

CAPITULO 1 GENERALIDADES

1.1. Objeto

La presente Norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 1.2.

1.2. Aplicación de la Norma

1.2.1. Ámbito de aplicación.

Esta Norma es de aplicación al proyecto, construcción y explotación de edificaciones de nueva planta. En los casos de reforma o rehabilitación se tendrá en cuenta a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original.

Las prescripciones de índole general del apartado 1.2.4 serán de aplicación a todo tipo de construcciones, además de las normas específicas que les afecten. Cuando las prescripciones de estas normas específicas sean más exigentes que las de índole general, prevalecerán aquellas.

El proyectista o director de obra podrá adoptar, bajo su responsabilidad, criterios distintos a los que se establecen en esta norma, siempre que el nivel de seguridad de la construcción no sea menor al fijado por la norma, debiéndolo justificar en el proyecto.

1.2.2. Clasificación de las construcciones.

A los efectos de esta norma, independientemente del tipo de obra de que se trate y de acuerdo con el uso a que se destinan, las construcciones se clasifican en:

1 De moderada importancia

Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, u ocasionar daños económicos significativos a terceros.

2 De normal importancia

Aquellas cuya destrucción por el terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio necesario para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

3 Construcciones de especial importancia

Aquellas cuya destrucción por el terremoto, puede interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen, al menos, las siguientes construcciones:

- Hospitales, centros o instalaciones sanitarias de cierta importancia.
- Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
- Edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre.
- Edificios para personal y equipos de ayuda como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y ambulancias.
- Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
- Las infraestructuras básicas como puentes y principales vías de comunicación de las poblaciones.
- Edificios e instalaciones vitales de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril, aeropuertos y puertos.
- Edificios e instalaciones industriales como las contempladas en el Real Decreto 886/1988 y las que alberguen materias tóxicas, inflamables o peligrosas.
- Las grandes construcciones de Ingeniería Civil como centrales nucleares, térmicas, presas, etc.
- Las construcciones catalogadas como monumentos históricos o artísticos, o bien de interés cultural o similar, por los Órganos competentes de las Administraciones Central y

Autonómicas.

- Las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos.

1.2.3. Criterios de aplicación de la Norma.

No es obligatoria la aplicación de esta Norma:

- En las construcciones de moderada importancia.
- En las demás construcciones cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c , (artículo 2.2) sea inferior a 0,06 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

Si la aceleración sísmica de cálculo es superior a 0,08 g., no se utilizarán estructuras de mampostería en seco en las edificaciones ordinarias o de especial importancia.

Si la aceleración sísmica de cálculo es igual o mayor de 0,08 g. e inferior a 0,12 g. las edificaciones de fábricas de ladrillo, bloques de mortero o similares poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica de cálculo es igual o superior a 0,12 g. un máximo de dos.

La aplicación de esta Norma debe hacerse calculando la estructura para la acción sísmica definida en los capítulos 2 y 3 y respetando las reglas de proyecto y las prescripciones constructivas indicadas en el capítulo 4.

1.2.4. Prescripciones de índole general.

Se consideran prescripciones de índole general los apartados siguientes:

1.2.2. Clasificación de las construcciones

2.1. Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica

2.2. Aceleración sísmica de cálculo

CAPITULO 2 INFORMACIÓN SÍSMICA

2.1. Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la fig. 2.1. Dicho mapa suministra -para cada punto del territorio y expresada en relación al valor de la gravedad- la aceleración sísmica básica, a_b , un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un período de retorno de quinientos años.

El mapa suministra además los valores del coeficiente de contribución K , definido en el apartado 2.3.

La lista del anejo 1 detalla por municipios los valores de la aceleración sísmica básica iguales o superiores a 0,04 g, junto con los del coeficiente de contribución K .

2.2. Aceleración sísmica de cálculo.

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como el producto:

$$a_c = \rho a_b$$

donde:

a_b : es la aceleración sísmica básica definida en 2.1.

ρ : es un coeficiente de riesgo, función del período de vida en años, t , para el que se proyecta la construcción, cuyo valor es:

$$\rho = (t/50)^{0,37}$$

siendo:

$t \geq 50$ años para construcciones de normal importancia.

$t \geq 100$ años para construcciones de especial importancia.

En la tabla 2.1, se recogen los valores más usuales del coeficiente de riesgo ρ .

TABLA 2.1
COEFICIENTE DE RIESGO ρ

Período de vida	ρ
$t = 50$ años	1
$t = 100$ años	1,30

2.3. Espectro elástico de respuesta.

Esta norma establece un espectro elástico de respuesta, para movimientos horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, que consta de tres tramos definidos por las siguientes ordenadas espectrales:

- Tramo de períodos bajos ($T < T_0$) :

