

Estudios de ingeniería sismológica y sísmica

J.A. Canas

Monografía CIMNE IS-13 1995

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Estudios de ingeniería
sismológica y sísmica**

J.A. Canas

Monografía CIMNE IS-13 1995

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA
Edificio CI, Campus Norte UPC
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFIAS DE INGENIERIA SISMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

ESTUDIOS DE INGENIERÍA SISMOLÓGICA Y SÍSMICA
Monografía CIMNE IS-14
© Los Autores

ISBN: 84-87867-57-X
Depósito Legal: B-32695-95

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

Prefacio

En nuestro país, aparte de la presente serie son pocas, por no decir ninguna, las revistas o monografías dedicadas a la temática relativa a la Ingeniería Sísmica. La serie *Monografías de Ingeniería Sísmica* ha sido pionera en este campo y gracias al éxito que ha tenido, ha nacido la idea de que en ella se integre un subgrupo de fascículos relativos a estudios de Ingeniería Sismológica, que constituye una rama importante en la frontera entre la Sismología y la Ingeniería Sísmica.

La ingeniería sismológica, como quiere indicar su nombre, trata de agrupar trabajos que no corresponden plenamente a la sismología ni a la ingeniería sísmica, pero que constituyen el puente que las une a ambas. La sismología estudia los terremotos y ha hecho posible que las ondas sísmicas hayan pasado de ser fuente de temor y de catástrofe a ser fuente de conocimiento y de información codificada sobre la estructura de la Tierra y del subsuelo. La ingeniería aplica los conocimientos científicos a la invención, perfeccionamiento y utilización en todas sus dimensiones y la misión del ingeniero es transformar los resultados de la investigación científica en procedimientos tecnológicos al servicio de la sociedad. Específicamente, la Ingeniería Sísmica tiene como objeto cancelar o minorar los efectos destructores de los terremotos sobre la humanidad, encontrándose involucrada, por tanto, en problemas de gran alcance político, económico y social.

El ingeniero requiere que el sismólogo le proporcione el movimiento esperado del terreno debido a futuros y probables terremotos para actuar en la forma debida en la construcción de estructuras cada vez más resistentes frente a cargas sísmicas. De la unión de sismólogos e ingenieros y de la mutua comprensión entre ellos se puede llegar a establecer una simbiosis entre ambos, proporcionando, por separado, estudios en cada uno de sus campos de acción y, conjuntamente, los trabajos frontera o puente, propios de la colaboración común, dan el nombre a esta nueva ciencia: *Ingeniería Sismológica*.

José A. Canas

CAPÍTULO 1

Propagación y atenuación de ondas superficiales en la Península Ibérica

José A. Canas y Luis Pujades

1.1 RESUMEN

El trabajo de investigación que a continuación se presenta consiste en el estudio del factor anelástico Q en la Península Ibérica obtenido a partir de la información extraída de distintas ondas sísmicas registradas en estaciones sismográficas localizadas en la propia Península y en la zona Pirenaica Francesa.

Los factores de atenuación sísmica, Q , se hallan relacionados con diversos parámetros geofísicos correspondientes a la corteza terrestre, tales como flujo de calor, conductividad eléctrica, espesores de la corteza y velocidades de las ondas sísmicas. Caracterizan, asimismo, los distintos tipos de rocas y también son un potente indicador de las características sismo-tectónicas de las zonas a las que corresponden.

En estudios de riesgo sísmico, son sumamente importantes ya que caracterizan los distintos tipos de terreno y explican las relaciones existentes entre la intensidad o magnitud de los terremotos y el área afectada. Es a la vez, uno de los parámetros utilizados para la predicción de distribución de intensidades sísmicas. A partir de ellos se obtienen fórmulas locales de magnitud y momentos sísmicos que posteriormente intervienen en cálculos de peligrosidad sísmica.

Los tipos de ondas a partir de las cuales se ha determinado el factor Q son:

a) Ondas de coda.

En este caso Q recibe el nombre de Q_c .

b) ondas de Rayleigh.

A partir de estas ondas, y aplicando métodos de inversión, se determina el parámetro Q de las ondas de cizalla (Q_β), en función de la profundidad e independiente de la frecuencia.

c) ondas L_g

En la componente vertical de los sismógrafos las ondas L_g están constituidas por la suma de las amplitudes y fases de los modos superiores de vibración de las ondas de Rayleigh. Q_β se determinará aplicando métodos de inversión que consideran los modos superiores y la dependencia frecuencial.

Se ha obtenido la distribución de Q_c para toda la Península Ibérica, Q_β -de Rayleigh- para la zona centro-sur de la misma, y Q_β -de ondas L_g - para la región sísmica de Granada.

Del análisis de los resultados, se deduce que:

- a) Los factores Q_c , dependientes de la frecuencia, son función de las características sismo-geo-tectónicas de la Península Ibérica.
- b) Los factores Q_β -de Rayleigh-, independientes de la frecuencia, parecen ser gobernados por la regla anterior.
- c) Los factores Q_β -de L_g - son dependientes de la frecuencia de vibración de las ondas L_g y siguen la misma regla citada anteriormente.

Se establecen finalmente una serie de relaciones cualitativas entre los parámetros Q y diversos parámetros geofísicos conocidos en la Península y se esboza la posibilidad de la aplicación de Q en problemas de predicción. Se indican asimismo las posibilidades futuras del estudio realizado en los campos de la Geofísica e Ingenierías relacionadas con el conocimiento de la estructura del terreno, construcción y recursos naturales.

1.2 INTRODUCCIÓN

Diversos estudios han establecido la existencia de fuertes variaciones laterales de diversas propiedades de la corteza terrestre, tales como, por ejemplo, las variaciones de: flujo de calor (Lachenbruch, 1979), conductividad eléctrica (Reitzel et al, 1970), espesores de la corteza y velocidades de las ondas sísmicas (Udías, 1980; Banda, 1987).

La dependencia existente entre el factor sísmico de atenuación, Q , y las propiedades corticales, citadas anteriormente, son ciertamente notables. Der y McElfresh (1977) hallaron una excelente correlación entre Q y la velocidad de la onda P_n , determinando que ésta era mayor cuanto mayor era Q . En varios estudios (Diment et al, 1972; Alsup, 1972; Solomon, 1972) se determinó que existían relaciones entre la variación del factor Q y la variación del flujo de calor, siendo éste menor cuanto mayor era Q . Mitchell (1970) y Mitchell y Landisman (1971) obtuvieron una excelente correlación entre los valores de la resistividad eléctrica, velocidades sísmicas y los factores de atenuación, correspondiendo va-

lores bajos de Q a valores pequeños de resistividades y velocidades. Herrmann (1980), Singh y Herrmann (1983) y Raoof (1984) han demostrado que los valores bajos de Q están asociados a zonas tectónicamente activas. Herraiz y Mezcua (1984) obtuvieron tres valores distintos para tres pequeñas regiones de España, indicando que existía un comportamiento elástico distinto en cada una de las zonas, de acuerdo con las características geológicas propias del lugar. Canas (1986) obtuvo que en zonas volcánicas, los valores de Q son pequeños, siendo, además, dependientes de la frecuencia de las señales sísmicas registradas.

La variación de Q con la profundidad, debajo de los fondos oceánicos, y su dependencia de la edad litosférica quedó suficientemente demostrada a finales de los setenta y principios de los ochenta (p.e. Canas y Mitchell, 1978; Canas et al, 1980; Canas y Mitchell, 1981).

Los factores Q son, asimismo, de suma importancia en Ingeniería Civil, especialmente porque sirven para la caracterización de los distintos tipos de terreno y distintos tipos de rocas. En general, se cumple que a terrenos o rocas más consolidadas les corresponden valores más elevados de Q (p.e. Young y Hill, 1982; Tonouchi et al, 1983). En Ingeniería Sísmica, los valores de Q son importantes ya que parece existir relación entre la distribución de las intensidades de los terremotos, las aceleraciones máximas del terreno y las variaciones de Q (Muñoz, 1985; López Arroyo, comunicación personal). En general, a áreas extensas, afectadas por ondas sísmicas, les corresponden valores pequeños de Q (Nuttli, 1974). Diversos estudios que tratan de la relación entre la magnitud o intensidad del terremoto y el área afectada concluyen que los diferentes efectos observados se pueden llegar a explicar en función de la variación del factor Q (Goel, 1973; Street y Lacroix, 1979; Malone y Bor, 1979). Uno de los parámetros utilizados para la predicción de intensidades (Everden, 1975; Nuttli et al, 1979) es el factor local de atenuación. Este factor se puede obtener fácilmente a partir de mapas detallados de valores corticales de Q (Singh y Herrmann, 1983; Raoof, 1984).

1.3 METODOLOGÍA

1.3.1 Q DE CODA $-Q_c-$.

Las ondas llamadas de coda son aquellas que apareciendo en la parte final del sismograma —mayoritariamente de período corto—, no se identifican con ninguna de las fases conocidas. Una de sus características principales consiste en un decrecimiento exponencial, a partir de un cierto máximo —normalmente, éste coincide con la fase S_g o L_g- , hasta que la amplitud de vibración se confunde con el ruido de fondo.

La teoría de coda fué desarrollada, en sus aspectos teóricos, por Aki (1969) y Aki y Chouet (1975). Actualmente se consideran dos tipos de modelos. El primero supone que las ondas se generan por el carácter dispersivo del medio que éstas atraviesan y en el que las reflexiones simples y múltiples generan la parte final de los sismogramas. Estas reflexiones se deben a las barreras que las ondas, durante su propagación, encuentran a su paso (topografía irregular, heterogenei-

dades, fallas, fracturas, etc). El segundo modelo supone que la transferencia de energía desde el foco hasta el receptor se origina por procesos de difusión. La investigación, en este campo, se dirige, actualmente, a la modelización teórica de la coda basados en los modelos citados. En Herraiz y Espinosa (1986) puede encontrarse un magnífico resumen del estado de la cuestión que abarca hasta prácticamente nuestros días.

Lo que a nosotros nos interesa, en este estudio, es la aplicabilidad de la teoría de coda a la obtención de los valores de Q de coda, y de la relación que pueda existir entre éstos y las características geofísicas del terreno.

Así pues, nos interesa cual es la forma práctica de determinar Q_c y, al mismo tiempo, su dependencia frecuencial. Para ello, hacemos uso de la extensión de la teoría de coda, efectuada por Herrmann (1980) y modificada por Pujades (1987). Una vez determinado Q_c y su dependencia frecuencial en diversas regiones de la Península Ibérica, el siguiente paso es saber cual es su distribución en ella.

El esquema seguido para la determinación de Q_c es como sigue.

La expresión para la amplitud de coda, $A(t)$, según Aki (1969) es:

$$A(t)/\sqrt{s} = I(f_p) Q^{1/4} t^{-1/2} |dt/df_p|^{-1/4} e^{-\pi f_p t/Q} M_0 B(f_p) \quad (1.1)$$

donde $I(f_p)$ es la respuesta instrumental correspondiente a la frecuencia, f_p , observada. Q es igual a Q_c , M_0 es el momento sísmico, t el tiempo transcurrido entre el origen del terremoto y la llegada de la onda particular a la estación sismográfica y $B(f_p)$ es el llamado factor de excitación de coda. Herrmann (1980) introdujo en la expresión (1.1) la variable t^* . La expresión (1.1) se escribe ahora como:

$$A(t^*)/\sqrt{s} = Q^{-1/2} M_0 B(f_p) C(f_p, t^*) \quad (1.2)$$

donde $t^* = t/Q$ y

$$C(f_p, t^*) = I(f_p) t^{*-1/2} |dt/df_p|^{-1/4} \exp(-\pi f_p t^*) \quad (1.3)$$

$C(f_p, t^*)$ recibe el nombre de forma de coda.

El efecto del factor Q_c en las señales sísmicas consiste, básicamente, en la disminución de la frecuencia a medida que aumenta el tiempo.

La frecuencia predominante, f_p , depende del terreno y del tipo de sismógrafo utilizado. Matemáticamente se expresa como:

$$\phi = I(f) e^{-\pi \omega t^*} \quad (1.4)$$

donde ϕ es el llamado filtro de coda. Calculando el máximo de ϕ para cada valor de t^* , se obtienen un conjunto de curvas maestras, tales que la que mejor ajuste, en el sentido de mínimos cuadrados, a los datos observados -frecuencias

predominantes y tiempos leídos en los sismogramas— proporciona el valor de Q_c para la zona de estudio.

El método anterior presenta, no obstante, un grave problema. Éste es que tan sólo es válido para el caso de independencia frecuencial, pudiéndose llegar a obtener tal dependencia sólo si, en el mismo punto de observación —o aproximadamente en el mismo punto— se cuenta con diversos sismógrafos —al menos dos— que tengan curvas de amplificación con distintas bandas frecuenciales.

Si se intenta aplicar el método citado a la Península Ibérica, las dificultades que se encuentran son tremendas ya que, normalmente, en cada observatorio sismológico sólo existe un tipo de sismógrafo. A este problema debe añadirse, además, la inexistencia de una función matemática que describa la curva de amplificación requerida para el análisis posterior a efectuar.

Para poder determinar la distribución de Q_c en la Península Ibérica se han debido efectuar diversas modificaciones importantes (Pujades, 1987) que a continuación se detallan.

Expresiones matemáticas para las curvas de amplificación de los sismógrafos de la Península Ibérica.

Para resolver este problema se han aplicado métodos de inversión generalizada, no lineal, a las expresión general que proporciona la respuesta en amplitud, $Y(f)$, de los sismógrafos obtenida por Pujades y Canas (1987), fundamentada en los trabajos de Hagiwara (1958), Kisslinger (1967) y Mitchell y Landisman (1969). Esta expresión es:

$$Y(f) = B f \left[\prod_i^n \frac{f}{\{[1 - (T_i f)^2]^2 + [2H_i T_i f]^2\}^{1/2}} \right] \quad (1.5)$$

B es una constante característica del sistema, f indica la frecuencia a la que se calcula Y , n vale 2 para sistemas constituidos por sismómetro y galvanómetro y mayor que 2 para sistemas con sismómetro, galvanómetro y filtros incorporados.

$T_1 = T_s = 2\pi/\omega_s$ es el período propio del sismómetro

$T_2 = T_g = 2\pi/\omega_g$ es el período propio del galvanómetro

$T_i = T_i = 2\pi/\omega_i (i > 2)$ es el período propio del filtro i

$H_1 = H_s = \epsilon_s/\omega_s$ es el amortiguamiento del sismómetro

$H_2 = H_g = \epsilon_g/\omega_g$ es el amortiguamiento del galvanómetro

$H_i = H_i = \epsilon_i/\omega_i$ es el amortiguamiento del filtro i

El método de inversión aplicado es similar al que se describe, brevemente, en el apartado 1.3.2 —en Pujades (1987) se describe ampliamente—. A partir de él se obtienen simultáneamente los valores de la constante B , los periodos propios y los amortiguamientos respectivos. La importancia de este método estriba en que es posible hallar una expresión matemática equivalente al sismógrafo considerado. Esta expresión analítica será fundamental para la determinación de Q_c y su dependencia frecuencial.

Nuevo método para la obtención simultánea de Q_c y su dependencia frecuencial.

El filtro de coda viene dado por la expresión (1.4)

$$\phi = I(f) e^{-\pi\omega t^*} \quad \text{donde } t^* = t/Q_c$$

Una forma alternativa de introducir la dependencia frecuencial consiste en suponer que Q_c es función de las frecuencias predominantes, f_p , observadas en los sismogramas. Si sustituimos la relación matemática establecida por diversos autores (p.e. Singh y Herrmann, 1983; Campillo et al, 1985):

$$Q_c = Q_0 (f/f_0)^\nu \quad (1.6)$$

en la expresión:

$$t^* = \frac{I'}{\pi I} \quad (1.7)$$

donde f_0 es la frecuencia de referencia utilizada, ν es un exponente real, Q_0 es el valor de Q_c correspondiente a f_0 e I' indica derivada primera de I (I' se obtiene al maximizar el filtro de coda dado por la fórmula (1.3). El resultado es:

$$t_0^* = \left(\frac{I'}{\pi I} \right) \left[\frac{f_p}{f_0} \right]^\nu \quad (1.8)$$

lo que nos proporciona las nuevas curvas maestras. Éstas gozan de las siguientes propiedades:

- a) Todas pasan por $f_p = 1Hz$ cuando se toma como referencia $f_0 = 1Hz$
- b) Tienen una asíntota horizontal en la frecuencia pico de la curva de respuesta instrumental.

Basados en la expresión (1.8) y aplicando el método de mínimos cuadrados a las observaciones $f_p - t$, se pueden obtener los valores de Q_0 y de ν , siempre que la dispersión de los datos observados no lo impida.

Los valores de Q de coda son normalmente del mismo orden de magnitud que los valores de Q deducidos a partir de los coeficientes de atenuación de las ondas L_g . La determinación de estos coeficientes a partir de la función forma de coda -ver expresión (1.3)- está basada en la construcción de las envolventes de coda -amplitudes máximas en función del tiempo- y los ajustes verticales entre las colas de éstas y la función teórica de forma de coda. Una vez efectuado este ajuste, se leen nuevamente las amplitudes máximas de las envolventes y se efectúa un ajuste mínimo-cuadrático del mismo tipo a exponer en el apartado 1.3.3

Distribución de Q de coda en la Península Ibérica

Malin (1978), basado en los trabajos de Aki (1969) y Aki y Chouet (1975), encontró que los dispersores de primer orden, responsables de la amplitud de coda en el instante t , forman una elipse con el epicentro y la estación correspondiente situados en los focos. Conociendo las dimensiones de las elipses, en función del tiempo, se pueden hallar los valores de Q_0 por medio de técnicas de inversión por mínimos cuadrados de la siguiente forma. Para cada instante t , las curvas maestras del apartado 1.3.1 permiten una estimación de Q_0 -valor medio asignado a la región cubierta por la elipse determinada por el tiempo t . Si subdividimos la elipse en áreas más pequeñas, se puede escribir:

$$\sum_{i=1}^n \frac{T_i}{Q_i} = \frac{t}{Q_0} \quad (1.9)$$

donde T_i es el tiempo que la onda de coda pasa en la región cuyo factor de calidad es Q_i . La hipótesis de Aki (1969) del modelo de coda, supone que la velocidad de propagación es constante. Así pues, para cada par de observaciones $f_p - t$, de cada par epicentro-estación, t define una región elíptica determinada por el camino $e = v \cdot t$. La f_p determina la t^* teórica para el instrumento de registro y la dependencia de Q_c con la frecuencia en la forma $Q_c = Q_0 f_p^\nu$, permitiendo estimar la Q_c media para la región cubierta por la elipse. Por lo tanto, supuesto $f_0 = 1\text{Hz}$, la ecuación (1.9) se puede escribir como:

$$\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{Q_i} \right) \left(\frac{T_i}{t} \right) = \frac{1}{Q} \quad \text{siendo} \quad \frac{1}{Q} = \frac{t^*}{t} \quad (1.10)$$

Si contamos con un número suficiente de pares $f_p - t$ y una distribución adecuada de epicentros-estaciones, podemos efectuar un recubrimiento adecuado de la zona de estudio.

La ecuación (1.10) es del tipo:

$$a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + \dots + a_{1n}x_n = Y_1 \quad (1.11)$$

donde:

a_{1i} es T_i/t

x_{1i} es $1/Q_i$

Y_1 es $1/Q$

Que no es nada más que el planteo de un problema simple de inversión lineal, es decir tenemos el sistema:

$$AX = Y + \epsilon \quad (1.12)$$

La determinación mediante mínimos cuadrados equivale a invertir el sistema:

$$(A^T A)X = A^T Y \quad (1.13)$$

Para evitar singularidades aplicamos las técnicas descritas en Crosson (1976).

Más adelante mostraremos que mediante la aplicación de ésta técnica se ha determinado la distribución de Q_0 en la Península Ibérica.

1.3.2 Q DE CIZALLA $-Q_\beta-$ A PARTIR DE ONDAS DE RAYLEIGH.

Para la obtención de Q_β , partiendo de ondas Rayleigh, es necesario efectuar el proceso que a continuación se detalla.

Obtención de las velocidades de grupo del modo fundamental de las ondas de Rayleigh.

Para la determinación de las velocidades de grupo de las ondas de Rayleigh se utilizan las técnicas desarrolladas por Dziewonski et al. (1969) y modificadas por Herrmann (1973). Estas técnicas consisten en el análisis de los sismogramas digitalizados, a intervalos constantes, mediante la aplicación del método de filtraje múltiple. Este tipo de análisis consiste, esencialmente, en pasar la señal digitalizada a través de un filtro estrecho de paso-banda y consiguiente estudio de la envolvente de la señal filtrada. La envolvente tendrá máximos a tiempos correspondientes a las velocidades de grupo de los diversos modos contenidos en la señal.

El desplazamiento del suelo a la llegada de la onda superficial, a suficiente distancia del foco -al menos a distancia mayor que la longitud de falla-, se puede representar por:

$$f(t, r) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega, r) \exp(i\omega t) d\omega = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \sum_{j=0}^M A_j(\omega, r) \exp i(\omega t - k_j r) d\omega \quad (1.14)$$

donde:

$A_j(\omega, r)$ es la amplitud de la onda de frecuencia angular ω , corregida por la distribución geométrica de la energía sobre una esfera y por el efecto de atenuación para el modo j . k_j es el número de onda correspondiente al modo j .

El concepto básico de filtro estrecho de paso-banda es multiplicar la función $F(\omega, r)$ por un filtro Gaussiano $H(\omega)$ centrado en $\omega = \omega_0$, aplicándose después la transformada inversa de Fourier que genera una función de tiempo compleja.

El filtro Gaussiano aplicado se define como:

$$H(\omega) = \begin{cases} \exp(-\alpha(\omega - \omega_0)^2 / \omega_0^2) & |\omega - \omega_0| \leq \omega_c \\ 0 & |\omega - \omega_0| > \omega_c \end{cases} \quad (1.15)$$

donde α es el parámetro del filtro, ω_0 es la frecuencia central y $2\omega_c$ es la anchura del filtro.

Suponiendo que $A_j(\omega, r)$ varía lentamente al variar la frecuencia, la señal filtrada se expresa como:

$$g(t, r) = \frac{\omega_0}{2} (\pi/\alpha)^{1/2} \sum_{j=0}^M A_j(\omega_0, r) \exp[i(\omega_0 t - k_{0j} r)] \exp\left[-\frac{\omega_0^2}{4\alpha} \left(t - \frac{r}{U_{0j}}\right)^2\right] \quad (1.16)$$

donde U_{0j} es la velocidad de grupo del modo j correspondiente a la frecuencia $\omega = \omega_0$.

La expresión (1.16) es sólo válida para:

$$\frac{\omega_c^{1/2}}{\omega_0} > 2 \quad y \quad \frac{\alpha}{\omega_0^2} \gg \left| \frac{r}{2} \frac{d^2 k}{d\omega_0^2} \right| \quad (1.17)$$

En estas condiciones, la semianchura de banda, ω_c , es ahora función de α y ω_0 .

La envolvente o módulo de la función compleja $g(t, r)$, será aproximadamente, una serie de curvas Gaussianas que tienen amplitudes máximas a tiempos $t = (r/U_{0j})$.

Para estimar la región de interferencia modal, la duración de la envolvente t_d , para un solo modo, se define como el tiempo transcurrido entre el correspondiente a la amplitud máxima de la envolvente y el que le corresponde cuando la envolvente posee el valor $\exp(-\pi)$, que en términos de α y ω_0 es:

$$t_d = \frac{(4\pi\alpha)^{1/2}}{\omega_0} = T_0 \left(\frac{\alpha}{\pi}\right)^{1/2} \quad (1.18)$$

donde T_0 es el período correspondiente a la frecuencia angular ω_0 .

Si los máximos de dos modos están separados por un tiempo más grande que $2t_d$, y sus amplitudes espectrales son del mismo orden de magnitud, los dos modos no interferirán y la velocidad de grupo de un modo se obtiene del tiempo de llegada del máximo de la envolvente correspondiente.

La amplitud espectral del modo j viene dada por:

$$|A_j(\omega_0, r)| = 4 T_0 |g(t, r)|_{max} \quad (1.19)$$

y la duración de la envolvente por:

$$t_d = 4 T_0 \quad (1.20)$$

para los valores $\alpha = 16$ y $\omega_c = 0.25\omega_0$. Estos valores son ideales para la determinación de las velocidades de grupo de las ondas de Rayleigh en el rango de períodos de este estudio.

Determinación de las velocidades de grupo entre pares de estaciones sismográficas.

Una vez determinadas las velocidades de grupo en cada una de las estaciones sísmicas elegidas, se procede al cálculo de las velocidades de grupo entre pares de estaciones. Para ello, se debe contar con trayectorias tales que, el par de estaciones sismográficas y el epicentro correspondiente, se hallen aproximadamente sobre un círculo máximo. Tiene que cumplirse, además, que el epicentro no debe encontrarse situado entre las dos estaciones sísmicas.

La expresión que proporciona la velocidad de grupo entre pares de estaciones es la siguiente:

$$U(t) = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{t_2 - t_1} \quad (1.21)$$

donde Δ_2 y Δ_1 son distancias epicentrales, en kilómetros, a las estaciones situadas a mayor y menor distancia, respectivamente. t_2 y t_1 corresponden a los tiempos de llegada de las amplitudes máximas –modo fundamental de vibración– en función del mismo período, a ambas estaciones.

Determinación de los coeficientes anelásticos de atenuación de las ondas de Rayleigh.

Espectro de amplitudes de las ondas superficiales.

Los estudios que utilizan la información contenida en las ondas superficiales, están basados en el principio que establece que la amplitud y el ángulo de fase obtenidos al aplicar la transformada de Fourier a la señal digitalizada, son una función de los parámetros de la fuente, modelo del medio de propagación y respuesta instrumental.

Sato (1955) demostró que la transformada de Fourier de la señal digitalizada a distancia r de la fuente, viajando a velocidad $V(\omega)$, se puede expresar de la siguiente forma:

$$\tilde{F}(\omega, r) = \tilde{F}(\omega) e^{-i\omega r/V(\omega)} \quad (1.22)$$

donde $\tilde{F}(\omega)$ es la señal digitalizada a distancia $r = 0$.

Si expresamos $\tilde{F}(\omega)$ (el símbolo \sim indica cantidad compleja) como $C e^{i\omega t}$, donde C es una constante real e introducimos el factor geométrico de distribución de amplitudes, para el caso de ondas cilíndricas, y el factor de atenuación de la onda, $e^{-\gamma(\omega)r}$, podemos escribir:

$$\tilde{F}(\omega, r) = C r^{-1/2} e^{i\omega(t-(r/V(\omega)))} e^{-\gamma(\omega)r} \quad (1.23)$$

Siguiendo a Tsai y Aki (1969) la amplitud correspondiente a (1.23) se puede escribir como:

$$A(\omega, r) = A(\omega, 0) G(r) L(\omega, r) I(\omega) \quad (1.24)$$

donde el factor de distribución geométrica: $r^{-1/2} \equiv G(r)$, el factor de atenuación: $e^{-\gamma(\omega)r} \equiv L(\omega, r)$, y el módulo de la respuesta instrumental es $I(\omega)$.

