

EUROCÓDIGOS

NORMA EUROPEA
EXPERIMENTAL

UNE-ENV 1998-1-2
Marzo 1998



EUROCÓDIGO 8

DISPOSICIONES PARA
EL PROYECTO DE
ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES

PARTE 1-2: REGLAS GENERALES
REGLAS GENERALES PARA EDIFICIOS

PREÁMBULO

La presente publicación de la Norma Experimental UNE-ENV 1998-1-2:1998 "Reglas generales para la edificación", recoge en sus páginas un conjunto de especificaciones técnicas no obligatorias relativas a las acciones sísmicas y requisitos generales para estructuras a considerar en los proyectos de edificación.

Estas especificaciones técnicas son la versión española de la correspondiente Norma Europea Experimental, traducción que ha sido realizada por el Subcomité 1 del Comité Técnico de Normalización 140 "Eurocódigos Estructurales" de AENOR, y su presente publicación constituye una vía directa de divulgar las citadas especificaciones técnicas para su conocimiento y consideración por todos los interesados en el sector de la construcción.

En España existen normas básicas que han de aplicarse en el proyecto y en la obra de toda edificación y que constituyen materia regulada de obligado cumplimiento, exigencia que proviene de la necesidad de garantizar, en la medida de lo posible, la seguridad de los usuarios de tales obras así como las exigencias derivadas de la contratación pública.

La Normativa básica de acciones a considerar en los proyectos de edificación es la *Norma Básica de la Edificación NBE-AE/88* (aprobada por Real Decreto 1370/1988 de 11 de noviembre), y en lo relativo a la consideración de la acción sísmica (en el proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable) seguirá obligatoriamente lo regulado por la *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación NCSE-94*.

La NCSE-94 (aprobada por Real Decreto 2543/1994 de 24 de diciembre) establece las condiciones técnicas que han de cumplir las estructuras de edificación, a fin de que su comportamiento ante fenómenos sísmicos evite consecuencias graves para la salud y seguridad de los ciudadanos, evite pérdidas económicas y propicie la conservación de servicios básicos para la sociedad en casos de terremotos de intensidad elevada. Esta Norma contiene una serie de capítulos, fundamentalmente el III y el IV, directamente relacionados con la Norma Europea Experimental anteriormente mencionada.

La posibilidad de usar la Norma Experimental como alternativa a la NCSE-94 tendrá como requisito previo la aprobación y promulgación en el Boletín Oficial del Estado del correspondiente "Documento Nacional de Aplicación" para España.

La importancia de la Norma Experimental reside en que a partir de ella se pretende constituir una futura norma europea que permitirá la unidad de criterios en este campo y contribuirá a la libre circulación de personas y productos de construcción en el ámbito de la Unión Europea.

José A. Canas Torres

Presidente de la Comisión Permanente
de Normas Sismorresistentes

Dirección General del Instituto Geográfico Nacional

MINISTERIO DE FOMENTO

Octubre 1997

Marzo 1998

TÍTULO

EUROCÓDIGO 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes

Parte 1-2: Reglas generales. Reglas generales para edificios

Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-2: General rules. General rules for buildings.

Eurocode 8: Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes. Partie 1-2: Règles générales. Règles générales pour les bâtiments.

CORRESPONDENCIA

Esta norma experimental es la versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-2 de octubre 1994.

OBSERVACIONES

ANTECEDENTES

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

ICS 91.120.20

Descriptores: Ingeniería civil, edificios, estructuras, estructuras sismorresistentes, proyecto sismorresistente, cálculo.

Versión en español

**EUROCÓDIGO 8: Disposiciones para el proyecto
de estructuras sismorresistentes
Parte 1-2: Reglas generales
Reglas generales para edificios**

Eurocode 8: Design provisions for
earthquake resistance of structures.
Part 1-2: General rules. General
rules for buildings.

Eurocode 8: Conception et dimensionnement
des structures pour la résistance aux
séismes. Partie 1-2: Règles générales.
Règles générales pour les bâtiments.

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken
gegen Erdbeben. Teil 1-2: Grundlagen.
Allgemeine Regeln für Hochbauten.

Esta Norma Europea Experimental (ENV) ha sido aprobada por CEN el 1993-12-17 como una norma experimental para su aplicación provisional. El período de validez de esta Norma ENV está limitado inicialmente a tres años. Pasados dos años, los miembros de CEN enviarán sus comentarios, en particular sobre la posible conversión de la Norma ENV en Norma Europea (EN).

Los miembros de CEN deberán anunciar la existencia de esta Norma ENV utilizando el mismo procedimiento que para una Norma EN y hacer que esta Norma ENV esté disponible rápidamente y en la forma apropiada a nivel nacional. Se permite mantener (en paralelo con la Norma ENV) las normas nacionales que estén en contradicción con la Norma ENV hasta que se adopte la decisión final sobre la posible conversión de la Norma ENV en Norma EN.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Grecia, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
SECRETARÍA CENTRAL: Rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles

ÍNDICE

	Página
ANTECEDENTES	9
1 GENERALIDADES	11
1.1 Campo de aplicación	11
1.2 Símbolos	11
2 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS SISMORRESISTENTES	12
2.1 Principios básicos para la concepción del proyecto	12
2.2 Regularidad estructural	12
2.2.1 Generalidades	12
2.2.2 Criterios de regularidad en planta	13
2.2.3 Criterios de regularidad en alzado	13
3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	14
3.1 Modelado	14
3.2 Solicitaciones accidentales de torsión	15
3.3 Métodos de análisis	15
3.3.1 Generalidades	15
3.3.2 Análisis modal espectral simplificado	16
3.3.3 Análisis multimodal espectral	18
3.3.4 Métodos alternativos de análisis	19
3.3.5 Combinación de las componentes de la acción sísmica	20
3.4 Análisis del desplazamiento	22
3.5 Elementos no estructurales	22
3.5.1 Generalidades	22
3.5.2 Análisis	23
3.5.3 Factores de importancia y factores de comportamiento	23
3.6 Coeficientes de combinación de las acciones variables	24
3.7 Categorías de importancia y factores de importancia	24
4 COMPROBACIONES DE SEGURIDAD	25
4.1 Generalidades	25
4.2 Estado límite último	25
4.2.1 Generalidades	25
4.2.2 Condición de resistencia	26
4.2.3 Condición de ductilidad	26
4.2.4 Condición de equilibrio	27
4.2.5 Resistencia de los diafragmas horizontales	27

	Página
4.2.6 Resistencia de las cimentaciones	27
4.2.7 Condiciones de las juntas sísmicas	27
4.3 Estado límite de servicio	27
4.3.1 Generalidades	27
4.3.2 Limitación del desplazamiento entre plantas	28
ANEXO A (Normativo) ANÁLISIS APROXIMADO DE LOS EFECTOS DE TORSIÓN	29
A1 Generalidades	29
A2 Criterio 1	29
A3 Criterio 2	29
A4 Análisis aproximado	29
ANEXO B (Informativo) PRINCIPIOS BÁSICOS PARA LA CONCEPCIÓN DEL PROYECTO	31
B1 Generalidades	31
B2 Simplicidad estructural	31
B3 Uniformidad y simetría	31
B4 Resistencia y rigidez bidireccional	31
B5 Resistencia y rigidez a torsión	32
B6 Acción de los diafragmas a nivel de cada planta	32
B7 Cimentación adecuada	32
ANEXO C (Informativo) FÓRMULAS APROXIMADAS PARA EL CÁLCULO DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS .	33
C1 Generalidades	33
C2 Fórmula 1	33
C3 Fórmula 2	34

ANTECEDENTES

Objetivos de los Eurocódigos

- (1) Los "Eurocódigos Estructurales" son un conjunto de normas para el proyecto geotécnico y estructural de edificios y obra civil.
- (2) Estos Eurocódigos abarcan la ejecución y el control solamente en cuanto sea necesario para definir la calidad de los productos de construcción, y los niveles de calidad de mano de obra requeridos para cumplir con las hipótesis de cálculo.
- (3) Hasta tanto esté disponible el necesario conjunto armonizado de especificaciones técnicas relativas a los productos y a los métodos de comprobación de su comportamiento, los Eurocódigos estructurales cubren algunos de estos aspectos en anexos informativos.

Historial del Programa Eurocódigo

- (4) La Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo de establecer un conjunto armónico de normas técnicas para el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil que inicialmente servirían como alternativa a las diferentes normas vigentes en los diversos Estados miembros y finalmente las reemplazarían. Estas normas técnicas se han llegado a conocer como "Eurocódigos Estructurales".
- (5) En 1990, tras consultar a sus respectivos Estados miembros, la CCE transfirió el trabajo del desarrollo posterior, emisión y actualización de los Eurocódigos Estructurales al CEN, y la Secretaría de la EFTA acordó apoyar económicamente el trabajo del CEN.
- (6) El Comité técnico de CEN, CEN/TC250, es el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

El Programa Eurocódigo

- (7) Se trabaja sobre los siguientes Eurocódigos Estructurales, cada uno de los cuales consta generalmente de varias partes:

EN 1991	Eurocódigo 1:	Bases de proyecto y acciones sobre las estructuras.
EN 1992	Eurocódigo 2:	Proyecto de estructuras de hormigón.
EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero.
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas (hormigón y acero).
EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera.
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábrica de ladrillo.
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico.
EN 1998	Eurocódigo 8:	Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes.
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aleaciones de aluminio.
- (8) Diferentes Subcomités han sido creados por el CEN/TC250 para los diferentes Eurocódigos relacionados anteriormente.
- (9) Esta parte 1-2 del Eurocódigo 8 se publica como una norma europea experimental (ENV) con una validez inicial de tres años.
- (10) La pretensión de esta norma experimental es su aplicación experimental y la remisión de comentarios.
- (11) Después de aproximadamente dos años, los miembros del CEN serán invitados a remitir formalmente sus comentarios, los cuales se tendrán en cuenta para determinar las acciones futuras.

