2) El cortante de cálculo horizontal del nudo, V_{jx} , puede determinarse del modo siguiente (véase la figura 5.3):

$$V_{jx} = V_{jz} \frac{z_c}{z_b} \quad (5.13)$$

donde z_c y z_b son, respectivamente, los brazos mecánicos de la rótula plástica y de las secciones de los extremos de la “viga”, pudiendo suponerse que z_c y z_b son iguales a 0,9 veces los cantos de las secciones efectivas correspondientes (véanse 5.6.3.3 y 5.6.3.4).



Leyenda

PH Rótula plástica

Figura 5.3 – Fuerzas en los nudos

(3) La comprobación frente al cortante debería llevarse a cabo en el centro del nudo donde, además de V_{jz} y V_{jx} , pueden tenerse en cuenta la influencia de las siguientes fuerzas axiales:

– esfuerzo axial vertical en el nudo N_{jz} :

$$N_{jz} = \frac{b_c}{2b_j} N_{cG} \quad (5.14)$$

donde

N_{cG} es la fuerza axial del pilar sometido a las acciones no sísmicas para la situación sísmica de cálculo.

- fuerza horizontal N_{jx} : igual a los efectos de la fuerza axial del dimensionamiento por capacidad sobre la “viga”, incluyendo los efectos del pretensado longitudinal deducidas todas las pérdidas, si dichos esfuerzos axiales son realmente efectivos en toda la anchura b_j del nudo;
- fuerza horizontal N_{jy} : en la dirección transversal, igual al efecto del pretensado transversal deducidas todas las pérdidas, efectiva en el interior del canto h_c si se prevé dicho pretensado.

(4) Para la comprobación del nudo se usan las siguientes tensiones nominales medias:

Tensiones tangenciales:

$$v_j = v_x = v_z = \frac{V_{jx}}{b_j z_c} = \frac{V_{jz}}{b_j z_b} \quad (5.15)$$

Tensiones axiales:

$$n_z = \frac{N_{jz}}{b_j h_c} \quad (5.16)$$

$$n_x = \frac{N_{jx}}{b_j h_b} \quad (5.17)$$

$$n_y = \frac{N_{jy}}{h_b h_c} \quad (5.18)$$

NOTA Como se indica en el punto (6) del apartado 5.3, el dimensionamiento por capacidad y consecuentemente la correspondiente comprobación de los nudos, debería llevarse a cabo considerando los dos signos de la acción sísmica (+ y -). Hay que reseñar también que en nudos acodados (por ejemplo, sobre el pilar del extremo de una estructura porticada compuesta de múltiples pilares que flectan en la dirección transversal del puente), los signos de M_{Rd} y V_{b1c} pueden ser opuestos a los mostrados en la figura 5.3 y que N_{jk} puede ser un esfuerzo de tracción.

5.6.3.5.3 Comprobaciones

(1) Si la tensión tangencial media en el nudo, v_j , no supera la capacidad de fisuración a cortante del nudo $v_{j,cr}$ dada por la expresión (5.19), debería disponerse entonces la armadura mínima, de acuerdo con lo especificado en el punto (6)P.

$$v_j \leq v_{j,cr} = f_{ctd} \sqrt{\left(1 + \frac{n_x}{f_{ctd}}\right) \left(1 + \frac{n_z}{f_{ctd}}\right)} \leq 1,50 f_{ctd} \quad (5.19)$$

donde

$f_{ctd} = f_{ctk,0.05}/\gamma_c$ es el valor cálculo de la resistencia a tracción del hormigón.

(2)P La compresión diagonal inducida en el nudo por el mecanismo de biela de compresión diagonal no debe superar la resistencia a compresión del hormigón en presencia de deformaciones a tracción transversal, teniendo también en cuenta las presiones y armaduras de confinamiento.

(3) A menos que exista un modelo más preciso, el requisito del punto (2)P anterior se considera satisfecho si se cumple la siguiente condición:

$$v_j \leq v_{j,Rd} = 0,50 \alpha_c v f_{cd} \quad (5.20)$$

donde

$$v = 0,6 (1 - (f_{ck}/250)) \quad (\text{con } f_{ck} \text{ en MPa}) \quad (5.21)$$

El coeficiente α_c de la expresión (5.20) tiene en cuenta los efectos de cualquier presión de confinamiento (n_{jy}) y/o armaduras (ρ_y) en la dirección transversal y, sobre la resistencia a compresión de la biela diagonal:

$$\alpha_c = 1 + 2 (n_{jy} + \rho_y f_{sd}) / f_{cd} \leq 1,5 \quad (5.22)$$

donde

$\rho_y = A_{sy} / (h_c h_b)$ es la cuantía de armaduras de cualquier estribo cerrado en la dirección transversal al nudo situado en el plano de la acción (ortogonal al plano de acción); y

$f_{sd} = 300$ MPa es una tensión reducida de dicha armadura, por razones de limitación de fisuración.

(4) Las armaduras, tanto el horizontal como el vertical, debería disponerse en el nudo en cantidad adecuada para resistir el esfuerzo cortante de cálculo. Este requisito puede satisfacerse disponiendo cuantías de armaduras verticales y horizontales, ρ_x y ρ_z respectivamente, tales como:

$$\rho_x = \frac{v_j - n_x}{f_{sy}} \quad (5.23)$$

$$\rho_z = \frac{v_j - n_z}{f_{sy}} \quad (5.24)$$

donde

$\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_j h_b}$ es la cuantía de armaduras del nudo en el plano de la acción en la dirección horizontal;

$\rho_z = \frac{A_{sz}}{b_j h_c}$ es la cuantía de armaduras del nudo en el plano de la acción en la dirección vertical; y

f_{sy} es el límite elástico de cálculo de la armadura del nudo.

(5)P Las cuantías de las armaduras del nudo ρ_x y ρ_y no deben superar el valor máximo:

$$\rho_{\max.} = \frac{v f_{cd}}{2 f_{sy}} \quad (5.25)$$

donde v viene dado por la expresión (5.21).

(6)P Al nivel del nudo en el plano de la acción, debe disponerse una cuantía mínima de armaduras de esfuerzo cortante en forma de estribos cerrados, en las dos direcciones horizontales. La mínima cuantía requerida es:

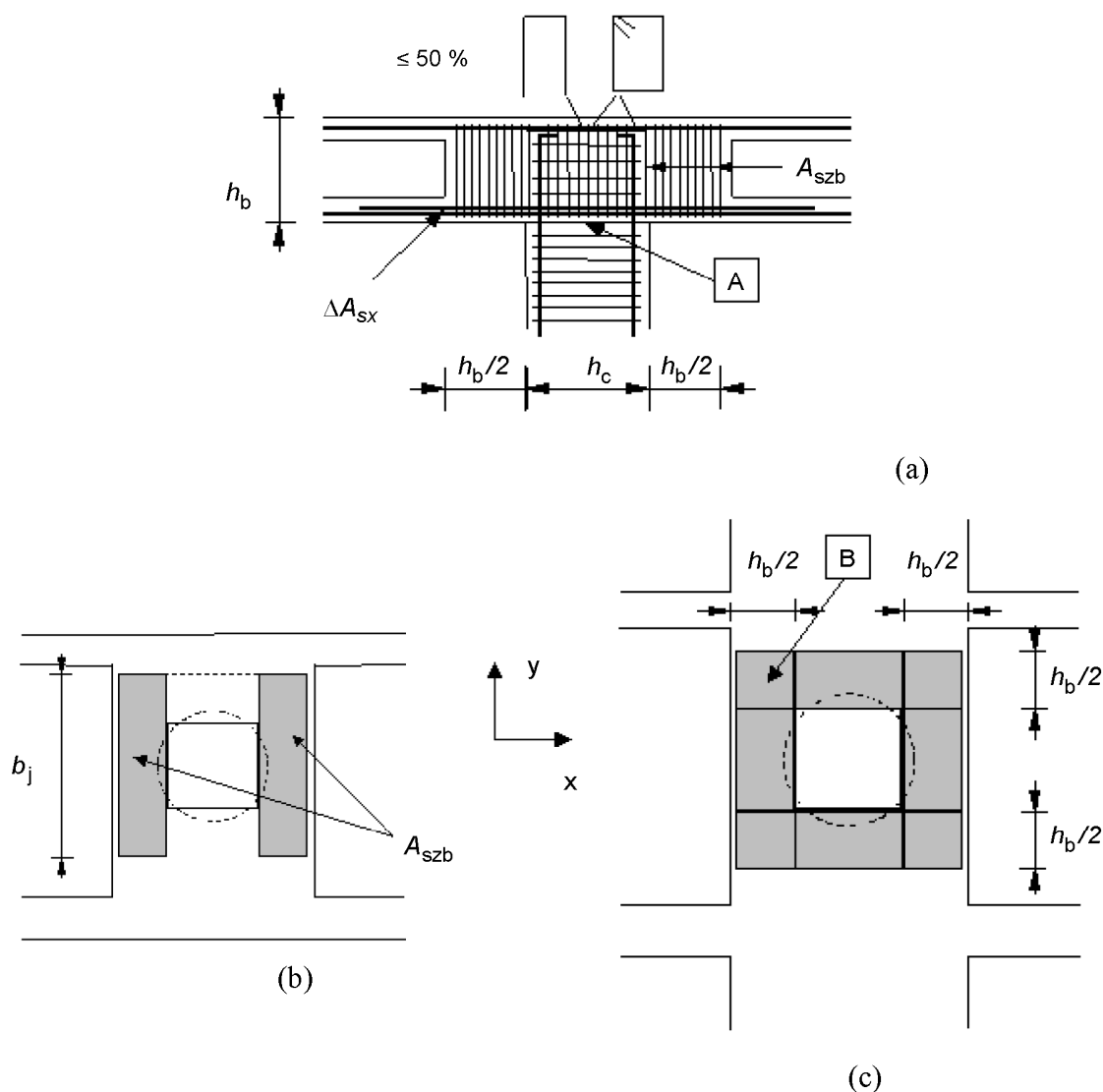
$$\rho_{\min.} = \frac{f_{ctd}}{f_{sy}} \quad (5.26)$$

5.6.3.5.4 Disposición de las armaduras

(1) Los estribos verticales deberían encerrar las armaduras longitudinales de la “viga” situadas en la cara opuesta a la pila. Los estribos horizontales deberían encerrar las armaduras verticales de la pila, así como las barras horizontales de la “viga” empotradas en el nudo. Se recomienda la prolongación en el interior del nudo de los estribos / cercos de la pila.

(2) Hasta un 50% de la cuantía total de los estribos verticales necesarios en el nudo pueden ser barras en U que encierren las armaduras longitudinales de la “viga” situadas en la cara opuesta al pilar (véase la figura 5.4).

- (3) A fin de completar el área requerida de armaduras horizontales del nudo, A_{sx} , pueden tenerse en cuenta hasta un 50% de las armaduras longitudinales, superiores e inferiores, de la “viga”, siempre que sean continuas a través del nudo y estén ancladas adecuadamente más allá del mismo.
- (4) Las armaduras longitudinales (verticales) de la pila deberían introducirse tanto como sea posible en el interior de la “viga”, hasta alcanzar exactamente las capas de armaduras de la “viga” situadas en la cara opuesta a la interfaz pila-“viga”. En la dirección en que flexa la rótula plástica, las armaduras de las dos zonas a tracción de la pila deberían anclarse mediante una patilla rectangular dirigida hacia el centro de la pila.
- (5) Cuando la cuantía de las armaduras requerida A_{sz} y/o A_{sx} , de acuerdo a las expresiones (5.24) y (5.23), sea tan alta como para dificultar la construcción del nudo, puede aplicarse entonces la disposición alternativa descrita en los puntos (6) y (7) (véase la figura 5.4).



Leyenda

- A Interfaz “viga” – pilar
B Los estribos colocados en las zonas comunes se consideran en las dos direcciones

Figura 5.4 – Disposiciones alternativas de las armaduras de los nudos; (a) sección vertical en el plano xz; (b) vista en planta de las rótulas plásticas formadas en la dirección x; (c) vista en planta de las rótulas plásticas en las direcciones x e y

(6) Pueden colocarse estribos verticales dentro del cuerpo del nudo en una cuantía $\rho_{1z} \geq \rho_{\min.}$, aceptable desde el punto de vista constructivo. El resto del área $\Delta A_{sz} = (p_z - p_{1z}) b_j h_c$, debería situarse a cada lado de la “viga”, en toda de la anchura b_j de nudo y no más alejada de $0,5 h_b$ de la cara correspondiente de la pila.

(7) Las armaduras horizontales dentro del cuerpo del nudo pueden reducirse en $\Delta A_{sx} \leq \Delta A_{sz}$, en el supuesto de que la cuantía de la armadura horizontal restante del interior del cuerpo del nudo satisfaga la expresión (5.26). Las armaduras a tracción de las fibras superior e inferior de la “viga” en las dos caras de la pila deberían incrementarse entonces en una cuantía ΔA_{sx} sobre la requerida para la armadura en las secciones correspondientes de la “viga” para la comprobación a flexión bajo los efectos del dimensionamiento por capacidad. Para cumplir este requisito, deberían colocarse armaduras adicionales en toda la anchura b_j del nudo; dichas armaduras deberían anclarse adecuadamente para ser completamente eficaces a una distancia h_b de la cara de la pila.

5.6.3.6 Comprobación del tablero

(1)P Debe comprobarse que ninguna plastificación significativa ocurre en el tablero. Esta comprobación debe llevarse a cabo:

- para puentes con comportamiento de ductilidad limitada: para los efectos más desfavorables de la acción de cálculo, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.5;
- para puentes con comportamiento dúctil: para los efectos del dimensionamiento por capacidad, determinados de acuerdo con el apartado 5.3.

(2) Cuando se toma en consideración la componente horizontal de la acción sísmica en el sentido transversal del puente, la plastificación del tablero debida a la flexión en un plano horizontal se considera significativa si las armaduras de la losa superior del tablero plastifican hasta una distancia de su extremo igual al 10% de la anchura de dicha losa superior, o hasta la unión de la citada losa superior con un alma, según qué límite esté más próximo al extremo de la losa superior.

(3) Cuando se comprueba el tablero en base a los efectos del dimensionamiento por capacidad para la acción sísmica que actúa en la dirección transversal del puente, debería tenerse en cuenta la reducción significativa de la rigidez del tablero a torsión, con aumentos de los momentos de torsión. A menos que se lleve a cabo un cálculo más preciso, pueden admitirse los valores especificados en el punto (4) del apartado 2.3.6.1 para los puentes con comportamiento de ductilidad limitada, o el 70% de dichos valores para los puentes con comportamiento dúctil.

5.7 Comprobación de la resistencia de los elementos de acero y de los elementos mixtos

5.7.1 Pilas de acero

5.7.1.1 Generalidades

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 5.6.1 para la comprobación de la pila ante los efectos de las acciones de varias componentes.

(2)P La disipación de energía sólo se permite en las pilas, no en el tablero.

(3)P Para puentes proyectados con comportamiento dúctil, se aplican las disposiciones de los apartados 6.5.2, 6.5.4 y 6.5.5 de la Norma EN 1998-1:2004 para las estructuras disipativas.

(4) Se aplican las disposiciones del apartado 6.5.3 de la Norma EN 1998-1:2004. Sin embargo, las secciones transversales clase 3 sólo se permiten cuando $q \leq 1,5$.

(5) Se aplican las disposiciones del apartado 6.9 de la Norma EN 1998-1:2004 a todas las pilas del puente.

5.7.1.2 Pilas como pórticos resistentes a la flexión

(1)P En puentes proyectados para un comportamiento dúctil, los esfuerzos axiles N_{Ed} y cortantes V_{Ed} de cálculo ejercidos sobre las pilas que consten de pórticos resistentes a flexión deben suponerse respectivamente iguales a los efectos de la acción del dimensionamiento por capacidad, N_c y V_c , tal como se especifica en el apartado 5.3.

(2)P El dimensionamiento de las secciones de las rótulas plásticas, tanto de las vigas como de los pilares de la pila, debe satisfacer las disposiciones de los apartados 6.6.2, 6.6.3 y 6.6.4 de la Norma EN 1998-1:2004, tomando los valores de N_{Ed} y V_{Ed} , tal como se especifica en el punto (1)P.

5.7.1.3 Pilas como pórticos con triangulaciones centradas

(1)P Se aplican las disposiciones de la Norma EN 1998-1:2004 con las siguientes modificaciones para los puentes proyectados para comportamiento dúctil:

- Los valores de cálculo del esfuerzo cortante axil deben estar de acuerdo con el apartado 5.3, considerando el esfuerzo ejercido en todas las diagonales como el correspondiente a la sobrerresistencia $\gamma_o N_{pl,Rd}$ de la diagonal más débil (véase 5.3 para γ_o);
- La segunda parte de la expresión (6.12) del apartado 6.7.4 de la Norma EN 1998-1:2004 debe reemplazarse por la acción para el dimensionamiento por capacidad $N_{Ed} = N_c$.

5.7.1.4 Pilas como pórticos con triangulaciones descentradas

(1)P Se aplican las disposiciones del apartado 6.8 de la Norma EN 1998-1:2004.

5.7.2 Tablero de acero o mixto

(1)P En puentes proyectados para un comportamiento dúctil ($q > 1,5$), el tablero debe comprobarse para los efectos del dimensionamiento por capacidad, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.3. En puentes proyectados para un comportamiento de ductilidad limitada ($q \leq 1,5$), la comprobación del tablero debe llevarse a cabo usando los efectos de la acción de cálculo obtenidos en el análisis, de acuerdo con la expresión (5.4). Las comprobaciones pueden llevarse a cabo de acuerdo con las reglas pertinentes de las Normas EN 1993-2:2005 o EN 1994-2:2005, aplicables a los tableros de acero o mixtos, respectivamente.

5.8 Cimentaciones

5.8.1 Generalidades

(1)P Los sistemas de cimentación del puente deben proyectarse para que cumplan los requisitos generales establecidos en el apartado 5.1 de la Norma EN 1998-5:2004. Las cimentaciones de los puentes no deben utilizarse intencionadamente como fuentes de disipación de energía por histéresis y, por ello, deben calcularse para que, en tanto sea posible, permanezcan elásticas bajo la acción sísmica de cálculo.

(2)P Cuando sea necesario la interacción suelo-estructura debe evaluarse mediante las disposiciones pertinentes del capítulo 6 de la Norma EN 1998-5:2004.

5.8.2 Efectos de las acciones de cálculo

(1)P Al objeto de efectuar las comprobaciones de la resistencia, los efectos de las acciones de cálculo sobre las cimentaciones deben determinarse de acuerdo con lo especificado en los puntos (2)P a (4).

(2)P Puentes de comportamiento de ductilidad limitada ($q \leq 1,5$) y puentes con dispositivos de aislamiento sísmico:

Los efectos de las acciones de cálculo deben ser los obtenidos de la expresión (5.4), tomando los efectos sísmicos obtenidos del análisis lineal de la estructura para la situación sísmica de cálculo, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.5, con los resultados del análisis para la acción sísmica de cálculo multiplicados por el coeficiente q empleado (es decir, usando efectivamente $q = 1$).

(3)P Puentes con comportamiento dúctil ($q > 1,5$):

Los efectos de las acciones de cálculo deben obtenerse aplicando a las pilas el método de cálculo basado en los criterios del dimensionamiento por capacidad, de acuerdo con lo especificado en el apartado 5.3.

(4) Las disposiciones del requisito e del punto (2) del apartado 4.2.4.4 se aplican a los puentes calculados mediante un análisis no lineal.

5.8.3 Comprobación de la resistencia

(1)P La comprobación de la resistencia de las cimentaciones debe llevarse a cabo de acuerdo con lo especificado en los apartados 5.4.1 (cimentaciones superficiales) y 5.4.2 (pilotes y pilas) de la Norma EN 1998-5:2004.

6 DETALLES CONSTRUCTIVOS

6.1 Generalidades

(1)P Las reglas de este capítulo se aplican únicamente a los puentes proyectados para comportamiento dúctil y pretenden asegurar en las rótulas plásticas un mínimo nivel de ductilidad en curvaturas/rotaciones.

(2)P En el apartado 6.5 se especifican las reglas para los detalles constructivos de las secciones críticas y de los elementos sin ductilidad específicos de los puentes con comportamiento de ductilidad limitada.

(3)P En general, no se permite la formación de ninguna rótula plástica en el tablero. Consecuentemente, no hay necesidad de aplicar ninguna otra regla especial de detalles constructivos diferente de las que se aplican para el proyecto de los puentes ante acciones no sísmicas.

6.2 Pilas de hormigón

6.2.1 Confinamiento

6.2.1.1 Requisitos generales

(1)P Debe asegurarse el comportamiento dúctil de la zona comprimida del hormigón situada en el interior de las regiones de rótulas plásticas potenciales.

(2)P En las regiones de rótulas plásticas potenciales, en las que el axil reducido o normalizado (véase el punto (3) del apartado 5.3) supere el límite:

$$\eta_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} > 0,08 \quad (6.1)$$

debería disponerse el confinamiento de la zona de compresión, de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 6.2.1.4, excepto para el caso especificado en el punto (3).

(3)P No se requiere ningún confinamiento en las pilas si, bajo las condiciones del estado límite último o de colapso, puede lograrse una ductilidad en términos de curvaturas $\mu_\Phi = 13$ para los puentes de comportamiento dúctil, o de $\mu_\Phi = 7$ para los puentes de ductilidad limitada, con una deformación unitaria máxima del hormigón comprimido que no supere el valor:

$$\varepsilon_{cu2} = 0,35\% \quad (6.2)$$

NOTA La condición del punto (3)P anterior puede lograrse en pilas de sección transversal que contenga alas, cuando la zona comprimida se extienda sobre una superficie suficiente de dichas alas.

(4) En casos de zonas comprimidas profundas el confinamiento debería extenderse, al menos, hasta la profundidad en que la deformación unitaria a compresión supere $0,5\varepsilon_{cu2}$.

(5)P La cuantía mecánica de la armadura transversal de confinamiento se define mediante:

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot f_{yd} / f_{cd} \quad (6.3)$$

donde

(a) En las secciones rectangulares:

ρ_w es la cuantía geométrica de las armaduras de confinamiento, definida como:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L b} \quad (6.4)$$

donde

A_{sw} es el área total de los cercos u horquillas en la dirección de confinamiento considerada;

s_L es la separación entre cercos u horquillas en la dirección longitudinal;

b es la dimensión del núcleo confinado de hormigón perpendicular a la dirección de confinamiento considerada, medida entre las partes exteriores del cerco perimetral.

(b) En secciones circulares:

Se usa la cuantía geométrica de confinamiento para secciones circulares ρ_w relativa al núcleo confinado de hormigón:

$$\rho_w = \frac{4A_{sp}}{D_{sp} \cdot s_L} \quad (6.5)$$

donde

A_{sp} es el área de la espiral o del cerco;

D_{sp} es el diámetro de la espiral o del cerco;

s_L es el intervalo entre dichas armaduras.

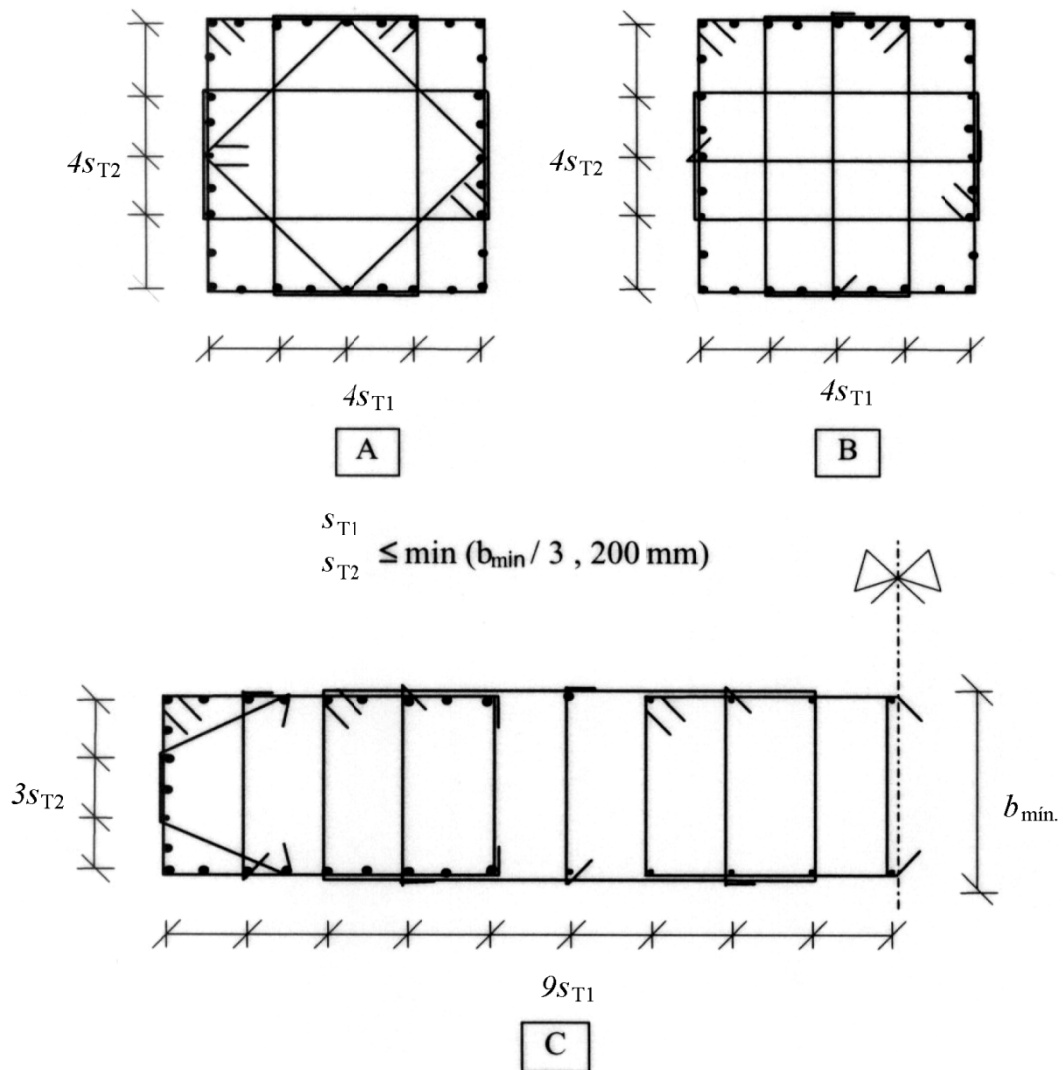
6.2.1.2 Secciones rectangulares

(1)P La separación, s_L , entre cercos u atados transversales en la dirección longitudinal debe satisfacer las dos condiciones siguientes:

- $s_L \leq 6$ veces el diámetro de la armadura longitudinal, d_{bL} ;
- $s_L \leq 1/5$ de la menor dimensión del núcleo confinado de hormigón, medida respecto al eje de los cercos.