Esta expresión se puede reescribir, considerando que $G(r)$ se puede escribir como $(\sin \Delta)^{-\frac{1}{2}}$ (Tsai y Aki, 1969), de la siguiente forma

$$A(\omega, r) = A(\omega, 0) (\sin \Delta)^{-1/2} e^{-\gamma(\omega)r} I(\omega) \quad (1.25)$$

Expresión que nos proporciona el espectro de amplitudes de las ondas superficiales.

Método de las dos estaciones.

Existen diversas formas de cálculo de los coeficientes de atenuación de las ondas superficiales.

Los métodos más utilizados en la actualidad son: *a)* Determinación simultánea del momento sísmico y de la atenuación (Tsai y Aki, 1969), *b)* mínimos cuadrados de Herrmann y Mitchell (1975) – basado en los autores anteriores–, y *c)* el método de las dos estaciones.

Para poder aplicar los dos primeros métodos deben conocerse los procesos en la fuente. Desafortunadamente, los parámetros en el foco de un terremoto, no siempre se pueden determinar debido, básicamente, a insuficiente información acerca del mecanismo focal correspondiente. El tercer método tiene dos ventajas importantes sobre los otros dos. Estas son:

- a)* No hace falta conocer los procesos en el foco.
- b)* Proporcionan el promedio de atenuación para el camino utilizado.

Debido a estas ventajas, en la Península Ibérica, utilizaremos el tercer método. En este caso, los coeficientes de atenuación γ , citados anteriormente, vienen definidos como:

$$\frac{dA}{A} = -\gamma \quad (1.26)$$

donde el primer miembro expresa la variación relativa de la amplitud respecto a la distancia elemental dr entre dos puntos.

La expresión (1.26), después de integrada, se reduce a:

$$A = A_0 e^{-r\gamma} \quad (1.27)$$

donde A_0 es la amplitud de la onda considerada a distancia $r = 0$. Utilizando la expresión (1.25), el espectro de amplitudes, en la primera estación –menor distancia epicentral–, viene dado por:

$$A_1(\omega, r_1) = A_0(\omega, 0) (\sin \Delta_1)^{-1/2} e^{-\gamma(\omega)r_1} I_1(\omega) \quad (1.28)$$

y en la estación situada a distancia más grande:

$$A_2(\omega, r_2) = A_0(\omega, 0) (\sin \Delta_2)^{-1/2} e^{-\gamma(\omega)r_2} I_2(\omega) \quad (1.29)$$

Dividiendo (1.28) por (1.29), obtenemos:

$$\frac{e^{-\gamma(\omega)r_2}}{e^{-\gamma(\omega)r_1}} = \frac{A_2(\omega, r_2) (\sin \Delta_1)^{-1/2} I_1(\omega)}{A_1(\omega, r_1) (\sin \Delta_2)^{-1/2} I_2(\omega)} \quad (1.30)$$

Tomando logaritmos naturales se llega a:

$$\gamma(\omega) = \frac{\ln \left\{ \frac{A_1(\omega, r_1) I_2(\omega) (\sin \Delta_1)^{1/2}}{A_2(\omega, r_2) I_1(\omega) (\sin \Delta_2)^{1/2}} \right\}}{r_2 - r_1} \quad (1.31)$$

Si las respuestas instrumentales fuesen las mismas, los factores I_1 e I_2 se cancelarían entre sí.

Al aplicar el método de las dos estaciones se debe tener cuidado en que la máxima separación azimutal no exceda de unos cinco grados de arco, ya que se podrían introducir errores apreciables debidos a la dependencia azimutal de la radiación en la fuente. Asimismo si los coeficientes de atenuación a obtener no se espera que sean suficientemente elevados, y las distancias son del orden de cientos de kilómetros, podría existir incertidumbre en los valores obtenidos.

Cálculo de los coeficientes de atenuación de las ondas de Rayleigh.

Para efectuar el cálculo, se deben leer las amplitudes correspondientes a las velocidades de grupo obtenidas anteriormente –apartado 1.3.2–, en cada una de las estaciones sísmicas seleccionadas para el mismo periodo o frecuencia. La aplicación de las técnicas de Fourier y de filtraje (Dziewonski et al, 1969; Herrmann, 1973) a las señales digitalizadas proporciona el espectro de amplitudes. A partir de ellos se ésta en disposición de aplicar la expresión (1.31) a los pares de estaciones sismográficas, con lo cual los coeficientes de atenuación quedarán determinados.

Inversión de los coeficientes de atenuación de las ondas de Rayleigh.

Los factores específicos de calidad Q (o sus inversos Q^{-1}) son un potente indicador de la anelasticidad de la tierra en función de la profundidad. Los factores Q se hallan íntimamente relacionados con factores tales como: contenido de fluido, temperaturas y cambios de fase de los elementos constituyentes de la corteza y del manto superior. Liu et al. (1976) indicaron que los efectos

anelásticos afectaban significativamente a las velocidades de fase de las ondas superficiales.

Anderson et al. (1965) usando la aproximación de Takeuchi et al. (1964) establecieron que la fricción interna -o disipación- Q_R^{-1} de las ondas de Rayleigh puede ser expresada, en función de las ondas internas, en la forma:

$$Q_R^{-1} = \sum_{l=1}^n \left[\frac{\alpha_l}{C_R} \frac{\partial C_R}{\partial \alpha_l} Q_{\alpha l}^{-1} + \frac{\beta_l}{C_R} \frac{\partial C_R}{\partial \beta_l} Q_{\beta l}^{-1} \right] \quad (1.32)$$

donde:

$$Q_R^{-1} = \frac{\gamma_R C_R T}{\pi} \quad (1.33)$$

γ_R es el coeficiente de atenuación de las ondas de Rayleigh, l designa el número de orden de la capa correspondiente, C_R es la velocidad de fase, α_l y β_l son las velocidades compresionales y de cizalla en la capa l , y $Q_{\alpha l}^{-1}$ y $Q_{\beta l}^{-1}$ son las fricciones internas de las ondas compresionales y de cizalla, respectivamente.

Suponiendo que las pérdidas energéticas, bajo esfuerzos puramente de tipo compresivo, son despreciables, la relación entre Q_{α}^{-1} y Q_{β}^{-1} viene dada por:

$$Q_{\beta}^{-1} = \frac{4}{3} \left(\frac{\beta}{\alpha} \right)^2 Q_{\alpha}^{-1} \quad (1.34)$$

De las relaciones (1.32) y (1.34), podemos ver que la disipación de la energía para las ondas de Rayleigh puede ser expresada como una función dependiente tan sólo de Q_{β}^{-1} . Así pues, el problema de inversión a efectuar consiste en la obtención de modelos de Q_{β}^{-1} . Una razón que justifica que la inversión se efectúe tan sólo para Q_{β}^{-1} , es que la atenuación de las ondas superficiales es mucho más sensible respecto a los factores específicos Q_{β} que respecto a los Q_{α} .

El esquema de inversión que se sigue es el llamado método de inversión estocástica desarrollado por Der et al. (1970), Franklin (1970), Jordan y Franklin (1971), Wiggins (1972) y Twomey (1977). Dada la extensión y complejidad matemática tan sólo se enuncia la pauta que se debe seguir.

- a) El proceso de inversión es un proceso iterativo, en el que en cada iteración se pretende hallar el mejor modelo de Q_{β}^{-1} , tal que proporcione los coeficientes de atenuación teóricos que mejor se ajusten a los coeficientes observados. Lo mismo ocurre respecto al modelo de tierra, éste debe proporcionar, asimismo, el mejor ajuste entre las velocidades superficiales generadas y las observadas. En el proceso de inversión se deben tener en cuenta, para la selección del mejor modelo, la llamada resolución del problema y las desviaciones estandar de los modelos generados.
- b) La forma de determinar el mejor modelo, de entre todos los generados, consiste en la aplicación del método de prueba y error, basado en el ajuste entre

desviaciones y resolución. Este método proporciona, a la vez, las más óptimas desviaciones típicas y resolución. Una alternativa es que, en cada iteración, se calcule el error total asignado a la solución parcial, al comparar los datos generados teóricamente con los observados. El mejor modelo, normalmente, viene dado por la iteración que presenta el menor error total.

- c) La forma visual de elegir cual es la mejor resolución, en el primer caso descrito en *b*, es la siguiente: Cuando se dibuja la resolución (o sus kernels) en función de la profundidad -en nuestro caso-, si los kernels son estrechos y con sus valores máximos alrededor de las profundidades a las que son calculados, podemos decir que la resolución es buena; si éstos son anchos y el máximo no se halla aproximadamente a la profundidad correspondiente, la resolución no es aceptable.
- d) La forma de elegir la mejor desviación típica es evidente.

1.3.3 Q_β DE ONDAS L_g

Las ondas L_g son el resultado de la suma, en amplitud y fase, de los modos superiores de vibración de las ondas de Rayleigh y de Love. Cuando se utiliza la componente vertical de los sismógrafos, estas ondas están solo compuestas por los modos superiores de vibración de las ondas de Rayleigh. De lo anterior, se deduce que las ondas L_g poseen las características de las ondas superficiales. Una de ellas es que son de carácter dispersivo, siendo su velocidad de alrededor de 3.5 km/s. Al estar formadas, tal como se ha dicho, por modos superiores de vibración, constituyen una fuente extraordinaria de información para obtener las características anelásticas de la región o regiones por donde se propagan. La experiencia enseña que, de todos los modos que inciden en la formación de tales ondas, es el primer modo superior el que, generalmente, aporta más energía. Por ello, y para efectos de inversión, se considera, en primera aproximación, que las ondas L_g se hallan formadas por el primer modo superior. Las diferencias observadas entre los modelos invertidos, obtenidos a partir de tan sólo el primer modo superior y a partir de la suma de diversos modos superiores, son prácticamente insignificantes.

A continuación exponemos el esquema de obtención de Q_β a partir de las ondas L_g

Determinación de las velocidades de grupo a utilizar.

Para ello, se utilizan los procesos descritos en el apartado 3.2.1, a partir de los cuales se obtienen las velocidades de grupo necesarias. Para el caso de estructura cortical o superficial, se pueden utilizar también los modelos determinados a partir de perfiles sísmicos. La única diferencia entre el caso que aquí se trata y el desarrollado en el apartado citado estriba en que, en este caso, las velocidades de grupo de las ondas de Rayleigh deben corresponder a los modos superiores de vibración.

Determinación de los coeficientes de atenuación de las ondas L_g .

Existen tres formas, aceptadas universalmente, de obtener los coeficientes anelásticos de atenuación de las ondas L_g . Estas son las siguientes.

Determinación de γ a partir de Q de coda.

La función llamada forma de coda -expresión (1.3)- proporciona la amplitud de la coda correspondiente al tiempo t y al parámetro Q . Para la obtención del valor de Q antes debe obtenerse la curva teórica $f_p - t^*$. Para ello se procede del siguiente modo:

Se maximiza el valor $I(f) e^{-\pi f t^*}$ dado por la expresión (1.4), correspondiente a distintas frecuencias f y para un rango de valores t^* -función del tipo de sismógrafo utilizado-. El valor máximo de esta expresión corresponde a una frecuencia particular que se denomina frecuencia predominante, f_p . Una vez obtenida la curva $f_p - t^*$, es inmediato pasar a las curvas $f_p - t$, ya que $t^* = t/Q$. Las curvas $f_p - t$ son utilizadas en la obtención del valor de Q . Todo este proceso se efectúa analíticamente a partir de lo expuesto en el apartado 1.3.1.

Una vez obtenido Q , γ se puede inferir a partir de la expresión (Nuttli, 1973):

$$\gamma = \frac{\pi}{T u Q} \quad (1.35)$$

donde T es el período y u es la velocidad de propagación de las ondas L_g .

Determinación directa de γ a partir de los sismogramas.

Nuttli (1973) desarrolló una metodología, a partir de la cual se puede obtener el coeficiente de atenuación anelástico γ a partir de las ondas L_g , basada en la lectura de las amplitudes máximas y/o sostenidas en función de la distancia epicentral. La expresión es:

$$A = A_0 e^{-\gamma r} r^{-\frac{5}{6}} \quad (1.36)$$

donde A_0 es la amplitud en el foco del terremoto y r la distancia epicentral.

La aplicación del método de mínimos cuadrados a la expresión anterior proporciona el valor de γ . Para poder utilizar la expresión 3.36 se requieren diversas observaciones, a distintas distancias, correspondientes al mismo temblor y registrados en diversos sismógrafos idénticos. En el caso de zonas con poco o inadecuado recubrimiento sismográfico, la aplicación, tal como se describe, es imposible. La única alternativa es la utilización de diversos temblores, situados a distintas distancias respecto a tan sólo una estación sismográfica, y a los que, previamente, sus magnitudes se han reducido a una magnitud de referencia preestablecida. Con ello se consigue hacer comparables las amplitudes de las ondas L_g registradas.

Determinación de γ a partir del análisis espectral de las señales.

La aplicación de métodos de análisis de Fourier a las ondas L_g , digitalizadas y corregidas por la respuesta instrumental del sismógrafo, proporciona el espectro de amplitudes en función de la frecuencia o período. Los espectros de amplitudes obtenidos se refieren, como en el caso anterior, a una cierta magnitud de referencia, con lo cual se les hace comparables entre sí, pudiéndose, por tanto, obtener los coeficientes de atenuación γ a frecuencias prefijadas.

La atenuación espectral, γ , se obtiene a partir de la relación Shin y Herrmann, (1987):

$$A = A_0 e^{-\gamma r} r^{-\frac{1}{2}} \quad (1.37)$$

donde A_0 , en este caso, es la amplitud espectral en el foco del terremoto.

La determinación de γ a partir del análisis espectral posee una característica que los otros dos métodos, citados previamente, no tienen. Esta es que γ , en este caso, es $\gamma = \gamma(f)$. Es decir, así como en los casos anteriores se obtiene un valor promedio de γ para todo el rango de frecuencias (o períodos) estudiados, aquí se obtienen diversos valores de γ correspondientes a las frecuencias prefijadas. Esto implica que si γ es función de la frecuencia, el modelo de Q_β , que se obtiene a partir de la aplicación del método de inversión, será también una función dependiente de la frecuencia.

Inversión de los coeficientes anelásticos de las ondas L_g dependientes de la frecuencia.

Para períodos de vibración del orden de 10 segundos o superiores, se observa (p.e. Kanamori y Anderson, 1977; Minster, 1978; Sipkin y Jordan, 1979) que, en general, Q_β o Q_β^{-1} es independiente del período o frecuencia. Ahora bien, para períodos menores o del orden de 10 segundos, los valores de Q_β dependen de ella (p.e. Mitchell, 1980; Mitchell, 1981; Bolt y Canas, 1985).

Los períodos correspondientes al modo fundamental de las ondas de Rayleigh a los que se aplica el método de inversión, expuesto en el apartado 1.3.2, son del orden de 10 segundos o superiores. Por lo tanto no hace falta considerar, en este caso, la dependencia frecuencial. Contrariamente, en este caso, los coeficientes de atenuación de las ondas L_g que deben ser invertidos, y cuyos períodos son del orden de 1 segundo, son una función dependiente de la frecuencia -obtenidos a partir de la aplicación del método expuesto en el apartado 1.3.3-. El tipo de inversión a efectuar, debe ser entonces, aquel en que el factor Q_β^{-1} dependa de la frecuencia.

Método de inversión aplicado para la obtención de Q_β^{-1} dependiente de la frecuencia.

A partir de las expresiones (1.32), (1.33) y (1.34), podemos escribir:

$$\gamma_R = \frac{\pi}{T} \sum_{l=1}^n \left[\left(\frac{\beta_l}{C_R^2} \frac{\partial C_R}{\partial \beta_l} \right)_{\omega \rho \alpha} + \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_l}{C_R^2} \frac{\partial C_R}{\partial \alpha_l} \right)_{\omega \rho \beta} \right] Q_{\beta_l}^{-1} \quad (1.38)$$

donde $\omega \rho \alpha$ y $\omega \rho \beta$ indican que la frecuencia, densidad y velocidad permanecen constantes en cada caso.

Para considerar el caso de dependencia frecuencial, se supone que:

$$Q_{\beta_l}(\omega) = K_l \omega^\xi \quad l = 1, 2, \dots, n \quad (1.39)$$

donde K_l es constante en cada una de las capas y ξ es un exponente que puede ser una constante real o un funcional de la frecuencia. Si $\xi = 0$, entonces Q_{β} es independiente de la frecuencia y K_l coincide con Q_{β_l} en cada capa - caso de independencia frecuencial expuesto anteriormente-.

Resolver el problema inverso, en el caso de dependencia frecuencial, es similar al caso de independencia frecuencial. La diferencia esencial entre ambos estriba en que, en el de dependencia frecuencial, se debe determinar el exponente ξ .

El modelo finalmente aceptado corresponderá a aquel que conjugue, de la mejor forma posible, la resolución y las desviaciones estandar obtenidas.

1.4 DATOS

1.4.1 INFORMACIÓN UTILIZADA PARA LA OBTENCIÓN DE Q DE CODA.

Se han utilizado 14 estaciones sismográficas y 430 sismos (Figura 1). La selección de sismos y estaciones sismográficas se ha efectuado de tal forma que la coda de los terremotos, que aparece en los sismogramas, pudiese ser leída sin dificultad (Figura 2) y que la distribución de estaciones y epicentros cubrieran adecuadamente la zona estudiada. Evidentemente, la distribución de sismos se halla fuertemente condicionada por la sismicidad existente.

La respuesta instrumental de los sismógrafos de periodo corto -componente vertical- ha sido facilitada por los distintos Observatorios Sismológicos. Únicamente se han utilizado aquellos que nos aseguraban que las calibraciones instrumentales eran fiables.

Para evitar problemas debidos al efecto focal, solo se han utilizado terremotos tales que:

- a) La frecuencia esquina del espectro en la fuente fuese mayor que la frecuencia pico de la respuesta instrumental.
- b) Las frecuencias utilizadas fuesen suficientemente tardías, para que de esta forma fuesen menores que las generadas en los focos sísmicos.

En este estudio, los problemas descritos en *a* han sido eliminados basados en los estudios efectuados por Arenas (1986), Pujades y Canas (1987) y Carsi et al. Estos autores obtuvieron el espectro de amplitudes en la fuente para los terremotos de mayor magnitud utilizados en este estudio y registrados en cada

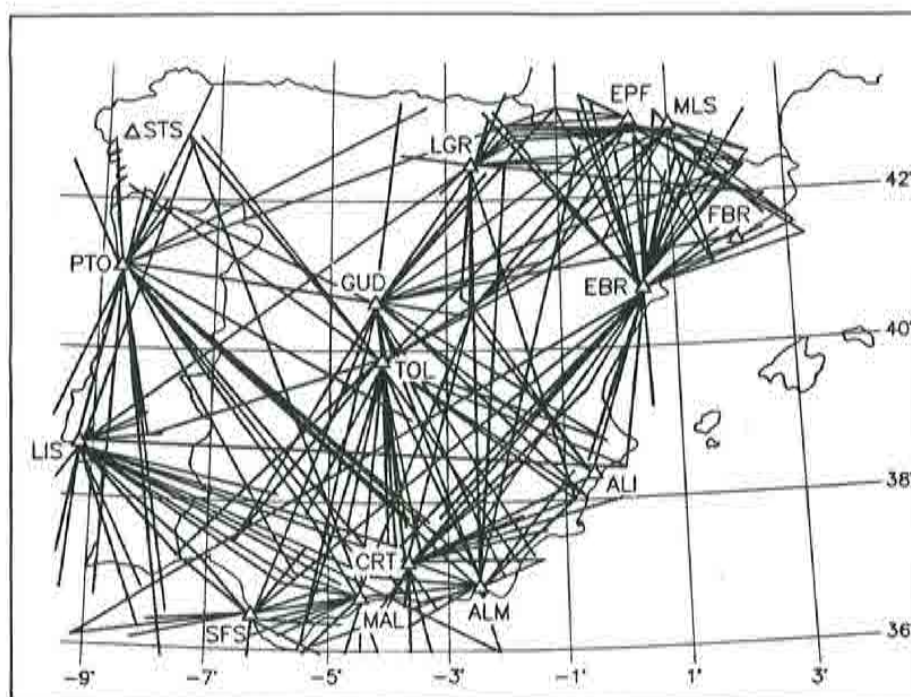


Figura 1.- Localización de las estaciones sismográficas y sismos utilizados en el estudio de Q de coda

una de las estaciones sísmicas. Establecieron que, para el rango de magnitudes de los sismos utilizados, el problema podía obviarse. La forma de evitar b es evidentemente simple.

Las lecturas de pares $f_p - t$ han sido realizadas siempre por la misma persona. De esta forma se evitan los distintos criterios de lectura, que podría afectar la fiabilidad de las frecuencias utilizadas.

Esquemáticamente el proceso efectuado para el tratamiento de datos, basado en la metodología expuesta en el apartado 1.3, es el siguiente:

- a) Ajustes analíticos de las curvas de respuesta instrumental enviadas por los observatorios.
- b) Determinación analítica de las curvas $f_p - t$.
- c) Lectura de los pares $f_p - t$ correspondientes a todos los sismogramas utilizados.



Figura 2.- Sismograma correspondiente a la componente vertical del terremoto acontecido el 12 de Junio de 1982 a las 17 h. 23 m. 52.6 s, localizado en el Pirineo Occidental y registrado en la estación sismográfica de EBR (Ebro)

- d) Estima gráfica del parámetro Q correspondiente a diversas regiones. Esto se consigue al ajustar los datos observados ($f_p - t$) a la curva maestra más adecuada.
- e) Obtención simultánea de los valores medios de Q_0 y del grado de dependencia frecuencial mediante la aplicación de mínimos cuadrados a las observaciones y curvas maestras.

Si tomamos logaritmos decimales en la expresión (1.8), considerando que f es igual a f_p y que la frecuencia de referencia $f_0 = 1Hz$, se obtiene:

$$\log_{10} \left(t \pi \frac{I}{I'} \right) = \log_{10} Q_0 + \nu \log_{10} f_p \quad (1.40)$$

lo que permite la estima de Q_0 y ν simultaneamente.

- f) Determinación de los coeficientes anelásticos de atenuación de las ondas L_g a partir de los valores de Q_0 deducidos para diversas regiones.
- g) Determinación de la distribución de Q_0 a partir de técnicas de inversión.

1.4.2 INFORMACIÓN UTILIZADA PARA LA OBTENCIÓN DE Q_β A PARTIR DE LAS ONDAS DE RAYLEIGH.

Se han utilizado 8 terremotos y 4 estaciones sismográficas (Figura 3). Tres de las estaciones pertenecen a la red de la World Wide Standard Seismograph Network (WWSSN) -TOL, MAL y PTO-, mientras que la cuarta -EBR- posee características similares a las tres citadas. Todas las componentes analizadas son verticales de periodo largo.

La calibración de las curvas de amplificación se ha chequeado aplicando las técnicas descritas por Mitchell y Landisman (1969). Las amplitudes correspondientes a los distintos períodos han sido obtenidas al aplicar las técnicas de filtraje y de Fourier, citadas anteriormente, a los sismogramas digitalizados a intervalos

constantes de 1 segundo. Este intervalo se consigue al aplicar una interpolación lineal a los puntos digitalizados a intervalos irregulares.

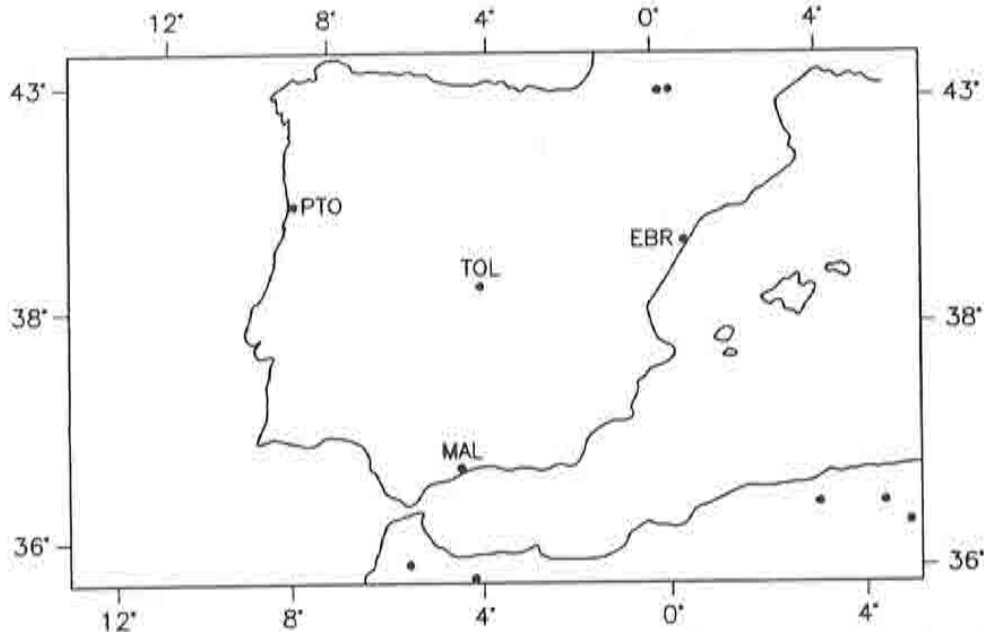


Figura 3.- Localización de las estaciones sismográficas y sismos utilizados en el estudio de Q_β a partir de las ondas de Rayleigh (Canas et al., 1988)

Para evitar errores inherentes a las amplitudes observadas, se han aplicado las técnicas de corrección de línea base (Mitchell y Landisman, 1969; James y Linde, 1971).

La obtención de los coeficientes de atenuación se ha efectuado mediante el "método de las dos estaciones". Algunos factores que pueden afectar a las amplitudes utilizadas pueden ser: dependencia azimutal de la radiación en el foco sísmico, distintas amplificaciones locales, causadas por estructuras diferentes bajo las estaciones sismográficas y problemas debidos al efecto de caminos múltiples. Una parte importante de las desviaciones típicas en los coeficientes de atenuación de las ondas de Rayleigh se puede deber, probablemente, a los factores citados.

Esquemáticamente el proceso para la obtención de los modelos de Q_β a partir de las ondas de Rayleigh es como sigue.

- a) Selección de terremotos tales que estuviesen, aproximadamente, en un mismo círculo máximo con cada uno de los pares de estaciones sismográficas utilizadas.
- b) Digitalización de las ondas de Rayleigh aparecidas en los sismogramas correspondientes a todas las estaciones y terremotos utilizados.

- c) Chequeo de las curvas de amplificación y corrección del efecto debido a la línea base.
- d) Aplicación de técnicas de Fourier y métodos de filtraje a los sismogramas digitalizados, para determinar velocidades de grupo y amplitudes de las ondas de Rayleigh en función del período.
- e) Aplicación del "método de las dos estaciones", a las amplitudes obtenidas, para determinar los coeficientes de atenuación entre pares de estaciones sismográficas.
- f) Determinación de las estructuras Q_β al aplicar el método de inversión generalizada a las velocidades de grupo, generadas por el modelo de Tierra de Payo (1970) y Sierra (1980), y a los coeficientes de atenuación de las ondas de Rayleigh obtenidos en e.

1.4.3 INFORMACIÓN UTILIZADA PARA LA OBTENCIÓN DE Q DE LAS ONDAS L_g .

Se han utilizado 91 terremotos y 5 estaciones sismográficas. Los sismos se hallan localizados en la zona sísmica de Granada y las estaciones sísmicas - componente vertical de corto periodo- pertenecen a la red local del Observatorio de la Cartuja de la Universidad de Granada (Figura 4).