- (12) Mientras tanto, la información y los comentarios sobre esta norma experimental deberán enviarse a la Secretaría del CEN/TC250/SC8 a la siguiente dirección:

IPQ c/o LNEC
Avenida do Brasil 101
P - 1799 LISBOA Codex
PORTUGAL

o al Organismo Nacional de Normalización correspondiente.

NOTA NACIONAL – El Organismo Nacional de Normalización en España tiene la siguiente dirección:

AENOR
Génova, 6
28004 MADRID
Teléfono: 91-4326000
Fax: 91-3104976

Documentos Nacionales de Aplicación (DNA)

- (13) A la vista de las responsabilidades de las autoridades de los países miembros en temas como seguridad, sanidad y otros temas cubiertos por los requisitos esenciales de la Directiva de Productos de Construcción (DPC), en esta ENV se han asignado a algunos elementos de seguridad valores indicativos, identificados por | ___ | ("valores de recuadro"). Se espera que las autoridades de cada país miembro revisen los "valores de recuadro" de estos elementos de seguridad que pueden sustituirlos por valores alternativos definitivos de aplicación nacional.
- (14) Algunas de las normas europeas o internacionales puede que no estén disponibles en el momento en que sea emitida esta norma experimental. Por esta razón se anticipa que por cada país miembro o por su Organización de normas se redactará un Documento Nacional de Aplicación (DNA) en el que por un lado constarán los valores alternativos asignados definitivamente a los elementos de seguridad, y por otro, se hará referencia a las normas compatibles y se proporcionará una guía para la aplicación nacional de esta norma experimental.
- (15) Se pretende que esta norma experimental sea utilizada conjuntamente con el DNA del país en el que se localizan las obras de edificación o de ingeniería civil.

Temas específicos de esta norma experimental

- (16) El campo de aplicación del Eurocódigo 8, está definido en el apartado 1.1.1 de la ENV 1988-1-1 y el de esta parte del Eurocódigo 8 se define en el apartado 1.1.1. En el apartado 1.1.3 de la ENV 1988-1-1 se indican las otras partes previstas del Eurocódigo 8.
- (17) Esta norma experimental se desarrolló a partir de una de las partes que se incluyó en el borrador del Eurocódigo 8, de fecha mayo 1988, publicado por la CCE y sometido a información pública. Este borrador también contenía las partes 1-1 y 1-3, que ahora se presentan como normas experimentales por separado.
- (18) Como ya se ha mencionado en el apartado 1.1.1, debe prestarse atención al hecho de que para el proyecto de estructuras en regiones sísmicas, las disposiciones del Eurocódigo 8 se aplicarán en conjunción con los demás Eurocódigos que proceda.
- (19) Al poner en práctica esta norma experimental, se deben tener especialmente en cuenta las hipótesis enumeradas en el apartado 1.3 de la Parte 1-1.
- (20) Esta norma experimental incluye tres anexos que desarrollan algunos aspectos de los artículos presentados en la parte principal del texto. Son útiles para el proyecto conceptual de los edificios y para el análisis de casos específicos que permiten algunas simplificaciones.

1 GENERALIDADES

1.1 Campo de aplicación

- (1)P La Parte 1-2 se refiere a los edificios. Contiene las reglas generales para el proyecto sismorresistente de los edificios y se utilizará conjuntamente con las partes 1-1 y 1-3.
- (2)P Aunque en esta norma no se da una guía para los edificios sobre base aislada, no se excluye la utilización de aislamientos en la base, siempre que se realicen estudios especiales.

1.2 Símbolos

Además de los símbolos listados en la Parte 1-1, en la parte 1-2 se utilizan los siguientes símbolos con los siguientes significados:

E_E	solicitud de origen sísmico;
E_{Edx}, E_{Edy}	valores de cálculo de las solicitaciones debidas a las componentes horizontales de la acción sísmica;
E_{Edz}	valor de cálculo de las solicitaciones debidas a la componente vertical de la acción sísmica;
F	fuerza sísmica horizontal;
F_a	fuerza sísmica horizontal actuando sobre un elemento no estructural (elemento auxiliar);
H	altura del edificio;
R_d	resistencia de cálculo;
T_1	período fundamental de vibración de un edificio;
T_a	período fundamental de vibración de un elemento no estructural (elemento accesorio);
W	peso;
W_a	peso de un elemento no estructural (elemento accesorio);
d	desplazamiento;
d_r	desplazamiento de cálculo entre plantas;
e_1	excentricidad accidental de la masa de una planta con relación a su posición nominal;
h	altura entre plantas;
m	masa;
q_a	factor de comportamiento de un elemento no estructural;
q_d	factor de comportamiento para el desplazamiento;
s	desplazamiento de una masa m para el modo fundamental de un edificio;
z	altura de la masa m por encima del nivel de aplicación de la acción sísmica;
γ_a	factor de importancia de un elemento no estructural;
θ	coeficiente de sensibilidad del desplazamiento entre plantas.

2 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS SISMORRESISTENTES

2.1 Principios básicos para la concepción del proyecto

- (1)P Las peculiaridades de la peligrosidad sísmica se tomarán en consideración en las etapas iniciales de la concepción del proyecto del edificio.
- (2) Los principios guía que rigen conceptualmente el proyecto sismorresistente son:
- simplicidad estructural;
 - uniformidad y simetría;
 - redundancia;
 - resistencia y rigidez bidireccional;
 - resistencia y rigidez a torsión;
 - acción de diafragma a nivel de cada planta;
 - cimentación adecuada.
- (3) En el anexo B se recogen comentarios a estos principios.

2.2 Regularidad estructural

2.2.1 Generalidades

- (1)P A efectos de proyecto sismorresistente, las estructuras de los edificios se clasifican como regulares y no regulares.
- (2) Esta diferenciación tiene implicaciones en los siguientes aspectos del proyecto sismorresistente:
- el modelo estructural, que puede ser, bien un modelo plano simplificado o bien un modelo espacial;
 - el método de análisis, que puede ser, bien un método modal simplificado o bien uno multimodal;
 - el valor del factor de comportamiento q , que puede disminuir en función del tipo de irregularidad en alzado, es decir,
 - irregularidad geométrica que exceda de los límites dados en el apartado 2.2.3 (4);
 - distribución irregular de la resistencia en alzado, que exceda de los límites que se citan en el apartado 2.2.3 (3).
- (3)P Por lo que se refiere a las implicaciones de la regularidad estructural sobre el proyecto, las características de regularidad del edificio en planta y en alzado se consideran por separado, de acuerdo con la tabla 2.1.

Tabla 2.1
Consecuencias de la regularidad estructural en el proyecto sismorresistente

Regularidad		Simplificación permitida		Factor de comportamiento
Planta	Alzado	Modelo	Análisis	
SI	SI	Plano	Simplificado*	Referencia
SI	NO	Plano	Multimodal	Menor
NO	SI	Espacial**	Multimodal**	Referencia
NO	NO	Espacial	Multimodal	Menor

* Si se cumple también la condición del apartado 3.3.2.1 (2) b).

** Bajo las condiciones específicas dadas en el capítulo A1 del anexo A, pueden utilizarse modelos y métodos de análisis más sencillos, descritos en dicho anexo A.

- (4) En los apartados 2.2.2 y 2.2.3 se dan los criterios que definen la regularidad en planta y en alzado; las reglas que se refieren al modelo y al análisis se especifican en el capítulo 3; los factores de comportamiento a adoptar se indican en la parte 1-3.
- (5)P Los criterios de regularidad dados en los apartados 2.2.2 y 2.2.3 deben considerarse como condiciones necesarias. El proyectista comprobará que la regularidad supuesta para la estructura del edificio no está afectada desfavorablemente por otras características, no incluidas en estos criterios.

2.2.2 Criterios de regularidad en planta

- (1) En lo que concierne a la rigidez lateral y a la distribución de las masas, la estructura del edificio es aproximadamente simétrica en planta respecto a dos direcciones ortogonales.
- (2) La configuración en planta es compacta, es decir, no se presentan formas compartimentadas tales como H, I, X, etc. La dimensión total de entrantes y salientes en una dirección no excede del 25% del total de la dimensión exterior de la planta del edificio en la dirección correspondiente.
- (3) La rigidez de los forjados en planta es suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, de manera que la deformación del forjado tenga un efecto pequeño sobre la distribución de las fuerzas en los elementos estructurales verticales.
- (4) Bajo la distribución de fuerzas sísmicas dada en el apartado 3.3.2.3, aplicada con la excentricidad accidental que se establece en el apartado 3.2, el desplazamiento máximo en la dirección de las fuerzas sísmicas para cualquier nivel o planta no excede del desplazamiento promedio de planta en más del 20%.