$$\alpha(T) = 1,0 + [\alpha(T_0) - 1,0] T/T_0$$

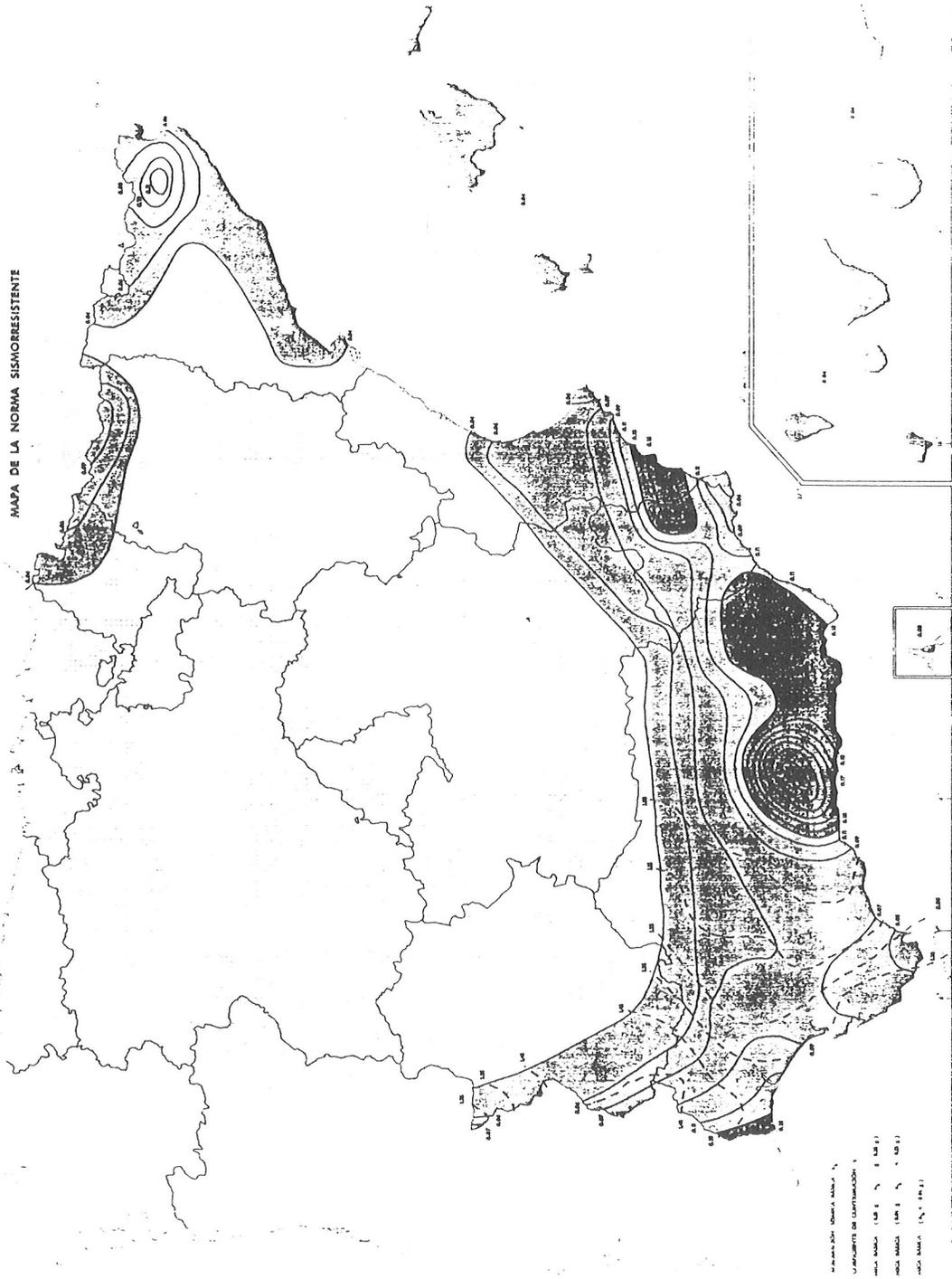
- Tramo de períodos intermedios ($T_0 \leq T \leq T_1$) :

$$\alpha(T) = \alpha(T_0)$$

- Tramo de períodos altos ($T > T_1$) :

$$\alpha(T) = \alpha(T_0) T_1/T$$

MAPA DE LA NORMA SISMORRESISTENTE



2.1. Mapa de peligrosidad sísmica

siendo:

$$\alpha(T_o) = (3C - 3,8) (K - 1,25) + 2,30$$

$$T_o = 0,125 C + 0,2 K - 0,175$$

$$T_1 = \frac{0,215 K (5C - 1)}{\alpha(T_o)}$$

y donde:

- T: Período considerado en segundos
- C: Coeficiente de suelo -definido en 2.3.1.- dependiente de las características del terreno existente en los primeros treinta metros bajo la estructura.
- K: Coeficiente de contribución, que tiene en cuenta la influencia en la peligrosidad sísmica de cada punto de los distintos tipos de terremotos considerados en el cálculo de la misma. Sus valores se establecen en la lista del anejo 1 y en el Mapa de peligrosidad sísmica de la figura 2.1.

La tabla 2.2. proporciona T_o , T_1 y $\alpha(T_o)$ para valores seleccionados de los coeficientes C y K.

TABLA 2.2
Valores significativos de distintos espectros de respuesta.

	C	K					
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
T_o	1,0	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25
	1,4	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30
	1,8	0,25	0,27	0,29	0,31	0,33	0,35
T_1	1,0	0,34	0,39	0,44	0,50	0,55	0,61
	1,4	0,59	0,63	0,68	0,72	0,77	0,81
	1,8	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96
$\alpha(T_o)$	1,0	2,50	2,42	2,34	2,26	2,18	2,10
	1,4	2,20	2,24	2,28	2,32	2,36	2,40
	1,8	1,90	2,06	2,22	2,38	2,54	2,70

2.3.1. Clasificación del terreno. Coeficiente de suelo.

A los efectos de esta norma, los terrenos se clasifican en los tipos que se relacionan a continuación:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales de cizalla $V_s > 750 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo II: Terrenos granulares o cohesivos de compacidad media a dura situados sobre el nivel freático. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo III: Suelo granular suelto a medio, o suelo cohesivo medio a blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $V_s \leq 400 \text{ m/s}$.