La calibración de las curvas de amplificación ha sido garantizada por el Observatorio de la Cartuja. La corrección por línea base es del mismo tipo que la utilizada en el apartado 1.4.2. Para la obtención de las amplitudes correspondientes a las frecuencias de 1, 2, 3, 5, y 10 Hz, se han aplicado las mismas técnicas de Fourier y de filtraje expuestas con anterioridad. Previamente, todos los terremotos utilizados se han referido a una magnitud de referencia -promedio de todas las magnitudes- para hacerlos comparables entre sí.

La aplicación del método de Nuttli (1973) a la expresión (1.37), para cada una de las frecuencias citadas, y para todas las estaciones y sismos utilizados, ha permitido inferir una ley de atenuación en función de la frecuencia (Blay, 1986). Esta ley es:

$$\gamma = \gamma_0 f^\nu \tag{1.41}$$

donde $\gamma_0 = 0.01956 \pm 0.0033$ y $\nu = 0.47844 \pm 0.03011$.

El rango frecuencial de validez abarca desde 1 a 10 Hz.

La aplicación posterior del método de inversión generalizada dependiente de la frecuencia, a los valores de γ , ha proporcionado la distribución promedio de Q_β para la zona sísmica de Granada.

Esquemáticamente el proceso efectuado es como sigue.

- a) Selección de terremotos, tales que la fase L_g apareciese suficientemente clara para que se pudiesen leer los máximos pertinentes.
- b) Digitalización de los sismogramas seleccionados y aplicación de correcciones debidas al efecto de línea base.

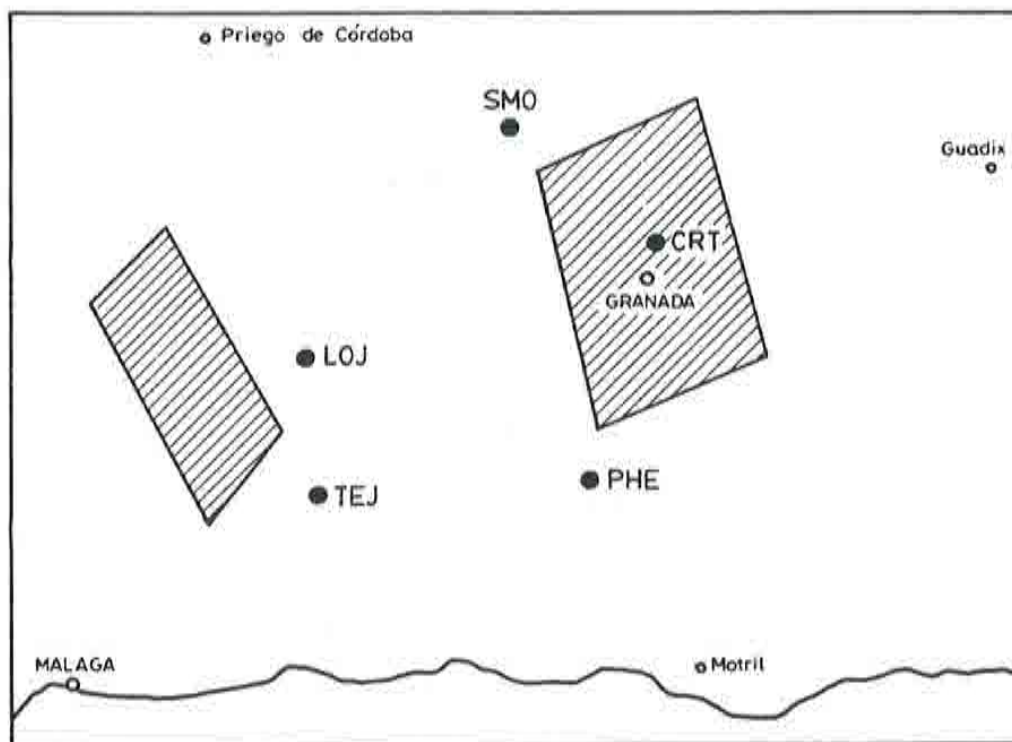


Figura 4.- Localización de las estaciones sismográficas y sismos utilizados en el estudio de Q_{β} a partir de las ondas L_g

- c) Aplicación de las técnicas de Fourier y métodos de filtraje a los terremotos digitalizados a intervalos constantes, obtenidos mediante técnicas de interpolación lineal.
- d) Reducción de las amplitudes espectrales respecto a una magnitud común de referencia.
- e) Determinación de los coeficientes de atenuación de las ondas L_g correspondientes a las frecuencias de 1, 2, 3, 5 y 10 Hz.
- f) Obtención de una ley de atenuación potencial que proporciona γ_{L_g} para toda la región sísmica de Granada.
- g) Aplicación del método de inversión generalizada, al modelo de tierra de la zona -proporciona las velocidades de fase y de grupo de los modos superiores de vibración de las ondas de Rayleigh- y a los coeficientes de atenuación de las ondas L_g , para determinar la estructura Q_{β} , dependiente de la frecuencia, para toda la región de estudio.

1.5 RESULTADOS

La aplicación de las técnicas expuestas en el apartado 1.3 -Metodología- a las observaciones en el apartado 1.4 -Datos- ha proporcionado los siguientes resultados.

- a) Se han aplicado, por primera vez, técnicas de inversión generalizada, no lineal, a las amplificaciones de los diversos sismógrafos de la Península Ibérica, obteniéndose una expresión analítica para cada uno de los estudiados. Estas expresiones son fundamentales para la obtención posterior de los valores de Q de coda correspondientes a distintas regiones de la Península (Ver ejemplo en la Figura 5).

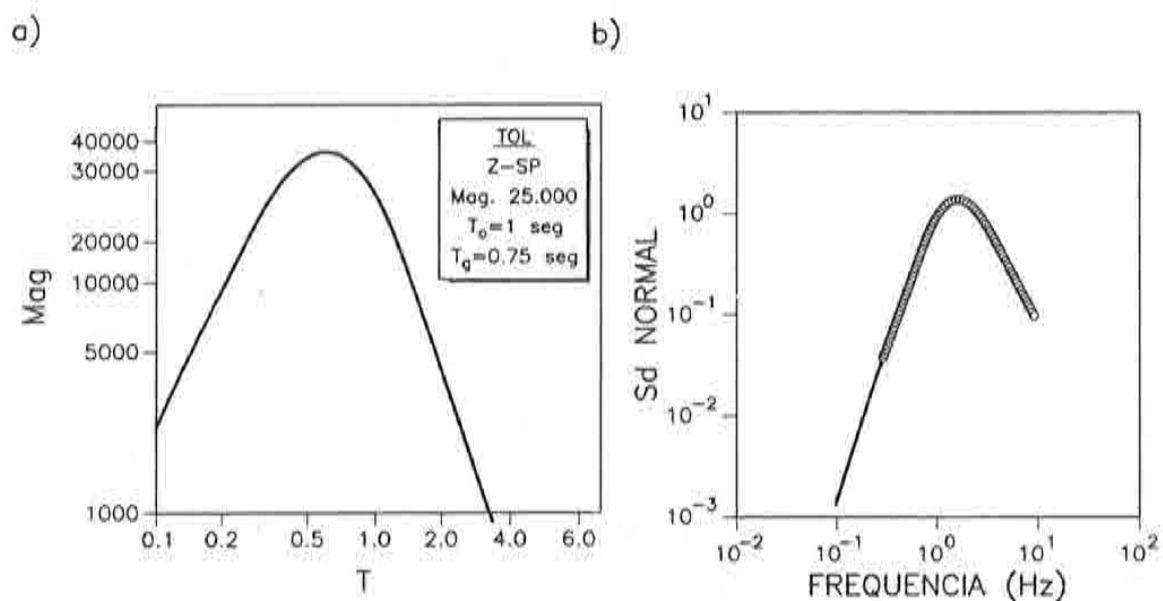


Figura 5.- a) Curva de amplificación del sismógrafo vertical de periodo corto facilitada por el Observatorio de Toledo. b) Ajuste entre la curva de amplificación del Observatorio de Toledo (círculos) y la obtenida analíticamente mediante técnicas de inversión (Pujades, 1987)

- b) Se han determinado técnicas nuevas que permiten la obtención del factor Q_c y de su dependencia frecuencial, utilizando tan sólo una estación sismográfica (Ver ejemplo en la Figura 6).
- c) A partir de las lecturas frecuencia predominante-tiempo ($f_p - t$), de la coda de los sismogramas verticales de periodo corto registrados en la Península, se han obtenido los valores de Q de coda y su dependencia frecuencial en diversas regiones de la Península Ibérica (Ver ejemplo en la Figura 7).

- d) A partir de los valores de Q_c calculados en diversas regiones, se han determinado los correspondientes coeficientes de atenuación de las ondas L_g (Ver ejemplo en la Figura 8).
- e) Aplicando técnicas de inversión lineal a los pares $f_p - t$, se ha determinado la distribución de Q de coda en toda la Península Ibérica (Figura 9).
- f) Se ha aplicado el método de las dos estaciones a las amplitudes verticales de las ondas de Rayleigh, registradas en cuatro estaciones localizadas en la Península -periodo largo-, obteniéndose los coeficientes de atenuación anelástica, correspondientes a las ondas citadas, en función del período y para tres regiones de la Península Ibérica (Figura 10).
- g) Las técnicas de inversión generalizada aplicadas a los coeficientes de atenuación de las ondas de Rayleigh, obtenidos en *f*, han permitido determinar sendos modelos de Q_β^{-1} para la Península (Figura 11).
- h) La aplicación de técnicas de análisis de Fourier a los sismogramas -componente vertical de corto período- registrados por la red sísmica de Granada, correspondientes a terremotos en la región, ha permitido inferir el valor de los coeficientes de atenuación de las ondas L_g en la zona, en función de la frecuencia (Figura 12).
- i) Se ha determinado un modelo de Q_β^{-1} , dependiente de la frecuencia, a partir de la aplicación de técnicas de inversión generalizada a los coeficientes de atenuación de las ondas L_g obtenidos para la región sísmica de Granada (Figura 13). Se observa la existencia de una fuerte dependencia frecuencial de Q_β en función de la profundidad, que puede ser debida a la intensa actividad sísmo-tectónica en la zona.
- j) A partir de la comparación de los resultados citados en *e*, *g* e *i*, se observa que existe una excelente concordancia entre la distribución de Q de coda, Q_β obtenida de las ondas de Rayleigh y Q_β obtenida de las ondas L_g . Se obtiene que, cuanto menores son los valores de Q_β , menores son los valores de Q_c y viceversa. Este hecho podría ser importante de cara al establecimiento de relaciones entre diversos parámetros geofísicos y valores de Q_β o Q_c .

De la comparación entre los diversos parámetros geofísicos conocidos en la Península y los resultados obtenidos en este trabajo, se puede establecer que:

- a) Existe relación entre la variación de los espesores importantes y sostenidos de la corteza de la Península (Figura 14) y la distribución de Q_c (Figura 9) correspondiente, de tal forma que al incrementar aquellos aumentan los valores de Q_c .
- b) Las velocidades de las ondas P_n (Figura 14) aumentan al aumentar los valores de Q_c (Figura 9) y viceversa.
- c) La sísmicidad de la Península Ibérica (Figura 15) se hallan relacionadas con la distribución de Q_c obtenida (Figura 9), de tal forma que a las regiones más activas les corresponden menores valores de Q (Canas et al., 1987a).
- d) La distribución de Q_c obtenida (Figura 9) se halla relacionada con la atenuación de intensidades sísmicas (Ver ejemplos en las Figuras 16 y 17) y mapas

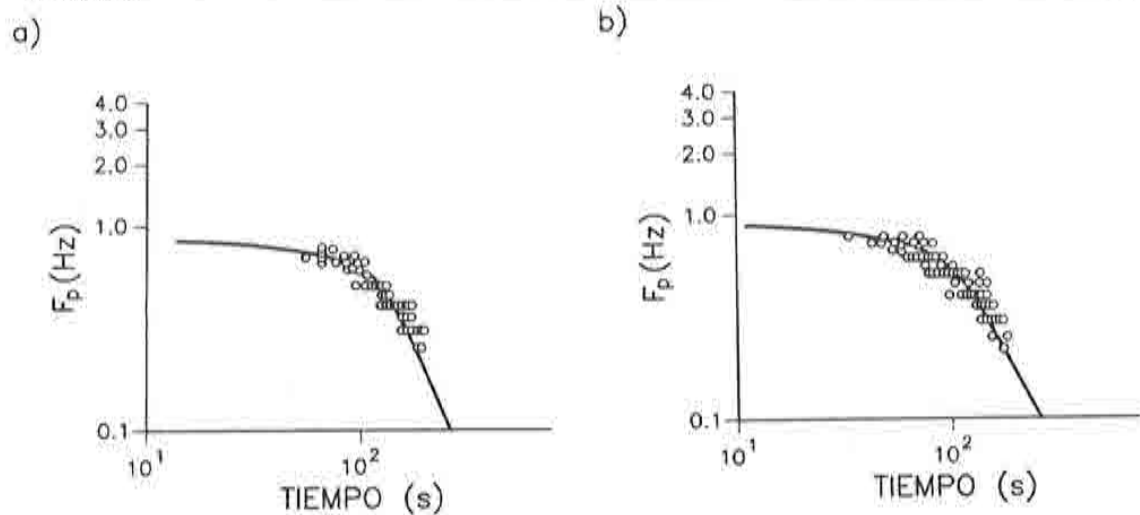


Figura 6.- Ejemplos de determinación de Q_0 y ν para distancias y azimuts correspondientes a la estación sismográfica CRT (Cartuja). a) $Q_0=101 \pm 5$, $\nu=0.58 \pm 0.07$. b) $Q_0=81 \pm 4$, $\nu=0.47 \pm 0.08$ (Pujades, 1987)

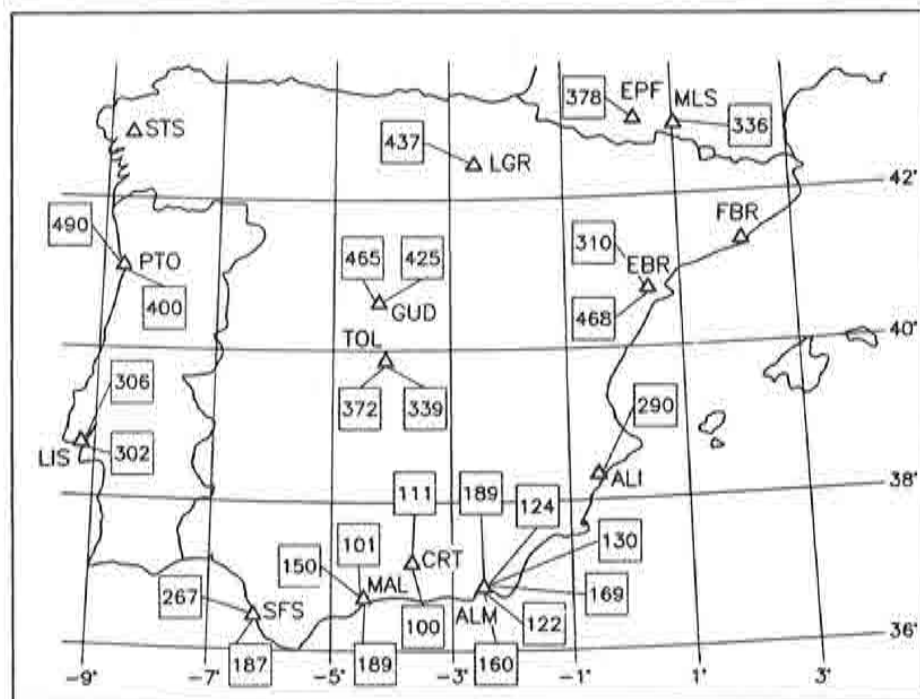


Figura 7.- Valores de Q correspondientes a diferentes regiones de la Península Ibérica. Para poderlos comparar entre sí, todos los valores se hallan normalizados a $f_0=1$ Hz (Pujades, 1987).

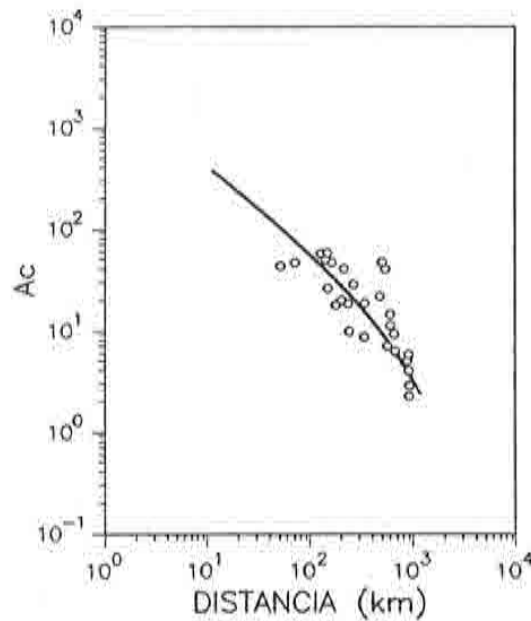


Figura 8.- Determinación del coeficiente anelástico de atenuación γ para la estación PTO. Los círculos representan los valores observados y la línea continua es el ajuste teórico a las observaciones. El valor de γ es 0.0013 ± 0.0006 (Pujades, 1987).

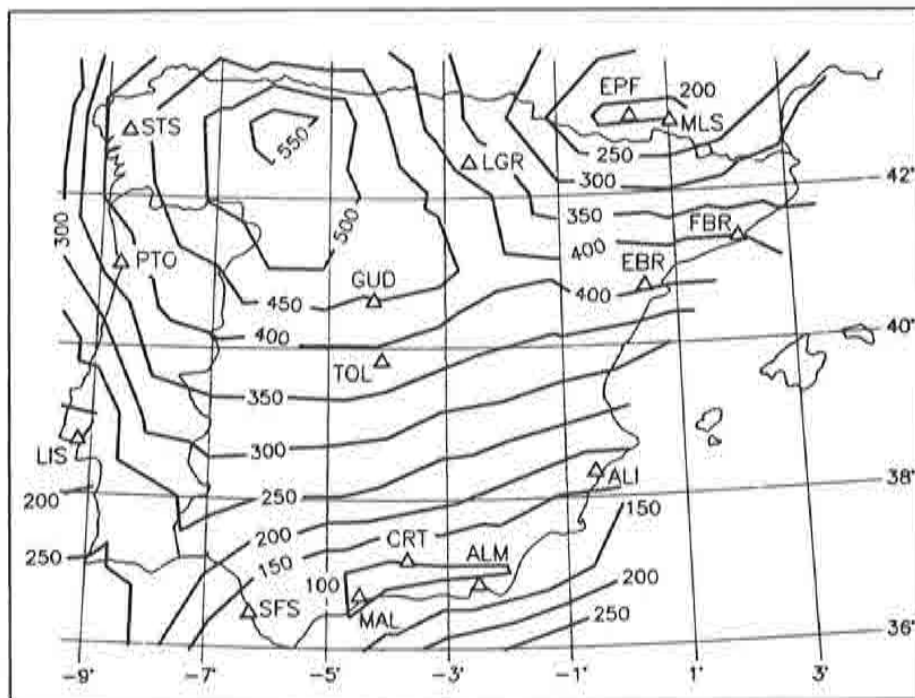


Figura 9.- Mapa de líneas iso- Q_0 para la Península Ibérica (Pujades, 1987)

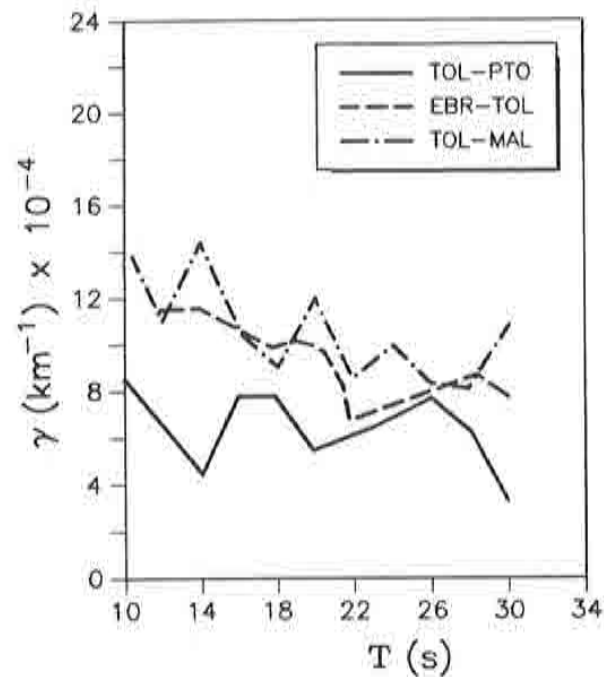


Figura 10.- Coeficientes de atenuación de las ondas de Rayleigh, en función del periodo, para tres regiones de la Península Ibérica (Canas et al., 1988)

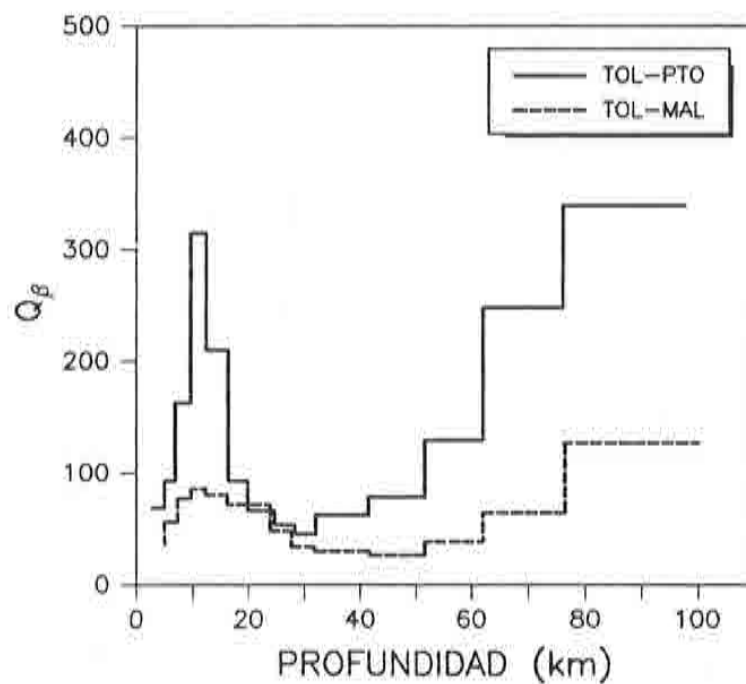


Figura 11.- Modelos de Q_{β} en función de la profundidad para las regiones determinadas por las estaciones sismográficas: TOL-PTO y TOL-MAL (Canas et al., 1988)

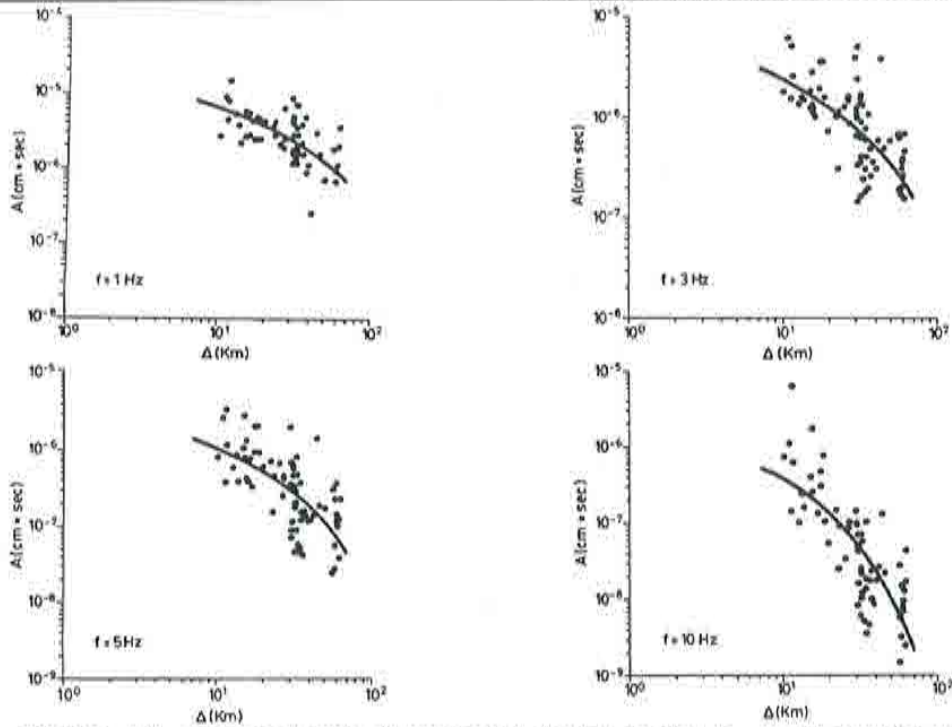


Figura 12.- Dependencia frecuencial de las ondas L_g en la región sísmica de Granada. Los valores del coeficiente anelástico γ son: 0.0212 ± 0.0048 para $f=1$ Hz, 0.0292 ± 0.0061 para $f=3$ Hz, 0.0363 ± 0.0071 para $f=5$ Hz y 0.0692 ± 0.0085 para $f=10$ Hz.)

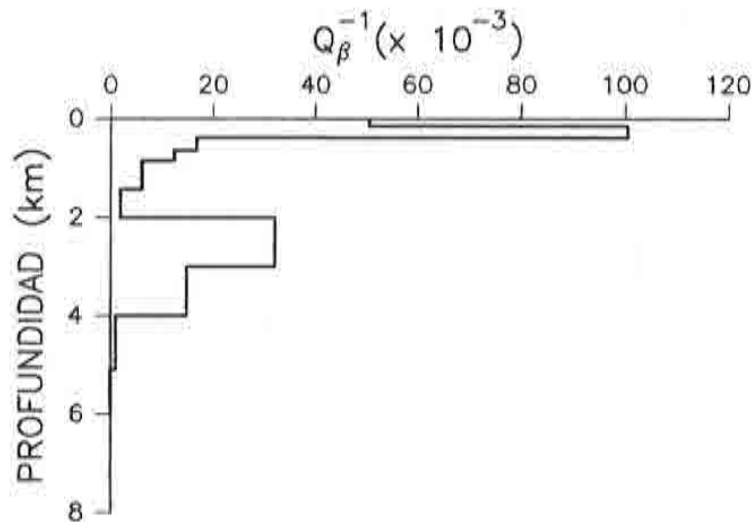


Figura 13.- Modelo de Q_{β}^{-1} en función de la profundidad para la región sísmica de Granada.