2.2.3 Criterios de regularidad en alzado

- (1) Todos los sistemas de resistencia ante acciones horizontales, como los núcleos, las pantallas o los pórticos estructurales discurren sin interrupción desde los cimientos hasta la parte superior del edificio o, cuando existen retranqueos a diferentes alturas, hasta la parte superior de la zona correspondiente del edificio.
- (2) Tanto la rigidez lateral como la masa de cada planta se mantienen constantes o se reducen gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base a la parte superior del edificio.
- (3) En edificios con estructura reticulada, la relación entre la resistencia real de la planta y la resistencia requerida por el análisis no debe variar desproporcionadamente entre pisos adyacentes. En este contexto, los aspectos especiales de los pórticos de hormigón rellenos de fábrica se tratan en el apartado 2.9 de parte 1-3.
- (4) Cuando existen retranqueos en alzado, se aplican las siguientes disposiciones adicionales:
 - a) en el caso de retranqueos graduales manteniéndose la simetría axial, el retranqueo de cualquier piso no supera el 20% de la dimensión de la planta inferior en la dirección del retranqueo (véanse figuras 2.1.a y 2.1.b);
 - b) en el caso de un único retranqueo dentro del 15% inferior de la altura total del sistema estructural principal, dicho retranqueo no será mayor del 50% de la dimensión de la planta inferior (véase figura 2.1.c). En ese caso, la estructura de la zona de la base comprendida dentro del perímetro de los pisos superiores proyectado verticalmente, se calculará para resistir por lo menos el 75% del esfuerzo cortante horizontal que se desarrollaría en esa zona en un edificio similar pero sin el alargamiento de la base.
 - c) en el caso de que los retranqueos no preserven la simetría, para cada cara, la suma de los retranqueos de todos los pisos no será mayor del 30% de la dimensión en planta de la primera planta, y cada uno de los retranqueos no será mayor del 10% de la dimensión de la planta inferior (véase figura 2.1.d).

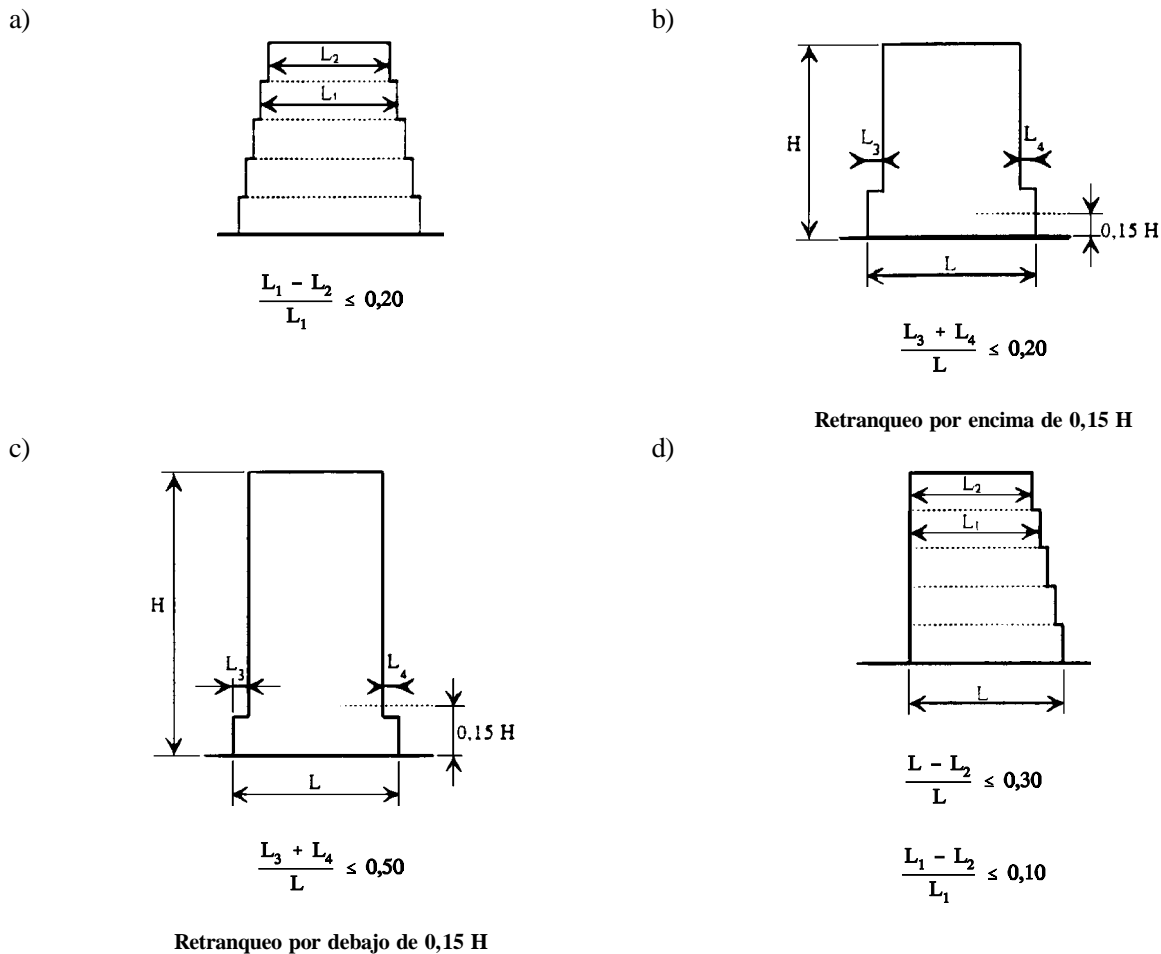


Fig. 2.1 – Criterios de regularidad de los retranqueos

3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 Modelado

- (1)P El modelo del edificio representará adecuadamente la distribución de rigideces y de masas de tal forma que todos los modos de deformación significativos y las fuerzas de inercia estén correctamente descritas para la acción sísmica considerada¹⁾.
- (2) En general puede considerarse que la estructura consiste en un determinado número de sistemas resistentes ante las acciones verticales y laterales, conectados por diafragmas horizontales.
- (3) Cuando los forjados del edificio son suficientemente rígidos en su plano, las masas y los momentos de inercia de cada planta pueden concentrarse en el centro de gravedad, reduciendo así los grados de libertad a tres por planta (dos desplazamientos horizontales y una rotación en torno al eje vertical).
- (4) Para edificios que cumplen con los criterios de regularidad en planta (véase apartado 2.2.2) o con los criterios de regularidad que aparecen en el capítulo A1 del anexo A, el análisis puede realizarse utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección principal.

1) El modelo también debe tener en cuenta la contribución a la deformabilidad del edificio de las zonas de unión, es decir, de los extremos de las vigas o pilares en las estructuras reticulares. También deben tenerse en cuenta los elementos no estructurales que puedan influir en la respuesta del principal sistema estructural resistente.

- (5) En edificios de hormigón armado y en edificios de fábrica, las rigideces de los elementos resistentes deben evaluarse, en general, suponiendo las secciones sin fisurar²⁾.
- (6) Deben tenerse en cuenta los muros de relleno que incrementen significativamente la rigidez lateral del edificio; véase apartado 2.9 de la parte 1-3 para pórticos de hormigón rellenos de fábrica.
- (7)P La deformabilidad del terreno de cimentación se considerará en el modelo, siempre que pueda tener una influencia adversa sobre la respuesta estructural.
- (8)P Las masas se calcularán a partir de las cargas gravitatorias que aparecen en la combinación de acciones dadas en el apartado 4.4 (2) de la parte 1-1. Los coeficientes de combinación ψ_{Ei} se dan en el apartado 3.6 (2).

3.2 Solicitaciones accidentales de torsión

- (1)P Además de la excentricidad real, para cubrir las incertidumbres acerca de la situación de las masas y sobre la variación espacial del movimiento sísmico, el centro de masa calculado para cada planta i se considerará desplazado de su posición nominal en cada dirección mediante la introducción de una excentricidad adicional accidental:

$$e_{li} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.1)$$

donde

e_{li} es la excentricidad accidental de la masa de la planta i con respecto a su posición nominal, aplicada en la misma dirección en todas las plantas;

L_i es la dimensión de la planta, perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

3.3 Métodos de análisis

3.3.1 Generalidades

- (1)P Dentro del ámbito de aplicación de la parte 1-2, las solicitaciones de origen sísmico y las derivadas de las otras acciones que se consideran de acuerdo con las reglas de combinación, dadas en el apartado 4.4 de la parte 1-1, se determinarán en base a un comportamiento elástico-lineal de la estructura.
- (2)P El método de referencia para determinar las solicitaciones de origen sísmico es el análisis modal de la respuesta, utilizando un modelo elástico lineal de la estructura y el espectro de cálculo dado en el apartado 4.2.4. de la parte 1-1.
- (3) Dependiendo de las características estructurales del edificio, pueden utilizarse uno de los dos tipos siguientes de análisis:
 - "análisis modal espectral simplificado", para edificios que cumplen las condiciones dadas en el apartado 3.3.2;
 - "análisis multimodal espectral", que es aplicable a todo tipo de edificios (véase apartado 3.3.3).