El coeficiente de suelo C se obtiene de la tabla 2.3. en función del tipo de terreno existente en una profundidad no menor de 30 metros por debajo de la cimentación.

Las formaciones de suelo se supone que deben ser extensas en relación con las dimensiones de la estructura. Cuando el terreno no sea homogéneo en profundidad, y esté formado por n estratos distintos, se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor, e_i , mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i e_i}{\sum_{i=1}^n e_i}$$

Si el valor de C_i correspondiente a un determinado estrato fuese mayor que el del estrato superior, se considerará un único estrato del espesor de ambos, al que se le asignará el valor más elevado de C_i .

La profundidad del terreno por debajo del edificio, se considerará a partir del nivel de cimentación, salvo en los edificios con sótanos cerrados por un muro perimetral continuo de forma rígida, en los que se medirá a partir de la rasante.

TABLA 2.3.
COEFICIENTE DE SUELO

Terreno Tipo I C = 1,0
Terreno Tipo II C = 1,4
Terreno Tipo III C = 1,8

2.3.2. Modificación del espectro elástico de respuesta en función del amortiguamiento.

Para valores Ω , en %, del amortiguamiento en relación al crítico de la estructura diferentes del 5 % , las ordenadas del espectro para períodos $T \geq T_0$ se multiplicarán por el factor

$$v = (5 / \Omega)^{0,4}$$

Para períodos $T < T_0$, las ordenadas espectrales se interpolarán linealmente entre los valores correspondientes a $T = 0$ y $T = T_0$.

2.4. Espectro elástico de respuesta para movimientos verticales.

Cuando sea preciso considerar movimientos verticales, se adoptará un espectro elástico de respuesta cuyas ordenadas espectrales sean el 70% de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales definido en 2.3.

CAPITULO 3 - ACCIONES Y CALCULO

3.1. Generalidades.

El objeto del cálculo sismorresistente es verificar la seguridad de las construcciones ante las acciones sísmicas que puedan actuar sobre ellas durante su período de vida útil.

A tal efecto, la norma proporciona los criterios para la determinación de:

- las masas y rigideces de la estructura
- los períodos y modos de vibración de la estructura
- la respuesta de la estructura ante las acciones sísmicas resultantes de la aplicación de la información del capítulo 2
- la verificación de la seguridad de la estructura

3.2. Masas que intervienen en el cálculo.

A los efectos de esta norma se considerarán las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes, y una fracción de la de las restantes masas -siempre que éstas tengan un efecto desfavorable sobre la estructura- de valor:

- | | |
|---|-----|
| - en viviendas, hoteles y residencias | 0,5 |
| - en edificios públicos, oficinas, comercios | 0,6 |
| - en locales de aglomeración y espectáculos | 0,8 |
| - para sobrecarga de nieve, si ésta permanece menos de 30 días al año | 0,2 |
| - para sobrecarga de nieve, si ésta permanece más de 30 días al año | 0,7 |
| - para sobrecargas de uso en almacenes, archivos, etc | 1,0 |

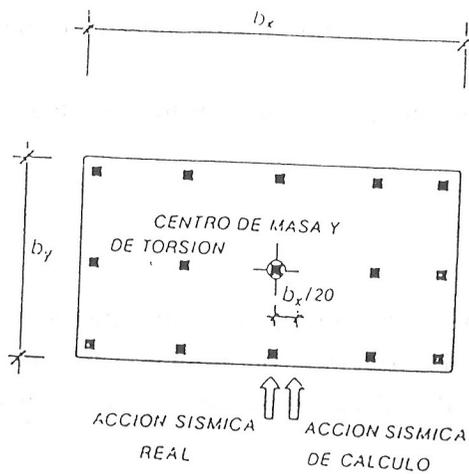


FIGURA 3.1. Excentricidad mínima para masas uniformemente repartidas.

En las estructuras en que no coinciden el centro de masas y el de torsión, bien por irregularidad geométrica y mecánica, o bien por una distribución no uniforme de las masas, habrá que tener en cuenta el efecto de torsión que se produce. No obstante, en las estructuras de edificación se deberá considerar una excentricidad adicional de la acción sísmica en cada planta, no menor de $1/20$ de la mayor dimensión de la planta en el sentido perpendicular a la dirección del sismo, siempre que las cargas -supuestas de distribución uniforme en el cálculo- pudieran ocupar sólo una parte de la superficie. (Fig 3.1)

3.3. Acciones que se consideran en el cálculo.

Las acciones sísmicas se considerarán actuando simultáneamente con las acciones que se señalan a continuación:

I/ Acciones gravitatorias

- a) Concarga (peso propio y cargas permanentes)
- b) Sobrecargas de uso
- c) Sobrecarga de nieve

II/ Acciones horizontales

- d) Acción del viento. No es preceptiva, salvo en los casos de situación topográfica expuesta.
- e) Empujes del terreno, agua y materiales sueltos en contacto o contenidos en la estructura.

III/ Otras acciones

- f) Acciones térmicas. Afectadas con su valor característico.
- g) Acciones de retracción. Afectadas con su valor característico.
- h) Acciones de pretensado. Afectadas con su valor característico.

3.4. Verificación de la seguridad.

Para la verificación de la estructura bajo las acciones sísmicas se comprobará que para la combinación más desfavorable de acciones contemplada en el apartado 3.3. anterior, los coeficientes globales de seguridad corresponden a los que fijan las diferentes Instrucciones, Normas y Reglamentos cuando se consideran las acciones sísmicas.