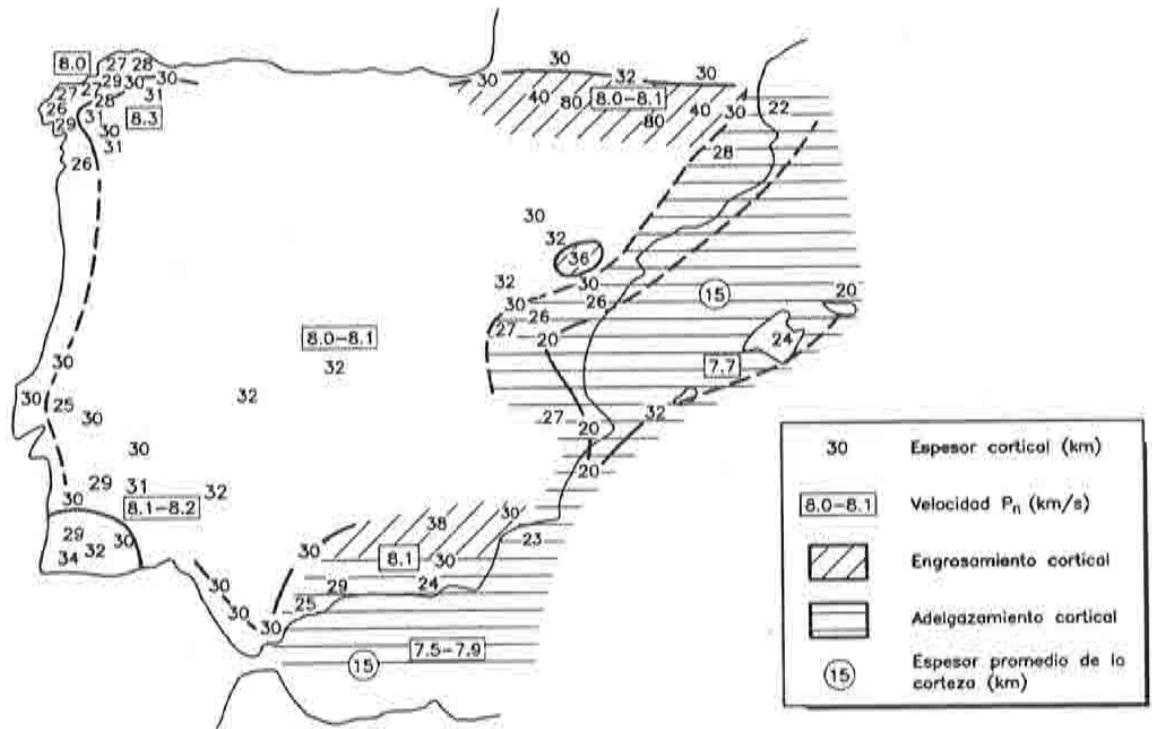


Figura 14.- Parámetros corticales en la Península Ibérica (Banda, 1988).

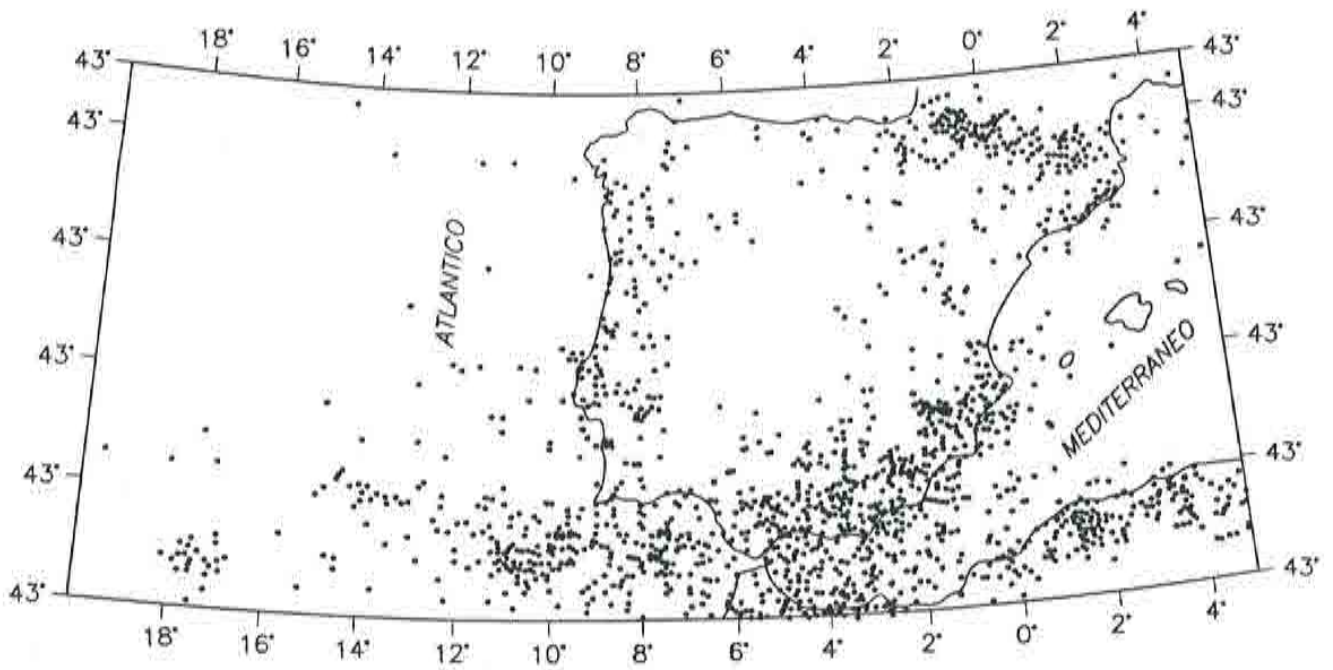


Figura 15.- Sismicidad de la Península Ibérica entre 1951 y 1980 (Mézcuá y Martínez Solares, 1983).

de peligrosidad sísmica correspondientes a la Península (Ver ejemplos en Figuras 18, 19 y 20), de tal forma que, aproximadamente, el valor de Q_c explica lo que acontece con esas variables.

- e) La dependencia frecuencial de Q_c en la Península es elevada. Al comparar este resultado con los obtenidos en otras regiones del mundo (p.e. Singh y Herrmann, 1983; Campillo et al., 1985; Canas, 1986), podemos inferir que a una mayor actividad tectónica le corresponde posiblemente una mayor dependencia frecuencial.
- f) Ya que las estructuras Q_β , obtenidas a partir de las ondas de Rayleigh y de las ondas L_g , se hallan relacionadas con Q_c , es posible inferir, probablemente, que las relaciones establecidas entre Q_c y los parámetros geofísicos citados puedan ser también válidas para Q_β .

Desafortunadamente, no existen mapas regionales de flujo térmico, conductividad eléctrica, residuos de tiempos de viaje de ondas P y S correspondientes a telesismos, anomalías de Bouguer, etc. Ello implica que, por el momento, no se pueden establecer relaciones generales entre las distribuciones Q_c y Q_β y esos parámetros; si bien, los estudios locales existentes parecen apuntar hacia una correlación entre: Atenuación alta y elevado flujo térmico y anomalías de Bouguer fuertemente negativas, alta conductividad y residuos positivos o retardos en las llegadas de las ondas P y S (Albert, 1979; Albert y Banda, 1984; Gallart et al. 1985; Casas et al., 1987).

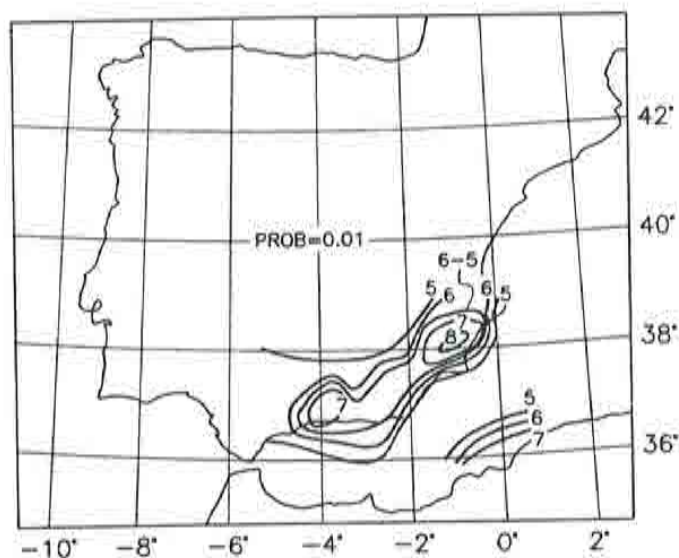


Figura 18.- Mapa de peligrosidad sísmica del Sureste de la Península Ibérica para una probabilidad anual de 0.01 (Muñoz, 1985).

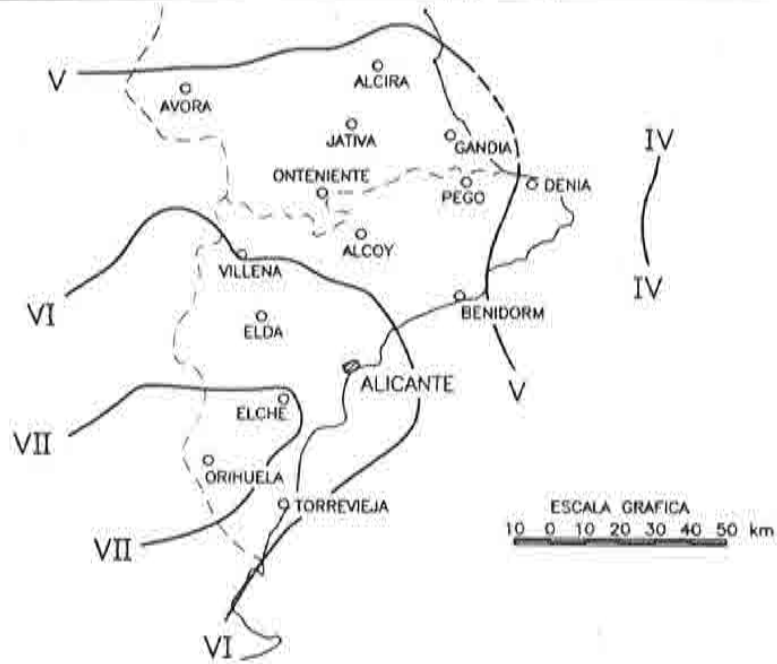


Figura 19.- Distribución de intensidades sísmicas. Periodo de retorno: 100 años (Arenillas y Bisbal, 1986).

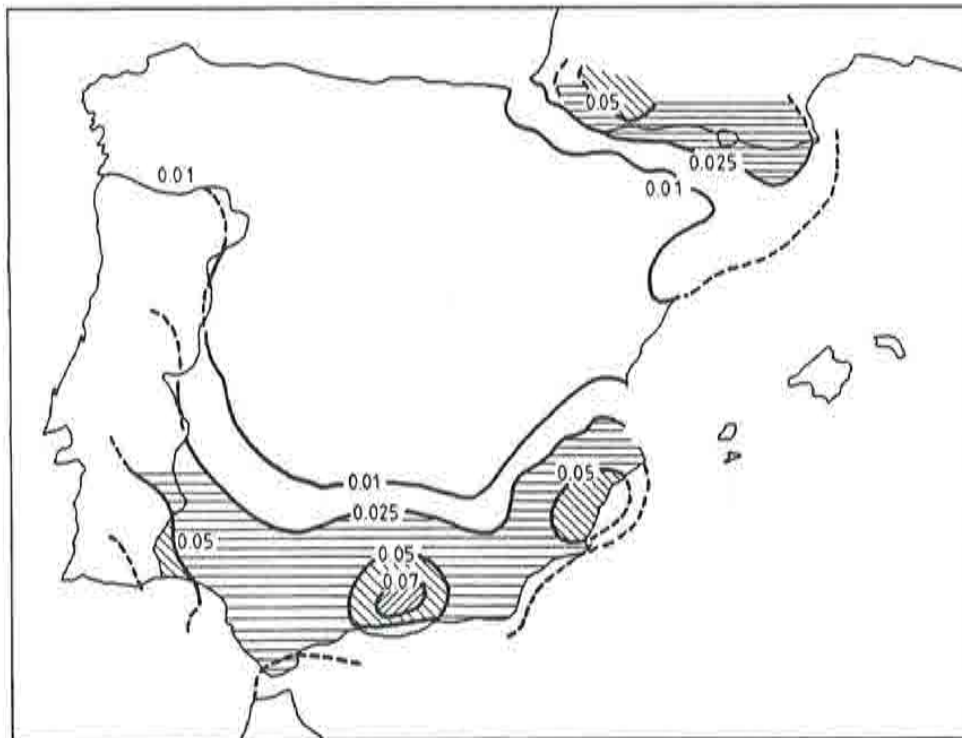


Figura 20.- Esquema de mapa de peligrosidad sísmica para la Península Ibérica. Periodo de retorno de las aceleraciones: 100 años (López Arroyo, comunicación personal).

1.6 DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

La excelente correlación existente entre los diversos parámetros citados en el apartado anterior y los valores de Q_c y Q_β determinados en este trabajo, permite enunciar que: Los parámetros geofísicos parecen, en general, depender fuertemente del comportamiento anelástico del terreno. Es decir a variaciones anelásticas fuertes corresponden variaciones en los parámetros geofísicos. La importancia de este hecho estriba en que si sabemos determinar, adecuadamente, el parámetro Q podremos inducir lo que les puede ocurrir a otros, como por ejemplo aceleraciones del terreno, atenuación de intensidades, flujo de calor, conductividad, etc. Es decir se podría establecer un problema de predicción. Evidentemente, este estudio es un primer paso en el largo camino a recorrer hasta poder establecer relaciones cuantitativas aceptables.

Cuando se pueda disponer de datos pertenecientes a sismógrafos digitales, será posible obtener un refinamiento de la estructura de Q determinada en este estudio. La red digital permitiría un mayor rango frecuencial que el que se obtiene con las estaciones actualmente en uso, lo cual permitiría obtener una estructura de Q mucho más detallada. Si también se estableciesen redes locales digitales, se podrían obtener relaciones locales entre Q y los diversos parámetros geofísicos conocidos en la zona y además se podría plantear seriamente el problema de predicción.

La continuidad del trabajo desarrollado hasta el momento, a mi modo de ver, puede enfocarse en dos vertientes. La primera enmarcada dentro de la Geofísica y la segunda relacionada con las ingenierías relativas al terreno, construcción y de recursos naturales. En su vertiente geofísica, sería importante que la investigación se extendiese primero a un refinamiento de la distribución de Q_c obtenida en este estudio y a la obtención de la estructura regionalizada de Q_β , en función de la profundidad. La determinación de una estructura tridimensional de Q , en la Península, creo que facilitaría muchísimo la obtención de relaciones entre las variaciones anelásticas y los parámetros geofísicos conocidos, pudiendo dar lugar a la predicción de otros desconocidos.

En el marco de la Ingeniería Civil, y especialmente en la Sísmica, sería importante obtener relaciones cuantitativas entre Q -ya sea Q_c o Q_β - y las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno. La distribución tridimensional de Q y la distribución del movimiento del terreno en la Península (Canas et al., 1987b; García, 1988) podrían proporcionar valiosas relaciones a tener en cuenta en estudios de riesgo y peligrosidad sísmica.

Basados en que a distintos valores de Q les corresponden distintos tipos de materiales, se puede deducir que la obtención de distribuciones anelásticas locales podrían ser sumamente interesantes respecto a su aplicación en estudios dirigidos a la localización, identificación y cuantificación de diversos recursos naturales. La aplicación de técnicas "in situ" podría proporcionar información referente al tipo o tipos de estructuras localizadas bajo el subsuelo. Actualmente en la Escuela de Caminos se están dando los primeros pasos para la implementación

de estas técnicas. El primero de ellos es tratar de separar la Q intrínseca de la Q dispersiva ya que creemos que la primera podría ser la más importante para este tipo de estudios.

Resumiendo, el trabajo realizado ha contribuido al conocimiento de la estructura anelástica, Q , en la Península y de su relación con diversos parámetros geofísicos. El trabajo a realizar, como continuación del efectuado, es sumamente extenso y laborioso, pero puede ser importante tanto por su aplicabilidad en estudios geofísicos como en ingenierías relacionadas con el terreno, estructuras y recursos naturales.

REFERENCIAS

- Aki, K. (1969). Analysis of the seismic coda of local earthquakes as scattered waves, *J. Geophys. Res.*, *74*, 615-631.
- Aki, K. and Chouet, B. (1975). Origin of coda waves: source, attenuation and scattering effects, *J. Geophys. Res.*, *80*, 3322-3342.
- Albert, J. F. (1979). El mapa español de flujos caloríficos. Intento de correlación entre anomalías geotérmicas y estructura cortical, *Bol. Geológico y Minero. T. XC-I*, 36-48.
- Albert, J. F. y Banda, E. (1984). España en el contexto Geotérmico Europeo. Areas de interés, *Energía Geotérmica*, I.G.M.E., 37-47.
- Alsop, S. A. (1972). Estimation of upper mantle Q beneath the United States from P_n amplitudes. *Ph. D. Thesis*, The George Washington University, Washington, D.C.
- Anderson, D.L., Ben-Menahem, A. and Archanbeau, C.B. (1965). Attenuation of seismic energy in the upper mantle, *J. Geophys. Res.*, *70*, 1441-1448.
- Arenas, J. (1986). Variación lateral de coda Q en la Península Ibérica. *Tesis de Especialidad*, E.T.S.I.C.C.P., U.P.C., Barcelona.
- Arenillas, M. y Bisbal, L. (1986). Sismicidad y riesgo sísmico en Castellón, Valencia y Alicante, *Pub. de la Cátedra de Geología Aplicada a las Obras Públicas*, E.T.S.I.C.C.P. de la U.P.V., 51-76.
- Banda, E. (1987). Crustal parameters in the Iberian Peninsula, *Phys. Earth. planet. Interiors*, *51*, 222-225.
- Bolt, B.A. and Canas J.A. (1985) Constraints from core reflections on mantle Q and density at the core boundary, *Phys. Earth. Planet. Interiors*, *5*, 187-197.
- Campillo, M.; Plantet, J.L. and Bouchon, M. (1985). Frequency-dependent attenuation in the crust beneath Central France from L_g waves: Data analysis and numerical modeling, *Bull. Seism. Soc., Am.*, *75*, 1395-1413.
- Canas, J. A. (1986). Estudio del factor anelástico Q de la coda de los terremotos correspondientes a las regiones central y oriental del Eje Volcánico Mexicano, volumen especial sobre dinámica y evolución de la litosfera en México, *Geofísica Internacional*, *25*, 503-520.

- Canas, J. A. and Mitchell, B. J. (1978). Lateral variation of surface wave anelastic attenuation across the Pacific, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *68*, 1637-1650.
- Canas, J. A. and Mitchell, B. J. (1981). Rayleigh wave attenuation and its variation across the Atlantic Ocean, *Geophys. J. R. astr. Soc.*, *67*, 159-176.
- Canas, J. A., Mitchell, B. J. and Correig, A. M. (1980). Q_{β}^{-1} models for the East Pacific Rise and the Nazca plate, in *Mechanisms of Plate Tectonics and Continental Drift*, 123-133, eds. Davies, P. A. and Runcorn, S. K., Academic Press, London.
- Canas, J.A., Egozcue, J.J; Pujades, L.G. and Perez, J.A. (1987). Crustal coda Q in the Iberian Peninsula, *Ann. Geophys.*, *5B*, 657-662.
- Canas, J. A., De Miguel, F., Vidal, F and Alguacil, G. (1988). Anelastic Rayleigh wave attenuation in the Iberian Peninsula, *Geophys. J.*, *95*, 391-396.
- Canas, J. A., Pujades, Ll., Egozcue, J. J., Puigví, M. A., Blay, C., Collado, A., Pous, J., Lana, X., Casas, A., De Miguel, F., Vidal, F., Alguacil, G. y Gallart, J. (1989). Anelasticidad en la Península Ibérica, *Revista de Geofísica*, *45*, 91-116.
- Carsi, J., Pujades, L.G. and Canas, J.A. (1987) Estudio del factor de calidad Q de coda y de su dependencia frecuencial en la región de Granada, en *Trobades Científiques de la Mediterrània*, ed. Institut d'Estudis Catalans, Barcelona.
- Casas, A., Torné, M. y Banda, E. (1987). Mapa gravimètric de Catalunya, *Servei Geològic de la Generalitat de Catalunya*. pp. 135.
- Crosson, R.S. (1976). Crustal structure modeling of earthquake data 1. Simultaneous least squares estimation of hypocenter and velocity parameters, *J. Geophys. Res.*, *81*, 3036-3046
- Der, Z. A. and McElfresh, T. W. (1977). The relationship between anelastic attenuation and regional amplitude anomalies of short-period P waves in North America, *Bull. Seis. Soc. Am.*, *67*, 1303-1317.
- Der, Z. A., Masse, R. and Landisman, M. (1970). Effects of observational errors on the resolution of surface waves at intermediate distances, *J. Geophys. Res.*, *75*, 3399-3409.
- Diment, W. H., Urban, T. C., and Revetta, F. A. (1972). Some geophysical anomalies in the Eastern United States, in *The Nature of The Solid Earth*, ed. Robertson, E. C., McGraw-Hill, New York, pp. 506-543.
- Dziewonski, A., Bloch, S. and Landisman, M. (1969). A technique for the analysis of transient seismic signals, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *59*, 427-444.
- Evernden, J. F. (1975). Seismic intensities, "size" of earthquakes and related parameters, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *65*, 1287-1313.
- Franklin, J. N. (1970). Well-posed stochastic extension of ill-posed linear problems, *J. Math. Analysis Applic.*, *31*, 682-716.
- Gallart, J., Olivera, C. y Correig, A. (1985). Reconocimiento sísmico de la Cerdanya (Pirineos Orientales). Primeros resultados, *Rev. Geofísica*, *41*, 81-90.
- Gao, L. S. (1984). Coda waves analysis for distinguishing attenuation due to isotropic scattering from attenuation due to absorption, *Pure Appl. Geophys.*,

122, 1-9.

García, M. (1989). Atenuación espectral de ondas L_g y pseudoaceleración máxima del terreno en la Península Ibérica. *Tesis Doctoral*, Facultad de Física, Universidad de Barcelona.

Goel, S. K. (1973). Seismic wave attenuation, intensity and magnitude relation for Rocky Mountains. *M. S. Thesis*, Saint Louis University, Saint Louis, Mo.

Hagiwara, T. (1958). A note on the theory of the electromagnetic seismographs, *Bull. Earthquake Res. Inst.*, 36, 139-164.

Herráiz, M. and Espinosa, A. F. (1987). Coda waves: A review, *Pageoph*, 125, 499-577.

Herráiz, M. and Mezcua, J. (1984). Application of coda wave analysis to microearthquake analog data, *Ann. Geophys.*, 2, 545-552

Herrmann, R. B. (1973). Some aspects of band-pass filtering of surface waves, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 63, 663-671.

Herrmann, R. B., (1980). Q estimates using the coda of local earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, 447-468.

Herrmann, R. B. and Mitchell, B. J. (1975). Statistical analysis and interpretation of surface wave anelastic attenuation data for the stable interior of North America, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65, 1115-1128

James, D. E. and Linde, A. T. (1971). A source of major error in the digital analysis of World Wide Standard Station seismograms, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 61, 723-728.

Jordan, T. H. and Franklin, J. N. (1971). Optimal solutions to a linear inverse problem in Geophysics, *Proc. Nat. Ac. Sci. Am.*, 68, 291-293.

Kanamori, H. and Anderson, D. L. (1977). Importance of physical dispersion in surface wave and free oscillation problems; review, *Rev. Geophys. Space Phys.*, 15, 105-112.

Kisslinger, C. (1967). Lecture notes on seismological instrumentation, *International Institute of Seismology and Earthquake Engineering*. Tokyo, Japan

Lachenbruch, A. H. (1979). Heat flow and tectonic studies, in *Summary of Technical Reports, Vol IX, Open file report, 80-6*, U. S. Geological Survey, Menlo Park, Ca. pp. 211.

Liu, H. P.; Anderson, D. L. and Kanamori, H. (1976). Velocity dispersion due to anelasticity. Implications for seismology and mantle composition, *Geophys. J.*, 47, 41-58.

Malin, P. E. (1978). A first order scattering solution for modeling lunar and terrestrial seismic codas, *Ph. D. Dissertation*, Princeton University.

Malone, S. D. and Bor, S. S. (1979). Attenuation patterns in the Pacific Northwest based on intensity data and the location of the 1872 North Cascades earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 69, 531-546.

Martín, A. J. (1984). Riesgo Sísmico en la Península Ibérica, *Tesis Doctoral*, Universidad Politécnica de Madrid.

- Mezcua, J. (1982). Catálogo General de Isosistas de la Península Ibérica, *I.G.N.*, Madrid.
- Mezcua, J. y Martínez Solares, J. M. (1983). Sismicidad del área Ibero-Mogrebi, *I.G.N., Pub. 203*, Madrid.
- Minster, J. R. (1978) Transient and impulse response of a one-dimensional linearly attenuation medium.-II. A parametric study, *Geophys. J. R. astr. Soc.*, *52*, 503-524.
- Mitchell, B. J. (1970). Electrical and seismic properties of the earth's crust in the southwestern Great Plains, *Ph. D. Thesis*, Southern Methodist University, TX.
- Mitchell, B. J. (1980). Frequency dependence of shear wave internal friction in the continental crust of eastern North America, *J. Geophys. Res.*, *85*, 5212-5218.
- Mitchell, B. J. (1981). Regional variation and frequency dependence of "Q" in the crust of the United States, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *71*, 1531-1538.
- Mitchell B. J. and Landisman, M. (1969). Electromagnetic Seismograph constants by least squares inversion, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *59* (3), 1335-1348.
- Mitchell B. J. and Landisman, M. (1971). Electrical and seismic properties of the earth's in southwestern Great Plains of the United States, *Geophysics*, *36*, 363-381
- Muñoz, D. (1985). Estudio del Riesgo Sísmico en el Sur y Sureste de la Península Ibérica, *Tesis Doctoral*, Universidad Complutense de Madrid.
- Nuttli, O. W. (1973). Seismic wave attenuation and magnitude relations for eastern North America, *J. Geophys. Res.*, *78*, 876-885.
- Nuttli, O. W. (1974). Seismic hazard east of the Rocky Mountains, *ASCE National Structural Engineering Meeting*, Cincinnati, Ohio, April 22-26.
- Nuttli, O. W., Bollinger, G. A. and Griffiths, D.W. (1979). On the relation between Modified Mercalli intensity and body-wave magnitude, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *69*, 893-909
- Payo, G. (1970). Structure of the crust and upper mantle in the Iberian Shield by means of a long-period triangular array, *Geophys. J. R. astr. Soc.*, *20*, 493-508.
- Pujades, Ll. (1987). Distribució de Q de coda a la Península Ibèrica. *Tesis Doctoral*. Facultat de Física, Universitat de Barcelona.
- Pujades, L. i Canas, J. A. (1987). Determinació de les constants electromagnètiques d'un sismògraf per inversió generalitzada. (estudi preliminar), en *Xarxes Sísmiques, Instrumentació i Aplicació a la Sismotectònica*, *5*, 299-318.
- Raof, M. (1984). Attenuation of high frequency earthquake surface waves in South America, *Master Thesis*. Saint Louis University, Saint Louis, Mo.
- Reitzel, J. L., Gough, D. H.; Porath, H. and Anderson, C. W. (1970). Geomagnetic deep sounding and upper mantle structure in western United States, *Geophys. J.* *19*, 213-235
- Sato, Y. (1955). Analysis of dispersed surface waves I, *Bull. Earthq. Res.*

Inst. Tokyo Univ., 34, 33-47.

Shin, T.-C. and Herrmann, R. B. (1987). L_g attenuation and source studies using 1982 Miramichi Data, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 77, 384-397.

Sierra, J. (1980). Nuevas técnicas de análisis de trenes de ondas dispersadas y su aplicación a ondas superficiales de sismos de la Península Ibérica, *Tesis Doctoral*, Facultad de Física, Universidad Complutense de Madrid.