2) En edificios de hormigón armado, esta hipótesis puede dar lugar a estimaciones no conservadoras de los desplazamientos, especialmente cuando se adoptan valores altos del factor de comportamiento q . En tales casos y si los desplazamientos son críticos, puede ser necesaria para el análisis del desplazamiento, de acuerdo con el apartado 3.4, una estimación más precisa de la rigidez de los elementos ante la acción sísmica.

- (4) Como alternativa a estos métodos básicos, se permiten otros métodos de análisis estructural, tales como
- análisis mediante espectros de potencia;
 - análisis no lineal de la historia temporal mediante acelerogramas de cálculo;
 - análisis en el dominio de la frecuencia;
- bajo las condiciones especificadas en los párrafos (5) y (6)P y en el apartado 3.3.4.
- (5) Pueden utilizarse análisis no lineales, siempre que estén adecuadamente justificados con respecto a la acción sísmica de cálculo (input sísmico), al modelo constitutivo utilizado, al método de interpretar los resultados del análisis, y a los requisitos a cumplir.
- (6)P Si se hace uso de un análisis no lineal, las amplitudes de los acelerogramas obtenidos para el período de retorno de referencia (véase apartado 4.3.2 de la parte 1-1) se multiplicarán por el factor de importancia γ_I del edificio (véase 3.7).

3.3.2 Análisis modal espectral simplificado

3.3.2.1 Generalidades

- (1)P Este tipo de análisis puede aplicarse a los edificios que se pueden analizar mediante dos modelos planos y cuya respuesta no está significativamente afectada por las contribuciones de los modos superiores de vibración.
- (2) Se considera que cumplen estos requisitos los edificios que:
- a1) cumplen los criterios de regularidad en planta y en alzado dados en los apartados 2.2.2 y 2.2.3
 - o
 - a2) cumplen los criterios de regularidad en alzado dados en el apartado 2.2.3 y los criterios de regularidad dados en capítulo A1 del Anexo A
 - y
 - b) tienen períodos fundamentales de vibración T_1 en las dos direcciones principales, inferiores a los siguientes valores

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \cdot s \end{cases} \quad (3.2)$$

donde T_c viene dado en la tabla 4.1 de la Parte 1-1.

3.3.2.2 Esfuerzo cortante en la base

- (1)P El esfuerzo cortante sísmico en la base, F_b , para cada una de las direcciones principales se determina como sigue:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \quad (3.3)$$

donde

$S_d(T_1)$ es la ordenada del espectro de cálculo para el período T_1 (véase apartado 4.2.4 de la Parte 1-1);

T_1 es el período fundamental de vibración del edificio para el movimiento traslacional en la dirección considerada;

W es el peso total del edificio calculado de acuerdo con el apartado 3.1 (8).

- (2) A efectos de determinar los períodos fundamentales de vibración T_1 de los dos modelos planos del edificio, se pueden utilizar expresiones aproximadas basadas en métodos de la dinámica estructural (por ejemplo el método de Rayleigh)³⁾.

3.3.2.3 Distribución de las fuerzas sísmicas horizontales

- (1)P La deformada correspondiente al modo fundamental de los dos modelos planos del edificio puede calcularse utilizando los métodos de la dinámica estructural o puede aproximarse mediante desplazamientos horizontales que aumentan linealmente a lo largo de la altura del edificio.
- (2)P Las solicitaciones de origen sísmico se determinarán aplicando, para los dos modelos planos, fuerzas horizontales, F_i , a las masas de cada una de las plantas del edificio.
- (3)P Las fuerzas se determinarán suponiendo la masa total de la estructura como una masa representativa del modo fundamental de vibración, por lo tanto:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot W_i}{\sum s_j \cdot W_j} \quad (3.4)$$

donde

F_i es la fuerza horizontal actuando en la planta i ;

F_b es el cortante sísmico en la base de acuerdo con la expresión (3.3);

s_i, s_j son los desplazamientos de las masas m_i, m_j en la deformada del modo fundamental;

W_i, W_j son los pesos de las masas m_i, m_j calculados de acuerdo con el apartado 3.1 (8).

- (4) Cuando la deformada correspondiente al modo fundamental se aproxime mediante desplazamientos horizontales variables linealmente con la altura, las fuerzas horizontales F_i vienen dadas por:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j} \quad (3.5)$$

donde

z_i, z_j son las alturas de las masas m_i, m_j respecto al nivel de aplicación de la acción sísmica (cimentación).

- (5)P Las fuerzas horizontales F_i , determinadas del modo anterior, se distribuirán entre el sistema resistente de cargas laterales, suponiendo plantas rígidas, es decir, proporcionalmente a las rigideces de aquellas.

3.3.2.4 Solicitaciones de torsión

- (1) En el caso de distribución simétrica de la rigidez lateral y de la masa, y si no se aplica un método más exacto en lo que respecta al apartado 3.2, las solicitaciones accidentales de torsión pueden tenerse en cuenta, aumentando en cada uno de los elementos resistentes las solicitaciones de origen sísmico –evaluadas de acuerdo con el apartado 3.3.2.3 (5)– en un factor δ dado por:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (3.6)$$

donde

x es la distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medido perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada;

L_e es la distancia entre los dos elementos resistentes de la carga lateral más externos, medidos de la forma anterior.

3) Para un cálculo preliminar pueden utilizarse para T_1 las expresiones aproximadas que aparecen en el Anexo C.

- (2) Siempre que se cumplan las condiciones dadas en el capítulo A1 del Anexo A, puede aplicarse el análisis aproximado de las solicitaciones de torsión descrito en el Anexo A.

3.3.3 Análisis multimodal espectral

3.3.3.1 Generalidades

- (1)P Este tipo de análisis se aplicará a los edificios que no satisfacen las condiciones exigidas en el apartado 3.3.2.1 (2) para la aplicación del análisis modal espectral simplificado.
- (2) Para edificios que satisfacen los criterios de regularidad en planta (véase apartado 2.2.2) o cumplen con los criterios de regularidad dados en el capítulo A1 del anexo A, puede llevarse a cabo el análisis utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección principal.
- (3)P Los edificios que no satisfacen estos criterios se analizarán utilizando un modelo espacial.
- (4)P Siempre que se utilice un modelo espacial, la acción sísmica de cálculo se aplicará en todas las direcciones horizontales relevantes (con respecto a la planta estructural del edificio), que proceda, y en la de sus direcciones ortogonales. Para edificios con elementos resistentes en dos direcciones perpendiculares, estas dos direcciones se considerarán como las de aplicación.
- (5)P Se tendrá en cuenta la respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan de forma significativa a la respuesta global.
- (6) El párrafo (5) puede satisfacerse mediante una de las dos maneras siguientes:
- Demostrando que la suma de las masas modales efectivas para los modos considerados representa, al menos, el 90% de la masa total de la estructura.
 - Demostrando que se consideran todos los modos con masas modales efectivas mayores del 5% de la masa total.
- NOTA – Si la masa modal efectiva m_k , correspondiente a un modo k , está determinada, el correspondiente esfuerzo cortante en la base F_{bk} , que actúa en la dirección de aplicación de la acción sísmica puede expresarse como $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k \cdot g$. Se puede demostrar que la suma de las masas modales efectivas (para todos los modos y una dirección dada) es igual a la masa de la estructura.
- (7) Cuando se usa un modelo espacial, las condiciones anteriores deben comprobarse para cada dirección de cálculo.
- (8) Si el párrafo (6) no se puede satisfacer (es decir, en edificios con una contribución significativa proveniente de los modos torsionales), el número mínimo k de modos a considerar en un análisis espacial debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3.7)$$

y

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (3.8)$$

donde

k es el número de modos considerado;

n es el número de plantas por encima del terreno;

T_k es el período de vibración del modo k .

3.3.3.2 Combinación de las respuestas modales

- (1)P La respuesta de dos modos de vibración i y j (incluyendo los modos traslacionales y torsionales) puede considerarse como independiente, cuando sus períodos T_i y T_j satisfacen la siguiente condición:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (3.9)$$

- (2) Siempre que todas las respuestas modales que interesan [véase apartado 3.3.3.1 (5)-(8)] se puedan considerar como independientes, el valor máximo, E_E , del efecto (fuerza, deformación, sollicitación, etc.) derivado de la acción sísmica puede tomarse como

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.10)$$

donde

E_E es la variable que se considera (fuerza, desplazamiento, etc.);

E_{Ei} es el valor de dicho efecto debido al modo de vibración i .

- (3)P Si el párrafo (1)P no se cumple, se adoptarán procedimientos más precisos para combinar los máximos valores modales (por ejemplo, "la combinación cuadrática completa").

3.3.3.3 Sollicitaciones de torsión

- (1) Siempre que se utilice un modelo espacial para el análisis, las sollicitaciones accidentales de torsión aludidas en el apartado 3.2 pueden determinarse como el resultado de las sollicitaciones obtenidas mediante un análisis para cargas estáticas, basado en los momentos de torsión M_{li} respecto al eje vertical de cada planta i :

$$M_{li} = e_{li} \cdot F_i \quad (3.11)$$

donde

M_{li} es el momento de torsión de la planta i respecto a su eje vertical;

e_{li} es la excentricidad accidental de la masa de la planta i , de acuerdo con la ecuación (3.1), para todas las direcciones de interés, véase 3.3.3.1 (4);

F_i es la fuerza horizontal que actúa sobre la planta i , deducida en el apartado 3.3.2.3 para todas las direcciones de interés.