En el caso de que dichos coeficientes de seguridad no estén fijados expresamente, en las citadas Instrucciones, Normas y Reglamentos, para la combinación de la acción sísmica con las restantes acciones se considerará la hipótesis sísmica como una situación accidental, ponderando para el cálculo de los estados límites últimos todas las acciones variables desfavorables y permanentes con coeficientes de mayoración iguales a la unidad, y las variables favorables con cero.

Con la acción sísmica no es preceptivo considerar como estados límites los de utilización, salvo casos especiales en los que la durabilidad de la estructura o de otros elementos constructivos dependientes de ella sea extremadamente importante, o pueda dar lugar a efectos catastróficos. En particular deberán calcularse los desplazamientos que puedan ocasionar choques con estructuras o construcciones colindantes.

En los casos en que la importancia de la obra lo justifique, podrá hacerse un estudio específico para considerar la interacción suelo- estructura sin que con ello pueda reducirse la acción sísmica más de un 30% del valor que se obtendría con la estructura supuesta sobre base rígida.

3.5. Métodos de cálculo.

Esta norma establece como método usual de cálculo el análisis modal de la estructura. Se permite el estudio dinámico directo con las condiciones establecidas en el apartado 3.6.1.

La Norma desarrolla además, en el apartado 3.7, un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación, cuya aplicación se autoriza, sólo y exclusivamente, a las construcciones que cumplan la totalidad de los siguientes requisitos:

- (1) El número de plantas es inferior a veinte.
- (2) La altura del edificio sobre rasante es inferior a sesenta metros.
- (3) Existe regularidad en planta, sin entrantes ni salientes importantes.
- (4) Dispone de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos en su rigidez.
- (5) Dispone de regularidad geométrica en planta y altura y de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de masa, rigidez y torsión de todas las planta están situados, aproximadamente, en la misma vertical.
- (6) La excentricidad del centro de las masas que intervienen en el cálculo sísmico respecto al de torsión es inferior al 10% de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.

3.6. Procedimientos generales de cálculo.

3.6.1. Estudio dinámico directo.

El estudio dinámico directo, realizado en el dominio del tiempo o de la frecuencia, debe hacerse a partir de acelerogramas representativos del movimiento del suelo. Para ello, se requiere escalar convenientemente los acelerogramas elegidos -en tiempo y amplitudes- de forma que el acelerograma modulado sea compatible con la información sísmica del capítulo 2. En concreto lo ha de ser con el espectro elástico de respuesta y con la aceleración sísmica de cálculo.

La respuesta de la estructura se determinará, para un modelo elástico lineal equivalente o para un modelo no lineal. En ambos casos deberán justificarse debidamente las leyes de comportamiento adoptadas para los materiales.

Pueden utilizarse tanto acelerogramas reales como artificiales, justificando en todo caso su estructura en el dominio del tiempo y su contenido en frecuencias.

Estos acelerogramas se modularán para la aceleración sísmica de cálculo, a_c . Si se trata de acelerogramas reales, los resultados de los esfuerzos o desplazamientos obtenidos a partir de cada acelerograma se mayorarán con un factor de 1,35 para obtener los valores característicos.

La duración mínima de cada acelerograma debe justificarse de acuerdo con las características del sismo de cálculo. Si se desea realizar un cálculo no lineal, la duración del terremoto simulado será, al menos de veinticinco *segundos*.

Los cálculos deberán realizarse para un mínimo de tres acelerogramas diferentes, adoptando como solicitud de cálculo el promedio de los valores característicos obtenidos con cada uno.

3.6.2. Análisis modal espectral

Este método está basado en el empleo del espectro de respuesta, y requiere la combinación ponderada de las sollicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la estructura.

3.6.2.1. Modelo de estructura

Para el análisis modal se establecerá un modelo discreto de estructura en el que se planteen los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

Los edificios de pisos con soportes continuos hasta la cimentación pueden analizarse a partir de sólo tres grados de libertad por planta, suponiendo en ésta los movimientos del sólido rígido en su plano: dos traslaciones y una rotación.

Si el edificio de pisos es:

- (1) De planta regular y
- (2) Con excentricidad de masas respecto al centro de torsión inferior al 10% de la

dimensión en planta, en cada una de las dimensiones principales.

puede analizarse a través de dos modelos planos ortogonales independientes, cada uno de ellos con un solo grado de libertad por planta. En este caso, para cada hipótesis sísmica se combinarán las acciones pésimas de cada modelo con el 30% de las acciones pésimas del otro modelo ortogonal.

3.6.2.2. Desplazamientos modales máximos equivalentes.

Debidos a la acción sísmica, los desplazamientos máximos $u_{ij,max}$ para el modo de vibración i , correspondiente a cada grado de libertad j , supuesto en el modelo lineal equivalente de la estructura, vienen dados por:

$$u_{ij,max} = a_{ij,max} / \omega_i^2$$

donde: $a_{ij,max} = \alpha(T_i) v \eta_{ij} \kappa_i a_c / \mu$,, $\mu \leq 4$

- siendo:
- ω_i : Frecuencia propia del modo de vibración i ($\omega_i = 2 \pi / T_i$)
 - $a_{ij,max}$: Componente del vector aceleración asociado al modo de vibración i , correspondiente al grado de libertad j .
 - a_c : Aceleración sísmica de cálculo, definida en 2.2.
 - μ : Coeficiente de comportamiento por ductilidad de la estructura.
 - $\alpha(T_i)$: Ordenada del espectro definido en 2.3 -ó 2.4 en su caso- para el período del modo considerado.
 - v : Coeficiente, dependiente del amortiguamiento, definido en 2.3.2.
 - η_{ij} : Factor de distribución del modo de vibración i , correspondiente a la masa m , y grado de libertad j .
 - κ_i : Coeficiente que adopta los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \kappa_i &= \mu / v & ,, & \text{ para } T_i = 0 \\ \kappa_i &= 1 & ,, & \text{ para } T_i \geq T_o \end{aligned}$$

$$\kappa_i = (1 / \beta \alpha(T_i)) [1 + (\beta \alpha(T_o) - 1) (T_i / T_o)] \text{ para } 0 < T_i < T_o$$

donde $\beta = v / \mu$, y T_o tienen el significado especificado en 2.3.