Singh, S. and Herrmann, R. B. (1983). Regionalization of crustal coda Q in the continental United States, *J. Geophys. Res.*, 88, 527-538.

Sipkin, S. A. and Jordan, T. H. (1979). Frequency dependence of Q_{scs} , *Bull. Seism. Soc. Am.* 69, 1055-1079.

Solomon, S. C. (1972). Seismic wave attenuation and partial melting in the upper mantle of North America, *J. Geophys. Res.* 77, 1483-1502.

Street, R. L. and Lacroix, A. (1979). An empirical study of New England seismicity: 1727-1977, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 69, 159-175.

Takeuchi, H., Dorman, J., and Saito, M. (1964). Partial derivatives of surface wave phase velocities with respect to physical parameters changes within the Earth, *J. Geophys. Res.*, 69, 3429-3442.

Tonouchi, K., Sakayama, T. and Imai, T. (1983). S wave velocity in the ground and the damping factor, *Bull. Int. Ass. Engineering Geology*, 26-27, 327-333.

Tsai, Y. B. and Aki, K. (1969). Simultaneous determination of seismic moment and attenuation of seismic surface waves, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 59, 275-287.

Twomey, S. (1977). *Introduction to the Mathematics of Inversion in Remote Sensing and Indirect Measurements*, Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam.

Udías, A. (1980). Deep seismic sounding studies in Spain, in Spanish Commission on the Geodynamics Project, *C.S.I.C.*, Madrid, 43-58.

Wiggins, R. (1972). The general linear inverse problem: implications of surface waves and free oscillations on earth structure, *Rev. Space Phys.*, 10, 251-284.

Young, R. P. and Hill, J. J. (1982). Statistical analysis of seismic spectral signatures for rock quality assessment, *Geoexploration*, 20, 75-91.

CAPÍTULO 2

Aceleración máxima del terreno en zonas con pocos datos

José A. Canas y Alex Barbat

2.1 MÉTODO DETERMINISTA DE CÁLCULO DE LA ATENUACIÓN DE ONDAS L_g

2.1.1 INTRODUCCION

El estudio de la propagación y atenuación de las ondas sísmicas, proporciona información sobre la estructura elástica y anelástica de la Tierra. Dependiendo del tipo de ondas que se utilicen en los estudios, los resultados pueden corresponder a las capas más profundas de la Tierra -núcleo interno- o a las capas más superficiales -corteza terrestre-.

En los estudios de atenuación de ondas sísmicas se observa que la atenuación que sufre la onda entre el epicentro (o hipocentro) del terremoto y la estación sismográfica es, si las mediciones se efectúan con suficiente rigor, mayor que la esperada al suponer un comportamiento elástico de los materiales que constituyen la Tierra. Esta *extra atenuación*, que aparece en los sismogramas como una mayor disminución de la amplitud de las ondas que la que correspondería en el caso elástico, es la que se conoce como atenuación anelástica (Anderson y Archanbeau, 1964; White, 1965). En ella se hallan incluidos todos los efectos relativos a atenuación que no son imputables a las características elásticas del medio, como por ejemplo: resonancia, histéresis, relajación y viscosidad de los medios materiales que constituyen la Tierra.

En particular en este estudio, nos interesa la atenuación anelástica de las ondas L_g .

Las ondas L_g son las que transportan la mayor parte de la energía para terremotos de magnitud moderada ($m_{bL_g} \leq 6$). Sus frecuencias de vibración entre 1 Hz y 10 Hz son similares a las de la mayor parte de las estructuras construidas por el hombre (Nuttli, 1973, 1978; Dwyer et al., 1983).

En la Península Ibérica, y en particular en la zona de interés de este estudio, los terremotos que ocurren normalmente son de magnitud moderada, es decir $m_{bL_g} \leq 6$; de ahí, por lo anteriormente citado, el interés que en Ingeniería Sísmica tiene este tipo de ondas.

En los apartados siguientes se definen las ondas L_g y la metodología aplicada para la determinación de la atenuación anelástica asociada a su propagación.

La atenuación anelástica de las ondas L_g se puede determinar de tres formas: la primera, utilizando sus amplitudes máximas o sostenidas en el dominio del tiempo; la segunda, indirectamente, a partir de las ondas de coda y la tercera, a partir de sus amplitudes espectrales en el dominio de las frecuencias.

El proceso utilizado en este estudio es el tercero, es decir a partir de las amplitudes espectrales en el dominio de las frecuencias. La ventaja de este método sobre los otros dos, consiste en que utilizando amplitudes espectrales se puede determinar la atenuación anelástica para un rango frecuencial más amplio del que es posible obtener mediante los otros dos. Ésto es básico para el tipo de estudio que se pretende realizar. Debido a ello, se exponen brevemente los dos primeros métodos y en forma más amplia el utilizado en este trabajo.

2.1.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS ONDAS L_g

Las ondas L_g -identificadas como tales por primera vez por Press y Ewing (1952)- están constituidas por la combinación de las amplitudes y las fases de los modos superiores de vibración de las ondas superficiales de Rayleigh y de Love (p. e. Oliver y Ewing, 1957, 1958a, 1958b; Lehmann y Ewing, 1960; Kovach y Anderson, 1964; Knopoff et al., 1973; Gregersen y Alsop, 1976; Bollinguer, 1979). La componente vertical de los sísmógrafos de corto periodo registra ondas L_g compuestas exclusivamente por modos superiores de vibración de las ondas de Rayleigh. Las componentes horizontales NS y EW del mismo tipo de sísmógrafos registran ondas provenientes de los modos superiores de vibración de las ondas Rayleigh y de Love. El carácter dispersivo de la onda superficial se manifiesta, como es lógico, en la onda L_g , es decir aparecen en forma de trenes de ondas en las que el periodo, normalmente, disminuye con el tiempo (Nuttli, 1980). La denominación L_g nace de suponer que estaban constituidas tan sólo por ondas de Love (L) de corto periodo, propagándose en la capa granítica (g). La aparición en el sísmograma corresponde, usualmente, a la zona de mayores amplitudes de la señal sísmica y a partir de la cual ésta decrece, aproximadamente, de forma exponencial hasta que su amplitud se hace igual a la amplitud del ruido de fondo.

En síntesis, las características principales de este tipo de ondas son las si-

guientes:

- * La velocidad de grupo a la que se propagan, para distancias suficientemente grandes, es de aproximadamente 3.5 km/s.
- * Buena propagación en estructuras de tipo continental. La corteza puramente oceánica no propaga este tipo de ondas. 100 km de corteza oceánica hace que tales ondas desaparezcan por completo. Las grandes estructuras geológicas facilitan su desaparición (Gregersen, 1984).
- * Usualmente, hasta distancias de 1000 km, se la denomina S_g o L_g , indistintamente, debido al solapamiento entre una y otra fases (Payo y de Miguel, 1974; Kennet, 1989). Ambas aparecen como grupos de ondas siendo su atenuación anelástica muy similar en ambas (p. e. Canas et al., 1988a).
- * Para distancias y periodos pequeños las velocidades de las ondas L_g se reducen apreciablemente al propagarse en terrenos poco consolidados (p. e. Herrmann, 1980; Blay, 1986).

Las ondas L_g se utilizan básicamente para obtener la atenuación anelástica del terreno y a la vez el riesgo sísmico. Otras aplicaciones importantes que se pueden enumerar de estas ondas son:

- * Determinación de fórmulas de magnitud locales y regionales (p. e. Nuttli, 1973; Real and Teng, 1973; Herrmann, 1975; Bollinger, 1979; Suteau and Whitcomb, 1979; Nuttli, 1980; Havskov y Macias, 1983; Bakun, 1984a, 1984b)
- * Determinación de momentos sísmicos (p. e. Bakun y Lindh, 1977; Herrmann, 1980; Dwyer et. al, 1983; Bakun, 1984a).
- * Estudios tectónicos derivados de su propagación (p. e. Wyss y Brune, 1968; Brune, 1970; Reyes et al., 1979; Valdés et al., 1982; Singh y Herrmann, 1983).
- * Medidas indirectas del factor Q de atenuación (p. e. Herrmann, 1980; Canas et al., 1988a; Pujades et al., 1990).
- * Identificación de explosiones nucleares (p. e. Nuttli, 1981, 1986; Murphy y Bennet, 1982; Pomeroy et al., 1982).

2.1.3 ATENUACIÓN DE ONDAS L_g EN EL DOMINIO DEL TEMPORAL

Si la Tierra pudiera considerarse como una esfera perfectamente elástica y la emisión de las ondas sísmicas se produjera desde un foco puntual interior a ella, la propagación de las ondas no alteraría su forma y periodo. La progresiva disminución de la amplitud sería causada únicamente por una dispersión geométrica de la energía sísmica.

Sin embargo, el comportamiento terrestre no es perfectamente elástico. Los registros en las estaciones sismográficas demuestran que existe una distorsión de la forma del tren de ondas a causa de la anelasticidad de la Tierra.

La forma matemática de introducir este efecto consiste en considerar que el número de onda k es complejo. De esta forma, la expresión de la energía sísmica propagada es:

$$E(\omega) = G E_o(\omega) e^{i(\omega t - k^* x)} \quad (2.1)$$

donde:

ω es la frecuencia de la onda, G es el factor de dispersión geométrica de la energía -independiente de la frecuencia-, E_o es la energía en el foco del temblor, t es el tiempo, x es la distancia al foco del temblor, y k^* es el número complejo de onda.

El número de onda k^* se define como:

$$k^* = k - i\gamma \quad (2.2)$$

donde γ es el coeficiente de atenuación anelástico. Si se introduce la expresión 2.2) en (2.1) se obtiene:

$$E(\omega) = G E_o(\omega) e^{i(\omega t - kx) - \gamma x} \quad (2.3)$$

En un modelo esférico y anelástico con un foco puntual y uniforme de ondas elásticas, la dispersión de amplitudes, A_1 , de ondas superficiales para la fase de Airy -tren de ondas de frecuencia aproximadamente constante y amplitudes decrecientes- se modela por la expresión (p. e. Ewing et al., 1957; Dwyer et al., 1983):

$$A_1 = K_1 r^{-\frac{1}{3}} (\text{sen } r)^{-\frac{1}{2}} e^{-\gamma r} \quad (2.4)$$

Para otras fases (Nuttli, 1973) se convierte en:

$$A_2 = K_2 r^{-\frac{1}{2}} (\text{sen } r)^{-\frac{1}{2}} e^{-\gamma r} \quad (2.5)$$

donde:

r es la distancia epicentral en kilómetros; γ el coeficiente anelástico de atenuación anelástico de las ondas L_g , K_1 y K_2 son constantes que dependen de la excitación en la fuente del terremoto.

Para pequeñas distancias epicentrales, la expresión (2.4) se convierte en (Nuttli, 1973):

$$A = Kr^{-\frac{5}{6}} e^{-\gamma r} \quad (2.6)$$

Para distancias aproximadamente menores a 1000 km, la aplicación del método de mínimos cuadrados a un conjunto de datos consistente en amplitudes de las ondas L_g en función de sus distancias epicentrales proporciona el coeficiente de atenuación anelástico γ para la zona de estudio -expresión (2.6)-.

En la Figura 1 aparece una familia de curvas deducidas a partir de la expresión (2.6); cada curva corresponde a un coeficiente de atenuación distinto.

Una forma alternativa de determinar el coeficiente anelástico de atenuación γ a partir de los factores específicos de atenuación Q , es utilizando la expresión:

$$\gamma = \frac{\pi f}{uQ} \quad (2.7)$$

donde:

f es la frecuencia y u la velocidad de grupo de la onda L_g .

2.1.4 ATENUACIÓN DE ONDAS L_g A PARTIR DE ONDAS CODA

Las ondas de coda constituyen la parte final de los sismogramas locales o regionales (Aki, 1969); en otras palabras son ondas que aparecen después de las primarias (p. e. Herraiz y Espinosa, 1986). La característica principal, en cuanto a su aparición en los sismogramas, es que presentan un decrecimiento exponencial a partir del máximo correspondiente a las ondas L_g hasta confundirse con el ruido de fondo del sismograma. Desarrollaron extensamente la teoría de coda Aki (1969) y Aki y Chouet (1975). La teoría la modificó y aplicó Herrmann (1980) para la determinación de valores de Q de coda en diversas zonas.

Brevemente, el procedimiento que se utiliza para determinar coeficientes de atenuación a partir de las ondas de coda es como sigue (p. e. Canas et al., 1988b):

Para determinar el coeficiente de atenuación anelástico, γ , es necesario representar graficamente la amplitud de la envolvente de la señal sísmica, incluyendo el máximo de la onda L_g y la coda, en un papel doblemente logarítmico en función del tiempo transcurrido entre el origen del terremoto y la señal considerada. A continuación se dibuja la curva teórica que representa la función de forma de la coda frente al tiempo, las llamadas $C(f_p, t)$, donde f_p y t indican frecuencia predominante y tiempo leídos en el sismograma, usando para ello el valor o los valores del factor Q , previamente determinados para la región de estudio.

Las gráficas correspondientes a las codas observadas se superponen a la curva $C(f_p, t)$, ajustándolas verticalmente hasta que las colas sean tangentes a ella. La lectura de la amplitud del máximo de la coda observada, una vez ajustada, es el valor de la amplitud denominada *corregida* que corresponde al sismograma. Un ejemplo de este ajuste se presenta en la Figura 2

Los pares de valores: *amplitud corregida-distancia epicentral* se pueden analizar aplicando la formulación de Nuttli (1973), expuesta en el apartado anterior, teniendo en cuenta que la amplitud A en la expresión (2.6) corresponde en este caso a la denominada *amplitud corregida*.

Efectuando el mismo proceso que en el apartado anterior, es decir aplicando el método de mínimos cuadrados a un conjunto de datos consistente en *amplitudes corregidas* y distancias epicentrales y utilizando asimismo la expresión (2.6) se puede determinar el coeficiente de atenuación anelástico, γ , de las ondas L_g en la región de estudio.

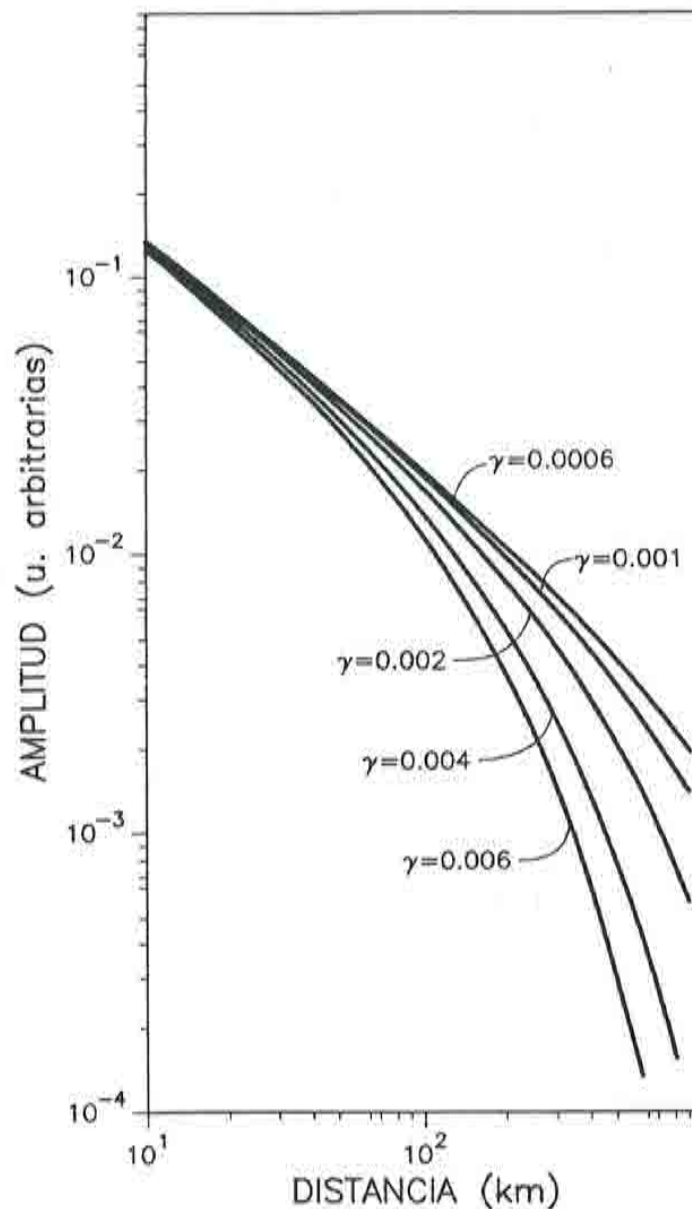


Figura 1.- Distribución teórica de amplitudes en función de la distancia epicentral para distintos valores del coeficiente anelástico de atenuación γ (Pujades, 1987).

2.1.5 ATENUACIÓN ESPECTRAL DE LAS ONDAS L_g

Espectro de amplitudes de la onda L_g

Dada una función del tiempo no periódica, ésta se puede representar en el dominio de la frecuencia como superposición de sus componentes sinusoidales. Esta superposición denominada espectro de Fourier (p. e. Rubin, 1961; Hays, 1980) es ideal para el análisis de señales sísmicas, ya que permite representar

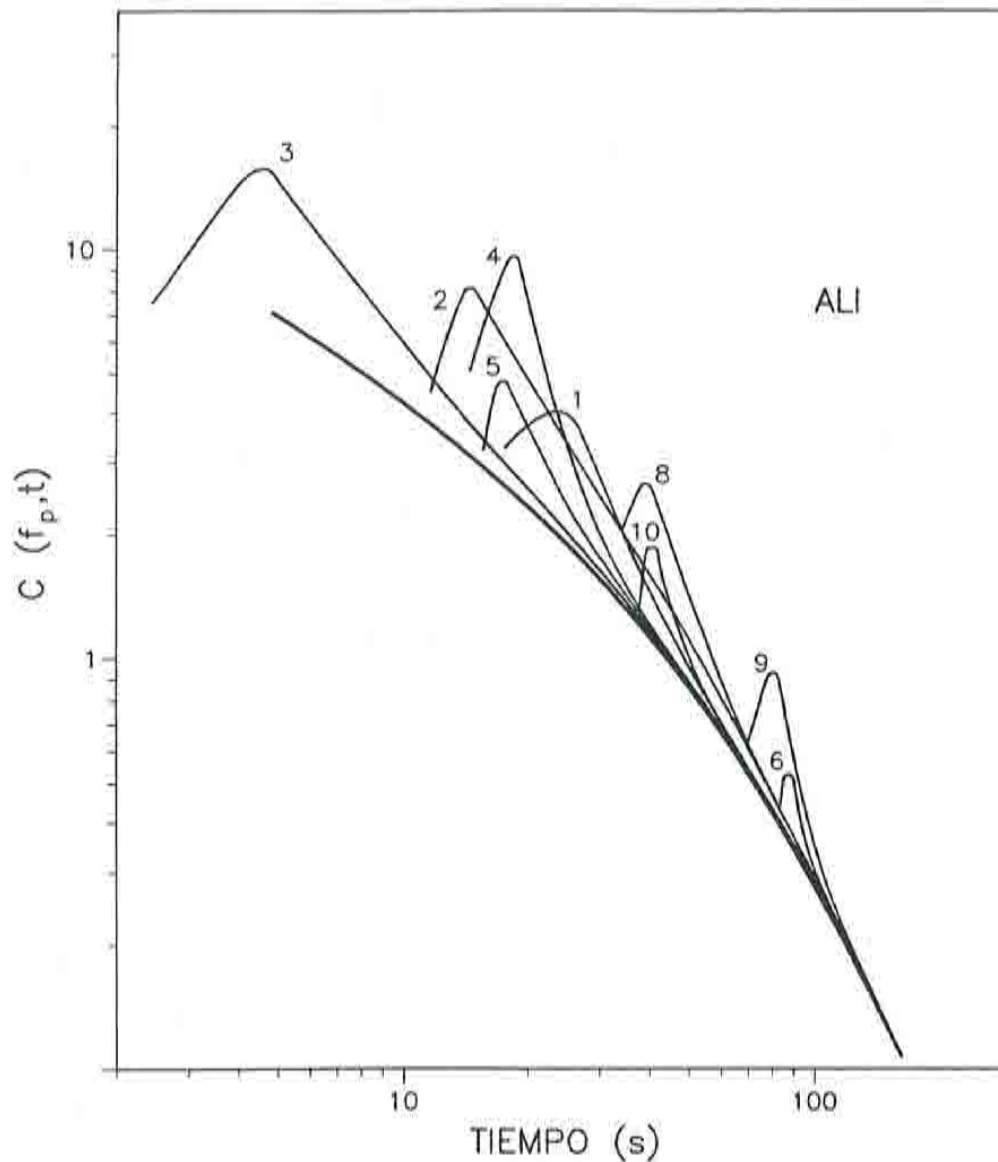


Figura 2.- Ajuste vertical entre diversas formas de coda y la curva teórica de forma de coda correspondiente a la estación sismográfica de Alicante (Pujades, 1987).

una función no periódica -sismograma- en función del espectro de amplitudes -amplitudes en función de la frecuencia- y del espectro de fases -fases en función de la frecuencia-.

La ventaja de la utilización de este método para la determinación de los

coeficientes anelásticos de atenuación de las ondas L_g sobre los otros dos se fundamenta en el hecho de que en este caso se obtiene, como se ha dicho anteriormente, un mayor rango frecuencial, lo que implica que la variabilidad de los coeficientes de atenuación anelásticos con la frecuencia pueda ser estudiada con mayor detalle que en los otros dos métodos citados.

El espectro de amplitudes se define como (p. e. Hudson, 1979; Jennings, 1983):

$$F(\omega) = \sqrt{\left[\int_0^T f(t) \cos \omega t \, dt \right]^2 + \left[\int_0^T f(t) \sin \omega t \, dt \right]^2} \quad (2.8)$$

$$F(\omega) = \int_0^T f(t) e^{-i\omega t} \, dt \quad (2.9)$$

donde $F(\omega)$ es la transformada de Fourier, en el dominio de la frecuencia, de la función $f(t)$ y T es la duración total de la señal sísmica.

Metodología empleada

Para la determinación óptima de los coeficientes de atenuación espectral de las ondas L_g la mejor disposición sería aquella constituida por un solo terremoto y una serie de estaciones sísmográficas situadas a lo largo de un círculo máximo en el que se hallase el epicentro del terremoto. De esta forma se eliminaría la dependencia azimutal de la radiación en la fuente, y los coeficientes de atenuación obtenidos representarían la atenuación anelástica para una sola trayectoria.

Desafortunadamente, en la práctica, lo anterior no siempre se cumple y se debe tratar con distribuciones cualesquiera de sismos y de estaciones. En el caso de utilizar una estación y muchos sismos -como es el de este estudio-, para poder trabajar con el conjunto de amplitudes espectrales de los sismos utilizados, éstas deben reducirse a una magnitud de referencia prefijada. Los coeficientes de atenuación anelásticos obtenidos en este caso, representarían el promedio de atenuación anelástica, no para un camino, sino para toda la zona abarcada por las diversas trayectorias entre los epicentros y la estación sísmográfica. Los coeficientes así determinados, debido a las distintas radiaciones de energía en el foco de los terremotos y a los distintos tipos de terreno que representan vienen afectados, normalmente, por desviaciones típicas considerables.

La reducción a una misma magnitud tomada como referencia se efectúa mediante la expresión (p. e. Nuttli, 1973, 1978; de Miguel y Vidal, 1982; Dwyer et al., 1983):

$$\log A - \log A^* = m - m^* \quad (2.10)$$

donde:

A y A^* indican amplitudes espectrales correspondientes a las magnitudes del terremoto, m , y del tomado como referencia, m^* .

De esta forma el conjunto de amplitudes espectrales de trabajo se obtendrán de la expresión:

$$A^* = A 10^{m^* - m} \quad (2.11)$$

La expresión equivalente a la (2.6) -cálculo de la atenuación anelástica en el dominio del tiempo- en este caso, viene dada por (p. e. Shin y Herrmann, 1987):

$$A = A_0 r^{-\frac{1}{2}} e^{-\gamma r} \quad (2.12)$$

La única diferencia con la expresión (2.6) estriba en que en la (2.12) se ha eliminado el factor $r^{-\frac{1}{3}}$. Ésto se justifica físicamente considerando que la dispersión puede ser obviada simplemente seleccionando una ventana de tiempo suficientemente amplia, de forma que la duración del tren de onda (dispersado o no dispersado) quede contenido dentro de la ventana temporal seleccionada (Hasegawa, 1985).

El espectro de amplitudes del movimiento del suelo puede referirse a desplazamientos, velocidades o aceleraciones. El espectro de aceleraciones se obtiene simplemente a partir de la multiplicación por ω del espectro de velocidades, y el de velocidades, análogamente, a partir de multiplicar el espectro de desplazamientos por ω . La determinación de los coeficientes anelásticos de atenuación espectral puede efectuarse a partir de cualquiera de los espectros citados ya que las multiplicaciones efectuadas dejan invariable el valor del coeficiente espectral determinado para diversas frecuencias.

El análisis espectral aplicado a las ondas L_g permite inferir adecuadamente la dependencia frecuencial del coeficiente de atenuación anelástico γ . Esta dependencia se expresa como (p. e. Dwyer et al., 1983; Hasegawa, 1985; García, 1989):

$$\gamma(f) = \gamma_0 f^\nu \quad (2.13)$$

donde γ_0 indica el valor de γ para una frecuencia de referencia de 1 Hz.

La determinación de los coeficientes de atenuación espectrales, γ , de las ondas L_g se efectúa ajustando el conjunto de datos: *amplitudes espectrales corregidas* -obtenidos de la expresión (2.11)- y *distancias epicentrales*, a la expresión (2.12), previamente linealizada, mediante la técnica de mínimos cuadrados. O sea, tomando logaritmos naturales en la expresión (2.12) se puede escribir:

$$y = B - \gamma r \quad (2.14)$$

donde:

$$y = \ln(Ar^{\frac{1}{2}}) \quad (2.15)$$

y

$$B = \ln A_0 \quad (2.16)$$

La determinación de la dependencia frecuencial ν , en la expresión (2.13), se realiza aplicando la misma técnica anterior a los valores de γ y las frecuencias correspondientes obtenidas anteriormente.