- (2) De acuerdo con el párrafo (1) las sollicitaciones originadas por las cargas deben considerarse con signos alternados (iguales para todas las plantas).
- (3) Siempre que se empleen en el análisis dos modelos planos por separado, las sollicitaciones de torsión pueden tenerse en cuenta mediante la aplicación de las reglas del apartado 3.3.2.4 (1) o del Anexo A a las sollicitaciones de origen sísmico calculadas de acuerdo con el apartado 3.3.3.2.

3.3.4 Métodos alternativos de análisis

3.3.4.1 Generalidades

- (1)P Cuando se utilicen los métodos alternativos de análisis descritos a continuación, deberá demostrarse que se cumplen los requisitos fundamentales del apartado 2.1 de la Parte 1-1, con un nivel de fiabilidad del mismo orden de magnitud que el obtenido mediante el uso del método de referencia descrito en el apartado 3.3.3.

- (2) El párrafo (1)P puede satisfacerse mediante una de las maneras siguientes:
- a) Demostrando que la suma de los esfuerzos cortantes horizontales calculados en todos los soportes y en cada una de las dos direcciones ortogonales no es menor que el 80% de las sumas correspondientes obtenidas mediante el análisis multimodal de acuerdo con el apartado 3.3.3.
 - b) En aquellos puntos donde la suma en cualquiera de las dos direcciones sea inferior al 80% del valor obtenido a partir del análisis multimodal, los valores calculados para todas las variables de la respuesta se escalarán proporcionalmente mediante el factor de escala requerido para igualar el esfuerzo cortante en la base al valor necesario para satisfacer la condición a).

3.3.4.2 Análisis mediante el espectro de potencia

- (1) Puede realizarse un análisis estocástico lineal de la estructura mediante un análisis modal o mediante matrices de respuesta dependientes de la frecuencia; como dato de partida se usará el espectro de potencia de aceleración definido en el apartado 4.3.1 de la Parte 1-1.
- (2)P Los efectos derivados de la acción elástica se definirán como el fractil 50% de la distribución de probabilidad de la máxima respuesta en un intervalo de tiempo igual a la duración supuesta del movimiento.
- (3)P Los valores de cálculo se determinarán dividiendo estas aceleraciones resultantes del análisis lineal por el cociente, multiplicado por g , entre las ordenadas –correspondientes al período fundamental del edificio– del espectro elástico de respuesta y del espectro de cálculo.

3.3.4.3 Análisis mediante acelerogramas de cálculo

- (1) La respuesta a lo largo del tiempo de la estructura puede obtenerse mediante la integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales del movimiento, utilizando los acelerogramas definidos en el apartado 4.3.2 de la parte 1-1 para representar los movimientos del terreno.
- (2) Cuando se considera que la estructura se comporta de forma no lineal, se aplicarán las disposiciones del apartado 3.3.1 (5) - (6)P.

3.3.4.4 Análisis en el dominio de la frecuencia

- (1)P La acción sísmica de proyecto (input) es la misma que en el apartado 3.3.4.3, pero con cada acelerograma representado como una suma de Fourier. La respuesta se obtiene mediante la convolución en el dominio de la frecuencia de los componentes armónicos de la función de entrada con sus respectivas matrices o funciones de respuesta en frecuencia.
- (2)P Los efectos derivados de la acción elástica se definirán como los valores medios de las máximas respuestas calculadas para los diferentes acelerogramas.
- (3)P Los valores de cálculo se determinarán dividiendo estas aceleraciones resultantes del análisis lineal por el cociente, multiplicado por g , entre las ordenadas, correspondientes al período fundamental del edificio, del espectro elástico de respuesta y del espectro de cálculo.

3.3.5 Combinación de las componentes de la acción sísmica

3.3.5.1 Componentes horizontales de la acción sísmica

- (1)P En general, se considerará que las componentes horizontales de la acción sísmica actúan simultáneamente [véase apartado 4.2.1 (2) de la Parte 1-1].

- (2) La combinación de las componentes horizontales de la acción sísmica puede tenerse en cuenta de la siguiente forma:
- Se evaluará por separado la respuesta estructural para cada componente horizontal, usando las reglas de combinación para las respuestas modales descritas en el apartado 3.3.3.2.
 - El valor máximo de cada solicitación, resultado de la combinación de las dos componentes horizontales de la acción sísmica, puede estimarse mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas para cada componente horizontal.
- (3) Como alternativa al párrafo (2), las solicitaciones debidas a la combinación de las componentes horizontales de la acción sísmica pueden calcularse usando las dos combinaciones siguientes:
- a) $E_{Edx} + 0,30 E_{Edy}$
- b) $0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$
- donde
- "+" significa "se combina con";
- E_{Edx} solicitaciones debidas a la aplicación de la acción sísmica en la dirección del eje escogido como eje horizontal, x, de la estructura;
- E_{Edy} solicitaciones debidas a la aplicación de la misma acción sísmica en la dirección del eje horizontal ortogonal, y, de la estructura.
- (4) En las combinaciones anteriores se tomará el signo de cada componente más desfavorable para la solicitación que se considere.
- (5)P Para edificios que satisfacen los criterios de regularidad en planta y en los que los muros o pantallas son los únicos componentes que resisten la carga horizontal, se puede suponer que la acción sísmica actúa por separado en la dirección de los dos ejes horizontales ortogonales principales de la estructura.
- (6)P Cuando de acuerdo con el apartado 3.3.4.3, se realice un análisis mediante acelerogramas de cálculo y se emplee un modelo espacial para la estructura, se considerarán, para ambas componentes horizontales, acelerogramas actuando simultáneamente.

3.3.5.2 Componente vertical de la acción sísmica

- (1)P La componente vertical de la acción sísmica, tal como se define en el apartado 4.2.1 (3) de la Parte 1-1, se tendrá en cuenta en los siguientes casos:
- Componentes estructurales horizontales o casi horizontales con luces de 20 o más metros.
 - Voladizos horizontales o casi horizontales.
 - Elementos pretensados horizontales o casi horizontales.
 - Vigas que soportan pilares.
- (2) En general, el análisis para determinar las solicitaciones debidas a la componente vertical de la acción sísmica puede realizarse mediante un modelo parcial de la estructura que incluya los elementos que se consideran y que tenga en cuenta la rigidez de los elementos colindantes.
- (3) Las solicitaciones debidas a la componente vertical han de ser tenidas en cuenta tan sólo para los elementos que se consideren y para sus elementos de soporte o subestructuras directamente asociadas.

- (4) En el caso de que las componentes horizontales de la acción sísmica sean también de interés para estos elementos, pueden utilizarse las siguientes tres combinaciones para los cálculos de las solicitaciones de origen sísmico:

- a) $0,30 \cdot E_{Edx} \quad "+" \quad 0,30 \cdot E_{Edy} \quad "+" \quad E_{Edz}$
 b) $E_{Edx} \quad "+" \quad 0,30 \cdot E_{Edy} \quad "+" \quad 0,30 \cdot E_{Edz}$
 c) $0,30 \cdot E_{Edx} \quad "+" \quad E_{Edy} \quad "+" \quad 0,30 \cdot E_{Edz}$

donde

E_{Edx} véase apartado 3.3.5.1 (3);

E_{Edy} véase 3.3.5.1 (3);

E_{Edz} solicitaciones derivadas de la aplicación de la componente vertical de la acción sísmica de cálculo, tal como se define en el apartado 4.2.1 (3) de la Parte 1-1.

3.4 Análisis del desplazamiento

- (1)P El desplazamiento inducido por la acción sísmica de cálculo se determinará en función de la deformación elástica del sistema estructural mediante la siguiente expresión simplificada:

$$d_s = q_d \cdot d_e \cdot \gamma_I \quad (3.12)$$

donde

- d_s es el desplazamiento de un punto del sistema estructural, inducido por la acción sísmica de cálculo;
 q_d es el factor de comportamiento para el desplazamiento, que se supone igual a q a no ser que se especifique lo contrario en la parte 1-3;
 d_e es el desplazamiento del punto considerado del sistema estructural, tal como se determina mediante un análisis lineal basado en el espectro de cálculo, de acuerdo con el apartado 4.2.4 de la Parte 1-1;
 γ_I es el factor de importancia (véase 3.7).

- (2)P Cuando se determinen los desplazamientos d_e , se tendrán en cuenta las solicitaciones de torsión derivadas de la acción sísmica.

3.5 Elementos no estructurales

3.5.1 Generalidades

- (1)P Los elementos no estructurales (accesorios) de los edificios (es decir, los antepechos, antenas, equipos mecánicos e instalaciones complementarias, muros cortina, particiones, barandillas) que pudiesen, en caso de rotura, causar daños a las personas o afectar a la estructura principal del edificio o a los servicios de las instalaciones críticas, se comprobarán para resistir la acción sísmica de cálculo, junto con sus soportes.
- (2)P En el caso de elementos no estructurales de gran importancia o de naturaleza particularmente peligrosa, el análisis sísmico se basará en un modelo realista de las estructuras pertinentes y en el uso de espectros de respuesta adecuados, deducidos a partir de la respuesta de los elementos estructurales de apoyo del sistema resistente sísmico principal.
- (3)P En todos los demás casos, se permiten simplificaciones de este procedimiento adecuadamente justificadas [tales como las que aparecen en el apartado 3.5.2 (2)].