3.6.2.3. Modos de vibración.

3.6.2.3.1. Número mínimo de modos a considerar.

En cada caso se considerará el número r de modos de vibración con contribución significativa en el resultado, y como mínimo se considerarán:

- tres modos en el caso de modelos planos de estructura (Fig 3.2)
- cuatro modos en el caso de modelos espaciales de estructura, dos traslacionales y otros dos rotacionales.
- todos los modos de período superior a T_0 (apartado 2.3).

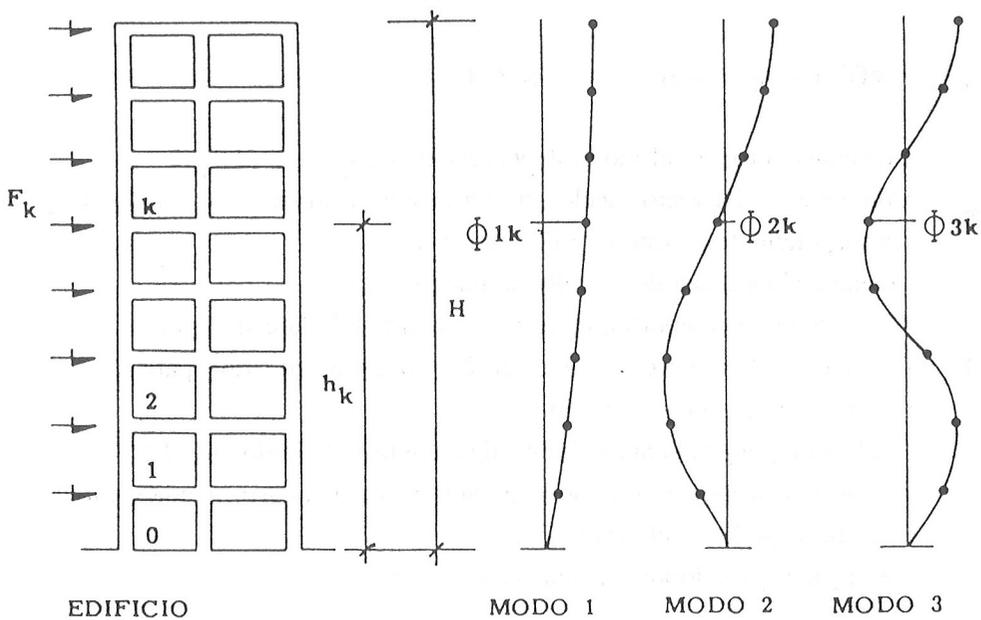


FIGURA 3.2. Modos de vibración en modelos planos de estructuras de pisos

3.6.2.3.2. Cálculo del período fundamental de los modos de vibración de la estructura

El período fundamental de la estructura se determinará por alguno de los siguientes procedimientos, por orden de preferencia:

- Ensayos sobre construcciones de características iguales o semejantes a las que se considera.
- Ensayos sobre modelos de la construcción considerada.
- Procedimientos teóricos de la Mecánica y de la Elasticidad.
- Fórmulas aproximadas o empíricas, siempre que se cumplan las condiciones de regularidad indicadas en el epígrafe 3.7.2.2.

3.6.2.4. Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos.

La combinación de los resultados obtenidos en el análisis de los diferentes modos de vibración, debe efectuarse para toda variable asociada a cada grado de libertad supuesto (desplazamientos, solicitaciones, tensiones, etc). Si S representa la variable a calcular y S_i su valor en el modo i , la regla de combinación -en la hipótesis de que los períodos de los modos difieren en más de un 10%- es:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^r S_i^2}$$

siendo r el número de modos que suponen una contribución significativa al resultado.

Para aquellos modos de vibración cuyos períodos difieren en cambio menos del 10%, puede adoptarse para ellos la suma de los valores absolutos S_i , correspondientes a cada modo i , o bien la fórmula indicada en los comentarios a este artículo.

3.6.2.5. Cálculo de las solicitaciones.

El método requiere la combinación ponderada de las solicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la estructura.

La distribución de las solicitaciones -y consecuentemente de las tensiones- se obtiene a partir de las variables S , obtenidas de la combinación de modos, de acuerdo con el modelo discreto que traduce la estructura real.

En particular, en edificios de pisos en los que se haya adoptado tres grados de libertad por planta, las solicitaciones globales de planta se asignarán a cada elemento en proporción a las componentes utilizadas para la determinación del centro de torsión.

Si se han utilizado dos modelos planos ortogonales, la asignación de las solicitaciones se hará teniendo en cuenta las torsiones provocadas por la excentricidad de las masas definidas en 3.2.

Deberá considerarse la pertinencia del análisis de los efectos de segundo orden, de acuerdo con la importancia de los desplazamientos obtenidos.