En este caso las expresiones (2.14) a (2.16) se escriben como:

$$y = B + \nu \ln f \quad (2.17)$$

donde:

$$y = \ln \gamma \quad (2.18)$$

y

$$B = \ln \gamma_0 \quad (2.19)$$

Procedimiento de cálculo

El proceso seguido para la determinación de los coeficientes anelásticos de atenuación espectral es como sigue:

- * Digitalización de la parte de la señal del sismograma que contiene la onda L_g . Se ha comprobado que las amplitudes espectrales de las ondas L_g es, en el rango frecuencial de este estudio, de uno a dos órdenes de magnitud superior al ruido de fondo en el peor de los casos. Asimismo la introducción de alguna fase distinta a la fase L_g en la digitalización de la señal no afecta prácticamente a la forma y a las amplitudes del espectro de la fase L_g . El intervalo constante de digitalización utilizado para el análisis espectral de la fase L_g -comprendido entre 0.01 s y 0.1 s- es el adecuado para las longitudes de los registros mostrados en las Figuras 3 y 4 y, además, es tal que permite un análisis fiable en el rango de frecuencias de interés de este estudio -comprendido aproximadamente entre 1 Hz y 10 Hz-.
- * Corrección por línea base de los sismogramas. Cada uno de los sismogramas utilizados ha sido corregido debido a la deriva que sufre el papel sobre el tambor registrador del sismógrafo. Para ello se han aplicado las técnicas de Mitchell y Landisman (1969) de elección de la línea base adecuada.
- * La aplicación de la transformada rápida de Fourier -FFT- (Brigham, 1974) a las señales digitalizadas y corregidas por el efecto de línea de base ha permitido obtener el espectro del movimiento del suelo al paso de las ondas

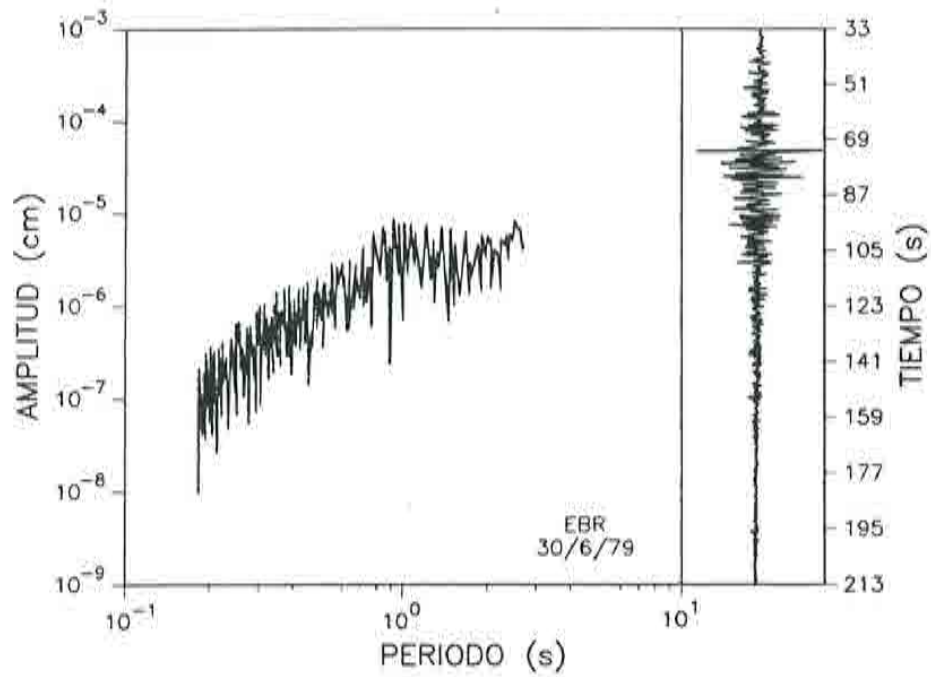


Figura 3.- Espectro de amplitudes de desplazamientos en función del periodo. EBR, 30/6/79.

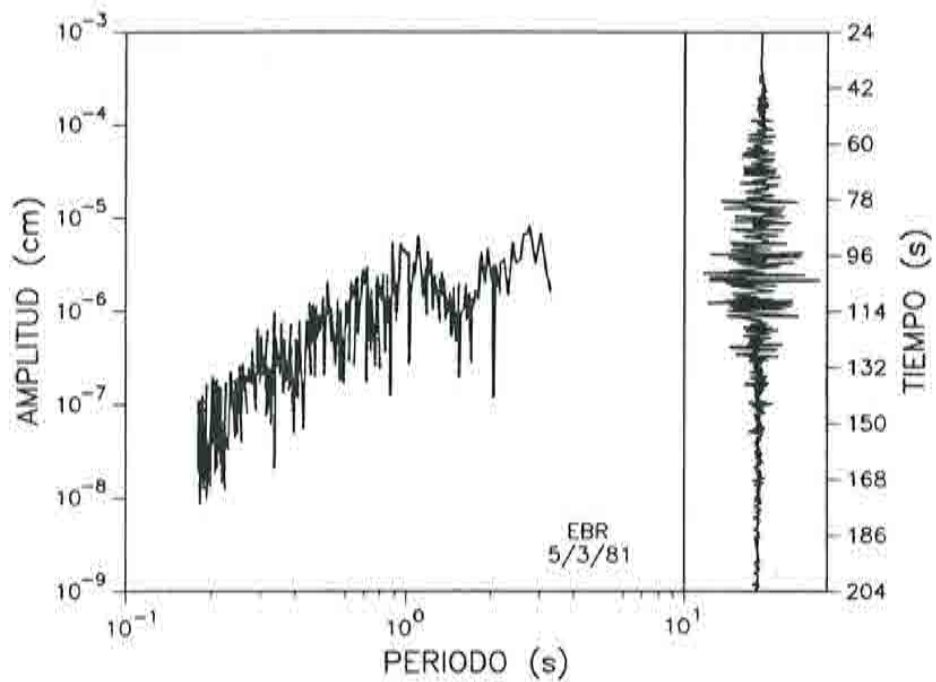


Figura 4.- Espectro de amplitudes de desplazamientos en función del periodo. EBR, 5/3/81.

Lg. La transformación de movimiento registrado en el sismograma a movimiento real del suelo se efectúa introduciendo en el análisis las técnicas de Pujades (1987) que permiten representar las curvas de amplificación de los sismógrafos utilizados mediante funciones analíticas. El espectro de amplitudes del movimiento del suelo se obtiene para las componentes NS, EW, Z, R -radial- y T -transversal-. En el caso de las componentes R y T del movimiento del suelo, éstas se obtienen a partir de las componentes NS y EW mediante un giro adecuado de ejes.

2.2 MÉTODO DETERMINISTA DE CÁLCULO DE LA PSEUDO-ACELERACIÓN DEL TERRENO

2.2.1 MOVIMIENTO AMORTIGUADO CON UN GRADO DE LIBERTAD

Ecuación general y solución

Sea un movimiento vibratorio amortiguado de un sistema compuesto de un oscilador simple con un grado de libertad (Fig. 5). Cuando se le somete a una excitación sísmica, $a(t)$, en su base éste viene dado por la ecuación diferencial de segundo orden (p. e. Housner, 1961; Rubin, 1961; Hudson, 1979; Hays, 1980; Jennings, 1983):

$$\ddot{x} + 2\nu\omega \dot{x} + \omega^2 x = -a(t) \quad (2.20)$$

donde \ddot{x} , \dot{x} y x representan la aceleración, velocidad y desplazamiento relativo del sistema respecto a su base; $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ es la frecuencia natural del sistema, k es el coeficiente de rigidez del resorte, m es la masa del sistema, ν el amortiguamiento y $\omega_a = \omega\sqrt{1-\nu^2}$ -frecuencia natural con amortiguamiento-.

La solución de esta ecuación de movimiento se obtiene a través de la llamada integral de Duhamel y viene dada por:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_a} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}(\omega_a(t-\tau)) d\tau \quad (2.21)$$

La solución $x(t)$ de la expresión (2.21) es una función de ν , ω y $a(t)$.

La diferenciación de esta expresión respecto al tiempo proporciona la respuesta en velocidades:

$$\dot{x}(t) = -\int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \cos(\omega_a(t-\tau)) d\tau + \nu\omega x(t) \quad (2.22)$$

Diferenciando nuevamente respecto al tiempo se obtiene la aceleración relativa del sistema físico o oscilador:

$$\ddot{x}(t) = \omega_a \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}(\omega_a(t-\tau)) d\tau - 2\nu\omega \dot{x}(t) - (\nu\omega)^2 x(t) \quad (2.23)$$

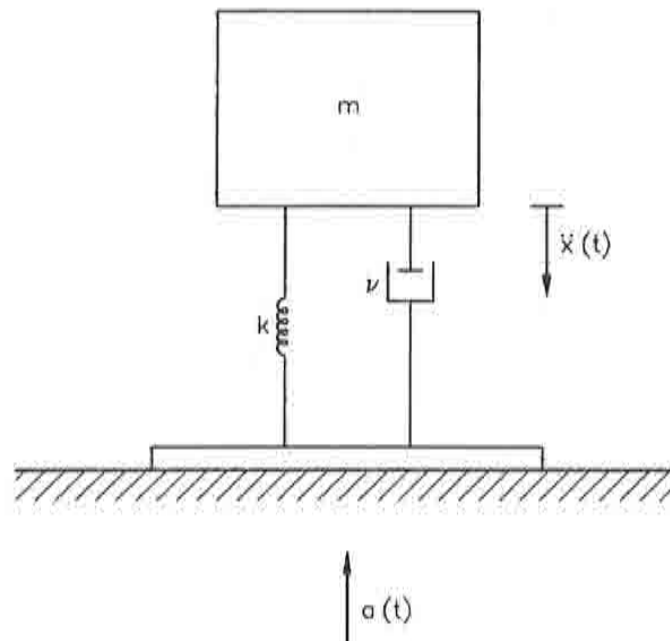


Figura 5.- Movimiento amortiguado con un grado de libertad. m : masa. ν : coeficiente de amortiguamiento viscoso. k : coeficiente de rigidez. \ddot{x} : aceleración relativa del sistema respecto a la base. $a(t)$: aceleración absoluta de la base del sistema.

Espectros de Respuesta

Reciben el nombre de Espectros de Respuesta el conjunto de valores máximos alcanzados por las funciones (2.21), (2.22) y (2.23) para cada valor de ω . Por tanto los espectros de desplazamientos, velocidades y aceleraciones en función de ω y para valores fijos del coeficiente de amortiguamiento ν vendrán dados por:

$$\begin{aligned}
 S_d(\omega; \nu) &= \left| x(t) \right|_{max} = \\
 &= \left| -\frac{1}{\omega_a} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}(\omega_a(t-\tau)) d\tau \right|_{max}
 \end{aligned} \tag{2.24}$$

$$\begin{aligned}
 S_v(\omega; \nu) &= \left| \dot{x}(t) \right|_{max} = \\
 &= \left| -\int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{cos}(\omega_a(t-\tau)) d\tau + \nu\omega x(t) \right|_{max}
 \end{aligned} \tag{2.25}$$

$$\begin{aligned}
S_d(\omega; \nu) &= \left| \ddot{x}(t) + a(t) \right|_{max} = \\
&= \left| \omega_a \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}(\omega_a(t-\tau)) d\tau - 2\nu\omega \dot{x}(t) - (\nu\omega)^2 x(t) \right|_{max}
\end{aligned} \tag{2.26}$$

donde S_d y S_v representan respectivamente los valores máximos de las respuestas de los desplazamientos y de las velocidades relativas. Asimismo, S_a representa el valor máximo de la respuesta de la aceleración absoluta para el mismo oscilador simple con un grado de libertad.

Pseudoespectros de Respuesta sísmicos

En la práctica y para efectos de cálculo, las expresiones (2.24), (2.25) y (2.26) se pueden simplificar adecuadamente. Para ello teniendo en cuenta que en las aplicaciones en ingeniería la razón de amortiguamiento es pequeña ($0.5\% \leq \nu \leq 10\%$), la expresión $\sqrt{1 - \nu^2}$ es prácticamente igual a 1 y por lo tanto ω_a se puede sustituir por ω ; consecuentemente el segundo sumando del segundo miembro de la expresión (2.25) y el segundo y tercer sumandos de la expresión (2.26) desaparecen. Asimismo para el cálculo del espectro de respuesta de velocidades dado por (2.25), la función coseno se aproxima a la función seno (p. e. Hudson, 1979; Blázquez, 1986). Con estas aproximaciones y simplificaciones se obtienen los llamados pseudoespectros de respuesta de desplazamientos, S_d^* , velocidades, S_v^* , y aceleraciones, S_a^* , cuyas expresiones son:

$$S_d^*(\omega; \nu) = \left| -\frac{1}{\omega} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}(\omega(t-\tau)) d\tau \right|_{max} \tag{2.27}$$

$$S_v^*(\omega; \nu) = \left| -\int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}(\omega(t-\tau)) d\tau \right|_{max} \tag{2.28}$$

$$S_a^*(\omega; \nu) = \left| \omega \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}(\omega(t-\tau)) d\tau \right|_{max} \tag{2.29}$$

De estas expresiones podemos deducir las siguientes relaciones:

$$S_v^* = \omega S_d^* \tag{2.30}$$

$$S_a^* = \omega^2 S_d^* \tag{2.31}$$

Estas relaciones tienen la gran ventaja que permiten dibujar fácilmente los tres pseudoespectros en unos ejes trilogarítmicos (Fig. 6).

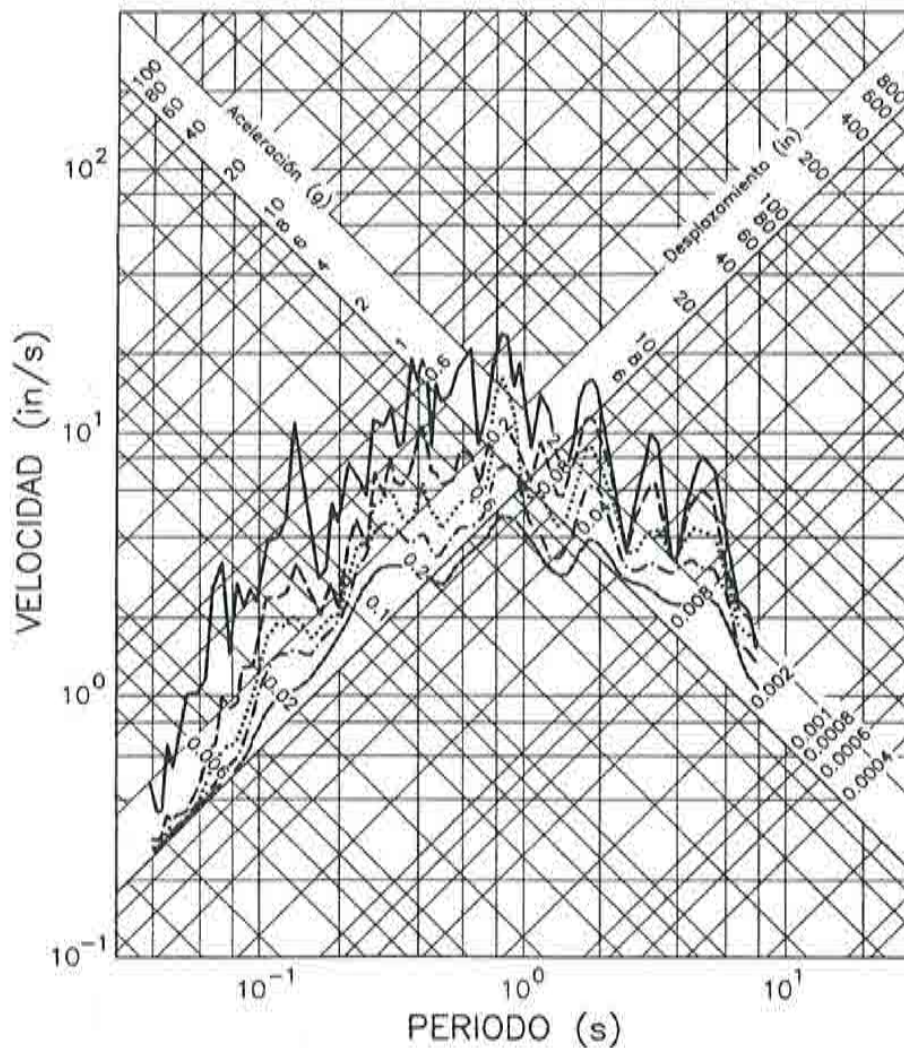


Figura 6.- Representación trilogarítmica del espectro de respuesta.

Procedimiento de cálculo de Espectros de Respuesta

El cálculo del espectro o del pseudoespectro de respuesta sísmico se facilita desarrollando una transformación adecuada de la expresión (2.24) y también poniendo el exponente en forma explícita y la función seno desarrollándola en funciones trigonométricas; se tiene:

$$|x(t)|_{max} = \left| -\frac{1}{\omega_a} [A(t) \operatorname{sen}(\omega_a t) - B(t) \operatorname{cos}(\omega_a t)] \right|_{max} \quad (2.32)$$

donde:

$$A(t) = \int_0^t a(\tau) \frac{e^{\nu\omega\tau}}{e^{\nu\omega t}} \cos(\omega_a\tau) d\tau$$

$$B(t) = \int_0^t a(\tau) \frac{e^{\nu\omega\tau}}{e^{\nu\omega t}} \operatorname{sen}(\omega_a\tau) d\tau$$

Estas expresiones puestas en esta forma, pueden calcularse utilizando diversos métodos numéricos desarrollados en la literatura, como por ejemplo la regla de Simpson o el método trapezoidal (Clough y Penzien, 1975).

$A(t)$ y $B(t)$ se calculan rápidamente utilizando la aproximación propuesta por Clough (1971) que permite calcular la respuesta dinámica a intervalos iguales $\Delta\tau$. Estos valores se determinan para un tiempo t , comenzando a partir del tiempo $t - \Delta\tau$, o sea:

$$A(t) = A(t - \Delta\tau) + \Delta\tau a(t - \Delta\tau) \cos\left[\omega_a(t - \Delta\tau)\right]$$

$$B(t) = B(t - \Delta\tau) + \Delta\tau a(t - \Delta\tau) \operatorname{sen}\left[\omega_a(t - \Delta\tau)\right]$$
(2.33)

Es interesante citar que este método explicado para desplazamientos es también válido para evaluar el espectro de respuesta de aceleraciones, ya que en (2.24) y (2.26) se tiene el mismo tipo de integral. Para evaluar el espectro de respuesta de velocidades la presencia del término $\cos(\omega_a(t - \tau))$ en la integral de la ecuación (2.25) no comporta excesivos cambios en la metodología expuesta, ya que la integral se calcula efectuando operaciones similares.

Así pues para calcular el espectro sísmico de respuesta dado por (2.24), (2.25) y (2.26), las funciones $A(t)$ y $B(t)$ en (2.32) solo se tienen que evaluar una vez. La multiplicación posterior de éstas por las funciones trigonométricas $\operatorname{sen}(\omega_a t)$ y $\cos(\omega_a t)$, tal como se muestra en la expresión (2.33), proporciona el espectro investigado.

Para calcular el pseudoespectro de respuesta sísmico en (2.27), (2.28) y (2.29) se obtiene primero S_d^* mediante el cálculo de las funciones $A(t)$ y $B(t)$; a continuación se calculan S_v^* y S_a^* a partir de las expresiones (2.30) y (2.31).

A título informativo se puede añadir que existen otros métodos para resolver la ecuación diferencial del movimiento (2.1), entre los que se pueden encontrar, por ejemplo, los propuestos por Clough y Penzien (1975) de integración directa.

2.2.2 BREVE REVISION DEL ANÁLISIS DE FOURIER

Serie e Integral de Fourier

Como ya es sabido, una función periódica puede ser descompuesta en sus componentes armónicas y viceversa toda función periódica puede sintetizarse sumando sus componentes armónicas. Si tenemos una función periódica del tiempo, ésta puede considerarse compuesta por una serie de sumandos armónicos que constituyen las llamadas series de Fourier.

$$a(t) = \sum_{k=1}^{\infty} a_k \cos(\omega_k t) + \sum_{k=1}^{\infty} b_k \operatorname{sen}(\omega_k t) \quad , \quad \omega_k = \frac{2\pi k}{T} \quad (2.34)$$

donde:

$$a_k = \frac{2}{T} \int_0^T a(\tau) \cos(\omega_k \tau) d\tau \quad , \quad b_k = \frac{2}{T} \int_0^T a(\tau) \operatorname{sen}(\omega_k \tau) d\tau \quad (2.35)$$

Cuando los incrementos de tiempo son suficientemente pequeños (tienden a cero), las series de Fourier se convierten en las integrales de Fourier, de las cuales se definen las llamadas Transformadas de Fourier.

En general, la Transformada Directa y la Integral o Transformada Inversa toman la forma:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad , \quad f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.36)$$

donde ω es la frecuencia angular.

También una función no periódica del tiempo puede llegar a ser tratada mediante las transformadas de Fourier, suponiendo tan sólo que la señal se repite periódicamente con un periodo igual a la duración total de la señal. De esta manera los sismogramas utilizados pueden considerarse funciones periódicas del tiempo. Si la duración del sismograma es T , la forma de tratarlo mediante la aplicación de la transformada de Fourier es suponer que ésta es cero fuera del intervalo de 0 a T .

Teniendo en cuenta que la expresión (2.36) consta de una parte real y de otra parte imaginaria: $\Re[F(\omega)]$ y $\Im[F(\omega)]$; el espectro de amplitudes de Fourier viene dado por:

$$|F(\omega)| = \sqrt{\left(\Re[F(\omega)]\right)^2 + \left(\Im[F(\omega)]\right)^2} \quad (2.37)$$

Transformada Discreta de Fourier

En problemas reales para cálculos sísmicos, los sismogramas siempre son finitos, continuos y acotados; por lo tanto la expresión (2.36) puede ser evaluada. Ello implica que el espectro de amplitudes existe y la amplitud o energía -proporcional a la amplitud al cuadrado- siempre puede ser evaluada.

Para el análisis de acelerogramas, o sismogramas, ya sean analógicos -que deben ser previamente discretizados- o discretizados, no se pueden aplicar métodos analíticos para su análisis, sencillamente porque en la mayor parte de los casos

es imposible hallar una función analítica que represente adecuadamente la señal sísmica a analizar. Para ello puede recurrirse a métodos numéricos apropiados basados en la aplicación de la Transformada Discreta de Fourier, proveniente de la transformada (2.36):

$$\begin{aligned}\tilde{F}(\omega) &= \sum_{n=-\infty}^{\infty} f(n\tau) e^{-i\omega n\tau} \\ \omega_c &= \frac{\pi}{\tau} \quad \omega \in [-\omega_c, \omega_c]\end{aligned}\quad (2.38)$$

donde $f(t)$ es ahora una función discretizada en n intervalos regulares, τ . Si suponemos que $f(t)$ se ha subdividido en N puntos a intervalos regulares, la Transformada Discreta de Fourier, F_N , queda definida como:

$$F_N\left(k\frac{2\pi}{T}\right) = \sum_{j=0}^{N-1} f(j\tau) e^{-i\frac{2\pi}{N}kj} \quad , \quad k = 0, \dots, N-1 \quad (2.39)$$

donde T corresponde a la duración de la señal sísmica.

El valor de $F_N(k2\pi/T)$ es igual al valor de F_N correspondiente a la frecuencia negativa $(k-N)2\pi/T$, cuando $k > N/2$. Así pues sólo se necesitan $N/2$ términos para calcular el espectro. La transformada de Fourier -primera ecuación de la expresión (2.36)- se puede calcular, con bastante aproximación, a partir de la Transformada Discreta de Fourier de la siguiente forma:

$$F\left(k\frac{2\pi}{T}\right) \approx \tau \sum_{j=0}^{N-1} f(j\tau) e^{-i\frac{2\pi}{N}kj} = \tau F_N\left(k\frac{2\pi}{T}\right) \quad , \quad k = 0, \dots, n \leq \frac{N}{2} \quad (2.40)$$

Tretter (1976) demuestra que la expresión (2.40) es cierta cuando $f(t)$ es una función acotada superior e inferiormente tal que $[-\omega_c, \omega_c]$, esto es, $F(\omega) = 0$ cuando $|\omega| \geq \omega_c$. Este método proporciona un buen procedimiento para evaluar la transformada de Fourier de una señal finita.

Transformada Rápida de Fourier

Para el cálculo de la Transformada Discreta de Fourier existen diversos métodos en la literatura, pero el más utilizado es el llamado de la Transformada Rápida de Fourier o FFT (p. e. Brigham, 1974; Singleton, 1969; Tretter, 1976)- del inglés Fast Fourier Transform (FFT)-. Asimismo en las librerías matemáticas existen programas de cálculo que facilitan la obtención de la misma (p. e. Cooley et al., 1967).

La FFT es un algoritmo de computador para el cálculo de transformadas discretas de Fourier, descritas en el apartado anterior.

La FFT ofrece una enorme reducción de tiempo de proceso en el computador. Además, como ventaja adicional, se mejora la precisión de los cálculos pues, al

tener que realizar menos operaciones, se reducen los errores de redondeo debidos a la limitación del tamaño de dígitos disponibles del computador.

2.2.3 RELACIÓN ENTRE ESPECTRO DE AMPLITUDES DE FOURIER Y ESPECTRO DE RESPUESTA DE VELOCIDADES

El concepto de Espectro de Amplitudes de Fourier es de uso común en estudios de Sismología, mientras que el Espectro de Respuesta (apartado 2.2.1) es el que se utiliza en Ingeniería Civil, particularmente en el diseño antisísmico de estructuras. La adecuada combinación de ambos ha permitido resolver el problema planteado en este estudio.

Para relacionar el Espectro de Respuesta de velocidades de un sistema con amortiguamiento nulo con el Espectro de Fourier de aceleraciones del terreno, $a(t)$, se hacen las siguientes transformaciones:

Suponiendo el amortiguamiento nulo, $\nu = 0$, y por tanto $\omega_a = \omega$, la velocidad de un oscilador simple (expresión 2.22) y su Espectro de Respuesta de velocidades, deducido y definido en la expresión (2.25), se expresan como:

$$\dot{x}(t) = - \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \cos(\omega(t-\tau)) d\tau \quad (2.41)$$

$$S_v(\omega; \nu = 0) = \left| - \int_0^t a(\tau) \cos(\omega(t-\tau)) d\tau \right|_{max} \quad (2.42)$$

Ya que los registros de aceleración, $a(t)$, son siempre de duración T finita, éstos se pueden expresar, como se ha citado en el apartado 2.2.2, mediante un desarrollo en series de Fourier de media cero -expresiones (2.34) y (2.35)-.

Teniendo en cuenta estas series de Fourier y relaciones trigonométricas sencillas, las expresiones (2.22) y (2.25) que definen la respuesta de velocidades de un oscilador simple y su espectro, quedarán:

$$\dot{x}(t) = - \sum_{k=1}^{\infty} \int_0^t \left\{ \cos(\omega t) \left[a_k \cos(\omega_k \tau) \cos(\omega \tau) + b_k \text{sen}(\omega_k \tau) \cos(\omega \tau) \right] + \text{sen}(\omega t) \left[a_k \cos(\omega_k \tau) \text{sen}(\omega \tau) + b_k \text{sen}(\omega_k \tau) \text{sen}(\omega \tau) \right] \right\} \quad (2.43)$$

Utilizando nuevamente relaciones trigonométricas usuales:

$$\begin{aligned}
\dot{x}(t) = & - \sum_{k=1}^{\infty} \left\{ \cos(\omega t) \left[a_k \int_0^t \frac{1}{2} \left[\cos((\omega_k - \omega)\tau) + \cos((\omega_k + \omega)\tau) \right] d\tau + \right. \right. \\
& b_k \int_0^t \frac{1}{2} \left[\text{sen}((\omega_k - \omega)\tau) + \text{sen}((\omega_k + \omega)\tau) \right] d\tau \left. \right] + \\
& \text{sen}(\omega t) \left[a_k \int_0^t \frac{1}{2} \left[-\text{sen}((\omega_k - \omega)\tau) + \text{sen}((\omega_k + \omega)\tau) \right] d\tau + \right. \\
& \left. \left. b_k \int_0^t \frac{1}{2} \left[\cos((\omega_k - \omega)\tau) - \cos((\omega_k + \omega)\tau) \right] d\tau \right] \right\}
\end{aligned} \tag{2.44}$$

Las integrales en (2.44) se evalúan en dos casos distintos: el primero para $\omega_k \neq \omega$ y el segundo para $\omega_k = \omega$. Todos los términos con $\omega_k \neq \omega$ están acotados en t debido a que las integrales son funciones senos y cosenos. Los términos con $\omega_k = \omega$ provenientes de la segunda y la cuarta integral están también acotados en t debido a la misma causa. No obstante, cuando $\omega_k = \omega$, la primera y la tercera integrales proporcionan un término no acotado en t . Como puede observarse estas integrales tienen dos componentes: una es el seno de t y la otra el coseno de t . Teniendo en cuenta que el periodo predominante del terremoto es muy pequeño comparado con la duración T , todos los términos acotados pueden eliminarse. Así pues sólo los términos con $\omega_k = \omega$ son significativos. Por todo ello la expresión (2.25) se puede escribir de la siguiente forma:

$$\dot{x}(t) \approx -\{A \cos(\omega t) + B \text{sen}(\omega t)\} \tag{2.45}$$

donde las constantes A y B , asociadas a $\omega_k = \omega$, son $\int_0^t a(\tau) \cos(\omega \tau) d\tau$ y $\int_0^t a(\tau) \text{sen}(\omega \tau) d\tau$, respectivamente. Para calcular el máximo de la respuesta de velocidad debemos obtener el máximo de la expresión (2.45).