(2)P La distancia transversal, s_T , entre las dos ramas de los cercos o entre los atados transversales adicionales no debe superar $1/3$ de la menor dimensión, b_{min} , del núcleo de hormigón, medida con respecto al eje de los cercos, ni 200 mm (véase la figura 6.1a).

(3)P Debe suponerse que las armaduras inclinadas un ángulo $\alpha > 0$ con respecto a la dirección transversal para la que se calcula ρ_w , contribuyen al área total A_{sw} de la expresión (6.4) con su área multiplicada por $\cos \alpha$.



Leyenda

- A 4 cercos superpuestos
- B 3 cercos superpuestos más atados transversales
- C Cercos superpuestos más atados transversales

Figura 6.1.a – Detalles constructivos típicos de confinamiento en pilares de hormigón de sección rectangular usando cercos rectangulares superpuestos y atados transversales

6.2.1.3 Secciones circulares

(1)P La separación de los cercos o el paso de la espiral, s_L , deben satisfacer las dos condiciones siguientes:

$s_L \leq 6$ veces el diámetro de la armadura longitudinal, d_{bL} ;

$s_L \leq 1/5$ del diámetro del núcleo confinado de hormigón, medido con respecto al eje de los cercos.

6.2.1.4 Armadura de confinamiento necesaria

(1)P El confinamiento se establece bien mediante cercos rectangulares y/o atados transversales, o bien mediante cercos circulares o espirales.

NOTA El anexo nacional puede prohibir el uso de ciertos tipos de armaduras de confinamiento. Se recomienda que se permitan todos los tipos de confinamiento.

(2)P La cuantía mínima de las armaduras de confinamiento debe determinarse del modo siguiente:

– para cercos rectangulares y atados transversales:

$$\omega_{wd,r} \geq \max \left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3} \omega_{w,min.} \right) \quad (6.6)$$

donde

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad (6.7)$$

donde

A_c es el área de la sección bruta de hormigón

A_{cc} es el área (del núcleo) de hormigón confinado, correspondiente a la sección medida con respecto al eje de los cercos;

$\omega_{w,min.}$, λ son los coeficientes especificados en la tabla 6.1; y

ρ_L es la cuantía geométrica de la armadura longitudinal.

Dependiendo del comportamiento sísmico previsto para el puente, se aplican los valores mínimos especificados en la tabla 6.1.

Tabla 6.1 – Valores mínimos de λ y $\omega_{w,min.}$

Comportamiento sísmico	λ	$\omega_{w,min.}$
Dúctil	0,37	0,18
De ductilidad limitada	0,28	0,12

– para cercos circulares o espirales:

$$\omega_{wd,c} \geq \max \left(1,4 \omega_{w,req}; \omega_{w,min.} \right) \quad (6.8)$$

(3)P Cuando se usen cercos rectangulares y atados transversales, la condición de armaduras mínimas debe satisfacerse en cada una de las dos direcciones transversales.

(4)P Las espirales/cercos entrelazados son bastante eficientes para confinar secciones aproximadamente rectangulares. La distancia entre los centros de las espirales / cercos entrelazados no debe superar $0,6 D_{sp}$, donde D_{sp} es el diámetro de la espiral/cerco (véase la figura 6.1b).

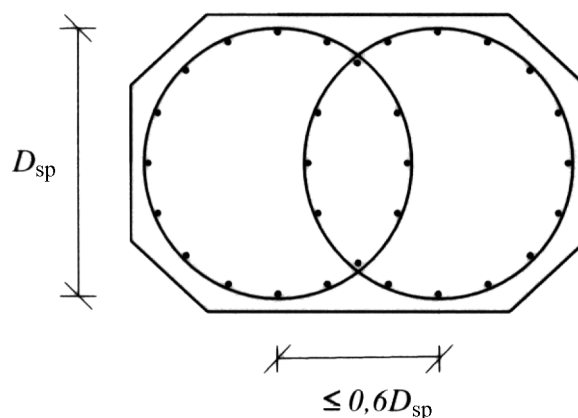


Figura 6.1b – Detalles constructivos típicos del confinamiento de pilas de hormigón utilizando espirales/cercos entrelazados

6.2.1.5 Tamaño del confinamiento – Longitud de las rótulas plásticas potenciales

(1)P Cuando $\eta_k = N_{Ed} / A_c f_{ck} \leq 0,3$, la longitud de cálculo L_h de las rótulas plásticas potenciales debe estimarse como el mayor de los siguientes valores:

- canto de la pila en el plano de flexión (perpendicular al eje de la rótula);
- distancia del punto de momento máximo a aquel en el que el momento de cálculo es menor del 80% del máximo.

(2)P Cuando el axil reducido sea $0,6 \geq \eta_k > 0,3$, la longitud de cálculo de las rótulas plásticas potenciales, determinada tal como se indica en el punto (1)P, debe incrementarse en un 50%.

(3) La longitud de cálculo de las rótulas plásticas (L_h), definidas anteriormente, debería emplearse exclusivamente para los detalles constructivos de las armaduras de la rótula plástica. No debería utilizarse en cambio para estimar la rotación de la rótula plástica.

(4)P Cuando se precisen armaduras de confinamiento, la cuantía especificada en el apartado 6.2.1.4 debe colocarse a lo largo de toda la longitud de la rótula plástica. Fuera de dicha longitud, la armadura transversal puede reducirse gradualmente a la cuantía requerida por otros criterios. La cuantía de la armadura transversal a lo largo de una longitud adicional, L_h , contigua al extremo teórico de la rótula plástica, no debe ser menor del 50% de la cuantía requerida en la rótula plástica.

6.2.2 Pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas

(1)P Debe evitarse el pandeo de la armadura longitudinal en las zonas donde potencialmente se puedan formar rótulas, incluso después de varios ciclos en el dominio post-elástico.

(2) Para satisfacer el requisito del punto (1)P anterior, todas las armaduras longitudinales principales deberían coaccionarse frente al pandeo hacia el exterior disponiendo armaduras transversales (cercos o atados transversales) perpendiculares a las barras longitudinales y con una separación (longitudinal) s_L que no supere δd_{bL} , donde d_{bL} es el diámetro de las barras longitudinales. El coeficiente δ depende del cociente f_t / f_y entre la resistencia a tracción f_t y el límite elástico f_y de la armadura transversal, en términos de valores característicos, de acuerdo con la siguiente relación:

$$5 \leq \delta = 2,5 (f_{tk} / f_{yk}) + 2,25 \leq 6 \quad (6.9)$$

(3) A lo largo de los contornos rectos de la sección transversal, deberían colocarse anclajes a las armaduras longitudinales de una de las siguientes maneras:

- a) mediante una horquilla perimetral sostenida mediante atados transversales situados de forma alternada en las barras longitudinales, con una separación transversal (horizontal) s_t no superior a 200 mm. Los atados transversales deben tener patillas dobladas a 135° en un extremo, y a 135° o a 90° en el otro. Los atados transversales con patillas dobladas a 135° en ambos extremos pueden constar de dos piezas empalmadas mediante solapo. Si $\eta_k > 0,30$, no se permiten atados transversales con patillas a 90°. Si los atados transversales tienen patillas desiguales en ambos extremos, dichas patillas deberían alternarse en los atados transversales contiguos, tanto horizontal como verticalmente. En secciones transversales de grandes dimensiones, el atado transversales perimetral puede empalmarse utilizando una longitud de solapo apropiada combinada con patillas;
- b) mediante horquillas cerradas que se solapan, dispuestas de forma que cada barra de equina y, al menos, alternativamente una de cada dos armaduras longitudinales internas, esté enlazada mediante una horquilla. La separación transversal (horizontal) s_T de las horquillas no debería superar los 200 mm.

(4)P La cuantía mínima de las horquillas transversales debe determinarse del modo siguiente:

$$\min\left(\frac{A_t}{s_L}\right) = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} \text{ (mm}^2/\text{m)} \quad (6.10)$$

donde

A_t es el área de una horquilla, en mm²;

s_L es la separación de las horquillas sobre el eje del elemento, en m;

$\sum A_s$ es la suma de las áreas de las armaduras longitudinales coaccionadas por la horquilla, en mm²;

f_{yt} es el límite elástico de la horquilla; y

f_{ys} es el límite elástico de la armadura longitudinal.

6.2.3 Otras reglas

(1)P Debido al riesgo potencial de pérdida de recubrimiento en la zona de rótulas plásticas, las armaduras transversales de confinamiento deben anclarse mediante una patilla doblada 135° (a menos que se use una patilla doblada 90° de la manera a) indicada en el punto (3) del apartado 6.2.2, rodeando una barra longitudinal y con una longitud adecuada (10 diámetros como mínimo) en el interior del núcleo de hormigón.

(2)P Se requiere un anclaje similar o un empalme por soldadura a tope para el solape de espirales u horquillas en el interior de las zonas de rótulas plásticas potenciales. En este caso los solapes de las sucesivas espirales o cercos, cuando se localicen a lo largo del perímetro del elemento, deberían escalonarse de acuerdo con lo especificado en el apartado 8.7.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(3)P No se permite ningún empalme por solape o soldadura de las armaduras longitudinales dentro de la zona de rótulas plásticas. Para acopladores mecánicos, véase el punto (2) del apartado 5.6.3 de la Norma EN 1998-1:2004.

6.2.4 Pilas huecas

(1) En casos de sismicidad baja no es necesario aplicar las reglas de los puntos (2) a (4).

NOTA Para casos de baja sismicidad, se aplican las notas del punto (1) del apartado 2.3.7.

(2) A menos que se proporcione una justificación adecuada, la esbeltez o cociente b/h entre la longitud libre de las paredes, b , y el espesor de las mismas, h , no debería ser mayor de 8 en la zona de rótulas plásticas (de longitud L_h de acuerdo con el apartado 6.2.1.5) de las pilas huecas de sección cajón, mono o multicelular.

(3) Para pilas huecas cilíndricas, la limitación del punto (2) anterior se aplica al cociente D_i/h , donde D_i es el diámetro interior.

(4) En las pilas de sección cajón, mono o multicelular, y cuando el valor del cociente η_k definido en la expresión (6.1) no supere 0,20, no es necesario comprobar la armadura de confinamiento, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.2.1, siempre que se cumplan los requisitos del apartado 6.2.2.

6.3 Pilas de acero

(1)P Para los puentes proyectados para un comportamiento dúctil, deben aplicarse las reglas de detalles constructivos de los apartados 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8 de la Norma EN 1998-1:2004, con las modificaciones apartado 5.7 de esta norma.

6.4 Cimentaciones

6.4.1 Cimentaciones superficiales

(1)P Las cimentaciones superficiales, tales como las zapatas, losas, cajones, pilas, etc., no deben entrar en régimen plástico bajo la acción sísmica de cálculo y, por tanto, no necesitan detalles especiales de armado.

6.4.2 Cimentaciones sobre pilotes

(1)P Cuando al utilizar el método del dimensionamiento por capacidad (véase el apartado 5.3), no sea posible evitar la localización de rótulas en los pilotes, debe asegurarse la integridad del pilote y el comportamiento dúctil. Para este caso se aplican las reglas siguientes.

(2) Las siguientes localizaciones del pilote deberían tratarse como emplazamientos potenciales de rótulas plásticas:

- a) Al nivel de las cabezas de los pilotes contiguas al encepado, cuando la rotación del encepado de los pilotes alrededor de un eje horizontal transversal a la dirección de la acción sísmica esté coaccionada por la gran rigidez del grupo de pilotes para este grado de libertad.
- b) A la profundidad en la que se desarrolla el momento flector máximo en el pilote. Esta profundidad debería estimarse mediante un análisis que tenga en cuenta la rigidez eficaz a flexión del pilote (véase 2.3.6.1), la rigidez lateral del suelo y la rigidez a rotación del grupo de pilotes a la altura del encepado.
- c) Al nivel de las superficies de contacto entre las distintas capas de suelo con deformabilidad a cortante marcadamente diferentes debido a la interacción cinemática suelo-pilote (véase 5.4.2(1)P de la Norma EN 1998-5:2004).

(3) En las localizaciones del tipo (a) del punto (2) anterior deberían disponerse de armaduras de confinamiento en la cuantía especificada en el apartado 6.2.1.4, a lo largo de una longitud vertical igual a 3 veces el diámetro del pilote.

(4) A menos que se realice un análisis más preciso, deben disponerse armaduras longitudinales, así como de confinamiento, en la misma cuantía para cada uno de estos tipos que la requerida en la cabeza del pilote, a lo largo de una longitud de dos veces el diámetro del pilote a cada lado del punto de momento máximo en las localizaciones del tipo (b) del punto (2) anterior, y a cada lado de la superficie de contacto en las localizaciones del tipo (c) del citado punto (2).

6.5 Estructuras de comportamiento de ductilidad limitada

6.5.1 Comprobación de la ductilidad de las secciones críticas

(1)P En las zonas que no sean de baja sismicidad, las reglas siguientes se aplican a las secciones críticas de las estructuras proyectadas para un comportamiento de ductilidad limitada (con $q \leq 1,5$), a fin de asegurar un mínimo de dicha ductilidad limitada.

NOTA 1 Para la definición de las zonas de baja sismicidad, véase la NOTA 1 del punto (1) del apartado 2.3.7.

NOTA 2 El anexo nacional puede definir reglas simplificadas de comprobación aplicables a los puentes proyectados para un comportamiento de ductilidad limitada en zonas de baja sismicidad. Se recomienda aplicar las mismas reglas a las zonas que no sean de baja sismicidad.

(2)P Una sección se considera crítica, es decir, localización de una rótula plástica potencial, cuando:

$$M_{Rd} / M_{Ed} < 1,30 \quad (6.11)$$

donde

M_{Ed} es el momento flector solicitante máximo de la sección para la situación sísmica de cálculo;

M_{Rd} es la mínima resistencia a flexión de la sección para la misma situación sísmica de cálculo.

(3) Siempre que sea posible, las localizaciones de las rótulas plásticas potenciales deberían ser accesibles para la inspección.

(4)P A menos que la armadura de confinamiento no sea necesaria de acuerdo con el punto (3)P del apartado 6.2.1.1, los elementos de hormigón deben dotarse de las armaduras de confinamiento exigidas en el apartado 6.2.1.4 para las construcciones de ductilidad limitada (véase la tabla 6.1). En dichos casos, se exige también evitar el pandeo de la armadura longitudinal, de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 6.2.2.

6.5.2 Prevención de los fallos frágiles de componentes específicos sin ductilidad

(1)P Los componentes estructurales sin ductilidad, tales como los aparatos de apoyo fijos, soportes terminales y anclajes de cables y tirantes, así como otras uniones sin ductilidad, deben dimensionarse utilizando bien los esfuerzos de la acción sísmica multiplicados por el coeficiente q utilizado en el análisis, o bien los esfuerzos obtenidos según los criterios de dimensionamiento por capacidad. Estos últimos deben calcularse a partir de la resistencia de los elementos dúctiles pertinentes (por ejemplo los cables), y de un coeficiente de sobrerresistencia (reserva de resistencia) de, al menos, 1,3.

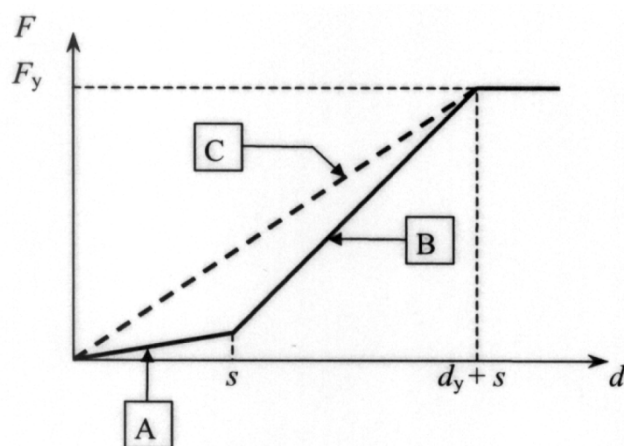
(2)P Esta comprobación puede omitirse si puede demostrarse que la integridad de la estructura no está afectada por el fallo de dichas uniones. Esta demostración debe tratar también la posibilidad de un fallo secuencial, como el que puede producirse en los tirantes de los puentes atirantados.

6.6 Aparatos de apoyo y acoplamientos sísmicos

6.6.1 Requisitos generales

(1)P Las acciones horizontales sobre el tablero, no sísmicas, deben transmitirse a los elementos de sustentación (estribos o pilas) a través de las uniones estructurales, las cuales pueden ser monolíticas o mediante aparatos de apoyo. Para acciones no sísmicas, los aparatos de apoyo deben comprobarse de acuerdo con las normas pertinentes (las partes 2 de los Eurocódigos correspondientes y la Norma EN 1337).

(2)P En general, la acción sísmica de cálculo debe transmitirse a través de los aparatos de apoyo. Sin embargo, pueden usarse acoplamientos sísmicos (tal como se especifica en el apartado 6.6.3) para transmitir la acción sísmica de cálculo completa, siempre que los efectos del impacto dinámico se mitiguen y se tengan en cuenta en el cálculo. Los acoplamientos sísmicos deberían permitir, generalmente, los desplazamientos del puente debidos al resto de las acciones no sísmicas, sin transmitir cargas significativas. Cuando se utilicen acoplamientos sísmicos, la unión entre el tablero y la subestructura debería tenerse en cuenta adecuadamente en el modelo de la estructura. Como mínimo, debe utilizarse una aproximación lineal de la relación fuerza-desplazamiento de la estructura conectada (véase la figura 6.2).



Leyenda

- s Holgura del conector
- d_y Desplazamiento elástico máximo del elemento de sustentación
- A Rigidez del aparato de apoyo
- B Rigidez del elemento de sustentación
- C Aproximación lineal de la curva

Figura 6.2 – Relación fuerza-desplazamiento para una estructura con acoplamientos sísmicos

NOTA Ciertos tipos de acoplamientos sísmicos pueden no ser aplicables a puentes sujetos a grandes acciones horizontales no sísmicas, o a puentes con limitaciones especiales de desplazamiento, como por ejemplo los puentes de ferrocarril.

(3)P Debe asegurarse la integridad estructural del puente ante desplazamientos sísmicos extremos. En los elementos de sustentación fijos, este requisito debe establecerse bien mediante el dimensionamiento por capacidad de los aparatos de apoyo normales (véase 6.6.2.1), o bien mediante la colocación de conectores adicionales como segunda línea de defensa (véanse el punto (2) del apartado 6.6.2.1 y el caso (b) del punto (2) del apartado 6.6.3.1). En las uniones móviles deben establecerse longitudes de entrega (asiento) adecuadas, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.6.4. En los casos de rehabilitación de un puente, los acoplamientos sísmicos pueden emplearse como una alternativa.

(4)P Todos los tipos de aparatos de apoyo y acoplamientos sísmicos deben ser accesibles para su inspección y mantenimiento, así como reemplazables sin grandes dificultades.

6.6.2 Aparatos de apoyo

6.6.2.1 Aparatos de apoyo fijos

(1)P Excepto cuando se cumplan las condiciones del punto (2), los efectos de la acción sísmica de cálculo sobre los aparatos de apoyo fijos deben determinarse mediante los criterios del dimensionamiento por capacidad.

(2) Los aparatos de apoyo fijos pueden dimensionarse únicamente para los efectos de la situación sísmica de cálculo obtenida a partir del análisis, siempre que puedan reemplazarse sin dificultad y se añadan acoplamientos sísmicos como segunda línea de defensa.

6.6.2.2 Aparatos de apoyo móviles

(1)P Los aparatos de apoyo móviles deben admitir, sin daño, el desplazamiento sísmico total de cálculo en la situación sísmica de cálculo determinado de acuerdo con el punto (2) del apartado 2.3.6.3.

6.6.2.3 Aparatos de apoyo elastoméricos

(1) Los apoyos elastoméricos pueden utilizarse con alguna de las configuraciones siguientes:

- a) sobre elementos de sustentación aislados, para adaptarse a las deformaciones impuestas y resistir únicamente las acciones horizontales no sísmicas, mientras que la acción sísmica de cálculo se resiste mediante uniones estructurales (monolíticas o mediante aparatos de apoyo fijos) del tablero a otros elementos de sustentación (pilas o estribos);
- b) sobre todos o algunos elementos de sustentación aislados, con la misma función que en el punto (a) anterior, en combinación con acoplamientos sísmicos proyectados para resistir la acción sísmica;
- c) sobre todos los elementos de sustentación, para resistir tanto las acciones sísmicas como las no sísmicas.

(2) Los aparatos de apoyo elastoméricos utilizados en las configuraciones (a) y (b) del punto (1) anterior deben proyectarse para resistir la deformación máxima a cortante debida a la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con el punto (5) del apartado 7.6.2.

(3) Se acepta un daño significativo a los aparatos de apoyo elastoméricos descritos en el punto (2) anterior, si se dan las condiciones especificadas en el punto (5) del apartado 2.2.2.

NOTA El anexo nacional puede definir la extensión del daño y las comprobaciones pertinentes.

(4) El comportamiento sísmico de los puentes, en los que los aparatos de apoyo elastoméricos situados sobre todos los soportes resisten totalmente la acción sísmica de cálculo (configuración (c) del punto (1) anterior), está controlado por la gran flexibilidad de los apoyos. Dichos puentes y sus aparatos de apoyo deben dimensionarse de acuerdo con el capítulo 7.

6.6.3 Acoplamientos sísmicos, dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento y unidades de transmisión de impactos

6.6.3.1 Acoplamientos sísmicos

(1) Los acoplamientos sísmicos pueden consistir en llaves de corte, topes, y/o bulones o cables de unión. Las uniones por rozamiento no se consideran como uniones efectivas.

(2) Los acoplamientos sísmicos son necesarios en los siguientes casos.

- a) Combinados con aparatos de apoyo elastoméricos, donde los conectores se proyectan para transmitir la acción sísmica de cálculo.
- b) Combinados con aparatos de apoyo fijos no proyectados con los criterios de dimensionamiento por capacidad.
- c) En dirección longitudinal, en la localización de los soportes móviles de los extremos, entre el tablero y el estribo o pila de los puentes en restauración, si no se cumplen los requisitos de longitud mínima de entrega del apartado 6.6.4.
- d) Entre las secciones contiguas del tablero, en las juntas de separación intermedias (situadas dentro del vano).

(3)P Las acciones de cálculo para los acoplamientos sísmicos de los puntos anteriores deben determinarse del modo siguiente.

- En los casos (a), (b) y (c) del punto (2) anterior, con los criterios del dimensionamiento por capacidad (la resistencia horizontal de los aparatos de apoyo debe suponerse nula).
- En el caso (d) del mismo punto (2), y a menos que se realice un análisis más preciso que tenga en cuenta la interacción dinámica de las secciones contiguas del tablero, los conectores pueden dimensionarse para una acción igual a $1,5 \alpha_g S M_d$, donde α_g es la aceleración del suelo de cálculo en un terreno tipo A, S es el coeficiente de suelo del apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004, y M_d es la masa de la sección del tablero unida a una pila o estribo, o la menor de las masas de las dos partes del tablero situadas a cada lado de una junta de separación intermedia.

(4)P Los conectores deben dotarse de holguras o márgenes adecuados para que permanezcan inactivos:

- bajo la acción sísmica de cálculo en los casos (c) y (d) del punto (2),
- bajo cualquier acción no sísmica en el caso (a) del punto (2).

(5) Cuando se utilicen acoplamientos sísmicos, deberían preverse los medios para reducir los efectos de impacto.

6.6.3.2 Dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento

(1)P Los dispositivos de anclaje para impedir el levantamiento deben colocarse en todos los soportes en los que la reacción vertical total debida a la acción sísmica de cálculo se oponga y supere en un porcentaje, p_H , a la reacción de compresión (hacia abajo) debida a la carga permanente.

NOTA El valor a asignar a p_H para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son los siguientes:

- $p_H = 80\%$ en puentes proyectados para un comportamiento dúctil, en los que la reacción vertical debida a la acción sísmica de cálculo se determine con los criterios del proyecto por capacidad;
- $p_H = 50\%$ en puentes proyectados para un comportamiento de ductilidad limitada, en los que la reacción vertical debida a la acción sísmica de cálculo se determine a partir de un análisis para únicamente la acción sísmica de cálculo (incluyendo la contribución de la componente sísmica vertical).

(2) El requisito del punto (1) anterior se refiere a la reacción vertical total del tablero por línea de apoyos y no se aplica a los aparatos de apoyo aislados del mismo elemento de sustentación. Sin embargo, no puede producirse ningún despegue de los aparatos de apoyo aislados para la situación sísmica de cálculo, de acuerdo con el apartado 5.5.

6.6.3.3 Unidades de transmisión de impactos

(1) Las unidades de transmisión de impactos (STU – *shock transmission units*) son dispositivos que establecen coacciones función de la velocidad del desplazamiento relativo entre el tablero y el elemento de sustentación (pila o estribo), de la forma siguiente:

- Para movimientos de baja velocidad ($v < v_1$), tales como los debidos a los efectos de la temperatura, o de la fluencia y retracción del tablero, el movimiento es prácticamente libre (con reacción muy baja).
- Para movimientos de alta velocidad ($v > v_2$), tales como los debidos a las acciones sísmicas o de frenado, el movimiento se bloquea y el dispositivo actúa prácticamente como una unión rígida.
- Las unidades pueden disponer también de una función de limitación de fuerzas, que limitan la fuerza que transmiten (para $v > v_2$) a un determinado umbral superior, $F_{m\acute{a}x.}$, más allá del cual se produce el movimiento.

NOTA Las propiedades y el dimensionamiento de las unidades de transmisión de impactos (STU) estarán recogidas en el proyecto de Norma prEN 15129:200X (dispositivos antisísmicos). El orden de magnitud de las velocidades mencionadas anteriormente es de $v_1 \cong 0,1$ mm/s, $v_2 \cong 1,0$ mm/s.