3.7. Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación

3.7.1. Modelo de la estructura.

Las construcciones que reúnan los requisitos establecidos en el epígrafe 3.5 se podrán asimilar a un modelo unidimensional constituido por un oscilador múltiple con un sólo grado de libertad por planta. Su análisis se podrá realizar a partir de un sistema equivalente de fuerzas horizontales que produzcan en los distintos puntos de las construcciones los mismos efectos que las fuerzas de inercia desarrolladas en ellas a causa de los terremotos.

La comprobación de la estructura se llevará a cabo, al menos, para dos direcciones ortogonales independientes.

3.7.2. Modos de vibración.

3.7.2.1. Número de modos a considerar.

Los modos a considerar en función del período fundamental de la construcción, T_P , serán los siguientes:

- (1) El primer modo, si $T_F \leq 0,75s$
- (2) El primero y segundo modo, si

$$0,75s < T_F \leq 1,25s$$

- (3) Los tres primeros modos, si $T_F > 1,25s$

Para la consideración de los efectos de los distintos modos, se aceptan las siguientes relaciones entre los períodos del modo i , T_i , y del modo fundamental, T_F :

$$T_i = T_F / (2i-1)$$

3.7.2.2. Cálculo de período fundamental de los edificios.

Para edificios (Fig 3.3) que reúnen los requisitos del apartado 3.5, el período fundamental T_F , en segundos, puede determinarse mediante las expresiones:

- (1) Edificios con muros de fábrica de ladrillo o bloques

$$T_F = 0,06H \sqrt{(H/(2L+H))} / \sqrt{L}$$

- (2) Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras

$$T_F = 0,09 n$$

- (3) Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_F = 0,07 n \sqrt{H/(B+H)}$$

- (4) Edificios de pórticos rígidos de acero laminado.

$$T_F = 0,11 n$$

(5) Edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes.

$$T_p = 0,085 n \sqrt{H/(B+H)}$$

Siendo:

H : Altura de la edificación, sobre rasante, en metros.

n : Número de plantas sobre rasante.

B : Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros.

L : Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros.

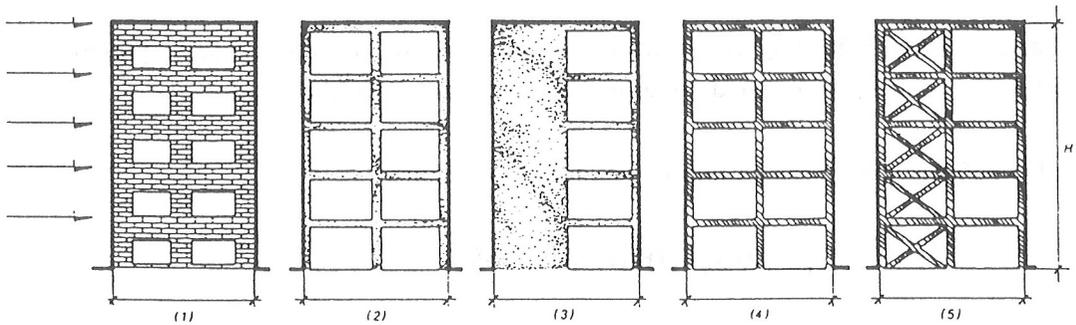


FIGURA 3.3. Esquema de los diferentes tipos de estructuras.

3.7.3. Cálculo de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik} correspondiente a la planta k y modo de vibración i, viene dado por

$$F_{ik} = s_{ik} P_k$$

donde:

P_k : Peso correspondiente a las masas, m_k , de la planta k , definidas en el apartado 3.2.

s_{ik} : Coeficiente sísmico correspondiente a la planta k en el modo i , de valor:

$$s_{ik} = a_c \alpha_1(T_i) \beta \eta_{ik}$$

Siendo:

a_c : Aceleración sísmica de cálculo, determinada en el apartado 2.2.

$\alpha_1(T_i)$: Ordenada espectral de cálculo correspondiente al período T_i , del modo i considerado. Para movimientos horizontales, adopta los siguientes valores en relación con el espectro elástico de respuesta.

$$\begin{aligned} \alpha_1(T) &= \alpha(T) \quad ,, \quad \text{Si } T \geq T_o \\ \alpha_1(T) &= \alpha(T_o) \quad ,, \quad \text{Si } T < T_o \end{aligned}$$

β : Coeficiente de respuesta, definido en el apartado 3.7.3.1.

η_{ij} : Factor de distribución correspondiente a la planta k , en el modo i , definido en el apartado 3.7.3.2.

3.7.3.1. Coeficiente de respuesta β

Viene expresado por:

$$\beta = v/\mu$$

siendo:

v : Factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento, definido en el apartado 2.3.2.

μ : Coeficiente de comportamiento por ductilidad, definido en el apartado 3.6.2.2.

El coeficiente de respuesta, β , se obtiene en la tabla 3.1 en función del tipo de estructura, grado de compartimentación de las plantas, amortiguamiento y ductilidad de las estructuras. A estos efectos:

- a) Para considerar una estructura como de ductilidad MUY ALTA ($\mu =4$), la resistencia a las acciones horizontales debe obtenerse mediante pórticos planos o espaciales de nudos rígidos dúctiles. Si existen elementos o núcleos de rigidización, como planos triangulados o pantallas, éstos deben diseñarse de forma que tomen menos del 50% de la carga horizontal total que actúa sobre el edificio. En el caso de estructura de hormigón, las vigas deben ser de canto y deben existir -en las condiciones anteriores- pantallas acopladas unidas por vigas cortas muy dúctiles, con estudio especial de los nudos.
- b) Si en el caso anterior, los planos o pantallas toman más del 50% de la carga horizontal, o en el caso de hormigón armado, si las pantallas no están acopladas pero se mantienen las vigas de canto, la estructura se deberá suponer sólo de ductilidad ALTA ($\mu =3$).
- c) Si la estructura posee los soportes de acero u hormigón y no satisface los requisitos anteriores, en particular, si está formada por losas, forjados sin vigas, forjados reticulares, o forjados unidireccionales con vigas planas, la estructura debe suponerse -a lo sumo- como de ductilidad BAJA ($\mu =2$).
- d) Las estructuras de muros de hormigón o de bloques de mortero, armados vertical y horizontalmente, con una cierta capacidad de deformación plástica estable ante acciones laterales cíclicas y alternadas, pueden considerarse también como de ductilidad BAJA ($\mu =2$).
- e) Las estructuras no incluidas en los grupos anteriores -en particular las de muros de mampostería o ladrillo- aún cuando incluyan en su interior entramados de madera, o estén reforzadas o armadas solo en puntos críticos, deben considerarse como estructuras SIN DUCTILIDAD ($\mu =1$).

TABLA 3.1
VALORES DEL COEFICIENTE DE RESPUESTA β

TIPO DE ESTRUCTURA SOPORTE	TIPO DE PLANTA	Ω (%)	DUCTILIDAD			SIN DUCTILIDAD ($\mu = 1$)
			MUY ALTA ($\mu = 4$)	ALTA ($\mu = 3$)	BAJA ($\mu = 2$)	
ACERO LAMINADO	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
HORMIGÓN ARMADO	Diáfana	6	0,23	0,31	0,46	0,93
	Compartimentada	7	0,22	0,29	0,44	0,87
MUROS Y TIPOS SIMILARES	Compartimentada	10			0,38	0,76

Los diferentes tipos estructurales, para poseer la ductilidad definida, deben cumplir todos los requisitos en cuanto a tipos de sección, excentricidades en la unión viga-soporte; armaduras, etc., que se establecen en el capítulo 4. Si existen dudas acerca de la capacidad plástica de las secciones, ya que éstas no verifican alguna de las condiciones señaladas en dicho capítulo, deberá tomarse un valor prudente por exceso del coeficiente β .

Cuando se proyecta para valores elevados de ductilidad se comprobará que las deformaciones correspondientes son admisibles para la estructura, para los elementos

secundarios y para las juntas con estructuras contiguas.

3.7.3.2. Factor de distribución η

El valor del factor de distribución, η_{ik} , correspondiente a la planta k en el modo de vibración i toma el valor:

$$\eta_{ik} = \frac{\varphi_{ik} \sum_{k=1}^n m_k}{\sum_{k=1}^n m_k \varphi_{ik}^2}$$

Siendo (ver figura 3.2, pág 21):

n : Número de plantas

m_k : Masa de la planta k , definida en 3.2.

φ_{ik} : Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i , para el que puede adoptarse la siguiente expresión aproximada

$$\varphi_{ik} = \sin[(2i - 1) \pi h_k / 2H]$$

donde:

h_k : Altura sobre cimentación -o rasante- de la planta k .

H : Altura total del edificio.

3.7.3.3. Desplazamientos.

El desplazamiento, u , en la dirección que pueda significar choque con estructuras colindantes se determinará, por la expresión:

$$u = u_e \mu$$

donde:

u_e : Desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.

μ : Coeficiente de comportamiento por ductilidad definido en el apartado 3.6.2.2.

3.7.4. Sistema de fuerzas estáticas equivalentes.

El sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k necesario para el análisis de la estructura frente al sismo en la dirección considerada, se obtiene a partir de las fuerzas F_{ik} , como sigue:

- Obtención de los cortantes V_{ik} de cada planta k en el modo i , como suma de las F_{ik} existentes entre la última planta y la planta k considerada.
- Obtención del cortante combinado V_k de la planta k para los distintos modos i considerados, mediante la expresión:

$$V_k = \sqrt{\sum_{i=1}^r V_{ik}^2}$$

- Obtención del sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k para cada planta k , por diferencia entre los valores del cortante V_k y del cortante de la planta superior V_{k+1} .

Las fuerzas F_k constituyen el sistema equivalente de acciones sísmicas de cálculo que permite proceder al análisis completo de la estructura para la dirección considerada.

3.7.5. Compatibilidad en planta.

El análisis de la estructura deberá tener en cuenta la compatibilidad de deformaciones en planta de todos los elementos estructurales, a partir del análisis de traslación y torsión combinadas de una planta respecto a la siguiente, para equilibrar la acción sísmica aplicada en el centro de masas de cada una, teniendo en cuenta la excentricidad accidental de las mismas según se define en el artículo 3.2.

Si el análisis se realiza para el conjunto de pórticos paralelos a traslación simple, las solicitaciones, teniendo en cuenta la compatibilidad en planta a torsión, se obtendrán en general a partir de los cortantes en los soportes, de valor: (figura 3.4)

$$\begin{aligned} V'_x &= V_x (1 + y' F_x e_y / K_T d_x) \\ V'_y &= -V_y x' F_x e_y / K_T d_y \end{aligned}$$

Siendo V'_x, V'_y : Cortantes simultáneos en las direcciones x e y, teniendo en cuenta la compatibilidad en planta para sismo en dirección x.

V_x, V_y : Cortantes obtenidos en el análisis de traslación independiente para las direcciones x e y.