3.5.2 Análisis

- (1)P Los elementos no estructurales, así como sus conexiones, fijaciones o anclajes, se comprobarán para resistir la combinación de las acciones permanentes, variables y sísmicas que corresponda (véase el apartado 4.4 de la Parte 1-1).
- (2) Las solicitaciones de origen sísmico pueden determinarse aplicando al elemento no estructural una fuerza horizontal F_a , que se define como sigue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (3.13)$$

donde

F_a es la fuerza sísmica horizontal, que actúa en el centro de masas del elemento no estructural y en la dirección más desfavorable;

W_a es el peso del elemento;

S_a es el coeficiente sísmico que corresponda para los elementos no estructurales, véase párrafo (3);

γ_a es el factor de importancia del elemento, véase apartado 3.5.3;

q_a es el factor de comportamiento del elemento, véase tabla 3.1.

- (3) El coeficiente sísmico S_a puede calcularse como sigue:

$$S_a = \alpha \cdot 3 \cdot (1 + Z/H) / [1 + (1 - T_a/T_1)^2] \quad (3.14)$$

donde

α es la razón entre la aceleración del suelo de cálculo, a_g , y la aceleración de gravedad, g ;

T_a es el período fundamental de vibración del elemento no estructural;

T_1 es el período fundamental de vibración del edificio en la dirección de interés;

Z es la altura del elemento no estructural, respecto a la base del edificio;

H es la altura total del edificio.

3.5.3 Factores de importancia y factores de comportamiento

- (1)P El factor de importancia, γ_a , no se escogerá menor que 1.5 para los siguientes elementos no estructurales:
- Anclajes de la maquinaria y demás equipos necesarios para los sistemas de seguridad de las personas.
 - Depósitos y recipientes que contengan sustancias tóxicas o explosivas que se consideren peligrosas para la seguridad de la población.
- (2) En todos los demás casos, se puede suponer para el factor de importancia, γ_a , de un elemento no estructural el mismo valor del factor de importancia, γ_1 , del edificio en cuestión.
- (3) En la tabla 3.1 se dan los valores del factor de comportamiento, q_a , para elementos no estructurales.

Tabla 3.1
Valores de q_a para elementos no estructurales

Tipo de elemento no estructural	q_a
<ul style="list-style-type: none"> – Antepechos en ménsula u ornamentaciones – Indicadores y carteles – Chimeneas, mástiles y depósitos situados sobre apoyos que actúan como ménsulas sin arriostrar a lo largo de más de la mitad de su altura total 	1,0
<ul style="list-style-type: none"> – Muros exteriores e interiores – Chimeneas mástiles y depósitos situados sobre apoyos que actúan como ménsulas sin arriostrar a lo largo de menos de la mitad de su altura total o que están sujetos a la estructura en o por encima de su centro de masas – Anclajes para armarios y estanterías permanentemente apoyados en el suelo – Anclajes para falsos techos (suspendidos) y para instalaciones de luz 	2,0

3.6 Coeficientes de combinación de las acciones variables

- (1)P Los coeficientes de combinación, ψ_{2i} , que aparecen en el apartado 4.4 de la Parte 1-1 se especifican en la Parte 1 del Eurocódigo 1.
- (2)P Los coeficientes de combinación, ψ_{Ei} , introducidos en el apartado 4.4 de la Parte 1-1 para calcular las sollicitaciones de origen sísmico se determinarán a partir de la siguiente expresión:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (3.15)$$

donde los valores de φ se obtendrán de tabla 3.2.

Tabla 3.2
Valores de φ para calcular ψ_{Ei}

Tipo de acción variable	Ocupación de plantas		φ
Categorías A-C*	plantas ocupadas independientemente	planta superior	<u>1,0</u>
		restantes plantas	<u>0,5</u>
Categorías A-C*	algunas plantas tienen ocupaciones relacionadas	planta superior	<u>1,0</u>
		plantas con ocupaciones relacionadas	<u>0,8</u>
		restantes plantas	<u>0,5</u>
Categorías D-F* Archivos			<u>1,0</u>

* Las Categorías se corresponden con las definidas en la Parte 1 del Eurocódigo 1.

3.7 Categorías de importancia y factores de importancia

- (1)P Los edificios se clasifican, por lo general, atendiendo a cuatro categorías de importancia que dependen del tamaño del edificio, de su valor e importancia para la seguridad pública y de la posibilidad de pérdidas de vidas en caso de colapso.
- (2)P Las categorías de importancia se caracterizan por diferentes factores de importancia, γ_i , tal como se describe en el apartado 2.1 de la Parte 1-1.

- (3) El factor de importancia, $\gamma_I = 1,0$, se asocia con un sismo de cálculo que tiene un período de retorno de referencia, tal como se indica en el apartado 4.1 (3) de la Parte 1-1.
- (4) Las definiciones de las categorías de importancia y de los correspondientes factores de importancia se dan en la tabla 3.3.

Tabla 3.3
Categorías de importancia y factores de importancia para los edificios

Categoría de importancia	Edificios	Factor de importancia γ_I
I	Edificios cuya integridad durante los terremotos es de vital importancia para la protección civil, por ejemplo, hospitales, parques de bomberos, centrales eléctricas, etc.	1,4
II	Edificios cuya resistencia al sismo es de importancia a la vista de las consecuencias asociadas con su colapso, por ejemplo, colegios, salas de reunión, instituciones culturales, etc.	1,2
III	Edificios corrientes que no pertenecen a las categorías anteriores	1,0
IV	Edificios de importancia mínima para la seguridad pública, por ejemplo, edificios agrícolas, etc.	0,8

- (5) Diferentes valores de γ_I pueden especificarse para las diferentes zonas sísmicas de un país.

4 COMPROBACIONES DE SEGURIDAD

4.1 Generalidades

- (1)P Para las comprobaciones de seguridad se considerarán los estados límites (véanse apartados 4.2 y 4.3) que corresponda y otras medidas específicas (véase 2.2.4 de la Parte 1-1).
- (2) En edificios de categoría de importancia II - IV (véase tabla 3.3) las comprobaciones prescritas en los apartados 4.2 y 4.3 pueden considerarse satisfechas si se cumplen las dos condiciones siguientes:
 - a) El esfuerzo cortante total en la base debido a la combinación sísmica de cálculo (véase 4.4 de la Parte 1-1), determinado con un factor de comportamiento, $q = | 1,0|$, es menor que el debido a las demás combinaciones de acciones para las que el edificio se proyecta, calculadas mediante un análisis elástico lineal.
 - b) Se adoptan las medidas específicas descritas en el apartado 2.2.4 de la Parte 1-1, con la excepción de que no se necesita demostrar el cumplimiento de las disposiciones contenidas en el apartado 2.2.4.1 (2) - (3) de la Parte 1-1.

4.2 Estado límite último

4.2.1 Generalidades

- (1)P La seguridad frente al colapso (estado límite último) en el caso de proyecto sismorresistente se considera asegurada si se cumplen las siguientes condiciones relativas a resistencia, ductilidad, equilibrio, estabilidad de la cimentación y juntas sísmicas.

4.2.2 Condición de resistencia

- (1)P Para todos los elementos estructurales –incluyendo las conexiones– y para los elementos no estructurales de interés se satisfará la siguiente relación [véase apartado 3.5.1 (1)]:

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

donde

$$E_d = E \{ \Sigma G_{Kj}, \gamma_1 \cdot A_{Ed}, P_K, \Sigma \psi_{2i} \cdot Q_{Ki} \}$$

valor de cálculo de la sollicitación debida a la acción, correspondiente a la situación de proyecto sísmorresistente (véase apartado 4.4 de la Parte 1-1), incluyendo –si fuera necesario– los efectos o sollicitaciones de segundo orden [véase (2)];

$$R_d = R \{ f_k / \gamma_M \}$$

resistencia de cálculo correspondiente del elemento, calculada de acuerdo con las reglas específicas para el material que se trate (valor característico de propiedad, f_k , y factor de seguridad parcial, γ_M) y de acuerdo con los modelos mecánicos que relacionan con el tipo específico de sistema estructural, tal como se da en la Parte 1-3 y en los Eurocódigos pertinentes.

- (2) Los efectos de segundo orden (efectos P-Δ) no necesitan considerarse cuando se cumple en todas las plantas la siguiente condición:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.2)$$

donde

θ es el coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas;

P_{tot} es la carga total gravitatoria por encima de la planta considerada, incluida esta, de acuerdo con las hipótesis formuladas para el cálculo de las sollicitaciones de origen sísmico;

d_r es el desplazamiento de cálculo entre plantas, evaluado como la diferencia entre los desplazamientos laterales medios en la parte superior e inferior de la planta considerada, y calculado de acuerdo con el apartado 3.4;

V_{tot} es el esfuerzo cortante total de la planta debido a la acción sísmica;

h es la altura entre plantas.

- (3) En los casos en que $0,1 < \theta \leq 0,2$, los efectos de segundo orden pueden aproximarse incrementando las sollicitaciones sísmicas, que correspondan, por un factor igual a $1/(1 - \theta)$.
- (4)P El valor del coeficiente θ no excederá de 0,3.