Sea la función

$$f(t) = A \cos(\omega t) + B \text{sen}(\omega t) \tag{2.46}$$

y su derivada primera:

$$\dot{f}(t) = -A\omega \text{sen}(\omega t) + B\omega \cos(\omega t) \tag{2.47}$$

Los máximos de la función (2.45) se pueden obtener igualando a cero la derivada primera de la expresión (2.46):

$$-A\omega \text{sen}(\omega t) + B\omega \cos(\omega t) = 0 \tag{2.48}$$

el máximo relativo ocurre a:

$$t = \frac{1}{\omega} \arctan \left(\frac{B}{A} \right) \quad (2.49)$$

Si la duración del sismo, T , se sitúa aproximadamente entre 20 s y 200 s - usualmente es el rango de los movimientos sísmicos fuertes- la suposición $2\pi/\omega \ll T$ es válida para el medio considerado y para el rango aproximado: $0.2 \text{ s} < 2\pi/\omega < 2 \text{ s}$. A partir de (2.45) y (2.46) el máximo absoluto de $\dot{x}(t)$ se encontrará muy cerca de la parte final de la señal sísmica (Fig. 7) y $|\dot{x}(t)|_{max} = |\dot{x}(t_{max})|$, $T \approx t_{max}$. Consecuentemente el máximo absoluto de $\dot{x}(t)$ se calcula aproximadamente a partir de:

$$|\dot{x}(t)|_{max} = |\dot{x}(t_{max})| \approx A \cos \left[\arctan \left(\frac{B}{A} \right) \right] + B \operatorname{sen} \left[\arctan \left(\frac{B}{A} \right) \right] = \sqrt{A^2 + B^2}$$

Con lo cual el espectro de respuesta de velocidades viene dado por:

$$\begin{aligned} |\dot{x}(t)|_{max} &\approx \sqrt{A^2 + B^2} \\ &= \sqrt{\left[\int_0^t a(\tau) \cos(\omega\tau) d\tau \right]^2 + \left[\int_0^t a(\tau) \operatorname{sen}(\omega\tau) d\tau \right]^2} = |F(\omega)| \end{aligned} \quad (2.50)$$

Esta expresión es igual al espectro de amplitudes de Fourier de las aceleraciones del terreno. Una forma alternativa de efectuar este cálculo puede hallarse en García (1989). Se ha demostrado (Hudson, 1979; Jennings, 1983) que para sistemas con amortiguamiento cero o pequeño la máxima respuesta usualmente ocurre al final de la señal; con lo cual podemos concluir diciendo que el espectro de amplitudes de Fourier de las aceleraciones del terreno, para frecuencias comprendidas entre, aproximadamente, 1 Hz y 10 Hz, es una buena aproximación del espectro de respuesta de velocidades con amortiguamiento nulo o cuasi-nulo (Fig. 8).

Ya que el espectro de respuesta de velocidades, S_v , se aproxima por el pseudoespectro de velocidades (Ver apartado 2.2.1.), S_v^* , la aproximación citada en el párrafo anterior también es válida en el caso de utilizar pseudoespectros.

2.2.4 OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DE VELOCIDADES UTILIZANDO SISMOGRAMAS

Para zonas sísmicas que no disponen de datos acelerométricos es importante establecer un método alternativo lo más aproximado posible que proporcione las aceleraciones del terreno y su rango frecuencial. A partir de estos datos se podrá

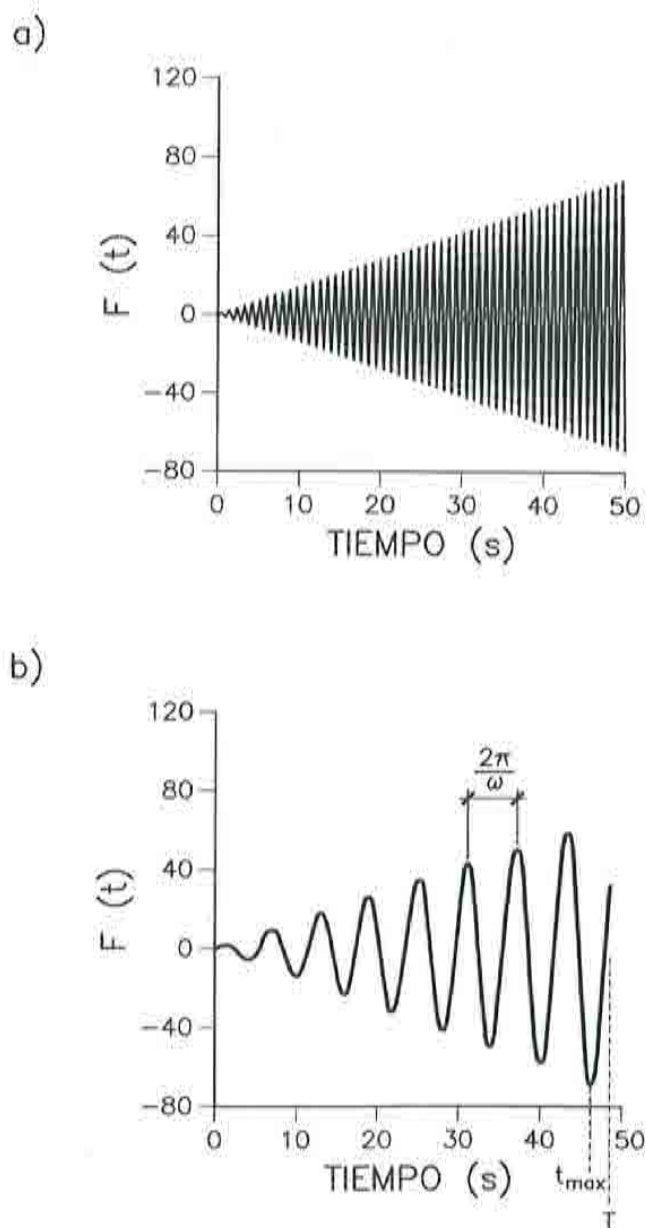


Figura 7.- Representación del crecimiento relativo del máximo de funciones trigonométricas correspondientes a la expresión (2.46) para $t=50$ s y $a=b$. a) $\omega=10$ Hz. b) $\omega=0.5$ Hz Canas et al., 1990).

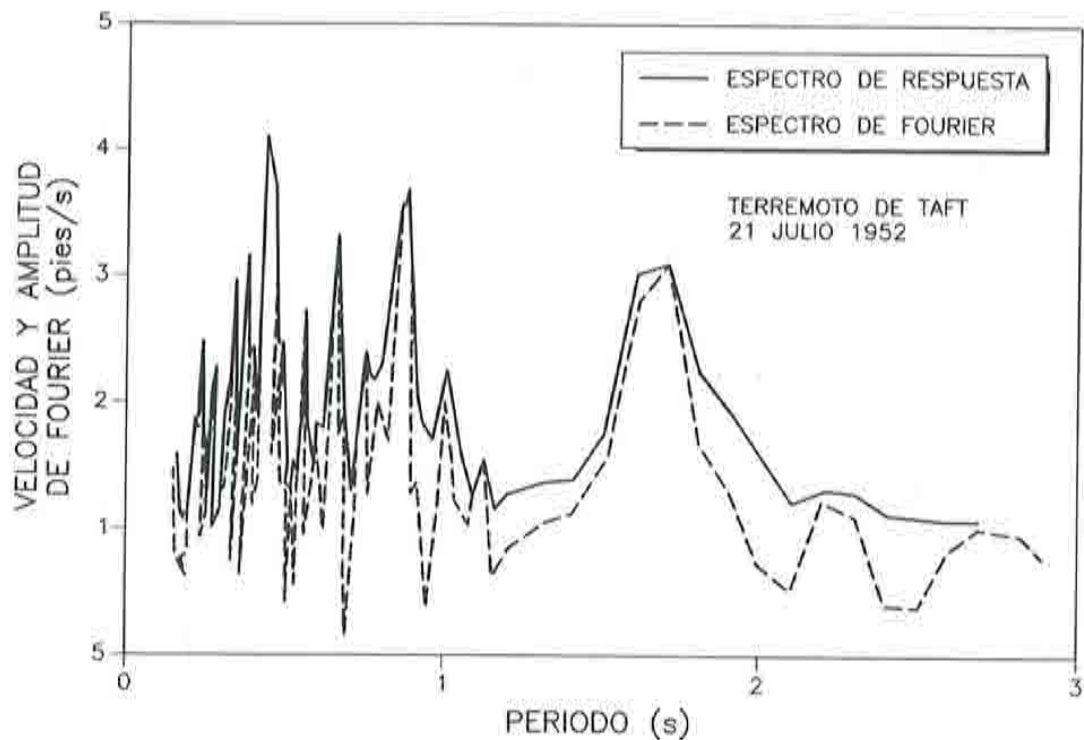


Figura 8.- Comparación entre el espectro de respuesta de velocidades y el espectro de Fourier de aceleraciones (Hudson, 1962).

inferir un espectro de respuesta de velocidades, que aunque aproximado puede ser utilizado en cálculos sísmicos.

Las amplitudes y el contenido frecuencial de un movimiento sísmico pueden determinarse aplicando análisis de Fourier a la señal sísmica obtenida de sismogramas (Fig. 9).

Tal como se ha citado en el apartado 2.1, las ondas L_g son las ondas apropiadas para el estudio de movimientos máximos del terreno, ya que éstas son las ondas que, normalmente, presentan mayores amplitudes en el rango frecuencial de interés en Ingeniería Sísmica -1 Hz a 10 Hz-. Estas ondas son las analizadas mediante las técnicas de Fourier expuestas anteriormente.

El espectro de Fourier del desplazamiento del suelo, FD , tiene la forma:

$$FD = \left| \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \right| \quad (2.51)$$

donde $f(t)$ es la señal sísmica, t el tiempo y ω la frecuencia angular.

La aceleración espectral puede obtenerse a partir de:

$$FS = \omega^2 FD \quad (2.52)$$

Comenzando el proceso a partir del espectro de amplitudes de velocidades del terreno, FV , entonces FS se puede representar como:

$$FS = \omega FV \quad (2.53)$$

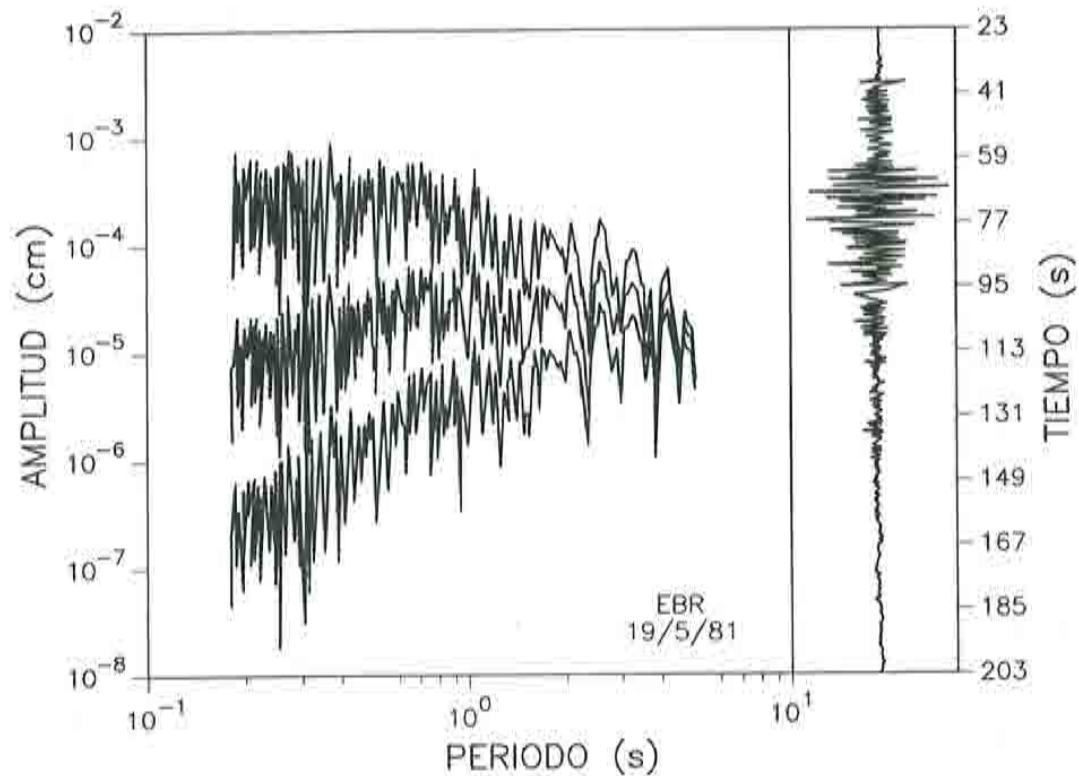


Figura 9.- Espectro de desplazamiento (inferior), espectro de velocidades (medio) y espectro de aceleraciones (superior) en función del periodo.

Para propósitos ingenieriles, como se ha citado, es usual trabajar con pseudoespectros (p. e. Jennings, 1983) -básicamente debido a la sencillez de cálculo y a la buena aproximación que presenta respecto a un espectro real-. La relación aproximada entre el pseudoespectro de respuesta de velocidades, S_v^* , y el espectro de Fourier de la aceleración del terreno, FS , considerando que en S_v^* el coeficiente de amortiguamiento es cero, viene dada por (ver apartado 2.2.3):

$$S_v^* \approx FS \quad (2.54)$$

y la pseudoaceleración, S_a^* , se puede escribir como:

$$S_a^* = \omega S_v^* \quad (2.55)$$

Si en vez de utilizar pseudoespectros hubiésemos utilizados espectros de respuesta, la relación (2.54) se cumpliría exactamente igual, tan sólo debería sustituirse el pseudoespectro de velocidades S_v^* por el espectro de velocidades S_v . Ya que en ingeniería son igualmente aplicables los pseudoespectros, la fórmula que nos interesa es la (2.54).

La expresión (2.54) es fundamental ya que constituye el nexo de unión entre la Sismología aplicada y la Ingeniería Sísmica, que bien podría denominarse *Sismoingeniería*. Esta expresión es la que permite trabajar con sismogramas -recordando que sismograma se refiere a los registros de desplazamiento o velocidad- para la obtención de pseudoespectros de respuesta de velocidades.

2.2.5 OBTENCIÓN EMPÍRICA DE UN ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES

En general las relaciones empíricas utilizadas tienen la forma (Idriss, 1983):

$$\ln y = C_o + f_1(m) + f_2(r) + f_3(l) \quad (2.56)$$

donde C_o es una constante, m es la magnitud, r es la distancia epicentral y l representa las características locales del suelo. Los sumandos que aparecen en el segundo miembro de la expresión se suelen representar como producto de funciones exponenciales y/o potenciales. Existen en la literatura diversas formas de caracterizar cada uno de dichos sumandos (p. e. Donovan y Bornstein, 1978; McGuire, 1978; Joyner y Boore, 1981).

Habida cuenta que este estudio es de tipo regional, se ha considerado una expresión del tipo (2.56) obviando las características locales del suelo. El término dependiente de la trayectoria de la onda está compuesto por dos factores (Báth et al., 1976), uno debido a la distribución geométrica de la energía y el otro debido a la atenuación anelástica del terreno. Ambos términos, en este estudio, se han relacionado con las ondas L_g .

En este trabajo, la expresión adoptada tiene la forma (p. e. Hasegawa, 1985; Canas et al., 1990):

$$S_a^* = A e^{Bm} e^{-\gamma(f)r} r^{-\frac{1}{2}} \quad (2.57)$$

donde m es la magnitud del terremoto, γ el coeficiente de atenuación anelástico de las ondas L_g , f la frecuencia a partir de la cual las pseudoaceleraciones se consideran constantes, r es la distancia epicentral y A y B son constantes. Los términos $r^{-\frac{1}{2}}$ y $e^{-\gamma r}$ tienen en cuenta la distribución geométrica y anelasticidad, respectivamente.

El método de mínimos cuadrados, aplicado al conjunto de datos *-pseudoaceleraciones, magnitudes, distancias epicentrales y coeficientes de atenuación-* que se rigen por la expresión (2.57), permite la determinación de las constantes A y B y por lo tanto la determinación de las relaciones empíricas que proporcionan las pseudoaceleraciones en las zonas de interés.

Este tipo de relaciones llega a ser importante para regiones en las que no existen suficientes datos de aceleraciones.

La expresión (2.57) es aplicable, como se ha citado, a estudios regionales. Para estudios de tipo local, las características locales del terreno pueden también considerarse al agregar un término extra que considere tales características.

Una vez determinados los Espectros de Amplitudes de Fourier de las aceleraciones del terreno -expresión (2.52)-, es posible determinar la frecuencia de corte media a partir de la cual los espectros de aceleraciones son cuasi-constantes.

Utilizando las relaciones empíricas de pseudoaceleraciones -expresión (2.57)- y la frecuencia de corte media, citada anteriormente, es posible obtener un espectro de respuesta de aceleraciones aproximado.

Ya que en la práctica las aceleraciones se suelen relacionar con la intensidad, a pesar de la poco precisa relación que existe entre la magnitud y la intensidad, se ha obtenido en este estudio un Espectro de Respuesta de aceleraciones orientativo para distintas intensidades. Para ésto se han utilizado las relaciones del tipo (Báth, 1973; Nuttli et al., 1980):

$$m = a + b I_m \quad (2.58)$$

donde m indica magnitud, I_m intensidad máxima en el epicentro y a y b son constantes que usualmente se determinan al aplicar el método de mínimos cuadrados a un conjunto de datos *magnitud-intensidad*.

Hay que resaltar que las expresiones del tipo (2.58) son únicamente meras aproximaciones debido al carácter subjetivo de las intensidades.

A partir de los espectros de aceleraciones se pueden generar familias de acelerogramas sintéticos utilizando el programa de ordenador SIMQKE (Gasparini y Vanmarcke, 1976) que utiliza como datos de entrada los espectros de respuesta de velocidades, que se pueden obtener a partir de los espectros de aceleraciones antes citados. En este trabajo tan sólo nos interesa el espectro de respuesta de aceleraciones. Los espectros simplificados obtenidos son elásticos y por lo tanto no incluyen la reducción de ordenadas debida al efecto de ductilidad de la estructura. El caso real se reduce a utilizar los espectros que le corresponden según el amortiguamiento.

2.2.6 RESUMEN

La determinación de aceleraciones es fundamental para los cálculos sísmicos. Su obtención a partir de *fórmulas importadas* introduce incertidumbre en los valores de aceleración calculados. Las fórmulas que proporcionan la aceleración

del movimiento del terreno deberían obtenerse con datos *in situ* para las regiones o localidades a estudiar, utilizando las aceleraciones, frecuencias, intensidades y/o magnitudes obtenidos en la propia región.

Desafortunadamente la Península Ibérica no dispone hasta la fecha de una red adecuada de acelerómetros. Asimismo en una zona como la de este estudio los terremotos que acontecen, en la mayor parte de los casos, no son lo suficientemente grandes como para obtener información significativa. Hasta el momento tan sólo se conocen datos de aceleraciones correspondientes a dos terremotos (Carreño et al., 1989; A. Roca, comunicación personal). Los problemas citados obligan al uso de *fórmulas importadas* para determinar aceleraciones, a pesar de la incertidumbre que tales actuaciones pueda dar lugar.

Se presenta en este apartado una metodología para la obtención de las denominadas pseudoaceleraciones del terreno -es decir, aproximación a los valores de la aceleración real del terreno (Hudson, 1962)- en función de la frecuencia, a partir del análisis de sismogramas de desplazamientos o de velocidades.

En este apartado se puede ver un nexo importante entre la Sismología y la Ingeniería Sísmica proveniente de la relación existente entre el Espectro de Fourier de las aceleraciones del terreno y el Espectro o pseudoespectro de Respuesta de velocidades de las estructuras asentadas en él.

Los objetivos de este estudio han sido: **a)** describir la metodología por la cual se pueden obtener aceleraciones a partir de sismogramas, **b)** expresar matemáticamente una relación entre pseudoaceleraciones, magnitud y coeficiente de atenuación anelástico de las ondas L_g y **c)** describir como se obtienen espectros de respuesta de aceleraciones aproximados a partir del análisis de las pseudoaceleraciones.

REFERENCIAS

- Aki, K. (1969). Analysis of the seismic coda of local earthquakes and scattered waves, *J. Geophys. Res.*, *74*, 615-631.
- Aki, K. and B. Chouet (1975). Origin of coda-waves: source, attenuation, and scattering effects, *J. Geophys. Res.*, *80*, 3322-3342.
- Anderson, D.L. y C.B. Archambeau. (1964). The Anelasticity of the Earth. *J. Geophys. Res.*, *69*, 2071-2084.
- Bakun, W. H. (1984a). Seismic moments, local magnitudes and coda-duration magnitudes for earthquakes in central California, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *74*, 439-458.
- Bakun, W. H. (1984b). Magnitudes and moments of duration, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *74*, 2335-2356.
- Bakun, W. H. y A. G. Lindh (1977). Local magnitudes, seismic moments and coda duration for earthquake near Oroville, *Bull. Seism. Soc. Am.*, *67*, 615-629.
- Báth, M. (1973). *Introduction to Seismology*, Birkhauser Verlag, Basel.

Båth, M., O. Kulhánek, T. Van Eck y R. Wahlström. (1976). Engineering analysis of ground motion in Sweden. *Report No. 5-76*, Seismological Institute, Uppsala University, Uppsala.

Blay, C. (1986). Atenuación espectral en la región activa de Granada para frecuencias de interés en Ingeniería Sísmica. *Tesina de Especialidad, ETSECCP*, Universidad Politécnica de Catalunya, 2 tomos.

Blázquez, R. (1986). Engineering parameters of earthquakes, in: *XI Seminario Regional Europeo de Ingeniería Sísmica*. Comunicaciones, Granada, 1984, Comunicaciones y Ponencias, 2, Inst. Geográfico Nacional, Madrid, 287-338.

Bollinger, G.A. (1979). Attenuation of the Lg phase and the determination of m_b in the southeastern United States. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 69, 45-63.

Brigham, E.O. (1974). *The Fast Fourier Transform*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Brune, J.N. (1970). Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. *J. Geophys. Res.*, 75, 4997-5009.

Canas, J.A., J.J. Egozcue y L. Pujades. (1988a). Seismic attenuation in Southern Mexico using the coda Q method. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 1807-1817.

Canas, J.A., J.J. Egozcue, A.H. Barbat, J. M. Canet y E. Banda. (1988b). *Peligrosidad Sísmica en Catalunya*. ETSECCP, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, 118 pp.

Canas, J. A., A. H. Barbat, Ll. Pujades, J. J. Egozcue y J. Sarrate (1990). Spectral analysis of the Beznar dam accelerogram. Comparison with results in the northeastern of Spain. *Special Issue on the Seismicity, Seismotectonic and Seismic Risk of the Ibero-Maghrebian Region*, Eds. A. Udías y E. Buforn, International Seismological Commission, 357-376.

Carreño, E., C. López-Casado, J.M. Martínez-Solares, J.A. Peláez, J.M. Tejedor y J. Mezcuca. (1989). *Análisis de los acelerogramas del terremoto de 24 de Junio de 1984*. Publicación Técnica No. 22, Inst. Geográfico Nacional, Madrid.

Clough, R. W. (1971). Analysis of structural vibration and dynamic response, in: *Recent Advances in Matrix Methods of Structural Analysis and Design*. R. H. Gallagher, Y. Yamada y J. T. Oden, eds., The University of Alabama Press, Alabama.

Clough, R. W. y J. Penzien (1975). *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., New York.

Cooley J. W., P. A. M. Lewis y P.D. Welch (1967). Historical notes on the Fast Fourier Transform, I.E.E.E. *Trans. on Audio and Electronics*, AU-15, 2, 76-79.

Donovan, N.C. and A.E. Bornstein. (1978). Uncertainties in seismic risk procedures. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 104, 869-887.

Dwyer, J.J., R.B. Herrmann y O.W. Nuttli. (1983). Spatial attenuation of the Lg wave in the central United States. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 73, 781-796.

Ewing, M., W.S. Jardetsky y F. Press. (1957). *Elastic Waves in Layered Media*. McGraw-Hill Book Company, New York, 358 pp.

García, M. (1989). Atenuación espectral de ondas L_g y pseudoaceleración máxima del terreno en la Península Ibérica. *Tesis Doctoral Universidad de Barcelona*, 233 pp.

Gasparini, D. A. y E. H. Vanmarcke (1976). Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra, *Report No. R76-4*, M.I.T., Mass.

Gregersen, S. (1984). L_g -wave propagation and crustal structure differences near Denmark and the North Sea. *Geophys. J. R. astr. Soc.*, 79, 217-234.

Gregersen, S. y L.E. Alsop. (1976). Mode conversion of Love waves at a continental margin. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, 1855-1872.

Hasegawa, H.S. (1985). Attenuation of L_g waves in the Canadian shield. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 75, 1569-1582.

Havskov, J. y M. Macias (1983). A coda-length magnitude scale for Mexico, *Geofis. Internacional*, 21, 249-263.

Hays, W. W. (1980). Procedures for estimating earthquake ground motions. US. Geol. Surv., *Prof. Paper 1114*, 77pp.

Herraiz, M. y A. F. Espinosa (1986). Scattering and attenuation of high-frequency seismic waves: Development of the theory of coda waves, *Open File Report 86-455*, pp. 92, US Geological Survey, Denver, Co.

Herrmann, R. B. (1975). The use of duration as a measure of seismic moment and magnitude, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65, 899-913.

Herrmann, R.B. (1980). Q estimates using the coda of local earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, 447-468.

Housner, G.W. (1961). Vibration of structures induced by seismic waves. Part 1: Earthquakes, in: C.M. Harris, C.E. Crede (eds.), *Shock and Vibration Handbook, Vol. 3: Engineering design and environmental conditions*. McGraw-Hill Book Company, New York, 50.1-50.32.

Hudson, D.E. (1962). Some problems in the application of spectrum techniques to strong-motion earthquakes analysis, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 52, 417-430.

Hudson, D.E. (1979). Reading and interpreting strong motion accelerograms. *Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records, Vol. 1*, Earthquake Eng. Res. Inst., Berkeley, California, 112 pp.