(2)P La descripción completa de las leyes que definen el comportamiento de las unidades utilizadas (relaciones fuerza-desplazamiento y fuerza-velocidad) debe estar disponible durante la fase de proyecto (suministrada por el fabricante de las unidades), incluyendo cualquier influencia de los factores ambientales sobre este comportamiento (principalmente de la temperatura, envejecimiento, recorrido acumulativo). También deben estar disponibles todos los valores de los parámetros necesarios para la definición del comportamiento de las unidades (incluyendo los valores de v_1 , v_2 y $F_{m\acute{a}x.}$ para los casos mencionados en el punto (1)), así como los datos geométricos y el valor cálculo de la resistencia, F_{Rd} , de las unidades y de sus conexiones. Dicha información debe basarse en los resultados de ensayos oficiales adecuados, o en un documento de idoneidad técnica europeo (DITE).

(3)P Cuando para resistir las fuerzas sísmicas se usen unidades de transmisión de impactos sin la función de limitación de fuerzas, dichas unidades deben tener el valor cálculo de la resistencia, F_{Rd} , siguiente:

- para puentes dúctiles: F_{Rd} no debería ser menor que la reacción correspondiente a los efectos del dimensionamiento por capacidad;
- para puentes con ductilidad limitada: F_{Rd} no debería ser menor que la reacción obtenida en el análisis debida a la acción sísmica de cálculo, multiplicada por el coeficiente q utilizado.

Los dispositivos deben proporcionar una capacidad de desplazamiento suficiente para todas las acciones de baja velocidad y deben mantener su capacidad en términos de fuerza de reacción en su estado desplazado.

(4)P Cuando para resistir las fuerzas sísmicas se usen unidades de transmisión de impacto que actúen como limitadores de fuerzas, los dispositivos deben contar con una capacidad de desplazamiento suficiente para absorber el valor de cálculo del desplazamiento relativo, d_{Ed} , correspondiente a la situación sísmica de cálculo determinada de acuerdo con el punto (2)P del apartado 2.3.6.3, o de acuerdo con el punto (2) del apartado 7.6.2 para puentes con aislamiento sísmico.

(5)P Todas las unidades de transmisión de impactos deben ser accesibles para inspección y para su mantenimiento/sustitución.

6.6.4 Entregas mínimas

(1)P Debe disponerse de una entrega mínima en los soportes en los que el desplazamiento relativo entre los elementos de sustentación y soportados se proyecte para condiciones sísmicas.

(2)P La longitud de entrega debe ser la necesaria para asegurar que la función de sustentación del soporte se mantiene en caso de desplazamientos sísmicos extremos.

(3) La longitud de entrega mínima, l_{ov} , en la localización de un soporte extremo de un estribo puede estimarse del modo siguiente:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad (6.12)$$

$$d_{eg} = \varepsilon_e L_{eff} \leq 2d_g \quad (6.13)$$

$$\varepsilon_e = 2 \frac{d_g}{L_g} \quad (6.14)$$

donde

l_m es la longitud mínima del soporte capaz de garantizar la transmisión totalmente segura de la reacción vertical, nunca menor de 400 mm;

d_{eg} es el desplazamiento relativo efectivo de las dos partes debido a la variación espacial del desplazamiento sísmico del suelo. Cuando el emplazamiento del puente esté a menos de 5 km de una falla conocida, sísmicamente activa, capaz de originar un terremoto de magnitud $M \geq 6,5$, y a menos que se disponga de una investigación sismológica específica, debería tomarse como valor de d_{eg} el doble del obtenido de la expresión (6.13);

d_g es el valor de cálculo del desplazamiento del suelo, de acuerdo con lo especificado en el apartado 3.2.2.4 de la Norma EN 1998-1:2004;

L_g es el parámetro de distancia especificado en el punto (6) del apartado 3.3;

L_{eff} es la longitud efectiva del tablero, tomada como la distancia entre la junta del tablero en cuestión y el punto más cercano en que exista una conexión rígida del tablero a la subestructura. Si el tablero está rigidamente conectado a un grupo de más de una pila, L_{eff} debe tomarse entonces como la distancia entre el soporte y el centro del grupo de pilas. En este contexto, “conexión rígida” significa una conexión del tablero o sección del tablero a un elemento de la subestructura, bien monolíticamente, o bien por medio de aparatos de apoyo fijos, acoplamientos sísmicos, o unidades de transmisión de impactos sin la función de limitación de fuerzas;

d_{es} es el desplazamiento sísmico efectivo del soporte debido a la deformación de la estructura, estimado como se indica a continuación.

- Para tableros unidos a pilas, bien monolíticamente, o bien por medio de aparatos de apoyo fijos que actúan como acoplamientos sísmicos completos:

$$d_{\text{es}} = d_{\text{Ed}} \quad (6.15a)$$

- donde d_{Ed} es el valor de cálculo total del desplazamiento longitudinal correspondiente al sismo último de cálculo en la situación sísmica, determinado de acuerdo con la expresión (2.7) del apartado 2.3.6.3.

- Para tableros unidos a las pilas o a un estribo mediante acoplamientos sísmicos con una holgura igual a s :

$$d_{\text{es}} = d_{\text{Ed}} + s \quad (6.15b)$$

(4) En caso de existir una junta de separación intermedia entre dos secciones del tablero, l_{ov} debería estimarse tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores calculados para cada una de las dos secciones del tablero, de acuerdo con el punto (3) anterior. En la localización de un soporte extremo de una sección de tablero sobre una pila intermedia, la entrega mínima l_{ov} debería tomarse como el valor estimado de acuerdo con el punto (3), más el desplazamiento máximo de la coronación de la pila, d_{E} , para la situación sísmica de cálculo.

6.7 Estribos de hormigón y muros de contención

6.7.1 Requisitos generales

(1)P Todos los elementos estructurales críticos de los estribos deben proyectarse para que permanezcan en régimen esencialmente elástico ante la acción sísmica de cálculo. El proyecto de la cimentación debe ajustarse a lo especificado en el apartado 5.8. Dependiendo de la función estructural de la unión horizontal entre el estribo y el tablero, se aplican las disposiciones de los apartados 6.7.2 y 6.7.3.

NOTA Respecto al daño controlado en los muros laterales o en vuelta de los estribos, véase el punto (5) del apartado 2.3.6.3.

6.7.2 Unión flexible entre estribos y tablero

(1) En los estribos unidos de manera flexible al tablero, éste se sustenta mediante apoyos deslizantes o elastoméricos. Los apoyos elastoméricos (o los acoplamientos sísmicos, si los hay), pueden proyectarse para contribuir a la resistencia sísmica del tablero, pero no a la de los estribos.

(2) Para el proyecto sísmico de dichos estribos deberían tenerse en cuenta las siguientes acciones, que se supone que actúan en fase.

- a) Los empujes del terreno, incluyendo los efectos sísmicos calculados de acuerdo con el capítulo 7 de la Norma EN 1998-5:2004.
- b) Las fuerzas de inercia que actúan sobre la masa del estribo y sobre la masa del relleno existente sobre su cimentación. En general, estos efectos pueden determinarse en base al valor de cálculo de la aceleración correspondiente a la superficie del suelo en el emplazamiento, $a_g S$.

- c) Las acciones transmitidas por los aparatos de apoyo, determinadas mediante los criterios del dimensionamiento por capacidad si se ha supuesto un comportamiento dúctil para el puente, de acuerdo con los puntos (7)P del apartado 5.3 y (8)P del apartado 5.3. Si el puente se calcula para $q = 1,0$, entonces deben considerarse las reacciones sobre los aparatos de apoyo, resultantes del análisis sísmico.

(3) Cuando los empujes del terreno supuestos en el punto (2)a anterior se calculen de acuerdo con la Norma EN 1998-5:2004 en base a un desplazamiento aceptable del estribo, deberían tomarse medidas para permitir dicho desplazamiento calculando la separación entre el tablero y el muro del trasdós del estribo que delimita la junta de tablero. En este caso, hay que asegurarse también de que el desplazamiento supuesto para calcular las acciones en el punto (2)a anterior puede producirse realmente antes de que se produzca un fallo potencial del propio estribo. Este requisito puede considerarse satisfecho si se dimensiona el cuerpo del estribo incrementando en un 30% la parte sísmica de las acciones del punto (2)a anterior.

6.7.3 Estribos rigidamente conectados al tablero

(1) La conexión del estribo al tablero se considera rígida si es bien monolítica, o bien se realiza a través de aparatos de apoyo fijos o de conectores proyectados para resistir la acción sísmica. Dichos estribos tienen una contribución importante a la sismorresistencia, tanto en dirección longitudinal como transversal.

(2) El modelo mecánico de análisis debería incorporar el efecto de la interacción entre el suelo y los estribos, utilizando bien valores realistas de los parámetros pertinentes de la rigidez del suelo, o bien los valores correspondientes a los límites superior e inferior de la rigidez.

(3) Cuando tanto las pilas como los estribos suministren la resistencia sísmica del puente, se recomienda el uso de valores estimados de los límites superior e inferior de la rigidez del suelo, a fin de lograr resultados del lado de la seguridad tanto para los estribos como para las pilas.

(4)P En el análisis del puente debe usarse un coeficiente parcial de seguridad $q = 1,5$.

(5) Deberían tenerse en cuenta las siguientes acciones en dirección longitudinal.

- a) Las fuerzas de inercia que actúan sobre la masa de la estructura, las cuales pueden estimarse utilizando el método del modo fundamental (véase 4.2.2).
- b) Los empujes estáticos del terreno que actúan sobre los dos estribos (E_o).
- c) Los empujes adicionales del terreno de origen sísmico

$$\Delta E_d = E_d - E_o \quad (6.16)$$

donde

E_d es el empuje total del terreno que actúa sobre el estribo debido a la acción sísmica de cálculo, de acuerdo con la Norma EN 1998-5:2004. Se supone que los empujes ΔE_d actúan sobre ambos estribos en la misma dirección.

(6) La conexión del tablero al estribo (incluyendo los aparatos de apoyo fijos o los conectores, si los hay) debería calcularse para los efectos de la acción resultante de los puntos anteriores. Pueden tenerse en cuenta las reacciones del lado pasivo, de acuerdo con lo especificado en el punto (8).

(7) A fin de que el daño al suelo o al terraplén situado detrás de un estribo rigidamente unido al tablero se mantenga dentro de límites aceptables, el valor de cálculo del desplazamiento sísmico no debería superar un valor límite, d_{lim} , dependiente de la clase de importancia del puente.

NOTA El valor a asignar a d_{lim} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados de d_{lim} son los siguientes:

Tabla 6.2.N – Valores límite recomendados del valor de cálculo del desplazamiento sísmico en los estribos rígidamente unidos al tablero

Clase de importancia del puente	Desplazamiento límite d_{lim} (mm)
III	30
II	60
I	Sin límite

(8) Se supone que la reacción del suelo hacia el relleno, provocada por el movimiento del estribo y de cualquier aleta monolíticamente unida a él, actúa sobre las siguientes superficies:

- en la dirección longitudinal, sobre el trasdós del estribo que se mueve contra el suelo o el relleno;
- en dirección transversal, sobre el trasdós de aquellas aletas que se mueven contra el relleno.

Estas reacciones pueden estimarse basándose en los módulos del suelo horizontales correspondientes a las condiciones geotécnicas específicas.

El estribo pertinente debería proyectarse para resistir esta reacción del suelo, además de los empujes estáticos del terreno.

(9) Cuando un estribo esté enterrado en formaciones rígidas del terreno natural más de un 80% de su altura, puede considerarse como totalmente encajado en él. En este caso debería utilizarse un coeficiente $q = 1$ y las fuerzas de inercia deberían determinarse en base al valor de cálculo de la aceleración correspondiente a la superficie del suelo en el emplazamiento, $a_g S$ (esto es, sin amplificación espectral).

6.7.4 Puentes-Marco enterrados con gran sobrecarga

(1) En puentes-marco enterrados con un gran espesor de relleno sobre la losa superior (que exceda en un 50% su vano), puede que no sean aplicables las hipótesis de la respuesta sísmica inercial utilizadas en el apartado **6.7.3**, porque conduzcan a resultados no realistas. En tal caso, debería despreciarse la parte inercial de la respuesta y calcularse esta última en base a la compatibilidad cinemática para la acción sísmica de cálculo entre la estructura del marco y la deformación sísmica en campo libre del terreno circundante.

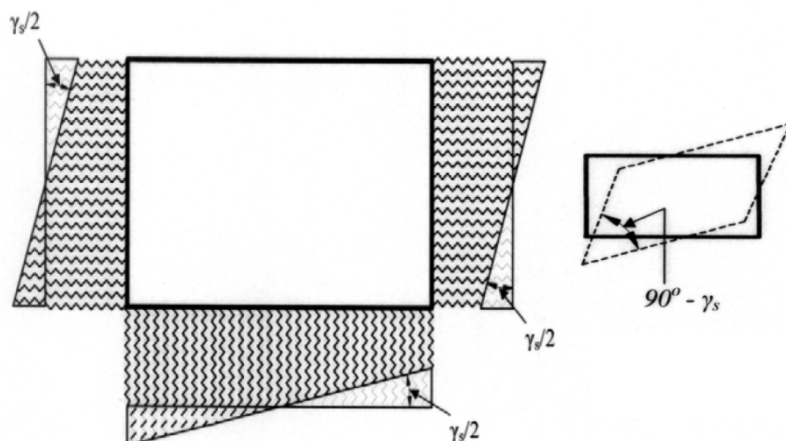
(2) A estos efectos, la deformación sísmica del suelo en campo libre puede suponerse como un campo de deformación tangencial uniforme (véase la figura 6.3), de valor:

$$\gamma_s = \frac{v_g}{v_s} \quad (6.17)$$

donde

v_g es la máxima velocidad del suelo (véase el punto **(3)** a continuación)

v_s es la velocidad de la onda de corte transversal en el suelo, compatible con la deformación tangencial correspondiente a la aceleración a nivel del suelo. Este valor puede estimarse a partir del valor $v_{s,máx.}$ dado para pequeñas deformaciones en la tabla 4.1 de la Norma EN 1998-5:2004.



Leyenda

γ_s Deformación tangencial del suelo en campo libre

Figura 6.3 – Respuesta cinemática de puentes-marco

(3) En ausencia de datos específicos, la velocidad máxima del suelo debería estimarse a partir al valor de cálculo de la aceleración a nivel del suelo, a_g , en un terreno tipo A, utilizando la relación:

$$v_g = \frac{ST_C a_g}{2\pi} \quad (6.18)$$

donde S y T_C están en consonancia con el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004.

6.7.5 Muros de contención

(1)P Los muros de contención independientes deben proyectarse de acuerdo con los puntos (2) y (3) del apartado 6.7.2, sin considerar ninguna acción proveniente de los aparatos de apoyo.

7 PUENTES CON AISLAMIENTO SÍSMICO

7.1 Generalidades

(1)P Este capítulo cubre el proyecto de puentes que cuenten con un sistema especial de aislamiento, que busca reducir su respuesta ante la acción sísmica horizontal. Los elementos aislantes se disponen sobre una interfaz de aislamiento, ubicada normalmente bajo el tablero y encima de la coronación de las pilas/estribos.

(2) La reducción de la respuesta puede lograrse:

- alargando el periodo fundamental de la estructura (efecto del desfase del periodo en el espectro de respuesta), lo cual reduce las fuerzas pero aumenta los desplazamientos;
- incrementando el amortiguamiento, lo que reduce los desplazamientos y puede reducir las fuerzas;
- (preferiblemente) mediante una combinación de los dos efectos anteriores.

7.2 Definiciones

sistema aislante o de aislamiento:

Conjunto de los componentes utilizados para proporcionar el aislamiento sísmico, situados al nivel de la interfaz de aislamiento.

unidades de aislamiento o aisladores:

Cada una de las componentes que constituyen el sistema aislante. Cada unidad proporciona sólo una, o una combinación, de las funciones siguientes:

- capacidad para resistir la carga vertical, combinada con una elevada flexibilidad lateral y una elevada rigidez vertical;
- disipación de la energía (histéretica, viscosa, por rozamiento);
- capacidad para retornar lateralmente a la posición inicial;
- coacción horizontal (rigidez elástica suficiente) bajo la acción de cargas horizontales de servicio, no sísmicas.

subestructura(s):

Arte(s) de la estructura situada(s) bajo la interfaz de aislamiento, que consta(n) usualmente de pilas y estribos. En general, debería tenerse en cuenta la flexibilidad horizontal de las subestructuras.

superestructura:

Parte de la estructura situada por encima de la interfaz de aislamiento. En los puentes, esta parte está constituida normalmente por el tablero.

centro de rigidez efectivo:

Centro C de rigidez definido en la parte superior de la interfaz de aislamiento, considerando la superestructura como un cuerpo rígido, pero teniendo en cuenta las flexibilidades de los aisladores y de la(s) subestructura(s).

valor de cálculo del desplazamiento (d_{cd}) del sistema de aislamiento en una dirección principal:

Desplazamiento horizontal máximo (con respecto al suelo) del centro de rigidez de la superestructura, que se origina bajo la acción sísmica de cálculo.

valor de cálculo del desplazamiento (d_{bi}) del aislador i :

Desplazamiento de la superestructura con respecto a la subestructura en la posición del aislador, correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento del sistema aislante.

desplazamiento mayorado de cálculo ($d_{bi,a}$) del aislador i :

Valor de cálculo del desplazamiento del aislador, multiplicado por el coeficiente de amplificación γ_s de acuerdo con el apartado 7.6.2.

desplazamiento total máximo del aislador i :

Suma del valor de cálculo del desplazamiento incrementado, del desplazamiento horizontal debido a las acciones permanentes, de las deformaciones a largo plazo de la superestructura (postesado, retracción y fluencia de los tableros de hormigón) y del 50% del desplazamiento debido a los movimientos originados por las variaciones de temperatura.

rigidez eficaz del sistema de aislamiento en una dirección principal:

Cociente entre el valor de la fuerza horizontal total transmitida a través de la interfaz de aislamiento, concurrente con el valor de cálculo del desplazamiento en la misma dirección, y el valor absoluto del valor de cálculo del desplazamiento (rigidez secante).

periodo eficaz:

Periodo fundamental en la dirección considerada de un sistema de un solo grado de libertad que tiene la masa de la superestructura y una rigidez igual a la rigidez eficaz del sistema de aislamiento, tal como se especifica en el apartado 7.5.4.

amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento:

Valor del cociente de amortiguamiento viscoso correspondiente a la energía disipada por el sistema de aislamiento durante una respuesta cíclica con el valor de cálculo del desplazamiento.

apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento:

Apoyos elastoméricos laminados de bajo amortiguamiento de acuerdo con la Norma EN 1337-3:2005, no objeto del proyecto de Norma prEN 15129:200X (dispositivos antisísmicos) (véase el punto (5) del apartado 7.5.2.3.3).

apoyos elastoméricos especiales:

Apoyos elastoméricos laminados de elevado amortiguamiento ensayados con éxito de acuerdo con los requisitos del proyecto de Norma prEN 15129:200X (dispositivos antisísmicos) (véase el punto (7) del apartado 7.5.2.3.3).

7.3 Requisitos básicos y criterios de conformidad

(1)P Deben satisfacerse los requisitos básicos establecidos en el apartado 2.2.

(2)P La respuesta sísmica de la superestructura y las subestructuras frente a las situaciones sísmicas de cálculo debe suponerse como de ductilidad limitada ($q \leq 1,5$).

(3) Se considera que el puente satisface los requisitos básicos si se proyecta de acuerdo con lo especificado en los apartados 7.4 y 7.5 y cumple con lo dispuesto en los apartados 7.6 y 7.7.

(4)P Para la resistencia e integridad del sistema de aislamiento se requiere un incremento de la fiabilidad, debido al crítico papel de su capacidad de desplazamiento para la seguridad del puente. Se considera que se alcanza esta fiabilidad si el sistema aislante se proyecta de acuerdo con los requisitos del apartado 7.6.2.

(5)P Las propiedades de cálculo deben validarse mediante ensayos de cualificación y de prototipo para todos los tipos de aisladores, con las excepciones de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, de acuerdo con los puntos (5) y (6) del apartado 7.5.2.3.3, y de los apoyos deslizantes planos, de acuerdo con el punto (5) del apartado 7.5.2.3.5.

NOTA El anexo informativo K está destinado a proporcionar recomendaciones para los ensayos de prototipo en los casos en los que el proyecto de Norma prEN 15129:200X ("Dispositivos antisísmicos") no aporte requisitos detallados para ensayos de tipo.

7.4 Acción sísmica**7.4.1 Espectro de cálculo**

(1)P El espectro utilizado no debe ser inferior al espectro de respuesta elástica detallado en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004 para estructuras no aisladas (véase el punto del (8)P apartado 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004).

NOTA Debería prestarse una particular atención al hecho de que la seguridad de las estructuras con aislamiento sísmico depende principalmente de las demandas de desplazamientos impuestas al sistema aislante, las cuales son directamente proporcionales al valor del periodo T_D . Consecuentemente y de acuerdo con el punto (8)P del apartado 3.2.2.5 de la Norma EN 1998-1:2004, el anexo nacional de esta norma puede proporcionar un valor de T_D específico para el dimensionamiento de puentes con aislamiento sísmico que sea más conservador (mayor) que el valor asignado a T_D en el anexo nacional de la Norma EN 1998-1:2004 (véase también 3.2.2.3).

7.4.2 Representación en el dominio del tiempo

(1)P Se aplican las disposiciones del apartado 3.2.3.

7.5 Procedimientos de análisis y modelado**7.5.1 Generalidades**

(1) Se indican a continuación los siguientes procedimientos de análisis aplicables a los puentes con aislamiento sísmico con las condiciones de aplicación detalladas en el apartado 7.5.3.

- a) Análisis espectral basado en el modo fundamental
- b) Análisis espectral multimodal
- c) Análisis no lineal en el dominio del tiempo

(2)P Además de las condiciones especificadas en el apartado 7.5.3, se añaden los siguientes requisitos previos para la aplicación de los métodos (a) y (b) del punto (1) anterior:

- La relación fuerza-desplazamiento, normalmente no lineal, del sistema de aislamiento debe aproximarse con suficiente precisión mediante la rigidez eficaz K_{eff} , es decir, mediante el valor secante de la rigidez correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento (véase la figura 7.1). Esta representación debe basarse en aproximaciones sucesivas del valor de cálculo del desplazamiento (d_{cd}).
- La disipación de energía del sistema de aislamiento debe expresarse como el “amortiguamiento eficaz” (ζ_{eff}), en términos de un amortiguamiento viscoso equivalente.

(3) Los métodos normales de análisis dinámico lineal, especificados en el apartado 4.2, pueden aplicarse si el sistema aislante consta exclusivamente de apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento (con un cociente de amortiguamiento viscoso equivalente de alrededor de 0,05). Los apoyos elastoméricos pueden considerarse como elementos elásticos lineales que se deforman a esfuerzo cortante (y posiblemente a compresión). Su amortiguamiento puede suponerse igual al amortiguamiento viscoso global de la estructura (véase también el punto (2) del apartado 7.5.2.3.3). Toda la estructura debería permanecer esencialmente elástica.

7.5.2 Propiedades de cálculo del sistema de aislamiento

7.5.2.1 Generalidades

(1)P Todos los aisladores deben cumplir con el proyecto de Norma prEN 15129:200X (dispositivos antisísmicos) o estar cubiertos por un documento de idoneidad técnica europeo (DITE).

NOTA 1 El proyecto prEN 15129:200X, Dispositivos antisísmicos, está siendo redactada por el CEN/TC 340. Hasta que se publique esta norma europea por el CEN, así como para el caso de aisladores cuyos ensayos de prototipo no estén completamente cubiertos por dicha norma, pueden aplicarse los requisitos dados en el anexo informativo K de esta norma.

NOTA 2 Véanse las referencias anteriores, así como los puntos (5), (6) y (7) del apartado 7.5.2.4, en relación con los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento utilizados conforme a lo especificado en los puntos (4), (5) y (6) del apartado 7.5.2.3.3, y en relación con los apoyos deslizantes planos lubricados de PTFE (politetrafluoretileno), usados de acuerdo con el punto (5) del apartado 7.5.2.3.5.

7.5.2.2 Rigidez en la dirección vertical

(1)P Los aisladores que resisten cargas verticales deben ser suficientemente rígidos en la dirección vertical.

(2) El requisito del punto (1)P anterior se considera satisfecho si el desplazamiento horizontal del centro de gravedad de la estructura, debido a la flexibilidad vertical de los aisladores, es menor del 5% del valor de cálculo del desplazamiento d_{cd} . Esta condición no necesita comprobarse si apoyos deslizantes o elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento se utilizan como elementos portantes de cargas verticales al nivel de la interfaz de aislamiento.

7.5.2.3 Propiedades de cálculo en las direcciones horizontales

7.5.2.3.1 Generalidades

(1) Las propiedades de cálculo de los aisladores dependen de su comportamiento, que puede ser uno o una combinación de los descritos en los apartados 7.5.2.3.2 a 7.5.2.3.5.

7.5.2.3.2 Comportamiento histerético

(1) La relación fuerza-desplazamiento del aislador en la dirección horizontal puede aproximarse mediante una función bilineal, como se muestra en la figura 7.1 para un aislador i (el índice i se ha omitido).