4.2.3 Condición de ductilidad

- (1)P Se comprobará que tanto los elementos estructurales como la estructura en su conjunto poseen la debida ductilidad teniendo en cuenta la ductilidad de explotación esperada, que depende del sistema seleccionado y del factor de comportamiento.
- (2)P Se satisfarán los requisitos exigidos a los materiales específicos, tal como se define en la Parte 1-3, incluyendo –cuando se indique– los requisitos del cálculo basado en la disipación, a fin de obtener la jerarquía de resistencia de los diferentes componentes estructurales, necesaria para asegurar la configuración deseada de rótulas plásticas y para evitar las formas de rotura frágiles.
- (3) Las reglas para el cálculo basado en la disipación se exponen con detalle en la Parte 1-3.

4.2.4 Condición de equilibrio

- (1)P La estructura del edificio será estable frente al conjunto de acciones dadas por las reglas de combinación del apartado 4.4 de la Parte 1-1. Se incluyen aquí efectos tales como los de vuelco y deslizamiento.
- (2) En casos especiales el equilibrio podrá comprobarse mediante métodos de balance de energía o de geometría no lineal, con la acción sísmica definida tal como se describe en el apartado 4.3.2 de la Parte 1-1 [véase también 3.3.1 (5)-(6)].

4.2.5 Resistencia de los diafragmas horizontales

- (1)P Los diafragmas y arriostramientos dispuestos en planos horizontales deberán ser capaces de transmitir –con suficiente exceso de resistencia– las solicitaciones sísmicas de cálculo a los diversos sistemas resistentes de carga lateral a los que están conectados.
- (2) El párrafo (1) se considera satisfecho si para las debidas comprobaciones de resistencia, las fuerzas obtenidas en el análisis se multiplican por un factor igual a 1,3.

4.2.6 Resistencia de las cimentaciones

- (1)P El sistema de cimentación se comprobará de acuerdo con el apartado 5.4 de la Parte 5 y con el Eurocódigo 7.
- (2)P Las solicitaciones correspondientes a las cimentaciones se deducirán a partir de las consideraciones del cálculo basado en la disipación tenidas en cuenta para el desarrollo de posibles sobretensiones. Sin embargo, no es necesario sobrepasar las solicitaciones correspondientes a la respuesta sismorresistente de la estructura inherentes a la hipótesis de un comportamiento elástico ($q = 1,0$).
- (3) De acuerdo con el párrafo (2)P, si se han determinado las solicitaciones en la cimentación utilizando un factor de comportamiento, $q \leq |1,5|$, no se requiere ninguna consideración relacionada con el proyecto basado en la disipación.

4.2.7 Condiciones de las juntas sísmicas

- (1)P Los edificios se protegerán de las colisiones inducidas por los terremotos con las estructuras adyacentes.
- (2) El párrafo (1) se considera satisfecho si la distancia de la línea límite del edificio a los puntos potenciales de impacto es mayor que el desplazamiento horizontal máximo determinado de acuerdo con la ecuación (3.12).
- (3) Si la altura sobre el suelo de los forjados del edificio que se calcula es la misma que la del edificio adyacente, la distancia antes especificada puede ser reducida en un factor de $|0,7|$.
- (4) Alternativamente, no se requiere esta distancia de separación si se disponen muros o pantallas de cortante apropiadas en el perímetro del edificio a fin de que actúen como muros de colisión ("parachoques"). Por lo menos dos pantallas de este tipo tienen que colocarse en cada costado sujeto al golpe y tienen que prolongarse a lo largo de toda la altura del edificio. Además tienen que ser perpendiculares al lado expuesto a las colisiones y pueden terminar en la línea límite del edificio. En este caso, la distancia de separación para el resto del edificio se puede reducir a $|4,0|$ cm.

4.3 Estado límite de servicio

4.3.1 Generalidades

- (1)P El requisito para limitar el daño (estado límite de servicio) se considera satisfecho si -ante una acción sísmica con una probabilidad de ocurrencia mayor que la acción sísmica de cálculo- los desplazamientos entre plantas están limitados de acuerdo con el apartado 4.3.2.
- (2) En el caso de edificios importantes para la Protección Civil o que contengan equipamientos sensibles pueden requerirse comprobaciones adicionales para el estado límite del servicio.

4.3.2 Limitación del desplazamiento entre plantas

(1)P Si no se especifica lo contrario en la parte 1-3, se observarán los siguientes límites:

- a) para edificios con elementos no estructurales de materiales frágiles unidos a la estructura:

$$d_r / v \leq | 0,004 | \cdot h \quad (4.3)$$

- b) para edificios con elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales:

$$d_r / v \leq | 0,006 | \cdot h \quad (4.4)$$

donde

d_r es el desplazamiento de cálculo entre plantas definido en el apartado 4.2.2 (2);

h es la altura de la planta;

v es el factor de reducción que tiene en cuenta el menor período de retorno del terremoto asociado con el estado límite de servicio.

- (2) El factor de reducción también puede depender de la categoría de importancia del edificio. Valores de v aparecen en la tabla 4.1.

Tabla 4.1
Valores de reducción del factor v

Categoría de importancia	I	II	III	IV
Factor de reducción v	2,5	2,5	2,0	2,0

- (3) Valores diferentes de v pueden establecerse para las diferentes zonas sísmicas de un país.

ANEXO A (Normativo)

ANÁLISIS APROXIMADO DE LOS EFECTOS DE TORSIÓN

A1 Generalidades

- (1) Para edificios que no satisfacen los criterios de regularidad en planta dados en el apartado 2.2.2 pero que cumplen una de la serie de condiciones dadas como criterio 1 en A2 y como criterio 2 en A3, puede utilizarse el análisis aproximado de las solicitaciones de torsión descrito en A4.

A2 Criterio 1

- (1) El edificio tiene ornamentos y particiones bien distribuidos y relativamente rígidos.
- (2) La altura del edificio no excede de $|10|$ m.
- (3) La razón de aspecto del edificio (altura/longitud) en las dos direcciones principales no excede de $|0,4|$.

A3 Criterio 2

- (1) La rigidez de los forjados en su plano es suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, de forma que puede suponerse para el forjado rígido un comportamiento de pantalla o diafragma.
- (2) Los centros de rigidez lateral y de masa están situados aproximadamente en una misma línea vertical.
- (3) Generalmente, se puede considerar que se cumple (2), si se satisfacen las siguientes condiciones:
 - a) Todos los sistemas resistentes de las acciones horizontales, como los núcleos, las pantallas o los pórticos estructurales, discurren sin interrupción desde la cimentación hasta la parte superior del edificio.
 - b) Las deformadas de los sistemas aislados, producidas por las cargas horizontales, no difieren mucho entre sí. (Esta condición puede satisfacerse tanto en los sistemas de pórticos como en el de muros o pantallas; en cambio, generalmente no se satisface en el caso de sistemas duales).
- (4) Si se cumplen las dos condiciones a) y b) de (3), se puede calcular la posición común de los centros de rigidez de todas las plantas como el centro de determinadas cantidades, proporcionales a un sistema de fuerzas, que tienen la distribución especificada en el apartado 3.3.2.3 y que producen un desplazamiento unitario en la parte superior de cada sistema resistente ante acciones horizontales.
- (5) En el caso de muros largos y delgados, en los que predominan las deformaciones a flexión, esas cantidades pueden ser los momentos de inercia de las secciones transversales del muro. Si además de las deformaciones a flexión, son también relevantes las deformaciones a esfuerzo cortante, se pueden tener en cuenta estas últimas mediante la consideración de momentos de inercia equivalentes para las secciones transversales.

A4 Análisis aproximado

- (1) El análisis puede realizarse mediante dos modelos planos, uno para cada dirección principal. Los efectos de torsión, se determinan por separado para cada una de estas dos direcciones.
- (2) Las fuerzas horizontales F_i se determinarán de acuerdo con los apartados 3.3.2.3 ó 3.3.3.2.

- (3) Con respecto a la dirección considerada de la acción sísmica, la fuerza horizontal F_i correspondiente a la planta i está desplazada de su posición nominal en relación con el centro de masas, M , una excentricidad adicional e_2 (véase figura A1), que puede aproximarse al menor de los siguientes dos valores:

$$e_2 = 0,1 \cdot (L+B) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_0}{L}} \leq 0,1 \cdot (L+B) \quad (\text{A.1})$$

y

$$e_2 = \frac{1}{2 \cdot e_0} \left[l_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(l_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4 \cdot e_0^2 \cdot r^2} \right] \quad (\text{A.2})$$

donde

e_2 es la excentricidad adicional que tiene en cuenta el efecto dinámico de las vibraciones simultáneas de translación y de torsión;

e_0 es la verdadera excentricidad entre el centro de rigidez S y el centro nominal de masa M (véase figura A1);

$l_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$ (cuadrado del "radio de giro");

r^2 es la relación entre las rigideces de torsión y lateral de la planta (cuadrado del "radio de torsión").