F_x : Acción horizontal total sobre el conjunto de pórticos paralelos en la dirección x, por encima de la planta considerada, actuando en la vertical del centro de masas de dicho conjunto de plantas.

x', y' : Coordenadas de cada soporte relativas al centro de torsión, cuyas coordenadas son:

$$\begin{aligned} x_T &= \sum V_y x / \sum V_y \\ y_T &= \sum V_x y / \sum V_x \end{aligned}$$

e_y : Excentricidad de la acción sísmica horizontal F_x respecto al centro de torsión, que se obtiene incrementando la excentricidad real en el sentido desfavorable un valor $b_y / 20$, siendo b_y la mayor dimensión de la planta en la dirección x .

K_T : Constante de torsión de la planta, de valor:

$$K_T = \sum (V_x y'^2 / d_x + V_y x'^2 / d_y)$$

el sumatorio se extiende a todos los soportes.

d_x, d_y : Desplazamientos relativos entre la base y el pie de los soportes de la planta considerada, determinados por un análisis a traslación conjunta e independientemente para las direcciones x e y , de todos los pórticos.

Para el análisis de la acción del sismo en la dirección perpendicular se adoptarán las mismas expresiones intercambiando x por y .

3.7.6. Efectos de torsión por excentricidad accidental.

En edificios simétricos (Fig 3.5) podrá sustituirse la excentricidad accidental (apartado 3.2) y el consiguiente análisis de compatibilidad en planta, por la aplicación a cada elemento estructural, de un coeficiente de mayoración adicional γ_n , de valor:

$$\begin{aligned}\gamma_{nx} &= 1 + 0,6 y / b_y && \text{para sismo en dirección } y \\ \gamma_{ny} &= 1 + 0,6 x / b_x && \text{para sismo en dirección } x\end{aligned}$$

siendo b_x : Dimensión de la planta en dirección x .
 b_y : Dimensión de la planta en dirección y .
 x : Distancia del elemento al eje de simetría en dirección x .
 y : Distancia del elemento al eje de simetría en dirección y .

3.7.7. Efectos de segundo orden.

Mientras el desplome de la cabeza del edificio no supere el dos por mil de la altura, no será necesario considerar los efectos de segundo orden.

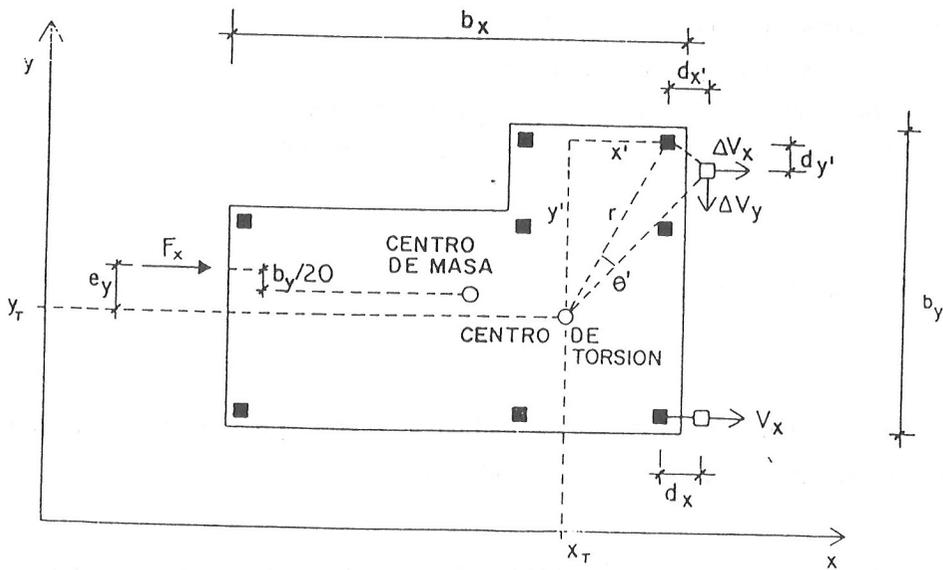
También se podrán despreciar los efectos de segundo orden, cuando en cada planta se verifique:

$$P d < 0,10 F h$$

- siendo
- P : Peso total por encima de la planta
 - d : Desplazamiento relativo entre la base y pie del soporte en la planta considerada, en análisis lineal
 - F : Acción horizontal total por encima de la planta
 - h : Altura entre plantas

3.8. Muros de contención.

Los empujes sobre muros se calcularán con un valor del coeficiente sísmico horizontal igual a la aceleración sísmica de cálculo.



V_x, V_y = Cortante por movimiento de traslación.
 $\Delta V_x, \Delta V_y$ = Cortante por movimiento de rotación.

FIGURA 3.4. Cortantes en los soportes.

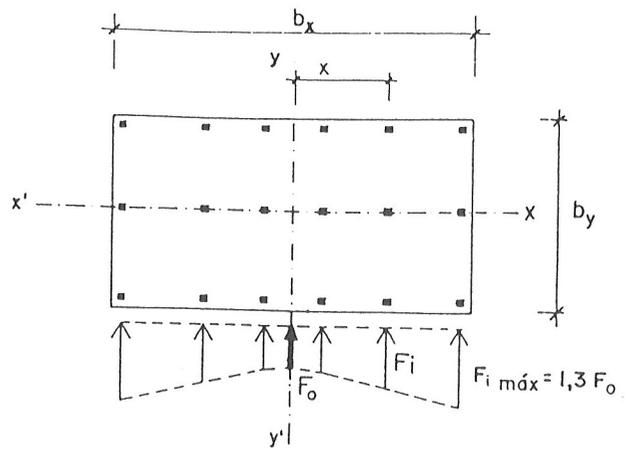


FIGURA 3.5. Excentricidad en planta de la acción sísmica.