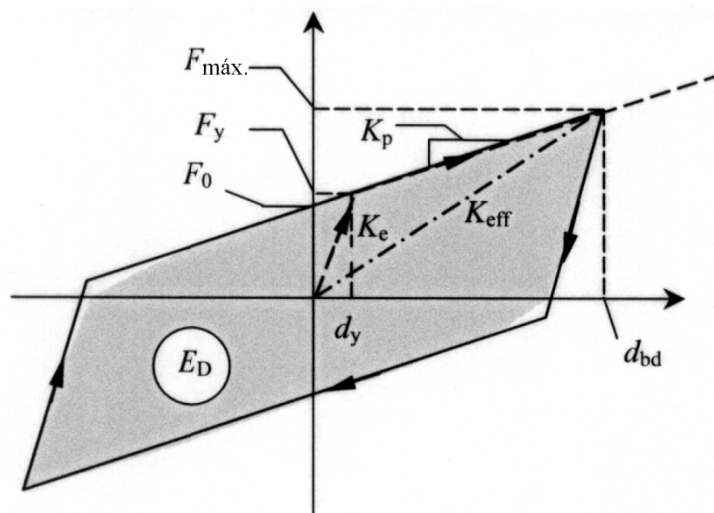


Figura 7.1 – Aproximación bilineal del comportamiento histerético fuerza-desplazamiento

(2) Los parámetros de la aproximación bilineal son los siguientes:

d_y = desplazamiento correspondiente al límite elástico;

d_{bd} = valor de cálculo del desplazamiento del aislador, correspondiente al desplazamiento de cálculo, d_{cd} , del sistema aislante;

E_D = energía disipada por ciclo correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento d_{bd} , igual al área encerrada por el bucle de histéresis real $= 4 (F_y d_{bd} - F_{máx.} d_y)$;

F_y = fuerza correspondiente al límite elástico, obtenida mediante cargas monótonas;

F_0 = fuerza correspondiente al desplazamiento nulo, obtenida mediante cargas cíclicas $= F_y - K_p d_y$;

$F_{máx.}$ = fuerza máxima, correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento d_{bd} ;

K_e = rigidez elástica obtenida mediante cargas monótonas $= F_y / d_y$, igual también a la rigidez de descarga en cargas cíclicas;

K_p = rigidez postelástica (tangente) $= (F_{máx.} - F_y) / (d_{bd} - d_y)$.

7.5.2.3.3 Comportamiento de los apoyos elastoméricos

(1) Los apoyos elastoméricos considerados en esta norma son apoyos laminados de caucho que constan de capas de caucho reforzadas con chapas de acero totalmente adheridas. Con respecto al amortiguamiento, se distingue entre los apoyos elastoméricos de bajo amortiguamiento y los de alto amortiguamiento.

(2) Los apoyos elastoméricos de bajo amortiguamiento son aquellos que poseen un cociente de amortiguamiento viscoso equivalente, ξ , menor de 0,06. Dichos apoyos tienen un comportamiento cíclico similar a un comportamiento histerético con bucles de histéresis muy esbeltos. Su comportamiento debería aproximarse mediante el de un elemento elástico lineal con una rigidez elástica equivalente en dirección horizontal igual a $G_b A_b / t_e$, donde G_b es el módulo de elasticidad transversal del elastómero (véase el punto (5) del apartado 7.5.2.4), A_b es el área horizontal efectiva y t_e es el espesor total del elastómero.

- (3) Los apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento muestran importantes bucles de histéresis, correspondientes a un cociente de amortiguamiento viscoso equivalente, ξ , normalmente comprendido entre 0,10 y 0,20. Su comportamiento debería considerarse como histerético lineal.
- (4) Desde el punto de vista de los ensayos especiales que se precisan para evaluar su funcionamiento sísmico, los apoyos elastoméricos se diferencian en esta norma entre aparatos de apoyo sencillos de bajo amortiguamiento y apoyos de apoyo elastoméricos especiales.
- (5) Los aparatos de apoyo de bajo amortiguamiento que cumplen con lo dispuesto en la Norma EN 1337-3:2005 se definen como apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento.
- (6) Los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento pueden usarse como aisladores, sin someterlos a ensayos especiales para determinar su funcionamiento sísmico.
- (7) Los apoyos elastoméricos especiales son apoyos elastoméricos de alto amortiguamiento comprobados mediante ensayos especiales de acuerdo con los requisitos del proyecto de Norma prEN 15129:200X (dispositivos antisísmicos).
- (8) Las propiedades de cálculo de los apoyos elastoméricos usadas en este capítulo deberían abarcar tanto las condiciones de rugosidad como de no rugosidad de los apoyos.

NOTA Los apoyos elastoméricos muestran cierta rugosidad si previamente (es decir, antes de ensayarlos) han sido sometidos a uno o más ciclos de elevada deformación a esfuerzo cortante. Los aparatos de apoyo rugosos muestran una caída significativa de la rigidez a esfuerzo cortante en ciclos sucesivos. Ocurre, no obstante, que después de un cierto tiempo (unos pocos meses), se recupera prácticamente la rigidez tangencial original (inicial) de los apoyos. Este efecto es destacable especialmente en los apoyos de alto amortiguamiento y de bajo módulo a cortante y debería tenerse en cuenta mediante el uso de una gama apropiada de parámetros de cálculo (véanse **K.2.1** y el requisito R4 del apartado **K.2.3.3**).

- (9) Los apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB) constan de apoyos elastoméricos de bajo amortiguamiento con un núcleo cilíndrico de plomo. La plastificación del núcleo de plomo dota a dichos aparatos de un notable comportamiento histerético. Este comportamiento histerético puede representarse mediante la aproximación bilineal mostrada en la figura 7.1, con los siguientes parámetros:

– Rigidez elástica: $K_e = K_L + K_R$

donde K_R y K_L son, respectivamente, las rigideces a esfuerzo cortante de las partes elastomérica y de plomo del aparato;

– Rigidez post-elástica: $K_p = K_R$;

– Carga correspondiente al límite elástico: $F_y = F_{Ly} (1 + K_R/K_L)$

donde F_{Ly} es la carga correspondiente al límite elástico del núcleo de plomo.

NOTA 1 Si $K_R \ll K_L$, entonces $K_e \cong K_L$ y $F_y \cong F_{Ly}$.

NOTA 2 Los apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB) deberían estar de acuerdo con lo dispuesto en el proyecto de Norma prEN 15129:200X (dispositivos antisísmicos).

7.5.2.3.4 Amortiguadores viscosos fluidos

- (1) La reacción de los amortiguadores viscosos fluidos es proporcional a v^{α_b} , donde $v = \dot{d}_b = \frac{d}{dt}(d_b)$ es la velocidad del movimiento. Esta reacción es nula para el desplazamiento máximo $d_{\text{máx.}} = d_{bd}$ y no contribuye, por tanto, a la rigidez eficaz del sistema de aislamiento. La relación fuerza-desplazamiento de un amortiguador viscoso fluido se muestra en la figura 7.2 (para un movimiento senoidal), dependiendo del valor del exponente α_b .

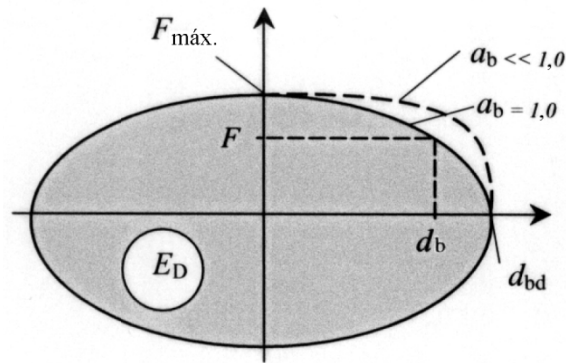


Figura 7.2 – Ley de comportamiento viscoso fuerza-desplazamiento

$$d_b = d_{bd} \sin(\omega t), \text{ con } \omega = 2\pi/T_{\text{eff}}$$

$$F = C_V \alpha_b = F_{\text{máx.}} (\cos(\omega t))^{\alpha_b}$$

$$F_{\text{máx.}} = C(d_{bd}\omega)^{\alpha_b}$$

$$E_D = \lambda(\alpha_b) F_{\text{máx.}} d_{bd}$$

$$\lambda(\alpha_b) = 2^{2+\alpha_b} \frac{\Gamma^2(1+0,5\alpha_b)}{\Gamma(2+\alpha_b)}$$

$\Gamma()$ = es la función gamma

NOTA En algunos casos de dispositivos viscosos (amortiguadores fluidos) con valores bajos de α_b , es necesaria la combinación del elemento viscoso con un resorte lineal colocado en serie (que refleja la compresibilidad del fluido) para hacer concordar satisfactoriamente la relación fuerza-velocidad con los resultados de los ensayos para obtener E_D . Sin embargo, esto sólo tiene una pequeña influencia sobre la energía (E_D) disipada por el dispositivo.

7.5.2.3.5 Comportamiento de rozamiento

(1) Los aparatos de apoyo deslizantes con una superficie de deslizamiento plana limitan la fuerza transmitida a la superestructura a:

$$F_{\text{máx.}} = \mu_d N_{Sd} \text{signo}(\dot{d}_b) \quad (7.1)$$

donde

μ_d es el coeficiente de fricción o de rozamiento dinámico;

N_{Sd} es la fuerza normal transmitida por el aparato, y

$\text{signo}(\dot{d}_b)$ es el signo del vector velocidad \dot{d}_b

d_b es el desplazamiento relativo entre las dos superficies de deslizamiento

Dichos dispositivos pueden dar lugar, sin embargo, a notables desplazamientos permanentes. Consecuentemente, deberían usarse en combinación con otros aparatos que posean una capacidad de recuperación adecuada (véase 7.7.1).

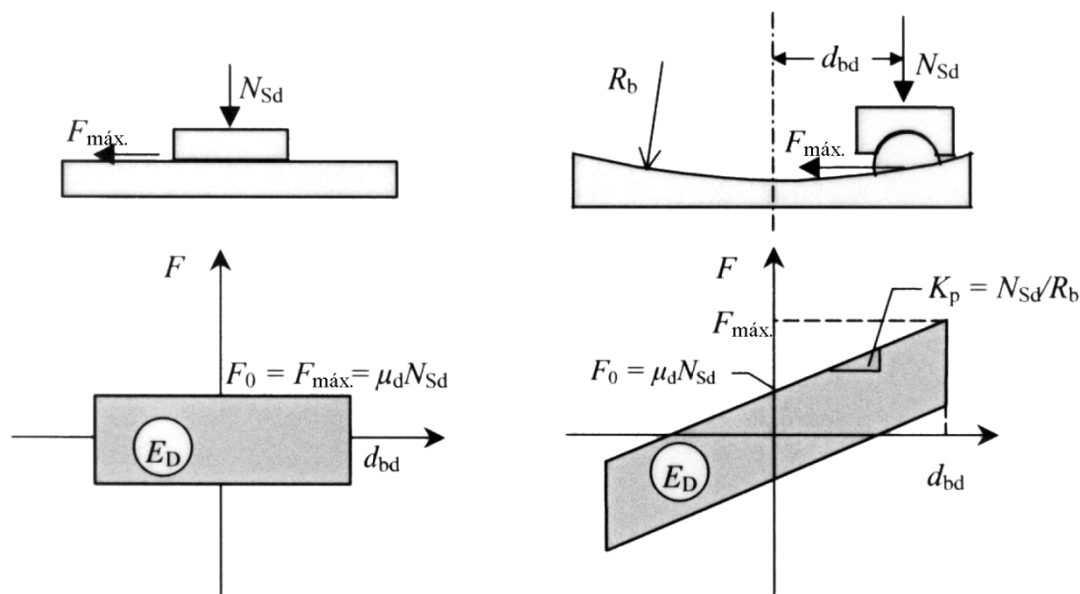


Figura 7.3 – Comportamiento de rozamiento expresado mediante la relación fuerza-desplazamiento

(2) Los aparatos de apoyo deslizantes con una superficie de deslizamiento esférica de radio R_b proporcionan para un desplazamiento d_b una fuerza de recuperación igual a $N_{Sd}d_b/R_b$. Para estos aparatos la relación fuerza-desplazamiento es la siguiente:

$$F_{\text{máx.}} = \frac{N_{Sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{Sd} \text{signo}(\dot{d}_{bd}) \quad (7.2)$$

NOTA La expresión (7.2) proporciona suficiente aproximación cuando $d_b/R_b \leq 0,25$.

(3) En los dos casos anteriores, la energía disipada por ciclo E_D (véase la figura 7.3) para el valor de cálculo del desplazamiento d_{bd} se eleva a:

$$E_D = 4 \mu_d N_{Sd} d_{bd} \quad (7.3)$$

(4) El coeficiente de rozamiento dinámico, μ_d , depende principalmente de:

- la composición de las superficies de deslizamiento;
- el uso, o no, de lubricación;
- la presión del aparato de apoyo sobre la superficie de deslizamiento en la situación sísmica de cálculo;
- la velocidad de deslizamiento.

y debería determinarse mediante los ensayos apropiados.

NOTA En el anexo informativo K se da información sobre los ensayos que pueden realizarse para la determinación del coeficiente de rozamiento dinámico. Debería reseñarse que, en la situación sísmica de cálculo, para superficies de PTFE en su estado inicial, sin el mínimo aditivo y lubricadas, que deslicen sobre superficies de acero inoxidable pulidas, el coeficiente de rozamiento dinámico puede ser muy bajo ($\leq 0,01$) para el rango de velocidades correspondientes a los movimientos sísmicos y para el rango normal de las presiones del aparato de apoyo sobre la superficie de deslizamiento.

(5) En el supuesto de que el amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento se evalúe ignorando cualquier contribución de estos elementos, los apoyos deslizantes con una superficie de deslizamiento plana lubricada de PTFE que permitan el deslizamiento en las dos direcciones horizontales, de acuerdo con la Norma EN 1337-2:2000, no están sujetos a ensayos especiales para determinar el comportamiento sísmico, así como tampoco los apoyos elastoméricos que contengan elementos de deslizamiento de PTFE lubricados que permitan el deslizamiento en una dirección horizontal, mientras que en la otra se comporten como apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, de acuerdo con las Normas EN 1337-2:2000 y EN 1337-3:2005.

7.5.2.4 Variabilidad de las propiedades de los aisladores

(1)P Las propiedades nominales de cálculo (DP) de los aisladores deben bien ser validadas en general, de acuerdo con lo establecido en el proyecto de Norma prEN 15129:200X (dispositivos antisísmicos), o bien ser incluidas en un DITE, con la excepción de los casos especiales de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, de acuerdo con los puntos (5) y (6) del apartado 7.5.2.3.3, y de los apoyos deslizantes, de acuerdo con el punto (5) del apartado 7.5.2.3.5, para los cuales se aplican los puntos (4), (5) y (6) siguientes.

NOTA Véase también la NOTA bajo el punto (1)P del apartado 7.5.2.1.

(2)P Las propiedades nominales de los aisladores y, por tanto, las del sistema de aislamiento, pueden verse afectadas por el envejecimiento, la temperatura, la historia de la carga (rugosidad), la contaminación, y el recorrido acumulado (desgaste). Esta variabilidad debe tenerse en cuenta de acuerdo con el anexo J, mediante la utilización de los dos conjuntos siguientes de propiedades de cálculo del sistema de aislamiento, adecuadamente establecidos:

- propiedades de cálculo límite superiores (UBDP); y
- propiedades de cálculo límite inferiores (LBDP).

(3)P En general, e independientemente del método de análisis, deben llevarse a cabo dos análisis: uno utilizando las propiedades UBDP, que conduce a las máximas fuerzas en la subestructura y en el tablero, y otro utilizando las propiedades LBDP, que conduce a los máximos desplazamientos del sistema de aislamiento y del tablero.

(4) El análisis espectral multimodal o el análisis en el dominio del tiempo pueden llevarse a cabo basándose en el conjunto de propiedades nominales de cálculo solamente si los desplazamientos de cálculo, d_{cd} , obtenidos del análisis basado en el modo fundamental y realizado de acuerdo con lo establecido en el apartado 7.5.4 a partir de las propiedades UBDP y LBDP, no difieren en más de $\pm 15\%$ de los correspondientes a las propiedades de cálculo.

(5) Las propiedades nominales de cálculo de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento de acuerdo con los puntos (5) y (6) del apartado 7.5.2.3.3, pueden suponerse del modo siguiente:

- Módulo de elasticidad transversal: $G_b = \alpha G_g$,

NOTA El valor de α está normalmente comprendido entre 1,1 y 1,4. El valor adecuado se determina mejor ensayando el dispositivo.

- donde G_g es el valor del “módulo de elasticidad transversal convencional aparente”, de acuerdo con la Norma EN 1337-3:2005;
- Amortiguamiento viscoso equivalente: $\xi_{eff} = 0,05$

(6) La variabilidad de las propiedades de cálculo de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, debida al envejecimiento y a la temperatura, puede limitarse al valor de G_b y suponerse del modo siguiente:

- LBDP $G_{b,min.} = G_b$
- UBDP en función de la “temperatura mínima del apoyo para el cálculo sísmico” $T_{min,b}$ (véase el apartado J.1(2)), del modo siguiente:
 - cuando $T_{min,b} \geq 0 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$G_{b,máx.} = 1,2 G_b$$

- cuando $T_{\min,b} < 0\text{ }^{\circ}\text{C}$
el valor de $G_{b,\max.}$ debería corresponder a $T_{\min,b}$.

NOTA En ausencia de los resultados de los ensayos pertinentes, el valor de $G_{b,\max.}$ para $T_{\min,b} < 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ puede obtenerse a partir de G_b ajustado respecto a la temperatura y el envejecimiento de acuerdo con los valores de $\lambda_{\max.}$ correspondientes a K_p especificados en las tablas JJ.1 y JJ.2.

(7) Los valores de los parámetros de rozamiento de los elementos deslizantes cuya contribución a la disipación de energía se ignore, de acuerdo con el punto (5) del apartado 7.5.2.3.5, deberían tomarse como se especifica en la Norma EN 1337-2:2000.

7.5.3 Condiciones para la aplicación de los métodos de análisis

(1)P El método de análisis espectral basado en el modo fundamental puede aplicarse si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- a) La distancia entre el emplazamiento del puente y la falla conocida más cercana, sísmicamente activa, supera 10 km.
- b) Las condiciones del suelo del emplazamiento se corresponden con uno de los tipos de terreno A, B, C o E del apartado 3.1.1 de la Norma EN 1998-1:2004.
- c) El índice de amortiguamiento eficaz no supera 0,30.

(2)P El análisis espectral multimodal puede aplicarse si se cumplen las dos condiciones b y c del punto (1)P anterior.

(3) El análisis no lineal en el dominio del tiempo puede aplicarse para el proyecto de cualquier puente con aislamiento sísmico.

7.5.4 Análisis espectral basado en el modo fundamental

(1) Debería utilizarse en todos los casos el modelo de tablero rígido (véase 4.2.2.3).

(2)P El esfuerzo cortante transmitido a través de la interfaz de aislamiento en cada dirección principal debe calcularse considerando la superestructura como un sistema de un único grado de libertad y utilizando:

- la rigidez eficaz del sistema de aislamiento, K_{eff} ;
- el amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento, ξ_{eff} ;
- la masa de la superestructura, M_d ;
- la aceleración espectral $S_e(T_{\text{eff}}, \eta_{\text{eff}})$ (véase 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004), correspondiente al periodo eficaz T_{eff} , con $\eta_{\text{eff}} = \eta(\xi_{\text{eff}})$.

Los valores de estos parámetros deberían calcularse del modo siguiente:

- Rigidez eficaz:

$$K_{\text{eff}} = \sum K_{\text{eff},i} \quad (7.4)$$

donde $K_{\text{eff},i}$ es la rigidez combinada del aislador y de la correspondiente subestructura (pila) i .

- Amortiguamiento eficaz:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{D,i}}{K_{\text{eff}} d_{\text{cd}}^2} \right] \quad (7.5)$$

donde

$\sum E_{D,i}$ es la suma de las energías disipadas por todos los aisladores i en un ciclo completo de deformación para el valor de cálculo del desplazamiento, d_{cd} .

– Periodo eficaz:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_d}{K_{\text{eff}}}} \quad (7.6)$$

(3) Esto conduce a los resultados mostrados en la tabla 7.1 y en la figura 7.4.

Tabla 7.1 – Aceleración espectral S_e y valor de cálculo del desplazamiento d_{cd}

T_{eff}	S_e	d_{cd}
$T_C \leq T_{\text{eff}} < T_D$	$2,5 \frac{T_C}{T_{\text{eff}}} a_g S \eta_{\text{eff}}$	$\frac{T_{\text{eff}}}{T_C} d_C$
$T_D \leq T_{\text{eff}} \leq 4 \text{ s}$	$2,5 \frac{T_C T_D}{T_{\text{eff}}^2} a_g S \eta_{\text{eff}}$	$\frac{T_D}{T_C} d_C$

donde

$$a_g = \gamma_I a_{g,R} \quad (7.7)$$

y

$$d_C = \frac{0,625}{\pi^2} a_g S \eta_{\text{eff}} T_C^2 \quad (7.8)$$

El valor de η_{eff} debería tomarse de la expresión:

$$\eta_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \xi_{\text{eff}}}} \geq 0,40 \quad (7.9)$$

Máximo esfuerzo cortante:

$$V_d = M_d S_e = K_{\text{eff}} d_{cd} \quad (7.10)$$

donde

S , T_C y T_D son los parámetros del espectro de cálculo dependientes del tipo de terreno, de acuerdo con lo especificado en el punto (1)P del apartado 7.4.1 de esta norma y en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004;

a_g es el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A, correspondiente a la categoría de importancia del puente;

γ_I es el coeficiente de importancia del puente; y

$a_{g,R}$ es el valor de cálculo de la aceleración de referencia a nivel del suelo (correspondiente al periodo de retorno de referencia).

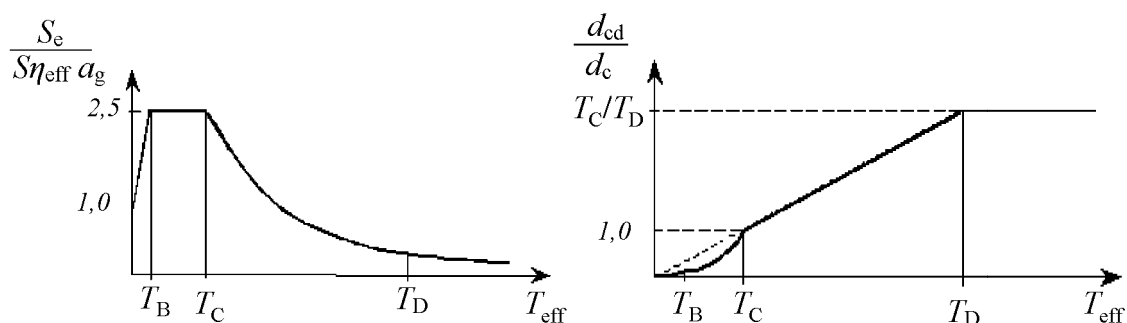


Figura 7.4 – Espectros de aceleración y de desplazamiento

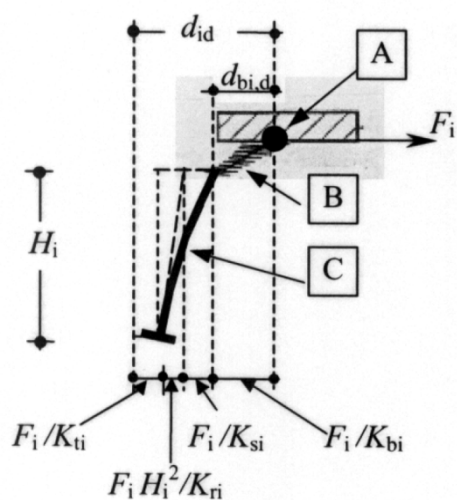
NOTA 1 Hasta el periodo de 4 s se aplica el espectro de respuesta elástica del punto (1)P del apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004. Para valores de T_{eff} mayores de 4 s puede utilizarse el espectro de respuesta elástica de desplazamiento del anexo A de la Norma EN 1998-1:2004. Y el espectro de respuesta elástica de aceleración se puede deducir invirtiendo la expresión (3.7) de la Norma EN 1998-1:2004. No obstante, los puentes con aislamiento sísmico con $T_{eff} > 4$ s requieren una especial atención, debido a su inherente baja rigidez frente a cualquier acción horizontal.

NOTA 2 Para una pila de altura H_i con una rigidez al desplazamiento K_{si} (kN/m), sustentada por una cimentación con rigidez a la traslación K_{ti} (kN/m), rigidez a rotación K_{ri} (kNm/rad), y soportando un aislador i con una rigidez eficaz K_{bi} (kN/m), la rigidez combinada $K_{eff,i}$ es (véase la figura 7.5N):

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{bi}} = \frac{1}{K_u} = \frac{1}{K_{si}} = \frac{H_i^2}{K_{ri}} \quad (7.11N)$$

La flexibilidad del aislador y su desplazamiento relativo $d_{bi} = \frac{F_i}{K_{bi}}$ son, normalmente, mucho mayores que las demás componentes del

desplazamiento de la superestructura. Por esta razón, el amortiguamiento eficaz del sistema depende únicamente de la suma de las energías disipadas por los aisladores, ΣE_{Di} , y el desplazamiento relativo del aislador es prácticamente igual al desplazamiento de la superestructura en ese punto ($d_{bi}/d_{id} = K_{eff,i}/K_{bi} \cong 1$).



Leyenda

- A Superestructura
- B Aislador i
- C Pila i

Figura 7.5N – Rigidez combinada de la pila y del aislador i

(4) En sistemas esencialmente no lineales, K_{eff} y ξ_{eff} dependen del valor de cálculo del desplazamiento d_{cd} (véase d_{bd} en la figura 7.1). Deberían realizarse aproximaciones sucesivas de d_{cd} para limitar dentro del $\pm 5\%$ las desviaciones entre los valores supuestos y calculados.

(5) Para determinar los efectos de la acción sísmica sobre el sistema de aislamiento y las subestructuras en la dirección transversal principal (llamémosla dirección y), la influencia de la excentricidad en planta en dirección longitudinal e_x (entre el centro de rigidez efectivo y el centro de gravedad del tablero), sobre el desplazamiento de la superestructura d_{id} en la posición de la pila i , debería evaluarse del modo siguiente:

$$d_{\text{id}} = \delta_i d_{\text{cd}} \quad (7.12)$$

$$\delta_i = 1 + \frac{e_x}{r r_x} x_i \quad (7.13)$$

con

$$r_x^2 = \frac{\sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi})}{\sum K_{yi}} \quad (7.14)$$

donde

e_x es la excentricidad en la dirección longitudinal;

r es el radio de giro de la masa del tablero respecto al eje vertical que pasa por su centro de gravedad;

x_i e y_i son las coordenadas de la pila i con respecto al centro de rigidez efectivo;

K_{yi} y K_{xi} son las rigideces combinadas efectivas del aislador y del pilar i , en las direcciones y y x , respectivamente.

NOTA En puentes rectos, normalmente $y_i \ll x_i$. En tales casos, puede omitirse el término $y_i^2 K_{xi}$ en la expresión (7.14).

(6)P Para la combinación de las componentes de la acción sísmica debe aplicarse el punto (4) del apartado 4.2.1.4.