- (4) La excentricidad adicional e_2 se puede ignorar si la relación r^2 entre las rigideces de torsión y lateral de la planta excede el valor de $5 \cdot l_s^2 + e_0^2$.
- (5) Los efectos de torsión se pueden determinar como la envolvente de los efectos resultantes de un análisis para dos cargas estáticas consistentes en los momentos de torsión M_i debidos a las dos excentricidades (véase figura A1):

$$M_i = F_i \cdot e_{\max} = F_i \cdot (e_0 + e_1 + e_2) \quad (\text{A.3})$$

y

$$M_i = F_i \cdot e_{\min} = F_i \cdot (e_0 - e_1) \quad (\text{A.4})$$

donde

e_1 es la excentricidad accidental de la masa de la planta, de acuerdo con la expresión (3.1).

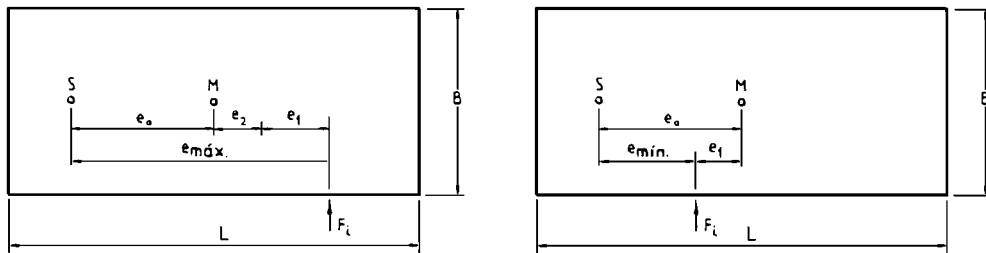


Fig. A1 – Determinación de las excentricidades de la fuerza horizontal F_i

ANEXO B (Informativo)

PRINCIPIOS BÁSICOS PARA LA CONCEPCIÓN DEL PROYECTO

B1 Generalidades

- (1) La posible ocurrencia de terremotos debe ser un aspecto importante a tener en cuenta para la concepción del proyecto de un edificio en una región sísmica.
- (2) Tal aspecto tiene que tenerse en consideración en las etapas iniciales del desarrollo del proyecto del edificio, posibilitando el logro de un sistema estructural, que dentro de unos costes aceptables, satisfaga los requisitos fundamentales establecidos en el apartado 2.2 de la Parte 1-1.
- (3) Con este fin, la concepción del proyecto de edificios en regiones sísmicas debe reflejar, en tanto cuanto sea posible, las consideraciones descritas en los capítulos B2-B7.

B2 Simplicidad estructural

- (1) La simplicidad estructural, caracterizada por la existencia de trayectorias claras y directas para la transmisión de las fuerzas sísmicas, es un objetivo importante a perseguir, dado que la definición del modelo, el análisis, el dimensionamiento, el detalle y la construcción de estructuras sencillas están sujetas a mucha menor incertidumbre, y por lo tanto, la predicción de su comportamiento sísmico es mucho más fiable.

B3 Uniformidad y simetría

- (1) La uniformidad, que está relacionada de alguna forma con la simplicidad, se caracteriza por una distribución equilibrada de los elementos estructurales que, cuando se realiza en planta, permiten transmisiones directas y cortas de las fuerzas de inercia originadas en las masas distribuidas por el edificio. Si fuese necesario, la uniformidad puede lograrse subdividiendo el conjunto del edificio mediante juntas sísmicas en unidades dinámicamente independientes.
- (2) La uniformidad de la estructura a lo largo de la altura del edificio es también obligada, pues tiende a eliminar la existencia de zonas sensibles en las que las concentraciones de esfuerzos o las grandes demandas de ductilidad pueden ocasionar prematuramente el colapso.
- (3) Una relación estrecha entre la distribución de masas y la distribución de resistencia y rigidez elimina de forma natural grandes excentricidades entre la masa y la rigidez.
- (4) En edificios de configuración simétrica o casi simétrica, las ordenaciones estructurales simétricas, bien distribuidas en planta, son por lo tanto soluciones obvias para conseguir la uniformidad.
- (5) Finalmente, el uso de elementos estructurales equilibradamente distribuidos incrementa la redundancia y permite una redistribución más favorable de las solicitaciones de origen sísmico y reparte la disipación de la energía por toda la estructura.

B4 Resistencia y rigidez bidireccional

- (1) El movimiento sísmico horizontal es un fenómeno bidireccional y por lo tanto la estructura del edificio tiene que poder resistir las acciones horizontales en cualquier dirección. De acuerdo con ello, los elementos estructurales deben disponerse de tal forma que proporcionen dicha resistencia, lo que generalmente se consigue mediante su organización en una malla estructural ortogonal en planta, y dotándola de características de resistencia y rigidez similares en las dos direcciones principales.

- (2) Más aún, la elección de las características de rigidez de la estructura, además de intentar minimizar los efectos de la acción sísmica (teniendo en cuenta sus propiedades específicas en el emplazamiento), debe limitar también la ocurrencia de desplazamientos excesivos que pudiesen conducir a inestabilidades debidas a los efectos de segundo orden o a grandes daños.

B5 Resistencia y rigidez a torsión

- (1) Además de la resistencia y de la rigidez lateral, las estructuras de los edificios tienen que poseer la rigidez y la resistencia a torsión adecuada, a fin de limitar el desarrollo de movimientos de torsión que tiendan a tensionar, de una forma no uniforme, los diferentes elementos estructurales. En este sentido, presentan claras ventajas las disposiciones en las que los principales elementos resistentes están distribuidos cerca de la periferia del edificio.

B6 Acción de los diafragmas a nivel de cada planta

- (1) En los edificios, los forjados juegan un papel muy importante en el comportamiento sismorresistente global de la estructura. De hecho, actúan como pantallas horizontales, que no solamente recogen y transmiten las fuerzas de inercia a los sistemas estructurales verticales sino que también aseguran que esos sistemas actúen conjuntamente para resistir la acción horizontal.
- (2) En consecuencia, los forjados constituyen una parte esencial de la estructura del conjunto del edificio y naturalmente su acción como diafragma es especialmente relevante en casos de distribuciones en planta de los sistemas estructurales verticales complejas y no uniformes, o cuando se utilizan conjuntamente sistemas con diferentes características de deformabilidad horizontal (por ejemplo, sistemas duales).
- (3) Por lo tanto, es de máxima importancia que los sistemas de la planta se provean de adecuada rigidez en su plano y de resistencia y uniones eficaces a los sistemas estructurales verticales. En este sentido, se debe tener especial cuidado en caso de plantas muy alargadas o no compactas y en el caso de que existan grandes aperturas en el forjado, especialmente si estas últimas están situadas en la proximidad de los principales elementos estructurales verticales, impidiendo así una conexión eficaz.

B7 Cimentación adecuada

- (1) Por lo que respecta la acción sísmica, el proyecto y la construcción de las cimentaciones y de su enlace con la superestructura del edificio asegurarán que el movimiento sísmico excite el conjunto del edificio de una forma uniforme.
- (2) Por lo tanto, para estructuras compuestas de un número discreto de muros estructurales, que probablemente difieren en anchura y rigidez, debe elegirse una cimentación rígida, en caja o celular, que contenga una placa de cimentación y otra de cubierta.
- (3) Para edificios con elementos de cimentación aislados (zapatas o pilotes), debe considerarse la colocación de una placa de cimentación o de vigas de atado entre esos elementos dispuestas en las dos direcciones principales, de acuerdo con los criterios del apartado 5.4.1.2 de la parte 5.

ANEXO C (Informativo)

FÓRMULAS APROXIMADAS PARA EL CÁLCULO DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS

C1 Generalidades

- (1) A efectos de un cálculo preliminar, se pueden utilizar las fórmulas aproximadas para el período fundamental T_1 de los edificios, dadas en C2 y C3:

C2 Fórmula 1

- (1) Para edificios con alturas de hasta | 80| m, el valor de T_1 puede aproximarse a partir de la siguiente fórmula:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (C.1)$$

donde

T_1 es el período fundamental del edificio, en segundos;

$$C_t = \begin{cases} 0,085 & \text{para pórticos espaciales de acero resistentes a flexión;} \\ 0,075 & \text{para pórticos espaciales de hormigón resistentes a flexión y para pórticos arriostrados excéntricos de acero;} \\ 0,050 & \text{para todas las demás estructuras;} \end{cases}$$

H es la altura del edificio, en m.

- (2) Alternativamente, para estructuras con pantallas a cortante de fábrica o de hormigón puede tomarse el valor de C_t como:

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$$

con

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2]$$

donde

A_c es el área efectiva combinada en m^2 de las pantallas sometidas a esfuerzo cortante de la primera planta del edificio;

A_i es el área efectiva en m^2 de una sección transversal de la pantalla i sometida a esfuerzo cortante en la primera planta del edificio en m^2 ;

l_{wi} es la longitud en metros de la pantalla i sometida a esfuerzo cortante de la primera planta, en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas;

con la restricción de que $l_{wi} / H \leq 0,9$.

C3 Fórmula 2

(1) Alternativamente, la estimación de T_1 puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (\text{C.2})$$

donde

T_1 es el período fundamental del edificio, en s;

d es el desplazamiento lateral en m de la parte superior del edificio debido a las cargas gravitatorias aplicadas horizontalmente.

AENOR Asociación Española de
Normalización y Certificación

Dirección C Génova, 6
28004 MADRID-España

Teléfono (91) 432 60 00

Fax (91) 310 40 32