7.5.5 Análisis espectral multimodal

(1)P El modelo del sistema de aislamiento debe reflejar con suficiente precisión:

- la distribución espacial de los aisladores y los efectos de vuelco pertinentes, y
- la traslación de la superestructura en las dos direcciones horizontales y su rotación respecto al eje vertical.

(2)P El modelo de la superestructura debe reflejar con suficiente precisión su deformación en planta. No es necesario considerar la excentricidad accidental de la masa.

(3) El modelo de las subestructuras debería reflejar con suficiente precisión la distribución de sus propiedades de rigidez y , al menos, la rigidez a rotación de la cimentación. Cuando la pila tenga una masa y altura significativas, o si está sumergida en agua, debería modelarse también adecuadamente su distribución de masas.

(4) El amortiguamiento eficaz dado por la expresión (7.5) puede aplicarse solamente a los modos que tengan periodos mayores de $0,8 T_{\text{eff}}$. Para la totalidad de los modos restantes, debería utilizarse el índice de amortiguamiento correspondiente a la estructura sin aislamiento sísmico, a menos que se realice una estimación más precisa del índice de amortiguamiento que corresponda.

(5)P Para la combinación de los componentes horizontales de la acción sísmica debe aplicarse el punto **(2)** del apartado **4.2.1.4**.

(6) Tanto el desplazamiento del centro de rigidez del sistema de aislamiento (d_{cd}), como el esfuerzo cortante total (V_d) transmitido a través de la interfaz de aislamiento en cada una de las dos direcciones horizontales, que resultan del cálculo, están sujetos a límites inferiores como se indica a continuación:

$$\rho_d = \frac{d_{cd}}{d_{cf}} \geq 0,80 \quad (7.15)$$

$$\rho_v = \frac{V_d}{V_f} \geq 0,80 \quad (7.16)$$

donde

d_{cf} , V_f son, respectivamente, el valor de cálculo del desplazamiento y el esfuerzo cortante transmitido a través de la interfaz de aislamiento, calculados mediante el análisis espectral basado en el modo fundamental descrito en el apartado **7.5.4**. Las limitaciones del punto **(1)P** del apartado **7.5.3** no se aplican a la hora de comprobar las expresiones (7.15) y (7.16).

(7) En caso de que no se cumplan las condiciones del punto **(6)** anterior, los efectos pertinentes sobre el sistema de aislamiento, el tablero y las subestructuras deberían multiplicarse por:

$$\frac{0,80}{\rho_d} \quad \text{para los desplazamientos sísmicos; o por} \quad (7.17)$$

$$\frac{0,80}{\rho_v} \quad \text{para los esfuerzos y momentos sísmicos} \quad (7.18)$$

(8) No es necesario aplicar las limitaciones del punto **(6)** anterior y las correcciones pertinentes del punto **(7)** si el puente no puede aproximarse (incluso de forma grosera) a un modelo de un solo grado de libertad. Dichos casos pueden darse en:

- puentes con pilas elevadas, cuya masa tenga una influencia significativa en el desplazamiento del tablero;
- puentes con una notable excentricidad, e_x , en dirección horizontal entre el centro de gravedad del tablero y el centro de rigidez efectivo ($e_x > 0,10 L$).

En estos casos, se recomienda que las limitaciones y correcciones de los puntos **(6)** y **(7)** se apliquen en cada dirección a los desplazamientos y esfuerzos deducidos a partir del modo fundamental del modelo real del puente en la misma dirección.

7.5.6 Análisis en el dominio del tiempo

(1)P Se aplican los puntos **(1)P**, **(2)P**, **(3)**, **(6)**, **(7)P** y **(8)P** del apartado **7.5.5**, tomando como valores de d_{cd} y V_d en las expresiones (7.15) y (7.16) los efectos correspondientes de la acción de cálculo, de acuerdo con el punto **(1)P** del apartado **4.2.4.3**.

7.5.7 Componente vertical de la acción sísmica

(1) Los efectos de la componente vertical de la acción sísmica pueden determinarse a partir de un análisis lineal mediante el espectro de respuesta, independientemente del método utilizado para el cálculo de la respuesta a la acción sísmica horizontal. Para la combinación de los efectos de las acciones se aplica el apartado **4.2.1.4**.

7.6 Comprobaciones

7.6.1 Situación sísmica de cálculo

(1)P La situación sísmica de cálculo se describe mediante la combinación de acciones de la expresión (5.4) del punto (1)P del apartado 5.5.

(2)P Los efectos de la acción sísmica de cálculo sobre el sistema de aislamiento deben tomarse de acuerdo con lo expuesto en el apartado 7.6.2, y los generados en la superestructura y subestructura de acuerdo con el 7.6.3.

7.6.2 Sistema de aislamiento

(1)P La necesaria mayor fiabilidad del sistema de aislamiento (véase el punto (4)P del apartado 7.3) debe establecerse mediante el dimensionamiento de cada aislador para un valor de cálculo del desplazamiento mayorado $d_{bi,a}$:

$$d_{bi,a} = \gamma_{IS} d_{bi,d} \quad (7.19)$$

donde γ_{IS} es un coeficiente de amplificación que se aplica solamente sobre el valor de cálculo del desplazamiento $d_{bi,d}$ de cada aislador i , determinado mediante uno de los procedimientos especificados en el apartado 7.5.

Si la variabilidad espacial de la acción sísmica se tiene en cuenta por el método simplificado de los (4), (5), (6) y (7)P del apartado 3.3, los desplazamientos de cálculo mayorados deben estimarse mediante la regla del punto (7)P del apartado 3.3, donde los desplazamientos $d_{bi,d}$ debidos a la respuesta inercial, calculada de acuerdo con uno de los métodos del apartado 7.5, deben mayorarse de acuerdo con la expresión (7.19) anterior, mientras que aquellos desplazamientos que corresponden a la variabilidad espacial determinada de acuerdo con los puntos (5) y (6) del apartado 3.3 no necesitan mayorarse.

NOTA El valor asignado a γ_{IS} para su uso en un Estado se puede definir en su anexo nacional. El valor recomendado es $\gamma_{IS} = 1,50$.

(2)P El máximo desplazamiento total de cada aislador en cada dirección $d_{m,i}$ debe verificarse a partir de la expresión (7.19a), añadiendo al valor de cálculo del desplazamiento sísmico mayorado anterior el desplazamiento inicial $d_{G,i}$ inducido potencialmente por:

- a) las acciones permanentes;
- b) las deformaciones a largo plazo (postensado, retracción y fluencia de los tableros de hormigón) de la superestructura; y
- c) el 50% de la acción térmica.

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + d_{bi,a} \quad (7.19a)$$

NOTA En el punto (4) del apartado 7.7.1 se indica una condición adicional para la capacidad de desplazamiento $d_{m,i}$ de los aisladores.

(3)P Todos los componentes del sistema de aislamiento deben ser capaces de funcionar, sin cambios significativos en sus propiedades de aislamiento, hasta su capacidad de desplazamiento $d_{m,i}$ en la dirección pertinente.

(4)P El valor de cálculo de la resistencia de cada elemento portante del sistema de aislamiento, incluido su anclaje, debe superar la fuerza que actúa sobre el elemento para el desplazamiento máximo total. También debe superar a la fuerza de cálculo originada por la carga del viento sobre la estructura en la dirección pertinente.

NOTA La máxima reacción de los amortiguadores viscosos hidráulicos (véase 7.5.2.3.4) correspondiente al desplazamiento mayorado $d_{bi,a}$ puede estimarse multiplicando la reacción resultante del análisis por $\gamma_{IS}^{\alpha_b/2}$, con α_b tal como se define en el apartado 7.5.2.3.4.

(5) Los aisladores que consten de apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento deberían comprobarse para los efectos de la acción expuestos en los puntos (1)P a (4)P, de acuerdo con lo especificado en las reglas pertinentes de la Norma EN 1337-3:2005 como se indica a continuación. El valor de cálculo de la deformación a cortante total máxima en el apoyo debería calcularse como la suma de:

- a) el valor de cálculo de la deformación a cortante debida a la compresión vertical;
- b) la deformación a cortante correspondiente al valor de cálculo del desplazamiento horizontal total; y
- c) la deformación a cortante correspondiente al valor de cálculo de la rotación angular total

de los apoyos en la situación sísmica de cálculo, sin multiplicar esta suma por ningún coeficiente de amplificación. Esta deformación no debería superar el valor de $\varepsilon_{u,d}$ de acuerdo con la relación (2) del apartado 5.3.3 de la Norma EN 1337-3:2005. La estabilidad a pandeo y deslizamiento se debería comprobar de acuerdo con las reglas pertinentes del apartado 5.3.3.6 de la Norma EN 1337-3:2005.

NOTA El valor a asignar al coeficiente parcial de seguridad γ_m en la relación para $\varepsilon_{u,d}$, para su uso en un Estado para el cálculo de la resistencia de cálculo de los apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento en la situación sísmica de cálculo, puede especificarse en su anexo nacional. El valor recomendado es $\gamma_m = 1,00$.

(6) Para apoyos elastoméricos sencillos de bajo amortiguamiento, además de la comprobación del punto (5) anterior, debería comprobarse la siguiente condición:

$$\varepsilon_{q,d} \leq 2,0 \quad (7.20)$$

donde $\varepsilon_{q,d}$ es la deformación tangencial calculada de acuerdo con la expresión (10) del apartado 5.3.3.3 de la Norma EN 1337-3:2005. En este contexto, $v_{x,d}$ y $v_{y,d}$ deberían tomarse igual, respectivamente, a los máximos desplazamientos relativos totales en las direcciones x e y , tal como se especifica en el punto (2) anterior.

(7) Para la situación sísmica de cálculo, no se permite ningún levantamiento de los aisladores que soporten fuerzas verticales bajo la acción sísmica especificada en el apartado 7.4.

(8) Los elementos deslizantes mencionados en el punto (5) del apartado 7.5.2.3.5 deberían dimensionarse, de acuerdo con lo dispuesto en la Norma EN 1337-2:2000, para el valor de cálculo del desplazamiento sísmico, según lo especificado en el punto (1)P anterior.

7.6.3 Subestructuras y superestructura

(1)P Las fuerzas sísmicas internas E_{EA} ejercidas únicamente por la acción sísmica de cálculo en las subestructuras y en la superestructura deben deducirse a partir de los resultados de un análisis realizado de acuerdo con lo especificado en el apartado 7.5.

(2) Las fuerzas sísmicas de cálculo E_E debidas solamente a la acción sísmica de cálculo, pueden deducirse a partir de las fuerzas E_{EA} definidas en el punto (1)P anterior, tras dividir estas cargas por el coeficiente q correspondiente a un comportamiento dúctil limitado / esencialmente elástico, es decir, $F_E = E_{EA}/q$ con $q = 1,50$.

(3) Debería comprobarse que todos los elementos de la estructura tienen un comportamiento esencialmente elástico de acuerdo con las reglas de los apartados 5.6.2 y 6.5.

(4)P Los efectos de la acción de cálculo para las cimentaciones deben estar de acuerdo con el punto (2)P del apartado 5.8.2.

(5) Las fuerzas horizontales de cálculo de los elementos portantes (pilas o estribos) que sustentan los apoyos deslizantes descritos en el punto (5) del apartado 7.5.2.3.5, deberían deducirse a partir de los máximos valores de rozamiento, de acuerdo con las disposiciones pertinentes de la Norma EN 1337-2:2000.

(6) En el caso del punto (5) anterior y cuando el mismo elemento soporte sustente también amortiguadores viscosos fluidos, entonces:

- a) la fuerza horizontal sísmica de cálculo del elemento soporte en la dirección de la acción del amortiguador debería incrementarse por el valor de la máxima fuerza sísmica del amortiguador (véase la expresión (7.21));
- b) en las situaciones de cálculo no sísmicas, la fuerza horizontal sísmica de cálculo bajo las acciones de las deformaciones impuestas (variación de temperatura) debería incrementarse el valor de la reacción del amortiguador, estimada como el 10% de la máxima fuerza sísmica del amortiguador utilizada en el punto (a) anterior.

(7) Cuando se lleve a cabo un análisis modal espectral de un único modo o de varios modos para sistemas de aislamiento que consten de una combinación de apoyos elastoméricos y de amortiguadores viscosos fluidos apoyados en el(los) mismo(s) elemento(s) de sustentación, la diferencia de fase entre los máximos valores de los elementos elástico y viscoso puede tenerse en cuenta mediante la aproximación que se expone a continuación. Las fuerzas sísmicas deberían determinarse como las más desfavorables de las que corresponden a los siguientes estados característicos:

- a) al estado correspondiente al desplazamiento máximo, tal como viene dado por la expresión (7.10). Las fuerzas de amortiguamiento son entonces nulas;
- b) al estado correspondiente a la máxima velocidad y a un desplazamiento nulo para el que las máximas fuerzas de amortiguamiento deberían determinarse suponiendo que la velocidad máxima es igual a:

$$v_{\text{máx.}} = 2\pi d_{\text{bd}} / T_{\text{eff}} \quad (7.21)$$

donde d_{bd} es el máximo desplazamiento del amortiguador que corresponde al valor de cálculo del desplazamiento d_{cd} del sistema de aislamiento;

- c) al estado correspondiente a la máxima fuerza de inercia ejercida sobre la superestructura, que debería estimarse del modo siguiente:

$$F_{\text{máx.}} = (f_1 + 2\xi_b f_2) S_e M_d \quad (7.22)$$

donde S_e se determina a partir de la tabla 7.1, con K_{eff} de acuerdo con la expresión (7.4), sin ninguna contribución de la rigidez proveniente de los amortiguadores, y

$$f_1 = \cos [\arctan (2\xi_b)] \quad (7.23a)$$

$$f_2 = \text{sen} [\arctan (2\xi_b)] \quad (7.23b)$$

donde ξ_b es la contribución de los amortiguadores al amortiguamiento eficaz ξ_{eff} de la expresión (7.5).

En este estado, el desplazamiento llega a $f_1 d_{\text{cd}}$ y la velocidad de los amortiguadores a $v = f_2 v_{\text{máx.}}$

(8) Para las situaciones no sísmicas debidas a las acciones de deformación impuesta (variación de temperatura, etc.) en sistemas de aislamiento formados por una combinación de amortiguadores viscosos fluidos y de apoyos elastoméricos, como en el caso del punto (7), sin elementos deslizantes, la fuerza horizontal de cálculo que actúa sobre los elementos de sustentación que soportan tanto los aparatos de apoyo como los amortiguadores debería determinarse suponiendo que las reacciones de los amortiguadores son nulas.

7.7 Requisitos especiales para el sistema de aislamiento

7.7.1 Capacidad de recuperación lateral

(1)P El sistema de aislamiento debe disponer de la capacidad de autorrecuperación lateral en las dos direcciones principales, a fin de evitar el incremento gradual acumulado de desplazamientos. Esta capacidad está disponible cuando el sistema cuenta con unos desplazamientos residuales pequeños respecto a su capacidad de desplazamiento, d_m .

(2) Se considera que se satisfacen los requisitos del punto (1)P anterior una dirección cuando el desplazamiento d_0 , definido a continuación, cumple la condición siguiente en la dirección considerada:

$$\frac{d_{cd}}{d_0} \geq \delta \quad (7.24)$$

donde

d_{cd} es el valor de cálculo del desplazamiento del sistema de aislamiento en la dirección considerada, como se define en el apartado 7.2;

d_0 es el desplazamiento máximo residual para el que el sistema de aislamiento puede permanecer en equilibrio estático en la dirección considerada, usando las propiedades del sistema definidas en este punto y en el punto (5) siguiente. No se debería, por tanto, considerar ninguna limitación debida a la capacidad de desplazamiento de los aisladores (capacidad ilimitada). Para un sistema con un comportamiento bilineal de acuerdo con el apartado 7.5.2.3.2 o sistemas que puede aproximarse a ellos, d_0 se obtiene como:

$$d_0 = F_0/K_p \quad (7.25)$$

δ es un valor numérico.

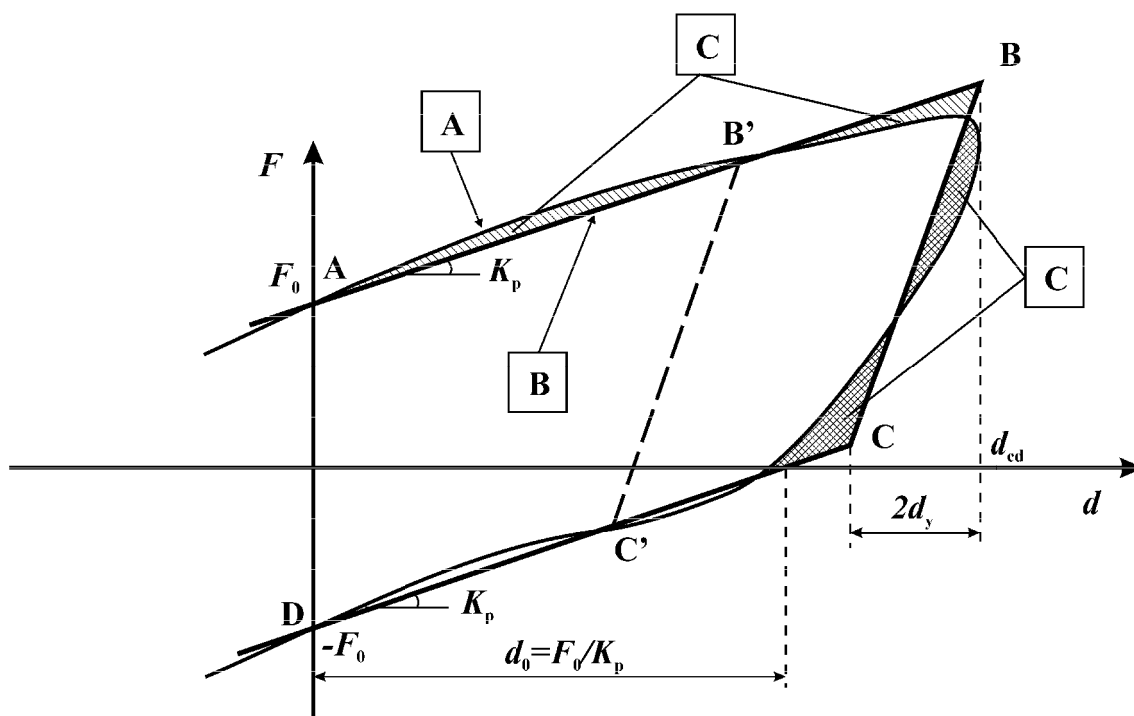
NOTA 1 Los valores asignados a la relación δ para su uso en un Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado es $\delta = 0,50$ (véase también la figura 7.8 y la NOTA 2 al punto (4) del apartado 7.7.1.

NOTA 2 Para sistemas con un comportamiento histerético aproximadamente bilineal (véase la figura 7.6N) las propiedades del sistema bilineal equivalente deberían determinarse del modo siguiente: el valor de la fuerza para desplazamiento nulo, F_0 y el valor estimado del desplazamiento de cálculo d_{cd} , se mantienen. Las líneas rectas para la rama AB de carga y la rama BC de descarga se definen como aproximadamente las ramas correspondientes del bucle real, manteniendo las áreas iguales.

NOTA 3 Para sistemas con un comportamiento histerético bilineal de acuerdo con el apartado 7.5.2.3.2 o sistemas que puedan aproximarse a ellos, el desplazamiento $d_0 = F_0/K_p$ depende de las propiedades del sistema de aislamiento considerado, independientemente de su capacidad de desplazamiento. Por tanto, en la figura 7.6N los sistemas con los bucles ABCD y AB'C'D tienen el mismo d_0 . El valor de d_0 es positivo cuando la rigidez post-elástica K_p es positiva, negativo cuando K_p es negativa e ∞ cuando K_p es cero. Lo se deberían usar sistemas con K_p negativa.

NOTA 4 Para sistemas con dispositivos deslizantes, con superficies de deslizamiento esféricas (véase el punto (2) del apartado 7.5.2.3.5), $d_0 = \mu_d R_b$.

NOTA 5 Para sistemas con un comportamiento histerético que no pueda aproximarse mediante una relación bilineal (véase la figura 7.7N), el valor de d_0 puede definirse como la intersección de las ramas post-elásticas con el eje de los desplazamientos. El desplazamiento correspondiente al límite elástico, d_y , puede suponerse nulo para aumentar la fiabilidad.



Leyenda

F Fuerza

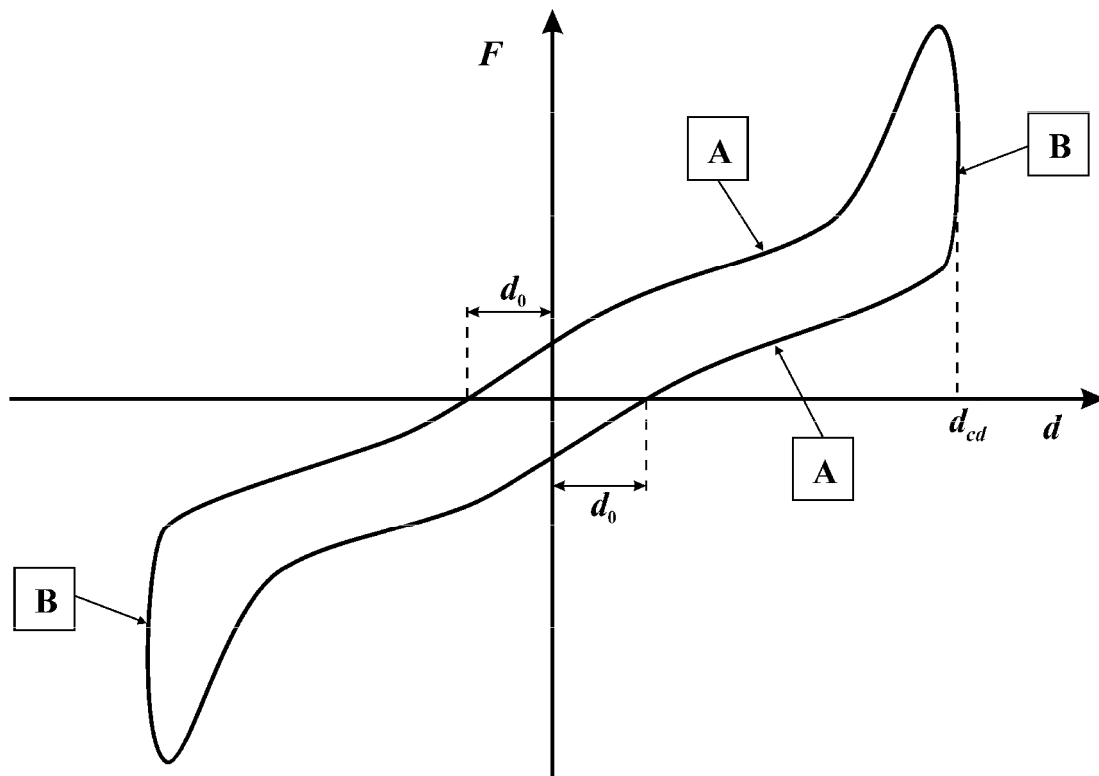
d Desplazamiento

\boxed{A} Relación fuerza-desplazamiento real

\boxed{B} Modelo de aproximación bilineal (ABCD)

\boxed{C} Áreas iguales

Figura 7.6N – Definición del modelo bilineal equivalente para evaluar la capacidad de recuperación



Leyenda

F Fuerza

d Desplazamiento

A Rama post-elástica

B Rama elástica

Figura 7.7N – Sistemas histeréticos que no pueden aproximarse mediante el modelo bilineal

(3) Se puede considerar que los sistemas que no satisfagan la condición (7.24) en una dirección determinada cumplen el requisito **(1)P** si tiene una capacidad de desplazamiento suficiente para asumir, con una fiabilidad adecuada, la acumulación de desplazamientos residuales en dicha dirección durante la vida útil de la estructura.

(4) La condición del punto (3) se considera cumplida cuando se satisfacen las condiciones siguientes en todos los aisladores:

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + \gamma_{du} d_{bi,d} \rho_d \quad (7.26a)$$

donde

$$\rho_d = 1 + 1,35 \frac{1 - (d_y / d_{cd})^{0,6}}{1 + 80(d_{cd} / d_0)^{1,5}} \quad (7.26b)$$

y se representa en la figura 7.8

y

$d_{m,i}$ es la capacidad de desplazamiento del aislador i en la dirección considerada, es decir el desplazamiento máximo que el aislador puede asumir en dicha dirección;

$d_{bi,d}$ es el desplazamiento de cálculo del aislador i en la dirección considerada, conforme al punto **(1)P** del apartado 7.6.2;

$d_{G,i}$ es el desplazamiento inicial no sísmico del aislador i de acuerdo al punto (2)P del apartado 7.6.2;

d_y es el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema bilineal equivalente, determinado conforme al punto (2) anterior. Para sistemas deslizantes, d_y puede suponerse nulo. Si existe incertidumbre sobre la magnitud de d_y , debería suponerse nulo;

γ_{du} es un coeficiente numérico que representa las incertidumbres en la estimación de los desplazamientos de cálculo.

NOTA 1 El valor asignado a γ_{du} para su uso en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado es $\gamma_{du} = 1,20$.

NOTA 2 El segundo término de la expresión ρ_d para en (7.26b) refleja la acumulación de desplazamientos residuales bajo la secuencia de eventos del terremoto que se producen antes del sismo de cálculo. Para sistemas con $d_{cd}/d_0 \geq 0,50$, la acumulación de desplazamientos residuales es despreciable (véase la figura 7.8). Para sistemas con $d_{cd}/d_0 < \delta$ el valor $d_{m,i}$ máximo debería obtenerse bien de la expresión (7.26a) o de la expresión (7.19a), tomando el valor mayor.

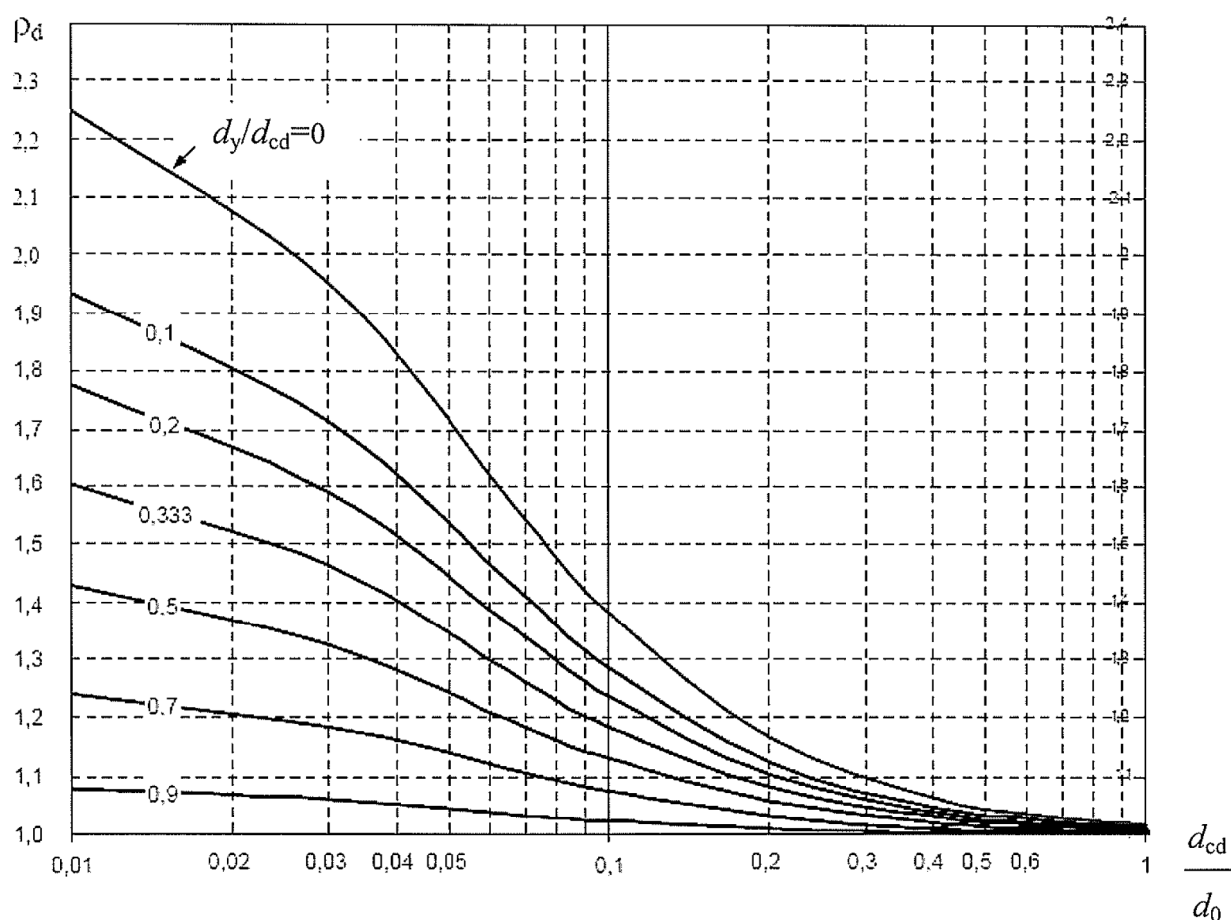


Figura 7.8 – Representación de ρ_d conforme a la expresión (7.26b)

(5) Se deberían usar para la estimación tanto de d_{cd} como de d_0 las mismas propiedades de los aisladores bajo condiciones dinámicas. Las condiciones de recuperación lateral (7.24) y (7.26) no consideran los efectos de la variación de la velocidad en las fuerzas de los aisladores.

7.7.2 Coacción lateral al nivel de la interfaz de aislamiento

(1)P El sistema aislante debe proporcionar una coacción lateral suficiente al desplazamiento, al nivel de la interfaz de aislamiento, para satisfacer cualquiera de los requisitos pertinentes del resto de Eurocódigos o normas relativas a la limitación de desplazamientos/deformaciones bajo los criterios de comportamiento en servicio.

NOTA Este requisito es normalmente crítico para la acción de frenado en puentes de ferrocarril.

(2) Cuando para establecer limitaciones al desplazamiento entre el tablero y las subestructuras, correspondientes al estado de servicio, se coloquen triangulaciones (arriostramientos) fungibles (sistemas fusibles) en la localización de ciertos soportes en la configuración final de puente, su capacidad elástica no debería superar el 40% de la fuerza sísmica de cálculo transmitida a través de la interfaz de aislamiento de la estructura aislada, en los mismos soportes y dirección. Si no se cumple este requisito, deberían satisfacerse en cambio los requisitos correspondientes al estado de servicio (a excepción de la fatiga) de los Eurocódigos de materiales pertinentes (EN 1992-2:2005, EN 1993-2:2005 o EN 1994-2:2005), para los elementos de la estructura del puente sometidos a la carga para la que se proyecta el arriostramiento coaccionante cuando se incrementa esta carga de forma que la reacción pertinente alcanza la capacidad elástica de dicho arriostramiento.

NOTA El capítulo 5 del proyecto de Norma prEN 15129:200X proporciona especificaciones para los dispositivos de unión rígida que pueden utilizarse para dotar de coacción lateral a nivel de la interfaz de aislamiento.

(3) Cuando se utilicen unidades de transmisión de impactos con función de limitación de fuerzas (véase 6.6.3.3) para establecer coacciones al desplazamiento en el estado de servicio, dichas unidades de transmisión de impactos deberían incluirse en el modelo, en las comprobaciones y en el método de ensayo del sistema de aislamiento.

7.7.3 Inspección y mantenimiento

(1)P Todos los aisladores deben ser accesibles para su inspección y mantenimiento.

(2)P Debe redactarse un programa de inspección y mantenimiento para el sistema aislante y para todos los componentes que atraviesen la interfaz de aislamiento.

(3)P La reparación, la sustitución o la rehabilitación de cualquier aislador o componente que atraviese la interfaz de aislamiento debe realizarse bajo la dirección de la entidad responsable del mantenimiento del puente y debe recogerse con detalle en un informe adecuado.

ANEXO A (Informativo)**PROBABILIDADES RELACIONADAS CON LA ACCIÓN SÍSMICA DE REFERENCIA.
DIRECTRICES PARA LA SELECCIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO
DURANTE LA FASE DE CONSTRUCCIÓN****A.1 Acción sísmica de referencia**

(1) La acción sísmica de referencia puede definirse mediante la elección de una probabilidad (p) aceptablemente baja de ser superada durante la vida útil de cálculo (t_L) de la estructura. En consecuencia, el periodo de retorno (T_R) del sismo viene dado por la expresión:

$$T_R = 1 / (1 - (1 - p)^{1/t_L}) \quad (\text{A.1})$$

(2) La acción sísmica de referencia (correspondiente a $\gamma_I = 1,0$) refleja normalmente un terremoto con un periodo de retorno de referencia, T_{NCR} , de 475 años. Dicho terremoto tiene una probabilidad de excedencia entre 0,10 y 0,19 para un periodo de vida de cálculo comprendido entre 50 y 100 años, respectivamente. Este nivel de la acción de cálculo es aplicable a la mayoría de los puentes considerados como de importancia media.

A.2 Acción sísmica de cálculo para la fase de construcción

(1) Suponiendo que sea t_c la duración de la fase de construcción de un puente y p la probabilidad aceptable de excedencia del sismo de cálculo durante dicha fase, el periodo de retorno T_{Rc} viene dado por la expresión (A.1), poniendo t_c en lugar de t_L . Para los valores relativamente pequeños normalmente asociados con t_c ($t_c \leq 5$ años), la expresión (A.1) puede aproximarse mediante la siguiente relación más sencilla:

$$T_{Rc} \cong \frac{t_c}{p} \quad (\text{A.2})$$

Se recomienda que el valor de p no supere 0,05.

(2) El valor de cálculo de la aceleración del suelo a_{gc} que corresponde a un periodo de retorno T_{Rc} depende de la sismicidad de la zona. En muchos casos, la siguiente relación ofrece una aproximación aceptable:

$$\frac{a_{gc}}{a_{g,R}} = \left(\frac{T_{Rc}}{T_{NCR}} \right)^k \quad (\text{A.3})$$

donde

$a_{g,R}$ es la máxima aceleración a nivel del suelo de referencia, correspondiente al periodo de retorno T_{NCR} .

El valor del exponente k depende de la sismicidad de la zona. Normalmente pueden utilizarse valores comprendidos en el rango 0,30 – 0,40.

(3) Debería asegurarse la robustez de todas las estructuras parciales del puente durante las fases de construcción, independientemente de las acciones sísmicas de cálculo.

ANEXO B (Informativo)

RELACIÓN ENTRE LOS COEFICIENTES DE DUCTILIDAD EN DESPLAZAMIENTOS Y DUCTILIDAD EN CURVATURAS DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS DE LAS PILAS DE HORMIGÓN

(1) Suponiendo que:

- el desplazamiento horizontal en el centro de gravedad del tablero se debe solamente a la deformación de una pila en ménsula, perfectamente empotrada, de longitud L , que
- la masa de la pila es despreciable comparada con la del tablero, y que
- L_p es la longitud de la rótula plástica que se desarrolla en la base de la pila,

el coeficiente de ductilidad en términos de curvaturas requerido para la rótula, μ_Φ , correspondiente a un coeficiente de ductilidad en desplazamientos de la estructura μ_d , tal como se define en el apartado 2.3.5.2, es:

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = 1 + \frac{\mu_d^{-1}}{3\lambda(1-0,5\lambda)} \quad (\text{B.1})$$

donde

$$\lambda = L_p / L$$

(2) En las secciones de hormigón armado (en las que el coeficiente de ductilidad en curvaturas se usa como una medida de la ductilidad de la rótula plástica), el valor del cociente λ está influenciado por efectos tales como la penetración de la deformación de la armadura traccionada en el elemento contiguo, la fisuración inclinada debida a la interacción flector-cortante, etc. Puede usarse el valor de L_p dado en el punto (5) del apartado E.3.2.

(3) Cuando una parte considerable del desplazamiento del tablero es debida a la deformación de otros elementos que permanecen elásticos después de la formación de la rótula plástica, el coeficiente de ductilidad en curvaturas requerido, $\mu_{\Phi d}$, viene dado por la expresión:

$$\mu_{\Phi d} = 1 + f(\mu_\Phi - 1) \quad (\text{B.2})$$

donde

$f = d_{\text{tot}} / d_p$ es el cociente entre el desplazamiento total del tablero, d_{tot} , y el desplazamiento d_p debido únicamente a la deformación de la pila; y

μ_Φ se calcula según la expresión (B.1).

NOTA Si entre el tablero y la pila, la acción sísmica se transmite a través de apoyos elastoméricos flexibles que inducen, por ejemplo, un valor de $f=5$, y suponiendo que se precise de un cierto valor de μ_Φ , por ejemplo, $\mu_\Phi = 15$, el valor requerido de $\mu_{\Phi d}$ en caso de unión fija entre el tablero y la pila llegaría hasta 71, de acuerdo con la ecuación (B.2), lo cual es ciertamente inalcanzable. Consecuentemente, es evidente que la alta flexibilidad de los apoyos elastoméricos usados en la misma trayectoria de fuerzas que la pila rígida, impone un comportamiento global del sistema prácticamente elástico.

ANEXO C (Informativo)

ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ EFICAZ DE LOS ELEMENTOS DÚCTILES DE HORMIGÓN ARMADO

C.1 Generalidades

(1) La rigidez eficaz de los elementos dúctiles de hormigón utilizados en el análisis sísmico lineal debería ser igual a la rigidez secante en el límite elástico teórico. A menos que se demuestre otra cosa mediante el cálculo, puede emplearse uno de los siguientes métodos aproximados para determinar la rigidez secante en el límite elástico teórico.

C.2 Método 1

(1) El momento de inercia efectivo, J_{eff} , de una pila de sección transversal constante puede estimarse del modo siguiente:

$$J_{\text{eff}} = 0,08 J_{\text{un}} + J_{\text{cr}} \quad (\text{C.1})$$

donde

J_{un} es el momento de inercia de la sección bruta de la pila no fisurada;

J_{cr} es el momento de inercia de la sección fisurada cuando la armadura de tracción se encuentra a la tensión del límite elástico. Dicho momento puede estimarse a partir de la expresión:

$$J_{\text{cr}} = M_y / (E_c \cdot \Phi_y) \quad (\text{C.2})$$

en la que M_y y Φ_y son, respectivamente, el momento correspondiente al límite elástico y la curvatura de la sección, y E_c es el módulo elástico del hormigón.

(2) Estas expresiones han sido obtenidas a partir de un análisis paramétrico sobre un modelo simplificado no lineal de una pila en ménsula con secciones transversales, bien huecas rectangulares, o bien circulares macizas y huecas.

C.3 Método 2

(1) La rigidez eficaz puede estimarse a partir del momento último de cálculo, M_{Rd} , y de la curvatura correspondiente al límite elástico, Φ_y , de la sección de la rótula plástica, del modo siguiente:

$$E_c J_{\text{eff}} = \nu M_{\text{Rd}} / \Phi_y \quad (\text{C.3})$$

donde

$\nu = 1,20$ es un coeficiente de corrección que refleja el efecto rigidizador de la parte no fisurada de la pila.

La curvatura Φ_y correspondiente al límite elástico puede determinarse del modo siguiente:

$$\Phi_y = (\epsilon_{\text{sy}} - \epsilon_{\text{cy}}) / d_s \quad (\text{C.4})$$

y

d_s es el canto útil de la sección respecto al centro de las armaduras de tracción;

ϵ_{sy} es la deformación correspondiente al límite elástico de la armadura;

ϵ_{cy} es la deformación en compresión del hormigón, correspondiente al inicio de la plastificación de las armaduras de tracción.

El valor de ε_{cy} puede estimarse mediante un análisis de la sección basado en ε_{sy} y en la fuerza real, N_{Ed} , que actúa en la situación sísmica de cálculo.

(2) La adopción de los siguientes valores para la curvatura en el límite elástico da en general una aproximación satisfactoria:

para secciones rectangulares: $\Phi_y = 2,1 \varepsilon_{sy}/d$ (C.5)

para secciones circulares: $\Phi_y = 2,4 \varepsilon_{sy}/d$ (C.6)

donde d es el canto útil de la sección.

(3) El análisis desarrollado a partir de un valor de $E_c J_{eff}$ basado en un valor supuesto de M_{Rd} sólo necesita corregirse si el valor finalmente requerido de la capacidad de flexión, $M_{Rd,req}$, es significativamente mayor que el valor supuesto de M_{Rd} . Si $M_{Rd,req} < M_{Rd}$, la corrección puede realizarse multiplicando los desplazamientos resultantes del primer análisis por el cociente $M_{Rd}/M_{Rd,req}$.

ANEXO D (Informativo)

VARIABILIDAD ESPACIAL DEL MOVIMIENTO SÍSMICO: MODELO Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

D.1 Descripción del modelo

(1) La variabilidad espacial puede describirse por medio de un vector de procesos aleatorios de media cero. Bajo la hipótesis de estacionariedad, este vector se define completamente mediante su matriz simétrica, de dimensión $n \times n$, de funciones de auto y de intercorrelación de la densidad espectral potencia:

$$G(\omega) = \begin{bmatrix} G_{11}(\omega) & G_{12}(\omega) & \dots & G_{1n}(\omega) \\ & G_{22}(\omega) & \dots & G_{2n}(\omega) \\ & & \dots & \dots \\ & & & G_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (D.1)$$

donde n es el número de soportes.

Es útil introducir la siguiente función adimensional de valores complejos, llamada *función de coherencia*:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \frac{G_{ij}(\omega)}{\sqrt{G_{ii}(\omega)G_{jj}(\omega)}} \quad (D.2)$$

Su módulo está limitado por los valores 0 y 1,0, y proporciona una medida de la dependencia estadística lineal de dos procesos en los soportes i y j , cuya distancia es d_{ij} .

(2) En las referencias [1] y [2] se hace referencia la siguiente forma de la función de frecuencia:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \gamma_{ij,1}(\omega) \cdot \gamma_{ij,2}(\omega) \cdot \gamma_{ij,3}(\omega) = \exp \left[- \left(\frac{\alpha \omega d_{ij}}{v_s} \right)^2 \right] \cdot \exp \left[i \frac{\omega d_{ij}^L}{v_{app}} \right] \cdot \exp [i\theta_{ij}(\omega)] \quad (D.3)$$

donde

v_s es la velocidad de la onda de corte transversal;

α es una constante;

v_{app} es la denominada velocidad aparente de las ondas;

d_{ij}^L es la distancia entre los soportes i y j , proyectada a lo largo de la dirección de propagación de las ondas; y

$\theta_{ij}(\omega)$ es un ángulo de fase dependiente de la frecuencia.

(3) Los factores $\gamma_{ij,1}(\omega)$, $\gamma_{ij,2}(\omega)$ and $\gamma_{ij,3}(\omega)$ tienen en cuenta, respectivamente, la pérdida de correlación debida a reflexiones / refracciones en el medio de propagación, la existencia de un límite finito de la velocidad de propagación de las ondas y de su ángulo de incidencia en la superficie, y las diferentes condiciones del suelo en los emplazamientos de los dos soportes. La diferencia entre las propiedades del suelo en los emplazamientos de los dos soportes se tiene en cuenta en el modelo considerando dos columnas de suelo, que representan los dos perfiles de suelo, excitadas en su base por un ruido blanco estacionario de intensidad G_0 . Las columnas de suelo se caracterizan, respectivamente, por las funciones de transferencia $H_i(\omega)$ y $H_j(\omega)$, capaces de proporcionar el contenido espectral y la intensidad deseada del movimiento en la superficie, en las localizaciones i y j .

$$G_{ii}(\omega) = G_0 |H_i(\omega)|^2 \quad (D.4)$$

(4) El espectro de densidad de potencia en el emplazamiento debe ser compatible con el espectro de respuesta elástica dado en el apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004.

Se demuestra también que:

$$\theta_{ij}(\omega) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\operatorname{Im}[H_i(\omega)H_j(-\omega)]}{\operatorname{Re}[H_i(\omega)H_j(-\omega)]} \right\} \quad (D.5)$$

D.2 Generación de muestras

(1) A efectos de un análisis estructural, puede ser necesario generar muestras del vector de procesos aleatorios descrito en el capítulo D.1. Para este objetivo, la matriz $\mathbf{G}(\omega)$ se descompone primeramente en el producto:

$$\mathbf{G}(\omega) = \mathbf{L}(\omega) \mathbf{L}^{*T}(\omega) \quad (D.6)$$

de la matriz $\mathbf{L}(\omega)$ por la transpuesta de su compleja conjugada. Si se emplea la descomposición de Cholesky, $\mathbf{L}(\omega)$ es una matriz triangular inferior.

De acuerdo con la referencia [3], se obtiene una muestra del acelerograma en el soporte genérico i , a partir de la serie:

$$a_i(t) = 2 \sum_{j=1}^i \sum_{k=1}^N |L_{ij}(\omega_k)| \sqrt{\Delta\omega} \cos[\omega_k t - \theta_{ij}(\omega_k) + \phi_{jk}] \quad (D.7)$$

donde

N es el número total de frecuencias ω_k en el que se discretiza el ancho de banda significativo de $L_{ij}(\omega)$;

$\Delta\omega = \omega_{\max}/N$, y los ángulos ϕ_{jk} son, para cada elemento j , un conjunto de N variables aleatorias independientes, uniformemente distribuidas entre 0 y 2π .

Las muestras generadas de acuerdo con la expresión (D.7) se caracterizan tanto por el contenido de frecuencias deseado, como por el grado de correlación asignado.

D.3 Métodos de análisis

D.3.1 Generalidades

(1) En base a los capítulos D.1 y D.2, las opciones descritas en los apartados D.3.2 a D.3.4 son útiles para determinar la respuesta estructural a movimientos del suelo con variabilidad espacial.

D.3.2 Análisis lineal de vibraciones aleatorias

(1) Un análisis lineal de vibraciones aleatorias se lleva a cabo desarrollando usando un análisis modal de matrices de transferencia dependientes de la frecuencia con una excitación dada por la matriz $\mathbf{G}(\omega)$.

(2) Se supone que los efectos elásticos de la acción equivalen a los valores medios obtenidos a partir de la distribución de probabilidades del mayor valor máximo de la respuesta, para la duración coherente con el terremoto considerado para la definición de a_g .

(3) Los valores de cálculo se determinan dividiendo los efectos elásticos por el coeficiente de comportamiento q apropiado, y la conformidad con las reglas pertinentes de la parte normativa de esta norma garantiza una respuesta dúctil.

D.3.3 Análisis en el dominio del tiempo con muestras de movimientos correlados

(1) Los análisis lineales en el dominio del tiempo pueden llevarse a cabo utilizando acelerogramas de muestra generados, como se indica en el capítulo D.2, a partir de espectros de potencia compatibles con los espectros de respuesta elástica en los soportes.

(2) El número de acelerogramas utilizado debería ser el adecuado para obtener estimadores estables de la media de las máximas respuestas de interés. Los efectos de las acciones elásticas se suponen equivalentes a los valores medios de las máximas respuestas anteriores. Los valores de cálculo se determinan dividiendo los efectos de las acciones elásticas por el coeficiente de comportamiento q apropiado, y la conformidad con las reglas pertinentes de la parte normativa de esta norma garantiza la respuesta dúctil.

(3) El análisis no lineal en el dominio del tiempo puede llevarse a cabo utilizando acelerogramas de muestra generados, como se indica en el capítulo D.2, a partir de espectros de potencia compatibles con los espectros de respuesta elástica en los soportes. El número de acelerogramas utilizado debería ser el adecuado para obtener estimadores estables de la media de las máximas respuestas de interés.

(4) Los valores de cálculo de los efectos de la acción E_d se suponen equivalentes a los valores medios de los máximos anteriores. La comparación entre el esfuerzo de cálculo E_d y la resistencia R_d se lleva a cabo de acuerdo con lo especificado en la Norma EN 1998-1:2004.

D.3.4 Espectro de respuesta para una excitación en varios soportes

D.3.4.1 Generalidades

(1) En la referencia [4] se ha descrito una solución para la respuesta elástica de una estructura sometida a una excitación en varios soportes. En este apartado se describen las líneas maestras. Para una información completa conviene consultar dicha referencia [4].

D.3.4.2 Respuesta lineal para una excitación en varios soportes

(1) Las ecuaciones del movimiento para un sistema lineal discretizado de n grados de libertad sometido a los movimientos de m soportes pueden escribirse como:

$$\begin{bmatrix} M & M_C \\ M_C^T & M_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & C_C \\ C_C^T & C_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & K_C \\ K_C^T & K_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ F \end{bmatrix} \quad (D.8)$$

donde

x es el vector n – dimensional de todos los desplazamientos en los grados de libertad sin ligaduras;

u es el vector m – dimensional de los desplazamientos indicados de los soportes;

M , C y K son, respectivamente, las matrices $n \times n$ – dimensionales de masa, amortiguamiento y rigidez, asociadas a los grados de libertad sin coaccionar;

M_g , C_g y K_g son respectivamente, las matrices $m \times m$ – dimensionales de masa, amortiguamiento y rigidez, asociadas con los grados de libertad de los soportes;

M_c , C_c y K_c son las matrices acopladas, de dimensión $n \times m$; y

F es el vector m – dimensional de las fuerzas de reacción en los grados de libertad de los soportes.

(2) La respuesta total se descompone en:

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}^s + \mathbf{x}^d \quad (\text{D.9})$$

donde \mathbf{x}^s , llamada componente pseudoestática, es la solución de la expresión (D.8) sin los términos de inercia y de amortiguamiento, es decir:

$$\mathbf{x}^s = -\mathbf{K}^{-1} \mathbf{K}_c \mathbf{u} = \mathbf{R} \mathbf{u} \quad (\text{D.10})$$

Sustituyendo las expresiones (D.9) y (D.10) en la expresión (D.8), se obtiene la ecuación diferencial para la componente dinámica, que resulta ser de la forma:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}^d + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}^d + \mathbf{K} \mathbf{x}^d \equiv -(\mathbf{M} \mathbf{R} + \mathbf{M}_c) \ddot{\mathbf{u}} \quad (\text{D.11})$$

después de eliminar el término $-(\mathbf{C} \mathbf{R} + \mathbf{C}_c) \dot{\mathbf{u}}$, comparativamente despreciable.

(3) Sean respectivamente, Φ , ω_i y ξ_i la matriz de formas modales, las frecuencias modales y los correspondientes índices de amortiguamiento de la estructura de base empotrada. Introduciendo $\mathbf{x}^d = \Phi \mathbf{y}$ en la expresión (D.11), se obtienen las ecuaciones modales desacopladas:

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \sum_{k=1}^m \beta_{ki} \ddot{u}_k(t) \quad i = 1, \dots, n \quad (\text{D.12})$$

donde el factor de participación modal tiene la forma:

$$\beta_{ki} = \frac{\Phi_i^T (\mathbf{M} \mathbf{r}_k + \mathbf{M}_c \mathbf{i}_k)}{\Phi_i^T \mathbf{M} \Phi_i} \quad (\text{D.13})$$

en la que \mathbf{r}_k es la k -ésima columna de la matriz \mathbf{R} , e \mathbf{i}_k es la k -ésima columna de la matriz identidad $n \times n$.

(4) Es conveniente definir una respuesta modal normalizada $s_{ki}(t)$, que represente la respuesta de un oscilador de un único grado de libertad con la frecuencia e índice de amortiguamiento del i -ésimo modo, sometido a la aceleración $\ddot{u}_k(t)$ en la base:

$$\ddot{s}_{ki} + 2\xi_i \omega_i \dot{s}_{ki} + \omega_i^2 s_{ki} = \ddot{u}_k(t) \quad (\text{D.14})$$

Claramente se tiene:

$$y_i(t) = \sum_{k=1}^m \beta_{ki} s_{ki}(t) \quad (\text{D.15})$$

(5) Cualquier respuesta genérica de la variable de interés, $z(t)$ (desplazamiento de un nodo, fuerza interna, etc.), puede expresarse mediante una función lineal del desplazamiento nodal $\mathbf{x}(t)$:

$$z(t) = \mathbf{q}^T \mathbf{x}(t) = \mathbf{q}^T [\mathbf{x}^s(t) + \mathbf{x}^d(t)] \quad (\text{D.16})$$

Sustituyendo las expresiones obtenidas para \mathbf{x}^s y \mathbf{x}^d , se llega a:

$$z(t) = \sum_{k=1}^m a_k u_k(t) + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n b_{ki} s_{ki}(t) \quad (\text{D.17})$$

en la que:

$$a_k(t) = \mathbf{q}^T \mathbf{r}_k \quad b_{ki} = \mathbf{q}^T \Phi_i \beta_{ki} \quad (\text{D.18})$$

D.3.4.3 Respuesta espectral

(1) Usando la teoría de base de las vibraciones aleatorias junto con un modelo tal como el descrito en el capítulo **D.1** para los movimientos de los soportes $\mathbf{u}(t)$, la desviación típica de la respuesta de la variable de interés, $z(t)$, puede determinarse directamente en términos de desviaciones típicas de los procesos de excitación $\mathbf{u}(t)$ y de las respuestas modales normalizadas $\mathbf{s}(t)$, así como que de la correlación entre los valores de entrada y salida.

(2) Más aún, teniendo en cuenta la relación entre las densidades espectrales de potencia de los procesos de excitación, $\mathbf{G}_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega)$ ⁵⁾, y las desviaciones típicas y correlaciones anteriores, así como las relaciones entre la densidad espectral de potencia del proceso de respuesta y el espectro de respuesta, se deduce la siguiente expresión para el valor medio de la máxima respuesta (es decir, el efecto de la acción elástica)⁶⁾:

$$\mu_{z_{\max.}} = \sqrt{\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l \rho_{u_k u_l} u_{k,\max.} u_{l,\max.} + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{s_{ki} s_{lj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j)} \quad (\text{D.19})$$

donde $u_{k,\max.}$ y $u_{l,\max.}$ son los desplazamientos máximos del suelo en la localización de los soportes k y l , compatibles con el respectivo espectro local de respuesta elástica, tal como se define en el apartado **3.2.2.4** de la Norma EN 1998-1:2004; $D_k(\omega, \xi_i)$ y $D_l(\omega, \xi_j)$ son los valores de los espectros de respuesta elástica en desplazamientos en los soportes k y l para las frecuencias e índices de amortiguamiento de los modos considerados, compatibles con el respectivo espectro de respuesta elástica local, tal como se define en el apartado **3.2.2.2** de la Norma EN 1998-1:2004.

(3) Los coeficientes de correlación, $\rho_{u_k u_l}$, entre los desplazamientos máximos del suelo, y $\rho_{s_{ki} s_{lj}}$ entre las respuestas modales normalizadas, vienen dados por:

$$\begin{aligned} \rho_{u_k u_l} &= \frac{1}{\sigma_{u_k} \sigma_{u_l}} \int_{-\infty}^{\infty} G_{u_k u_l}(\omega) d\omega \\ \rho_{s_{ki} s_{lj}} &= \frac{1}{\sigma_{s_{ki}} \sigma_{s_{lj}}} \int_{-\infty}^{\infty} H_i(\omega) H_j(-\omega) G_{\ddot{u}_k \ddot{u}_l}(\omega) d\omega \\ \sigma_{u_k}^2 &= \int_{-\infty}^{\infty} G_{u_k u_k}(\omega) d\omega \\ \sigma_{s_{ki}}^2 &= \int_{-\infty}^{\infty} |H_i(\omega)|^2 G_{\ddot{u}_k \ddot{u}_k}(\omega) d\omega \end{aligned} \quad (\text{D.20})$$

donde $G_{u_k u_l}(\omega)$ es el término kl de la matriz de las densidades espectrales de potencia de los procesos de desplazamiento del suelo, relacionado con el término correspondiente para los procesos de aceleración mediante la relación $\mathbf{G}_{\mathbf{u}\mathbf{u}}(\omega) = \frac{1}{\omega^4} \mathbf{G}_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega)$; $H_i(\omega)$ es la función de transferencia en frecuencias del desplazamiento modal normalizado, dada por:

$$H_i(\omega) = \frac{1}{\omega_i^2 - \omega^2 + i2\xi_i \omega_i \omega} \quad (\text{D.21})$$

5) $\mathbf{G}_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega)$ designa la matriz de las densidades espectrales de potencia del proceso de aceleración a nivel del suelo que, por simplicidad de notación, en el capítulo **D.1** se designa sencillamente $\mathbf{G}(\omega)$.

6) En la expresión (D.19) se ha omitido una contribución que tiene en cuenta la correlación entre los términos \mathbf{u} y \mathbf{s} , es decir, $\rho_{u_k s_{lj}}$. Los análisis numéricos demuestran que esta contribución es insignificante y se puede despreciar.

(4) A fin de evaluar las integrales de la expresión (D.20), las densidades espectrales de potencia deberían asociarse con los espectros de respuesta que representen la información supuestamente disponible para el usuario de este método. La expresión aproximada siguiente, ligeramente adaptada a partir de la propuesta en la referencia [4], puede utilizarse para relacionar la respuesta y el espectro de potencia en cualquier estación:

$$G_{\ddot{u}i}(\omega) = \omega^2 \left(\frac{2\xi\omega}{\pi} + \frac{4}{\pi\tau} \right) \left[\frac{D(\omega, \xi)}{2,5} \right]^2 \quad \omega \geq 0 \quad (\text{D.22})$$

donde τ es la duración de la parte estacionaria del movimiento del suelo, que se toma de forma coherente con el terremoto considerado para la definición de a_g .

(5) En la práctica, cuando las condiciones locales del suelo difieren de un soporte a otro, el efecto de esta diferencia tiende a predominar sobre los otros dos fenómenos que generan pérdidas de correlación. Los análisis numéricos muestran además que la consideración en la función de coherencia del tercer término $\gamma_{ij,3}(\omega)$, tiene poca influencia en los resultados por lo que, de forma aproximada, puede considerarse nula. En base a estas consideraciones y teniendo en cuenta el carácter aproximado del método del espectro de respuesta descrito, una simplificación significativa consiste en considerar una matriz diagonal $\mathbf{G}(\omega)$, es decir, en considerar la estructura sometida a un vector de procesos de movimientos del suelo independientes, caracterizado cada uno por su propia función de densidad espectral de potencia. En consecuencia, la expresión (D.19) se expresa simplificada por:

$$\mu_{z_{\text{máx.}}} = \sqrt{\sum_{k=1}^m a_k^2 u_{k,\text{máx.}}^2 + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{kj} \rho_{s_{ki} s_{kj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_k(\omega_j, \xi_j)} \quad (\text{D.23})$$

Referencias

- [1] Luco, J. and Wong, H., 1986, "Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion" Earth. Eng. Struct. Dyn., 14: 891-908.
- [2] De Kiureghian, A., 1996, "A coherency model for spatially varying ground motions" Earth. Eng. Struct. Dyn., 25: 99-111.
- [3] Shinozuka, M., 1972, "Monte Carlo solution of structural dynamics" Comp. Struct., 2: 855-874.
- [4] Der Kiureghian, A. and Neuenhofer, A., 1992, "Response spectrum method for multi-support seismic excitations" Earth Eng. Struct. Dyn., 21: 713-740.

ANEXO E (Informativo)

PROPIEDADES PROBABLES DE LOS MATERIALES Y CAPACIDADES DE DEFORMACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS PARA LOS ANÁLISIS NO LINEALES

E.1 Generalidades

(1) Este anexo proporciona recomendaciones para la selección de las propiedades probables de los materiales y para la estimación de las capacidades de deformación de las rótulas plásticas. Ambos casos están dirigidos a su uso exclusivo en análisis no lineales, de acuerdo con los apartados 4.2.4 y 4.2.5.

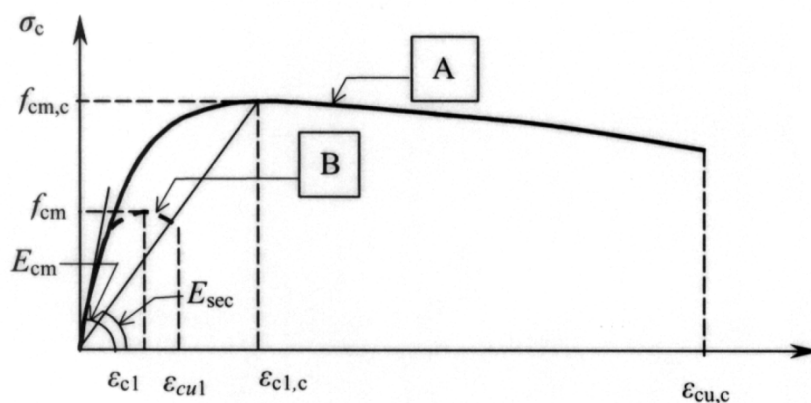
E.2 Propiedades probables de los materiales

E.2.1 Hormigón

(1) Deberían emplearse los valores medios f_{cm} y E_{cm} , de acuerdo con la tabla 3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(2) Para el hormigón sin confinar debería usarse la relación tensión-deformación para el análisis no lineal especificada en el punto (1) del apartado 3.1.5 de la Norma EN 1992-1-1:2004, con los valores de las deformaciones, ϵ_{c1} y ϵ_{cu1} , indicados en la tabla 3.1 de la misma norma.

(3) Para el hormigón confinado puede utilizarse el siguiente método como una alternativa al apartado 3.1.9 de la Norma EN 1992-1-1:2004 (véase la figura E.1):



Leyenda

- A Hormigón confinado
- B Hormigón sin confinar

Figura E.1 – Relación tensión-deformación para hormigón confinado

NOTA Este modelo de propiedades para el hormigón confinado es compatible con los valores Φ_u y L_p dados en las expresiones (E.18) y (E.19), respectivamente.

(a) Tensión del hormigón σ_c :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{xr}{r-1+x^r} \quad (E.1)$$

donde

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.2)$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (E.3)$$

módulo secante para la carga última:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.4)$$

carga última de rotura:

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c \quad (E.5)$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1,254 \quad (E.6)$$

deformación para la carga última:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (E.7)$$

(b) Tensión de confinamiento efectiva σ_e :

σ_e es la tensión de confinamiento efectiva que actúa en las dos direcciones transversales, 2 y 3, ($\sigma_e = \sigma_{e2} = \sigma_{e3}$). Esta tensión puede estimarse del modo siguiente, en base a la cuantía de las armaduras de confinamiento ρ_w , de acuerdo con lo definido en los apartados 6.2.1.2 o 6.2.1.3 y a su límite elástico probable f_{ym} :

– Para cercos circulares o espirales:

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.8)$$

– Para cercos rectangulares u horquillas:

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.9)$$

donde α es el coeficiente de eficacia del confinamiento (véase 5.4.3.2.2 de la Norma EN 1998-1:2004).

Para las pilas de puente confinadas de acuerdo con las reglas de detalles constructivos del apartado **6.2.1** y con una dimensión mínima $b_{\min.} \cong 1,0$ m, puede adoptarse el valor $\alpha \cong 1,0$.

NOTA Si, en el caso de cercos ortogonales, los valores de ρ_w no son iguales en las dos direcciones transversales ($\rho_{w2} \neq \rho_{w3}$), la carga efectiva de confinamiento puede estimarse como: $\sigma_e = \sqrt{\sigma_{e2}\sigma_{e3}}$.

(c) Deformación última del hormigón ε_{cu} :

Esta deformación debería corresponder a la primera ruptura del cerco de confinamiento. A menos que se justifique otra cosa, puede suponerse del modo siguiente:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (E.10)$$

donde

$\rho_s = \rho_w$ para espirales circulares o cercos;

$\rho_s = 2 \rho_w$ para cercos ortogonales; y

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$ es el valor medio de la elongación del acero de las armaduras para la carga máxima (véase **3.2.2.2** de la Norma EN 1992-1-1:2004).

E.2.2 Acero de las armaduras pasivas

(1) En ausencia de información pertinente sobre el acero específico para el proyecto, pueden usarse los siguientes valores:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yk}} = 1,15 \quad (E.11)$$

$$\frac{f_{tm}}{f_{tk}} = 1,20 \quad (E.12)$$

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{uk} \quad (E.13)$$

E.2.3 Acero estructural

(1) En ausencia de información pertinente sobre el acero específico para el proyecto, pueden usarse los siguientes valores:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yn}} = 1,25 \quad (E.14)$$

$$\frac{f_{um}}{f_{un}} = 1,30 \quad (E.15)$$

donde f_{yn} y f_{un} son, respectivamente, los valores nominales del límite elástico y de la carga última de rotura a tracción.

E.3 Capacidad de rotación de las rótulas plásticas

E.3.1 Generalidades

(1) En general, la capacidad de rotación de las rótulas plásticas, $\theta_{p,u}$ (véase el requisito **c** del punto **(2)** del apartado **4.2.4.4**), debería evaluarse en base a ensayos de laboratorio que satisfagan las condiciones del punto **(3)** del apartado **2.3.5.2**, y que se hayan realizado sobre componentes similares. Esto se aplica para las capacidades de deformación de los elementos a tracción o de los mecanismos plásticos a esfuerzo cortante usados en las triangulaciones descentradas de acero estructural.

(2) La similitud mencionada anteriormente se refiere a los siguientes aspectos de las piezas o componentes, cuando corresponda:

- geometría del elemento;
- tasa de carga;
- relaciones entre los efectos originados por las acciones (momento flector, esfuerzo axil, esfuerzo cortante);
- configuración de las armaduras (armaduras longitudinales y transversales, incluyendo las de confinamiento), para las piezas de hormigón armado;
- condiciones de pandeo local y/o por cortante de las piezas de acero.

(3) En ausencia de una justificación específica basada en datos reales, el coeficiente de reducción $\gamma_{R,p}$ de la expresión (4.21) puede suponerse como $\gamma_{R,p} = 1,40$.

E.3.2 Hormigón armado

(1) En ausencia de resultados apropiados de ensayos de laboratorio, como los mencionados en el apartado **E.3.1**, la capacidad de rotación plástica $\theta_{p,u}$ y la rotación total de la cuerda θ_u de las rótulas plásticas (véase la figura 2.4) puede estimarse del modo siguiente, en base a la curvatura última Φ_u y a la longitud de la rótula plástica L_p (véase la figura E.2):

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad (\text{E.16a})$$

$$\theta_{p,u} = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad (\text{E.16b})$$

donde

L es la distancia entre la sección del extremo de la rótula plástica y el punto de momento nulo en la pila;

Φ_y es la curvatura correspondiente al límite elástico.

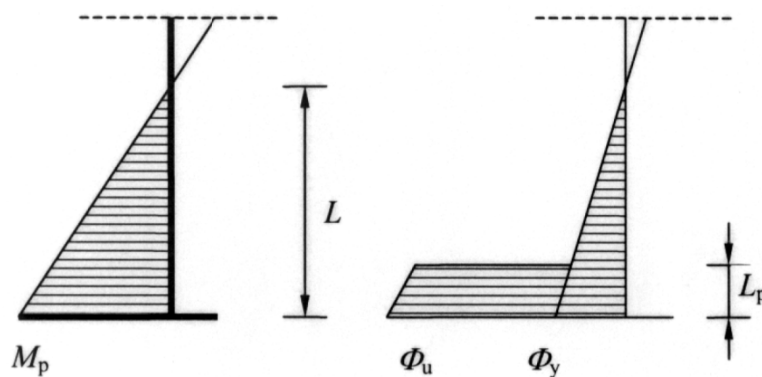


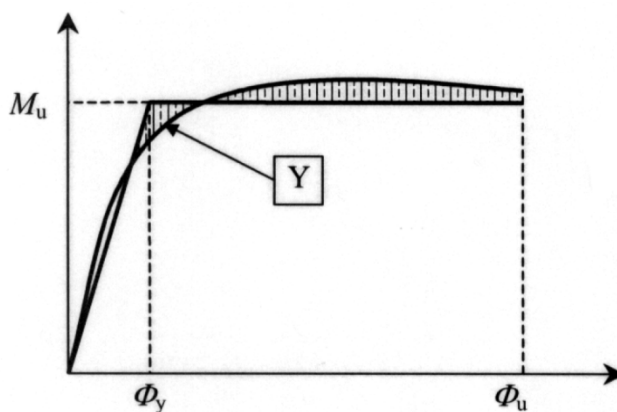
Figura E.2 – Φ_y y Φ_u

Para una variación lineal del momento flector, la rotación correspondiente al límite de elasticidad, θ_y , puede tomarse como:

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \quad (\text{E.17})$$

(2) Tanto Φ_y como Φ_u deberían determinarse por medio de un análisis a momento-curvatura de la sección, bajo la carga axial correspondiente a la combinación sísmica de cálculo (véase también el punto (4)). Cuando $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu,1}$ sólo debería tenerse en cuenta la sección del núcleo confinado de hormigón.

(3) Φ_y debería evaluarse idealizando el diagrama M- Φ real mediante un diagrama bilineal de igual área a partir del punto en que se sobrepasa la primera plastificación de la armadura, tal como se muestra en la figura E.3.



Leyenda

Y Plastificación de la primera armadura

Figura E.3 – Definición de Φ_y

(4) La curvatura última Φ_u en la localización de la rótula plástica del elemento debería tomarse como:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad (\text{E.18})$$

donde

d es el canto efectivo de la sección;

ε_s y ε_c son, respectivamente, las deformaciones de la armadura y del hormigón (deformaciones de compresión, negativas), que se derivan de la condición de que una de ellas, o ambas, hayan alcanzado los valores últimos siguientes:

- $\varepsilon_{cu,l}$ para la deformación a compresión del hormigón sin confinar (véase la tabla 3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004);
- $\varepsilon_{cu,c}$ para la deformación a compresión del hormigón confinado (véase el punto **(3)(c)** del apartado **E.2.1** o el punto **(2)** del apartado **3.1.9** de la Norma EN 1992-1-1:2004);
- ε_{su} para la deformación a tracción de la armadura (véase el apartado el punto **(3)(c)** del apartado **E.2.1**).

(5) Para el caso de una rótula plástica que se forme en las uniones de la coronación o de la parte inferior de una pila con el tablero o con la cimentación (zapata o encepado), con una armadura longitudinal de límite elástico característico f_{yk} (en MPa) y diámetro de armadura d_{bL} , la longitud L_p de la rótula plástica puede suponerse como:

$$L_p = 0,10 L + 0,015 f_{yk} d_{bL} \quad (\text{E.19})$$

donde L es la distancia entre las secciones de la rótula plástica y de momento nulo, bajo el efecto de la acción sísmica.

(6) La estimación de la capacidad de rotación plástica anterior es válida para las pilas con índice de cortante:

$$\alpha_s = \frac{L}{d} \geq 3,0 \quad (\text{E.20})$$

Para valores $1,0 \leq \alpha_s \leq 3,0$, la capacidad de rotación plástica debería multiplicarse por el coeficiente reductor:

$$\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}} \quad (\text{E.21})$$

ANEXO F (Informativo)

MASA AÑADIDA DE AGUA ARRASTRADA PARA LAS PILAS SUMERGIDAS

(1) A menos que se justifique otra cosa mediante el cálculo, la masa efectiva total en dirección horizontal de una pila sumergida debería considerarse igual a la suma de:

- la masa real de la pila (sin incremento por el efecto hidrostático);
- la masa de agua eventualmente contenida en el interior de la pila (para pilas huecas);
- la masa de agua añadida m_a del agua exterior arrastrada por unidad de longitud de la pila sumergida.

(2) Para pilas de sección transversal circular de radio R , m_a puede estimarse como:

$$m_a = \rho \pi R^2 \quad (\text{F.1})$$

donde ρ es la densidad del agua.

(3) Para pilas de sección elíptica (véase la figura F.1), de ejes $2a_x$ y $2a_y$, sometidas a una acción sísmica horizontal que forma un ángulo θ con el eje x de la sección, m_a puede estimarse como:

$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta) \quad (\text{F.2})$$

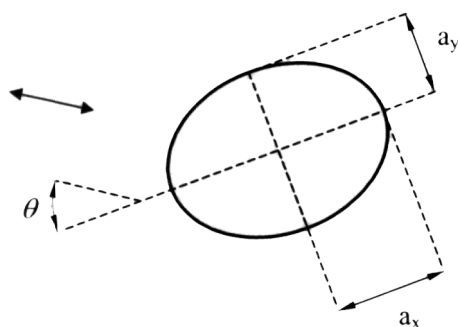


Figura F.1 – Definición de las dimensiones de una sección de pila elíptica

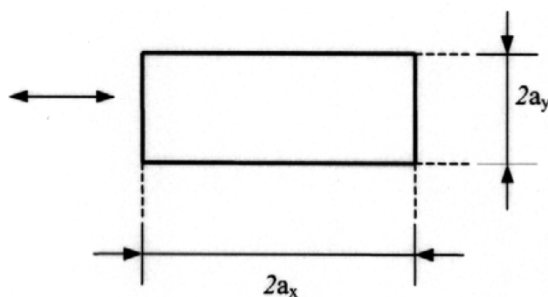


Figura F.2 – Definición de las dimensiones de una sección de pila rectangular

(4) Para pilas de sección rectangular de dimensiones $2a_x$ y $2a_y$ y para una acción sísmica en la dirección x (véase la figura F.2), m_a puede estimarse como:

$$m_a = k \rho \pi a_y^2 \quad (\text{F.3})$$

donde el valor de k se toma de la tabla F.1 (se permite la interpolación lineal).

Tabla F.1 – Dependencia del coeficiente de masa añadida para pilas rectangulares con una relación de aspecto de la sección transversal

a_y/a_x	k
0,1	2,23
0,2	1,98
0,5	1,70
1,0	1,51
2,0	1,36
5,0	1,21
10,0	1,14
∞	1,00

ANEXO G (Normativo)

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS DEL DIMENSIONAMIENTO POR CAPACIDAD

G.1 Procedimiento general

(1)P En general, el siguiente procedimiento debe aplicarse, de forma separada, para cada una de las dos componentes horizontales de la acción sísmica de cálculo con los signos + o -:

(2)P Paso 1:

Se determina el valor de cálculo del momento resistente último, $M_{Rd,h}$, de las secciones de las rótulas plásticas previstas que corresponden a la dirección horizontal seleccionada para la acción sísmica (A_E) con el signo considerado (+ o -). Las resistencias deben basarse en las dimensiones reales de las secciones transversales y en la cuantía final de las armaduras longitudinales. El cálculo debe considerar la interacción con el esfuerzo axial y, eventualmente, con el momento flector en la dirección ortogonal, obtenidos ambos del análisis para la combinación correspondiente a situación sísmica de cálculo dada en la expresión (5.4) del apartado 5.5.

(3)P Paso 2:

Se determina la variación, ΔA_C , de los efectos de las acciones del mecanismo plástico correspondiente al incremento de momentos de las rótulas plásticas, (ΔM_h), desde (a): los valores debidos a las acciones permanentes ($M_{G,h}$), hasta (b): los momentos de sobrerresistencia de las secciones:

$$\Delta M_h = \gamma_o M_{Rd,h} - M_{G,h} \quad (G.1)$$

donde γ_o es el coeficiente de sobrerresistencia (reserva de resistencia) especificado en el apartado 5.3.

(4) Los efectos ΔA_C pueden estimarse, en general, a partir de las condiciones de equilibrio, en tanto que son aceptables aproximaciones razonables relativas a la compatibilidad de las deformaciones.

(5)P Paso 3:

Finalmente, los esfuerzos del dimensionamiento por capacidad, A_C , deben obtenerse superponiendo la variación ΔA_C a los esfuerzos debidos a las acciones permanentes A_G :

$$A_C = A_G + \Delta A_C \quad (G.2)$$

G.2 Simplificaciones

(1) Se permiten simplificaciones del procedimiento general especificado en el capítulo G.1, en tanto que se satisfaga el punto (4) del capítulo G.1.

(2) Cuando en la localización de la rótula plástica, el momento flector debido a las acciones permanentes sea despreciable en comparación con el momento de sobrerresistencia de la sección ($M_{G,h} \ll \gamma_o M_{Rd,h}$), el paso 2 del punto (3)P del capítulo G.1 puede reemplazarse por una estimación directa de los esfuerzos ΔA_C a partir de los esfuerzos A_E de la acción sísmica de cálculo. Usualmente, este es el caso en la dirección transversal de las pilas, o en ambas direcciones cuando las pilas están articuladas al tablero. En tales casos, el esfuerzo cortante de dimensionamiento por capacidad de la pila "i" puede estimarse del modo siguiente:

$$V_{C,i} = \Delta V_i = \frac{\gamma_o M_{Rd,h,i}}{M_{E,i}} V_{E,i} \quad (G.3)$$

y los efectos del dimensionamiento por capacidad en el tablero y en los estribos pueden estimarse a partir de la relación:

$$\Delta A_C \cong \frac{\sum V_{C,i}}{\sum V_{E,i}} A_E \quad (G.4)$$

ANEXO H (Informativo)**ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS POR EMPUJES INCREMENTALES, PUSHOVER)****H.1 Direcciones de análisis, puntos de referencia y desplazamientos máximos**

(1) El análisis estático no lineal especificado en el apartado **4.2.5** debería llevarse a cabo en las dos direcciones horizontales siguientes:

- la dirección longitudinal x , definida por los centros de las dos secciones extremas del tablero;
- la dirección transversal y , que debería suponerse ortogonal a la dirección longitudinal.

(2) El punto de referencia debería ser el centro de gravedad del tablero deformado.

(3) En cada una de las dos direcciones horizontales, x e y , definidas en el punto **(1)** anterior, debería llevarse a cabo un análisis estático no lineal de acuerdo con lo especificado en el apartado **4.2.5**, hasta que se alcancen los siguientes desplazamientos máximos del punto de referencia:

- en la dirección x (longitudinal):

$$d_{T,x} = d_{E,x} \quad (\text{H.1})$$

- en la dirección y (transversal):

$$d_{T,y} = d_{E,y} \quad (\text{H.2})$$

donde

$d_{E,x}$ es el desplazamiento en la dirección x en el centro de gravedad del tablero deformado, resultante de un análisis espectral multimodal lineal equivalente (de acuerdo con lo especificado en **4.2.1.3**), suponiendo $q = 1.0$, debido a E_x “+” $0,3 E_y$. El análisis espectral debería llevarse a cabo considerando la rigidez eficaz de los elementos dúctiles, tal como se especifica en el apartado **2.3.6.1**.

$d_{E,y}$ es el desplazamiento en la dirección y en el mismo punto, calculado de forma similar a la indicada anteriormente para $d_{E,x}$.

H.2 Distribución de cargas

(1) Los incrementos de carga horizontales, ΔF_{ij} , que se supone actúan sobre las masas concentradas M_i en la dirección estudiada en cada escalón de carga j , deberían tomarse iguales a:

$$\Delta F_{i,j} = \Delta \alpha_j g M_i \zeta_i \quad (\text{H.3})$$

donde

$\Delta \alpha_j$ es el incremento de fuerza horizontal, normalizado al peso $g M_i$ aplicado en el paso j ; y

ζ_i es el factor de forma que define la distribución de cargas a lo largo de la estructura.

(2) A menos que se utilice una aproximación mejor, deberían estudiarse las dos distribuciones siguientes:

a) *distribución constante a lo largo del tablero*, donde

para el tablero:

$$\zeta_i = 1 \quad (\text{H.4})$$

y para las pilas conectadas al tablero:

$$\zeta_i = \frac{z_i}{z_p} \quad (\text{H.5})$$

donde

z_i es la altura del punto i sobre la cimentación de cada pila, y

z_p es la altura total de la pila P (distancia entre el terreno y el eje del tablero).

b) *distribución proporcional a la deformada del primer modo*, donde

ζ_i es proporcional a la componente, en la dirección horizontal considerada, del desplazamiento modal del primer modo en el punto i , en la misma dirección. El modo que tenga el mayor factor de participación en la dirección considerada debería tomarse como el primer modo en dicha dirección. En el caso de pilas, especialmente, puede considerarse como alternativa la siguiente aproximación:

$$\zeta_i = \zeta_{T,P} \frac{z_i}{z_p} \quad (\text{H.6})$$

donde $\zeta_{T,P}$ es el valor de ζ correspondiente al nudo que conecta el tablero con la pila P .

H.3 Demandas de deformación

(1) En cada rótula plástica deberían comprobarse las demandas de deformación utilizando la expresión (4.20), donde θ_{Ed} representa las máximas demandas de rotación de las armaduras cuando se alcanza el desplazamiento máximo (véase el requisito c) del punto (2) del apartado 4.2.4.4.

(2) En cada dirección, la deformación total correspondiente al primer escalón de carga cuando los dos términos de la expresión (4.20) llegan a ser iguales para cualquier rótula plástica, define el estado de deformación última de cálculo del puente. Si, en este estado, el desplazamiento del punto de referencia es menor que el desplazamiento máximo en la dirección pertinente, el cálculo debería considerarse insatisfactorio y debería modificarse.

NOTA 1 El incremento de la armadura longitudinal de las secciones críticas de rótulas plásticas, dentro de los límites que permita la construcción, conduce primeramente a un consecuente incremento de la rigidez eficaz de los elementos dúctiles (de acuerdo con el apartado 2.3.6.1) y, por tanto, a una reducción del desplazamiento máximo de acuerdo con el punto (3) del apartado H.1 por un lado, y de las demandas en deformación θ_{Ed} del punto (1) del apartado H.3, por otro. En general, el incremento de las dimensiones de las secciones de los elementos dúctiles conduce a una reducción de las demandas de deformación, así como a un incremento de las capacidades de deformación de los elementos.

NOTA 2 Un procedimiento de cálculo de los elementos dúctiles que siga estos criterios implica solamente comprobaciones de la deformación/desplazamiento (ninguna comprobación de la resistencia). Sin embargo, las comprobaciones de fallos no dúctiles (a esfuerzo cortante) de tanto los elementos dúctiles como de los no dúctiles, se llevan a cabo mediante comprobaciones de resistencia, de acuerdo con el requisito (e) del punto (2) del apartado 4.2.4.4.

(3) En la dirección longitudinal de un puente esencialmente recto, los desplazamientos de todas las cabezas de las pilas unidas al tablero son prácticamente iguales al desplazamiento del punto de referencia. En este caso, las demandas de deformación de las rótulas plásticas pueden evaluarse directamente a partir del desplazamiento máximo.

H.4 Comprobación del tablero

(1) Debería comprobarse que, de acuerdo con los puntos (2) y (3) del apartado 5.6.3.6, no se produce ninguna plastificación significativa en el tablero antes de que se alcance el desplazamiento máximo (véase el requisito (d) del punto (2) del apartado 4.2.4.4).

(2) Debería evitarse el levantamiento de todos los aparatos de apoyo situados en un mismo soporte, antes de que se alcance el desplazamiento objetivo. Se acepta el levantamiento de aparatos de apoyo aislados del mismo soporte antes de que se alcance el desplazamiento límite, si no tiene ningún efecto pernicioso sobre los aparatos de apoyo.

H.5 Comprobación de los modos de fallo no dúctiles y del terreno de cimentación

(1) De acuerdo con el requisito (e) del punto (2) del apartado 4.2.4.4, todos los elementos deberían comprobarse contra los modos de fallo no dúctiles (a cortante), considerando como acciones de cálculo la distribución de las fuerzas correspondientes al desplazamiento máximo. Lo mismo se aplica para las comprobaciones del terreno de cimentación.

ANEXO J (Normativo)

VARIACIONES DE LAS PROPIEDADES DE CÁLCULO DE LOS AISLADORES

J.1 Factores que dan lugar a cambios o variaciones en las propiedades de cálculo

(1) La determinación de las propiedades de cálculo en términos de los límites superior e inferior (UBDP y LBDP), necesarias para el cálculo de los sistemas de aislamiento de acuerdo con el apartado 7.5.2.4, debería establecerse mediante la evaluación de la influencia sobre cada propiedad de los siguientes factores:

- f_1 : envejecimiento (incluyendo la corrosión);
- f_2 : temperatura (temperatura de cálculo mínima del aislador, $T_{\min,b}$);
- f_3 : contaminación;
- f_4 : recorrido acumulativo (desgaste).

En general, las propiedades de cálculo de la respuesta cíclica afectadas por los factores anteriores son las siguientes (véanse las figuras 7.1 y 7.3):

- la rigidez post-elástica K_p ,
- la fuerza correspondiente al desplazamiento nulo, F_0 .

(2) La temperatura mínima del aislador para la situación sísmica de cálculo, $T_{\min,b}$, debería corresponder a las condiciones climáticas del emplazamiento del puente.

NOTA El método para determinar el valor de la temperatura mínima del aislador para su uso en un Estado, en la situación sísmica de cálculo, se puede encontrar en su anexo nacional. El método recomendado es el siguiente:

$$T_{\min,b} = T_{av} - \psi_2 (T_{av} - T_{\min}) + \psi_2 \Delta T_1$$

donde

T_{av} es la temperatura media anual a la sombra del aire en el emplazamiento del puente. Puede tomarse como la media de los valores característicos de las temperaturas máxima y mínima a la sombra del aire en el emplazamiento del puente, de acuerdo con el apartado 6.1.3.2 de la Norma EN 1991-1-5:2003, es decir $T_{av} = (T_{\max} + T_{\min})/2$. Si no se dispone de información específica puede usarse $T_{av} = 10$ °C.

ψ_2 es el coeficiente de combinación para las acciones térmicas y para la situación sísmica de cálculo, de acuerdo con la Norma EN 1990:2002 y el anexo A2 de la Norma EN 1990:2002/A1:2005; y

$\Delta T_1 = T_{e,\min} + T_{\min}$ es la diferencia entre la componente de la temperatura uniforme mínima del puente, $T_{e,\min}$, y la temperatura mínima a la sombra del aire, T_{\min} , de acuerdo con la Norma EN 1991-1-5:2003 y el punto (4) del apartado 6.1.3.1 de la Norma EN 1991-1-5:2003/AC:2009.

J.2 Evaluación de la variación

(1) En general, el efecto sobre cada propiedad de cálculo de cada uno de los factores f_i ($i = 1$ a 4) enumerados en el capítulo J.1, debería evaluarse mediante la comparación de: (a) los valores máximos y mínimos ($máx.DP_{fi}$ y $mín.DP_{fi}$) de la propiedad de cálculo, resultantes de la influencia del factor f_i , con (b), respectivamente, los valores nominales máximo y mínimo de la misma propiedad ($máx.DP_{nom}$ y $mín.DP_{nom}$), obtenidos de su medición mediante ensayos de prototipo. Deberían establecerse los índices siguientes para evaluar la influencia de cada factor f_i sobre la propiedad de cálculo investigada:

$$\lambda_{máx.,fi} = \frac{máx.DP_{fi}}{máx.DP_{nom}} \quad (J.2)$$

$$\lambda_{mín.,fi} = \frac{mín.DP_{fi}}{mín.DP_{nom}} \quad (J.3)$$

NOTA 1 El anexo informativo K proporciona recomendaciones sobre los ensayos de prototipo (o de tipo) para los casos en que el proyecto de Norma prEN 15129:200X (dispositivos antisísmicos) no incluya requisitos detallados para dichos ensayos.

NOTA 2 Los valores a asignar a los coeficientes λ para su uso en un Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. Los valores o las recomendaciones para los aisladores usados normalmente, es decir, los apoyos elastoméricos especiales, los apoyos de caucho con núcleo de plomo, los aisladores deslizantes y los amortiguadores viscosos hidráulicos, se dan en el anexo informativo JJ.

(2) La propiedad de cálculo límite superior (UBDP) efectiva utilizada en el dimensionamiento debería estimarse del modo siguiente:

$$UBDP = máx.DP_{nom} \cdot \lambda_{U,fi} \cdot \lambda_{U,f2} \dots \lambda_{U,fi} \quad (J.4)$$

con los coeficientes de modificación:

$$\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{máx.,fi} - 1) \psi_{fi} \quad (J.5)$$

donde los coeficientes de combinación ψ_{fi} tienen en cuenta la pequeña probabilidad de la ocurrencia simultánea de los máximos efectos adversos de todos los factores, y cuyos valores deberían considerarse de acuerdo con la tabla J.2:

Tabla J.2 – Coeficientes de combinación ψ_{fi}

Clase de importancia	ψ_{fi}
III	0,90
II	0,70
I	0,60

(3) En general, debería usarse un formato similar al de las expresiones (J.4) y (J.5), junto con $\lambda_{mín.,fi}$, para la propiedad de cálculo límite inferior (LBDP) efectiva (y correspondientes coeficientes de modificación $\lambda_{L,fi}$). Sin embargo, para los apoyos elastoméricos y de rozamiento normalmente usados, puede suponerse en general que:

$$\lambda_{mín.,fi} = 1 \quad (J.6)$$

y por tanto:

$$LBDP = mín.DP_{nom} \quad (J.7)$$

(4) Para amortiguadores hidráulicos y en ausencia de ensayos específicos, puede suponerse que:

$$UBDP = máx.DP_{nom}$$

$$LBDP = mín.DP_{nom}$$

ANEXO JJ (Informativo)

COEFICIENTES λ PARA LOS TIPOS CORRIENTES DE AISLADORESJJ.1 Valores de λ_{\max} para apoyos elastoméricos

(1) A menos que se justifiquen otros valores diferentes mediante los ensayos apropiados, los valores de λ_{\max} especificados en las siguientes tablas JJ.1 a JJ.4 pueden usarse para la estimación de las propiedades de cálculo límite superiores (UBDP).

Tabla JJ.1 – f_1 - Envejecimiento

Componente	$\lambda_{\max, f1}$ para	
	K_p	F_o
LDRB	1,1	1,1
HDRB1	1,2	1,2
HDRB2	1,3	1,3
Núcleo de plomo	–	1,0

Con la siguiente denominación para las componentes de caucho:

LDRB: Apoyo de caucho de bajo amortiguamiento con módulo de corte mayor de 0,5 MPa para la deformación a esfuerzo cortante del 100%;

HDRB1: Apoyo de caucho de alto amortiguamiento con $\zeta_{\text{eff}} \leq 0,15$ y módulo de corte, para la deformación a esfuerzo cortante del 100%, mayor de 0,5 MPa;

HDRB2: Apoyo de caucho de alto amortiguamiento con $\zeta_{\text{eff}} > 0,15$ o módulo de corte, para la deformación a esfuerzo cortante del 100%, menor o igual de 0,5 MPa;

Núcleo de plomo: Núcleo de plomo para apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB).

Tabla JJ.2 – f_2 - Temperatura

Temperatura de cálculo $T_{\min, b}$ (°C)	$\lambda_{\max, f2}$ para					
	K_p			F_o		
	LDRB	HDRB1	HDRB2	LDRB	HDRB1	HDRB2
20	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0	1,1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,3
- 10	1,1	1,2	1,4	1,4	1,4	1,4
- 30	1,3	1,4	2,0	1,5	2,0	2,5

$T_{\min, b}$ es la temperatura mínima del aislador para la situación sísmica de cálculo que corresponde al emplazamiento del puente (véase el punto (2) del capítulo J.1).

Tabla JJ.3 – f_3 - Contaminación

$\lambda_{\text{máx.},f3} = 1,0$

Tabla JJ.4 – f_4 - Recorrido acumulativo

Caucho	$\lambda_{\text{máx.},f4} = 1,0$
Núcleo de plomo	A establecer mediante ensayo

JJ.2 Valores de $\lambda_{\text{máx.}}$ para aisladores deslizantes

(1) A menos que se justifiquen unos valores diferentes mediante los resultados de ensayos apropiados, pueden usarse los valores de $\lambda_{\text{máx.}}$ especificados en las tablas, JJ.5 a JJ.8 siguientes, para la estimación de la máxima fuerza para desplazamiento nulo, F_o , correspondiente a la propiedad de cálculo límite superior (UBDP). Los valores dados para los elementos de politetrafluoretineno (PTFE) sin lubricar pueden considerarse aplicables también para los aparatos de apoyo de péndulo con rozamiento.

Tabla JJ.5 – f_1 - Envejecimiento

Componente	$\lambda_{\text{máx.},f}$					
	PTFE Sin lubricar		PTFE lubricado		Interfaces bimetálicas	
Ambiente	Sellado	Sin sellar	Sellado	Sin sellar	Sellado	Sin sellar
Normal	1,1	1,2	1,3	1,4	2,0	2,2
Severo	1,2	1,5	1,4	1,8	2,2	2,5

Los valores de la tabla JJ.5 se refieren a las siguientes condiciones:

- Se suponen placas de deslizamiento de acero inoxidable.
- Se suponen condiciones sin sellar, para permitir la exposición de las superficies de deslizamiento al agua y a la sal.
- El ambiente severo incluye condiciones del medio marino e industriales.

Los valores para superficies de contacto bimetálicas se aplican a las de contacto entre acero inoxidable y bronce.

Tabla JJ.6 – f_2 – Temperatura

Temperatura de cálculo	$\lambda_{\text{máx.},f2}$		
$T_{\text{min},b}$ (°C)	PTFE sin lubricar	PTFE lubricado	Interfaces bimetálicas
20	1,0	1,0	A establecer mediante ensayos
0	1,1	1,3	
- 10	1,2	1,5	
- 30	1,5	3,0	

Tabla JJ.7 – f_3 - Contaminación

Instalación	$\lambda_{\max, f3}$		
	PTFE sin lubricar	PTFE lubricado	Interfaces bimetálicas
Sellada con la superficie de acero inoxidable hacia abajo	1,0	1,0	1,0
Sellada con la superficie de acero inoxidable hacia arriba	1,1	1,1	1,1
Sin sellar, con la superficie de acero inoxidable hacia abajo	1,2	3,0	1,1

Los valores de la tabla JJ.7 se refieren a las siguientes condiciones:

- El sellado de los aparatos de apoyo se supone que ofrece protección contra la contaminación para todas las condiciones de servicio.

Tabla JJ.8 – f_4 - Recorrido acumulado

Recorrido acumulado (km)	$\lambda_{\max, f4}$		
	PTFE sin lubricar	PTFE lubricado	Interfaces bimetálicas
$\leq 1,0$	1,0	1,0	A establecer mediante ensayos
$1,0 < y \leq 2$	1,2	1,0	A establecer mediante ensayos

ANEXO K (Informativo)**ENSAYOS PARA LA VALIDACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE CÁLCULO
DE LOS AISLADORES SÍSMICOS****K.1 Campo de aplicación**

- (1) Este anexo informativo está orientado a proporcionar recomendaciones sobre los ensayos de prototipo (o de tipo) para los casos en los que el proyecto de Norma prEN 15129:200 X (“Dispositivos antisísmicos”) no incluya requisitos detallados para dichos ensayos.
- (2) Mediante los ensayos descritos en este anexo pueden validarse el rango de los valores de las características de deformación, así como los valores del amortiguamiento de los aisladores utilizados en el proyecto y análisis de los puentes aislados sísmicamente. Estos ensayos no están destinados a su uso como ensayos de control de calidad.
- (3) Los ensayos de prototipo especificados en el capítulo **K.2** tienen como objetivo establecer o validar el rango de las propiedades nominales de cálculo de los aisladores previstos en el proyecto. En general, estos ensayos pueden ser específicos del proyecto. No obstante, se aceptan los resultados disponibles de los ensayos llevados a cabo sobre especímenes de tipo y tamaño similar y con valores semejantes para los parámetros de cálculo.
- (4) El propósito de los ensayos del capítulo **K.3** es justificar las propiedades de los aisladores que no son normalmente específicos del proyecto.

K.2 Ensayos de prototipo**K.2.1 Generalidades**

- (1) Los ensayos deberían llevarse a cabo sobre un mínimo de dos especímenes. Los especímenes no deberían someterse a ninguna carga lateral o vertical antes del ensayo de prototipo.
- (2) En general, deberían usarse especímenes de tamaño real. La autoridad competente puede autorizar la realización de ciertos ensayos sobre especímenes a escala reducida sólo cuando la las instalaciones de ensayo existentes no tengan la capacidad necesaria para ensayar especímenes de tamaño real.
- (3) Cuando se usen especímenes a escala reducida, éstos deberían ser del mismo tipo y material, con una geometría similar a los de escala natural, y deberían estar fabricados mediante el mismo proceso y con el mismo control de calidad.

K.2.2 Secuencia de ensayos

- (1) Debería realizarse la siguiente secuencia de ensayos, para el número de ciclos prescrito y con una carga vertical igual a la carga permanente media, sobre todos los aisladores de un mismo tipo y tamaño:

- | | |
|-------|--|
| T_1 | Tres ciclos completos de carga alternada entre el más y el menos del máximo desplazamiento térmico, a una velocidad de ensayo no menor de 0,1 mm/min. |
| T_2 | Veinte ciclos completos de carga alternada a más o menos la reacción de cálculo no sísmica, a una frecuencia de ensayo media de 0,5 Hz. A continuación del ensayo cíclico, la carga debería mantenerse durante 1 min sobre el espécimen. |
| T_3 | Cinco ciclos alternados completos, hasta el valor de cálculo del desplazamiento sísmico mayorado. |

T_4 Quince ciclos alternados completos hasta el valor de cálculo del desplazamiento mayorado, partiendo del desplazamiento inicial (7.6.2(2)P). Los ciclos pueden aplicarse en tres grupos de cinco ciclos cada uno, con cada grupo separado mediante un tiempo muerto para permitir el enfriamiento del espécimen.

T_5 Repetición del ensayo T_2 pero con el número de ciclos reducido a tres.

T_6 Si un aislador es también un elemento portante vertical, entonces debería ensayarse también para un ciclo alternado completo hasta el desplazamiento sísmico total de cálculo, bajo las siguientes cargas verticales:

$$1,2 Q_G + |\Delta F_{Ed}|$$

$$0,8 Q_G - |\Delta F_{Ed}|$$

donde

Q_G es la carga permanente, y

ΔF_{Ed} es la carga vertical adicional debida a los efectos sísmicos de vuelco, determinada a partir de la respuesta máxima para la acción sísmica de cálculo.

(2) Los ensayos T_3 , T_4 y T_6 deberían llevarse a cabo a una frecuencia igual al inverso del periodo eficaz del sistema de aislamiento. Se permite la excepción a esta regla para los aisladores que no dependan de la tasa o velocidad de aplicación de la carga (la velocidad de aplicación de la carga tiene como primer efecto el calentamiento viscoso o por rozamiento del espécimen). Las características fuerza-desplazamiento de un aislador se consideran independientes de la velocidad de aplicación de la carga, si hay menos de un 15% de diferencia para cualquiera de los valores de F_o y K_p que definen el bucle de histéresis (véase la figura 7.1), cuando se ensaya para tres ciclos alternados completos hasta el valor de cálculo del desplazamiento y a frecuencias en el rango de 0,2 a 2 veces la inversa del periodo eficaz del sistema de aislamiento.

K.2.3 Determinación de las características de los aisladores

K.2.3.1 Características fuerza-desplazamiento

(1) La rigidez eficaz de un aislador debería calcularse para cada ciclo de carga, del modo siguiente:

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (\text{K.1})$$

donde

d_p y d_n son, respectivamente, los máximos desplazamientos positivo y negativo del ensayo; y

F_p y F_n son, respectivamente, las máximas fuerzas positiva y negativa para aisladores con comportamiento histerético y de rozamiento o, respectivamente, las cargas positiva y negativa correspondientes a d_p y d_n para aisladores con comportamiento viscoelástico.

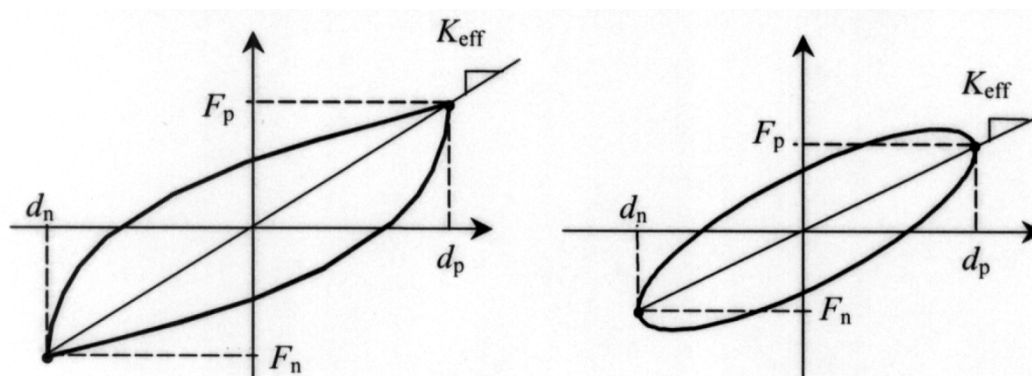


Figura K1 – Diagramas de ensayos fuerza–desplazamiento (a la izquierda: comportamiento histerético o de rozamiento; a la derecha: comportamiento viscoelástico)

K.2.3.2 Características de amortiguamiento

(1) La energía disipada por ciclo, E_{Di} , por un aislador i , debería determinarse para cada ciclo de carga como el área del correspondiente bucle de histéresis de los cinco ciclos alternados completos hasta el desplazamiento total de cálculo definido en el ensayo T_3 del apartado K.2.2.

K.2.3.3 Adecuación del sistema

(1) El comportamiento de los especímenes ensayados debería considerarse adecuado si se satisfacen los siguientes requisitos:

- R_1 excepto para amortiguadores viscosos fluidos, los gráficos fuerza–desplazamiento de todos los ensayos relacionados en el apartado K.2.2 deberían tener una capacidad positiva para resistir las fuerzas que se van incrementando.
- R_2 en el ensayo T_1 del apartado K.2.2, la máxima fuerza medida no debería superar al valor de cálculo en más de un 5%.
- R_3 en los ensayos T_2 y T_5 del apartado K.2.2, el desplazamiento máximo medido no debería superar el 110% del valor de cálculo.
- R_4 en el ensayo T_3 del apartado K.2.2, los valores máximo y mínimo de la rigidez eficaz K_{eff} del aislador i (y los correspondientes diagramas fuerza – desplazamiento), así como la energía disipada por ciclo, E_{Di} , deberían determinarse, respectivamente, como el máximo y el mínimo del promedio de cada uno de los cuatro pares de ciclos de ensayo consecutivos. Estas propiedades nominales deberían estar comprendidas dentro del rango de propiedades nominales supuestas en el proyecto.
- R_5 en el ensayo T_4 del apartado K.2.2, el cociente entre las rigideces efectivas mínima y máxima, medido en cada uno de los 15 ciclos, no debería ser menor de 0,7.
- R_6 en el ensayo T_4 del apartado K.2.2, el cociente $\min.E_D/\max.E_D$ para cada uno de los 15 ciclos, no debería ser menor de 0,7.
- R_7 todos los aisladores que resisten cargas verticales deberían permanecer estables (es decir, con rigidez incremental positiva), durante el ensayo T_6 del apartado K.2.2.

R_8 A la conclusión de los ensayos, deberían inspeccionarse todos los especímenes ensayados a fin de obtener evidencias de deterioros significativos que pudieran constituir causas de rechazo, tales como (cuando proceda):

- Carencia de adherencia entre el caucho y el acero.
- Fallos en la colocación del laminado.
- Grietas en la superficie del caucho más anchas o profundas que el 70% del espesor de la cubierta de caucho.
- Escamas de material en más del 5% del área de adherencia.
- Carencia de adherencia del politetrafluoretileno (PTFE) al metal en más del 5% de la superficie de adherencia.
- Marcado de las placas de acero inoxidable mediante marcas más profundas o más anchas de 0,5 mm y en una longitud que supere los 20 mm.
- Deformación permanente.
- Escapes.

K.3 Otros ensayos

K.3.1 Ensayos de desgaste y fatiga

- (1) Estos ensayos deberían tener en cuenta la influencia del recorrido acumulado debido a los desplazamientos ocasionados por las cargas térmicas y de tráfico durante un periodo de vida de servicio de, al menos, 30 años.
- (2) Para los puentes de longitud normal (de hasta alrededor de 200 m) y a menos que se justifique un valor diferente mediante el cálculo, el recorrido acumulado mínimo puede tomarse como de 2 000 m.

K.3.2 Ensayos a baja temperatura

- (1) Si se pretende que los aisladores se usen en zonas de bajas temperaturas, con una temperatura mínima para el cálculo sísmico del aislador, $T_{\min.,b} < 0$ °C (véase el punto (2) del apartado J.1), debería realizarse entonces un ensayo a esta temperatura, consistente en cinco ciclos alternados completos hasta el valor de cálculo del desplazamiento con las restantes condiciones como se especifica en el ensayo T_3 del apartado K.2.2. El espécimen debería mantenerse por debajo de la temperatura de helada durante, al menos, dos días antes del ensayo. Los resultados deberían evaluarse tal como se especifica en el requisito R_4 del punto (1) del apartado K.2.3.3.
- (2) En los ensayos del apartado K.3.1, el 10% del recorrido debería realizarse bajo la temperatura $T_{\min.,b}$.

AENOR Asociación Española de
Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032