Idriss, I.M. (1983). Evaluation of earthquake hazards, in: K. Cidlinsky, B.M. Rouhban (eds.), *Assesment and mitigation of earthquake risk in the Arab region*. UNESCO, 79-113.

Jennings, P.C. (1983). Engineering Seismology, in: H. Kanamori, E. Boschi (eds.). *Earthquakes: Observation, Theory and Interpretation*. North-Holland Publ. Comp., Amsterdam, 138-173.

Joyner, W.B. y D.M. Boore. (1981). Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley,

California earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 71, 2011-2038.

Kennett, B.L.N. (1989). On the nature of regional seismic phases-I. Phase representations for Pn, Pg, Sn, Lg. *Geophys. J. Int.*, 98, 447-456.

Knopoff, L., F. Schwab y E. Kausel. (1973). Interpretation of Lg. *Geophys. J. R. astr. Soc.*, 33, 389-404.

Kovach, R.L. y D.L. Anderson. (1964). Higher mode surface waves and their bearing on the structure of the Earth's mantle. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 54, 161-182.

Lehmann, I. y M. Ewing. (1960). On short-period surface waves as recorded in Copenhagen. *Geodætisk Instituts Skrifter 3. række*, 34, 37 pp.

McGuire, R.K. (1978). Seismic ground motion parameter relations. *Journal of the Geotechnical Division, ASCE*, 104, 481-490.

Miguel, F. de y F. Vidal (1982). Regional propagation of L_g waves in and near the Iberian Peninsula. *Report 3.1982, Observatorio Universitario de Cartuja, Universidad de Granada*, Granada, 15 pp.

Mitchell, B.J. and M. Landisman (1969). Electromagnetic seismograph constants by least-squares inversion, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 59, 1335-1348.

Murphy, J.R. y T.J. Bennett. (1982). A discrimination analysis of short-period regional seismic data recorded at Tonto Forest Observatory. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 72, 1351-1366.

Nuttli, O.W. (1973). Seismic wave attenuation and magnitude relations for eastern North America, *J. Geophys. Res.*, 78, 876-885.

Nuttli, O.W. (1978). A time-domain study of the attenuation of 10 Hz waves in the New Madrid seismic zone. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 68, 343-355.

Nuttli, O.W. (1980). The excitation and attenuation of seismic crustal phases in Iran. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, 469-485.

Nuttli, O.W. (1981). On the attenuation of Lg waves in western and central Asia and their use as a discriminant between earthquakes and explosions. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 71, 249-261.

Nuttli, O.W. (1986). Yield estimation of Nevada Test Site explosions obtained from seismic Lg waves. *J. Geophys. Res.*, 91, 2137-2151.

Oliver, J. y M. Ewing. (1957). Higher modes of continental Rayleigh waves. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 47, 187-204.

Oliver, J. y M. Ewing. (1958a). Normal modes of continental Rayleigh waves. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 48, 33-49.

Oliver, J. y M. Ewing. (1958b). The effect of surficial sedimentary layers on continental surface waves. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 48, 339-354.

Payo, G. y F. de Miguel. (1974). Magnitud de los sismos de la región Ibérica a partir de la fase Lg. *Rev. de Geofísica*, XXXIII, 159-173.

Pomeroy, P.W., W.J. Best y T.V. McEvelly. (1982). Test ban treaty verification with regional data - A review. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 72, S89-S129.

Press, F. y M. Ewing. (1952). Two slow surface waves across North America. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 42, 219-228.

Pujades, L. (1987). Distribució de Q de coda a la Península Ibérica. *Tesis Doctoral Universitat de Barcelona*, 263 pp.

Pujades, L., J.A. Canas, J.J. Egozcue, M.A. Puigvi, J. Gallart, X. Lana, J. Pous y A. Casas. (1990). Coda-Q distribution in the Iberian Peninsula. *Geophys. J. Int.*, 100, 285-302.

Real, C. R. y T. L. Teng (1973). Local Richter magnitude and total signal duration in southern California, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 63, 1809-1827.

Reyes, A., J. N. Brune y C. Lomnitz (1979). Source mechanism and after-shock study of the Colima, Mexico earthquake of January 30, 1973, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 69, 1819-1840.

Rubin, S. (1961). Concepts in shock data analysis, in: C.M. Harris, C.E. Crede (eds.). *Shock and Vibration Handbook, volume 2: Data analysis, testing and methods of control*. McGraw-Hill Book Comp., New York, 23.1-23.37.

Shin, T.C. y R.B. Herrmann. (1987). Lg attenuation and source studies using 1982 Miramichi data. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 77, 384-397.

Singh, S. y R.B. Herrmann. (1983). Regionalization of crustal coda Q in the continental Unites States. *J. Geophys. Res.*, 88, 527-538.

R. C. Singleton (1969). An algorithm for computing the mixed Radix Fast Fourier Transfor, *I.E.E.E. Trans. on Audio and Electronics, AU-17*, 2, 93-103.

Suteau, A. M. y J. H. Whitcomb (1979). A local earthquake coda magnitude and its relation to duration, moment M_0 and local Richter magnitude M_L , *Bull. Seism. Soc. Am.*, 69, 353, 368.

Tretter (1976) *Introduction to discrete-time signal processing*, Wiley and Sons, Inc., New York.

Valdés, C., R. P. Meyer, R. Zúñiga, J. Havskov y S. K. Singh (1982). Analysis of the Petatlan aftershocks having coda lengths greater than 60 seconds, *J. Geophys., Res.*, 87, 8519-8527.

White, J.E. (1965). *Seismic Waves: Radiation, Transmission and Attenuation*. McGraw-Hill Inc., New York, 302 pp.

Wyss, M. y J. N. Brune (1968). Seismic moment, stress, and source dimensions for earthquakes in the California region, *J. Geophys., Res.*, 73, 4681-4694.

CAPÍTULO 3

Peligrosidad y vulnerabilidad sísmica

Alex H. Barbat, Fabricio Yépez y José A. Canas

3.1 POTENCIAL DESTRUCTIVO DE LOS TERREMOTOS

Las principales aspectos que condicionan la ocurrencia de un desastre por terremoto son⁽¹⁾:

- El **tamaño** del terremoto, ya que un sismo pequeño no induce en el terreno un movimiento suficientemente fuerte como para producir daños considerables.
- La **fente** sísmica, que debe ser lo suficientemente cercana a un área urbana, teniendo en cuenta que a grandes distancias el movimiento del terreno se atenúa hacia un nivel que no induce daños importantes. Sin embargo, existen excepciones en las que han ocurrido desastres a considerables distancias, tal como es, por ejemplo, el caso de los terremotos de México (1957,1985) y Argentina (1972), que han tenido distancias epicentrales de hasta 500 km.
- El **tamaño y distribución** de las poblaciones afectadas y su desarrollo económico.
- El **grado de preparación** contra el sismo, entendiéndose como tal el grado de educación y prevención que existe en la población frente a la posibilidad de un terremoto.

Se puede observar que el potencial de desastre se incrementa cuanto mayor y más cercano sea el sismo a un centro urbano, cuanto mayor sea la población y el

desarrollo económico y cuanto menor sea el grado de preparación contra sismos. Analizando estas condiciones se observa que, a pesar de que la sismicidad permanece constante, el rápido crecimiento y dispersión de la población en las áreas sísmicamente más peligrosas contribuye a un rápido incremento en el tamaño del desastre. Un 75% del mencionado crecimiento de población se produce en las grandes ciudades, añadiendo presión a la ya insuficiente infraestructura urbana existente y dando lugar a edificios sobrepoblados. Todos estos hechos, junto con el desarrollo económico, no están siendo contrarrestados por un incremento de la preparación contra los sismos.

Puede afirmarse que, a pesar de los avances en la Ingeniería Sísmica y en la Ingeniería Estructural realizados en las últimas décadas, se ha incrementado el riesgo de pérdidas debidas a los terremotos. Un ejemplo puede proporcionarlo la comparación de los desastres del terremoto de San Francisco (1906) y del de Loma Prieta (1989). Se ha evaluado que las pérdidas económicas del desastre de Loma Prieta, únicamente como consecuencia del daño directo, llegaron a los 8 billones de dólares⁽²⁾ y que, si se consideraran los costos indirectos y funcionales que provocó el sismo, la cifra llegaría a los 10 billones de dólares⁽³⁾. Lo interesante es que las pérdidas económicas de este sismo son del mismo orden o incluso poco superiores al gran terremoto de San Francisco de comienzos del siglo. La relación entre la energía liberada por el sismo de San Francisco (magnitud estimada 8.3) y la del de Loma Prieta ($M_s = 7.1$) es de 63. A todo esto, hay que añadir que el epicentro del terremoto de Loma Prieta se situó a 90 km de la ciudad, mucho más lejano que el epicentro del terremoto de San Francisco. Otro ejemplo es el terremoto de Northridge (1994), con una magnitud de $M_s = 6.8$, inferior al Loma Prieta, el cual ha llegado a producir las astronómicas pérdidas de 30 billones de dólares, convirtiéndose en el más grave desastre natural de la historia de los Estados Unidos⁽⁴⁾ debido, entre otros motivos, a la proximidad del epicentro a zonas altamente pobladas de Los Angeles. El razonamiento anterior permite concluir que, con el paso del tiempo, el potencial de destrucción de los sismos va aumentando.

Otra explicación del incremento en las pérdidas producidas por terremotos en centros urbanos consiste en la existencia de estructuras vulnerables. Muchas de estas estructuras y entre ellas edificios, fueron construidas sin diseño sísmorresistente alguno, utilizando normativas de los tiempos cuando la Ingeniería Sísmica aún estaba en sus comienzos, o ya han sufrido algún terremoto con su consiguiente daño, que quizá no se aprecia a simple vista. A todo esto se debe añadir el hecho que, a pesar de la mejora de las normativas de diseño sísmico, los códigos vigentes en la actualidad aún no son infalibles⁽¹⁾.

Toda esta problemática ha sido objeto de numerosos estudios con el propósito de desarrollar métodos para mitigar los efectos de los terremotos y de esta necesidad han nacido los estudios de *riesgo sísmico*.

3.2 PELIGROSIDAD

3.2.1 Introducción

Se entiende por peligrosidad sísmica de una zona cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos en el suelo de dicha zona⁽¹⁾. Estos efectos pueden representarse como aceleración, velocidad o desplazamiento sísmico del terreno o por la intensidad macrosísmica de la zona. Para evaluarlos es necesario analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan la zona mencionada.

En la figura 3.1 puede observarse el mecanismo de propagación de la energía de un sismo desde el epicentro hasta un punto de una estructura. Puede observarse que, al ocurrir un terremoto con unas ciertas características focales (profundidad, mecanismo focal, magnitud, etc.), parte de la energía disipada se convierte en ondas sísmicas. Al propagarse por la tierra, dichas ondas se reflejan, se refractan, se atenúan o se amplifican, hasta llegar al basamento rocoso que se encuentra debajo del emplazamiento de una estructura como una excitación X_1 . Las ondas sufren un nuevo filtrado a través de las capas de suelo que se encuentran entre el basamento y la superficie, que tienen una función de transferencia A , obteniéndose la señal X_2 . Debido al fenómeno de interacción suelo-estructura descrito por una función de transferencia I , la señal sufrirá nuevos cambios hasta obtenerse la señal X_3 , que será la excitación en la base del edificio. La respuesta de la estructura X_4 es el resultado de la convolución de la señal X_3 a través de la función de transferencia D de la estructura.

La evaluación de las funciones de transferencia I y D es un problema de ingeniería estructural, mientras que el cálculo de la función de transferencia A y la evaluación de la excitación X_1 deben solucionarse mediante estudios de peligrosidad sísmica. En otras palabras, un estudio de peligrosidad tiene como objetivo estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado como consecuencia de los terremotos o, como mínimo, de proporcionar una evaluación del tamaño del terremoto en el lugar en cuestión⁽⁶⁾.

Los estudios de peligrosidad sísmica a nivel regional, también conocidos como estudios de macrozonificación, se dirigen a estimar el parámetro X_1 , mientras que los estudios de peligrosidad a nivel local —microzonificación— tienen como objetivo el de evaluar la función de transferencia A y por ende la señal X_2 . Para realizar estos estudios se requiere investigaciones detalladas en varios campos tales como Geofísica, Geología y Geotécnica. En este apartado sólo se pretende dar una visión global y resumida de los procedimientos que normalmente se utilizan.

La evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional requiere la definición de dos aspectos fundamentales⁽⁶⁾:

- la caracterización de zonas fuente.

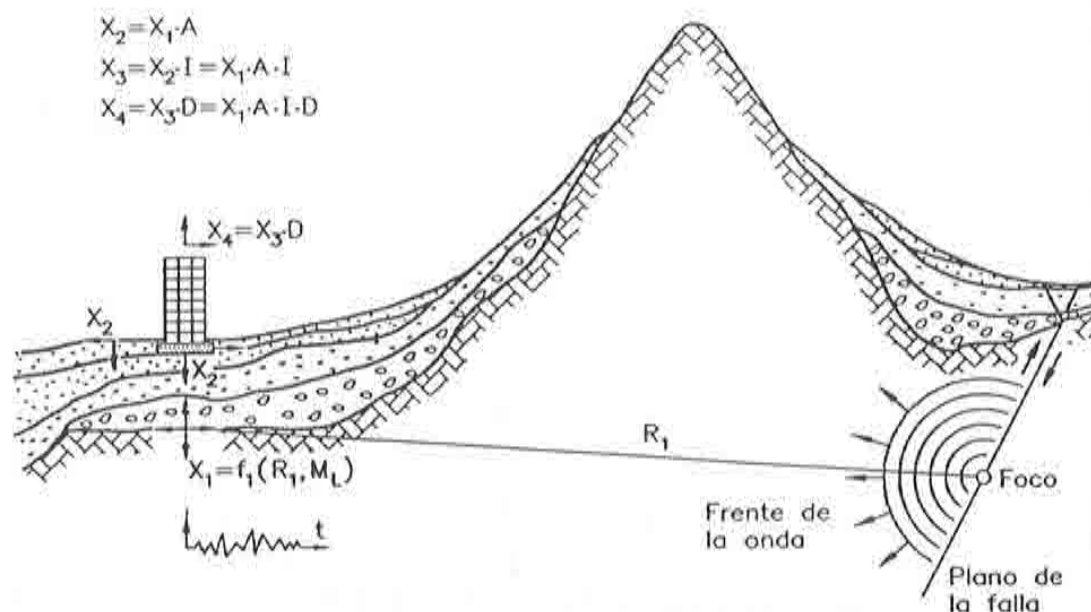


Figura 3.1 Propagación de la energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura⁽¹⁾.

- el mecanismo de **propagación** de la energía sísmica.

A continuación se describen brevemente estos aspectos.

3.2.2 Caracterización de zonas fuente

a) Localización

Las zonas o fuentes generadoras de sismos, denominadas *zonas sismogénicas*, son volúmenes litosféricos asociados a ciertas características tectónicas, donde se presume que pueden ocurrir sismos con origen tectónico similar. Una fuente sismogénica corresponde, generalmente, a una o varias fallas activas y su localización y geometría es de suma importancia para la evaluación de la peligrosidad. La tarea de identificación de las zonas sismogénicas depende de la información que se posea de la región estudiada. Cuando las fuentes corresponden a *zonas interplacas* —asociadas éstas a grandes fallas activas, probablemente superficiales como, por ejemplo, la costa oeste del continente americano— es mucho más fácil identificarlas. Por el contrario, cuando las fuentes corresponden a *zonas intraplacas*, —que no están asociadas a fallas activas como, por ejemplo, la costa oeste del Mediterráneo— la tarea de identificación puede ser muy difícil. En cualquier caso, es obvia la necesidad de la completa identificación de las fallas. Sin embargo, existen las denominadas fallas ciegas, que solo se pueden identificar después de que hayan sido generadoras de algún sismo, tal como fue el caso de los terremotos de Withiers Narrows (1987) y Loma Prieta (1989) en California⁽⁷⁾.

Cuando las fuentes sismogénicas son extensas y se hace difícil el determinar todas las fallas activas que contienen, se requiere realizar una zonificación

sismotectónica, es decir, una subdivisión del territorio bajo estudio en zonas con un comportamiento sísmico homogéneo desde el punto de vista tectónico.

b) Cuantificación del potencial sísmico

Para terminar de caracterizar una zona fuente se requiere conocer su potencial sísmico, para lo cual existen dos procedimientos, uno determinista y otro probabilista.

- **Método determinista.** Se considera que la sismicidad futura de una región será idéntica a la del pasado. Por este motivo, los valores máximos de los parámetros que definen el movimiento del terreno, tales como la aceleración, la intensidad y, a veces, la magnitud, se determinan directamente a partir de los valores correspondientes obtenidos durante los terremotos ocurridos en el pasado en la región. La más importante crítica que se le puede hacer a este método consiste en que el máximo histórico del parámetro que define el movimiento no tiene porqué ser necesariamente el máximo futuro. Por este motivo, los métodos basados en la sismicidad histórica son muy sensibles al nivel del conocimiento acerca de la sismicidad de la zona, siendo más correctos cuando se poseen más datos.
- **Métodos probabilistas.** Se fundamentan en el hecho de que, a partir de la sismicidad histórica, pueden establecerse leyes estadísticas que definan el comportamiento sísmico de una región. Dichos métodos requieren datos referentes a los siguientes aspectos:
 - ▷ zonas sismogénicas
 - ▷ máximo terremoto esperado en cada una de las zonas
 - ▷ relaciones frecuencia de ocurrencia-magnitud de la zona y evaluación de los períodos de retorno

El primer problema que se plantea es el obtener las frecuencias de ocurrencia (ν) de los terremotos, el cual se resuelve utilizando la Teoría de las Probabilidades^(6,8). El resultado final de la aplicación de los métodos probabilistas es la probabilidad de ocurrencia de los distintos tamaños de terremotos, siendo la tendencia general la de obtener intensidades macrosísmicas máximas o aceleraciones máximas, para un lugar dado y en un intervalo de tiempo determinado. Este tipo de resultado es de gran utilidad para la ingeniería a la hora de definir la acción sísmica de diseño, ya que evita la utilización únicamente de los valores máximos de la acción.

3.2.3 Mecanismo de propagación de la energía sísmica

Una vez conocidas las zonas sismogénicas del territorio en estudio y el potencial sísmico del mismo, se requiere conocer cómo se propaga aquella parte de la energía emitida en la fuente que se convierte en ondas sísmicas, hasta un punto específico de la Tierra. Como se observa en la figura 3.1, las ondas sísmicas se propagan a través de los estratos rocosos hasta llegar al punto donde

la señal está representada por X_1 . En el trayecto R_1 recorrido por la onda ocurren diferentes fenómenos, de los cuales los más importantes son la *expansión geométrica* y la *atenuación anelástica*⁽⁶⁾.

La expansión geométrica representa la disminución de la amplitud de las ondas en función de la distancia, debido a la variación de la energía por unidad de volumen provocada por la ampliación del frente de onda, es decir, debido a un cambio en la densidad y en la distribución de la energía total, la cual permanece constante. La atenuación anelástica expresa también el decrecimiento de la amplitud, pero debido a otros fenómenos que no son atribuidos a la expansión: la *atenuación intrínseca* y la *atenuación dispersiva*. La primera está relacionada con la pérdida de la energía de las ondas sísmicas en forma de calor y debido a deformaciones inelásticas del medio. La segunda no es un proceso de disipación de energía, sino más bien una redistribución de la misma en el espacio y en el tiempo (cambio de dirección y desfazamiento) debido a la interacción entre las ondas y a la heterogeneidad del medio atravesado. Esto quiere decir que la atenuación depende tanto de la distancia como del medio por el que se propagan las ondas sísmicas.

Haciendo uso de la definición de intensidad macrosísmica y elaborando mapas de isosistas de un terremoto, que son curvas de igual intensidad, se observa que los efectos de los terremotos decrecen en tamaño conforme se alejan del foco. Por ello, la relación intensidad-atenuación ha sido muy utilizada para inferir funciones que respondan al fenómeno en cuestión. Dichas funciones se denominan *leyes de atenuación* y generalmente relacionan la intensidad en un sitio con la distancia focal. La relación depende de la magnitud del terremoto, de las características geológicas y geotécnicas del suelo de la zona y de algún parámetro adicional que se introduce para evaluar los efectos focales.

Es necesario también obtener relaciones entre valores máximos de la aceleración, velocidad o desplazamiento y la intensidad macrosísmica y, por ende, entre los mencionados valores y las leyes de atenuación. Esto se debe a que el diseño rutinario de estructuras necesita una definición de la acción basada en los parámetros máximos del movimiento sísmico o en los espectros de respuesta esperados. Este problema suele resolverse mediante estudios estadísticos y leyes empíricas que relacionen los parámetros mencionados. Sin embargo, no se han obtenido buenas correlaciones cuando se han relacionado solo dos parámetros como, por ejemplo, la aceleración máxima y la intensidad macrosísmica. Por esto han sido sugeridas expresiones involucrando varios parámetros tal como

$$\log a_h = 0.14 I_{mm} + 0.24 M - 0.68 \log R + 0.73 + \beta \quad (3.1)$$

donde a_h es la aceleración máxima horizontal, I_{mm} es la intensidad macrosísmica en la escala Mercalli Modificada, M es la magnitud del terremoto, R la distancia epicentral y β caracteriza sísmicamente la región⁽⁵⁾. La existencia de acelerogramas facilita la tarea, puesto que permite obtener tanto los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento, como los espectros de las señales. Sin

embargo, la complejidad del problema es mayor cuando solo se dispone de registros proporcionados por sismógrafos o cuando no se dispone de registro alguno.

3.2.4 Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional

La evaluación de la peligrosidad sísmica en una región completa puede realizarse mediante varias metodologías. Algoritmos conocidos, como los de Cornell y McGuire, son generalmente los utilizados para realizar la mencionada evaluación. Varios otros métodos, como el propuesto en la referencia (9), utilizan técnicas bayesianas para solucionar el problema de la falta de datos en regiones de sismicidad moderada o baja.

Para explicar el proceso de evaluación de la peligrosidad sísmica, se sigue la metodología propuesta por Algermissen⁽¹⁰⁾; una descripción completa del proceso puede observarse en la figura 3.2. Se considera que el parámetro de cálculo es la aceleración máxima esperada en terreno firme o consolidado y que, mediante alguna expresión, dicha aceleración puede relacionarse directamente con la intensidad macrosísmica. A partir de la caracterización de las zonas fuente y de la ubicación del emplazamiento en la región —figura 3.2(a)—, establecidas las leyes de recurrencia para cada una de dichas zonas fuente —figura 3.2(b)— y utilizando las leyes de atenuación —figura 3.2(c)—, es posible considerar el efecto combinado de cada una de las zonas y determinar la probabilidad correspondiente a distintos valores de la aceleración del movimiento sísmico. En el caso de la figura 3.2(d), se determina la probabilidad de ocurrencia $P(a)$ de que una aceleración, generada por una fuente sismogénica cualquiera, resulte igual o inferior a un cierto valor a prefijado, siempre y cuando el sismo tenga una magnitud mayor a una especificada como mínima, que usualmente es $M_{\min} \geq 3$. La forma típica de $P(a)$ se observa en la figura 3.2(d) y la distribución de $P(a_{\max})$ en la figura 3.2(e), para diferentes valores de t en años.

En el diseño de estructuras se adopta un tamaño de la acción de acuerdo con el denominado período de vida o tiempo de exposición de la estructura; dentro de este tiempo se espera que la acción de diseño no sea excedida para un determinado nivel de probabilidad de ocurrencia. Dicho tiempo de exposición varía según la importancia de la estructura y, por ello, es de gran interés el relacionarlo con el período de retorno de los terremotos, que es el tiempo medio transcurrido entre la ocurrencia de sismos con la misma característica específica. Cuando la mencionada característica es, por ejemplo, la aceleración máxima, al período de retorno se le puede denominar $T_r(a_{\max})$. Si t es el tiempo de exposición, la probabilidad de excedencia, en t años, de un sismo de tamaño asociado al período de retorno dado —su definición se fundamenta en la suposición de que los terremotos son eventos mutuamente excluyentes—, puede expresarse de la siguiente manera⁽⁸⁾:

$$P_t(a_{\max}) = 1 - \left[1 - \frac{1}{T_r(a_{\max})}\right]^t \quad (3.2)$$

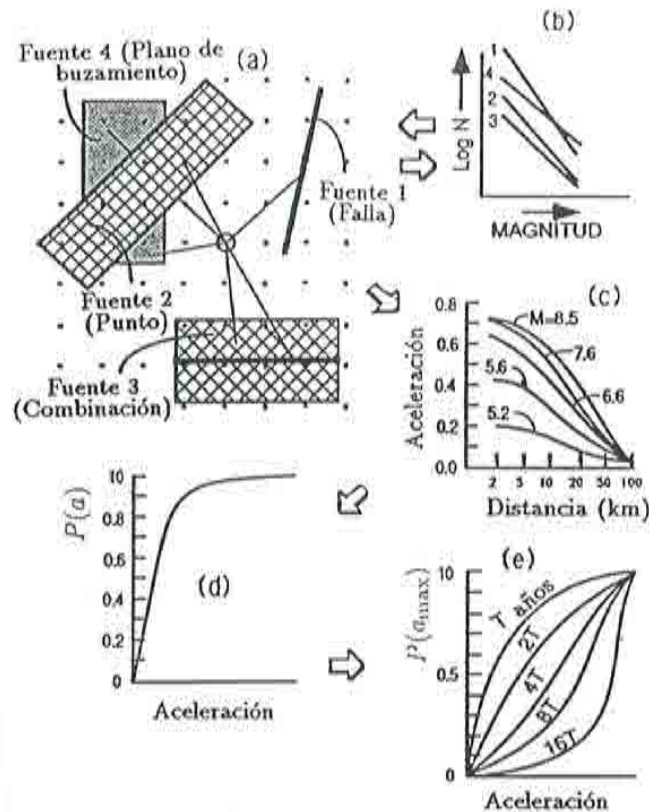


Figura 3.2 Proceso de evaluación de la peligrosidad sísmica⁽¹⁰⁾.

Mediante tales relaciones han sido obtenidos mapas de peligrosidad sísmica de toda una región, para terremotos con distintas intensidades probables (o distintas aceleraciones máximas), asociadas a un período de retorno determinado. Un ejemplo es el mapa de peligrosidad sísmica de España de la figura 3.3, obtenido en intensidades MSK⁽¹¹⁾, mediante métodos probabilistas para un período de retorno de 1000 años⁽¹²⁾.

La influencia del tipo de método utilizado en los resultados de los estudios de peligrosidad es menos importante que la preparación cuidadosa de los datos⁽⁶⁾. La falta de catálogos históricos completos, la inexactitud y, a veces, el desconocimiento total de las fuentes sísmogenéticas, así como el insuficiente conocimiento de las leyes de atenuación para el sitio en cuestión y las incertidumbres en la localización de los epicentros y en las intensidades, son dificultades que pueden ser determinantes para la fiabilidad de los resultados, especialmente en regiones de sismicidad moderada y baja⁽⁹⁾.

3.2.5 Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala local

Los estudios de evaluación de la peligrosidad sísmica proporcionan datos sobre la probabilidad de que ocurra un sismo de determinado tamaño, asociado a un período de retorno y a un tiempo de exposición. La peligrosidad a escala regional proporciona dicha información para estratos de terreno firme o roca. No

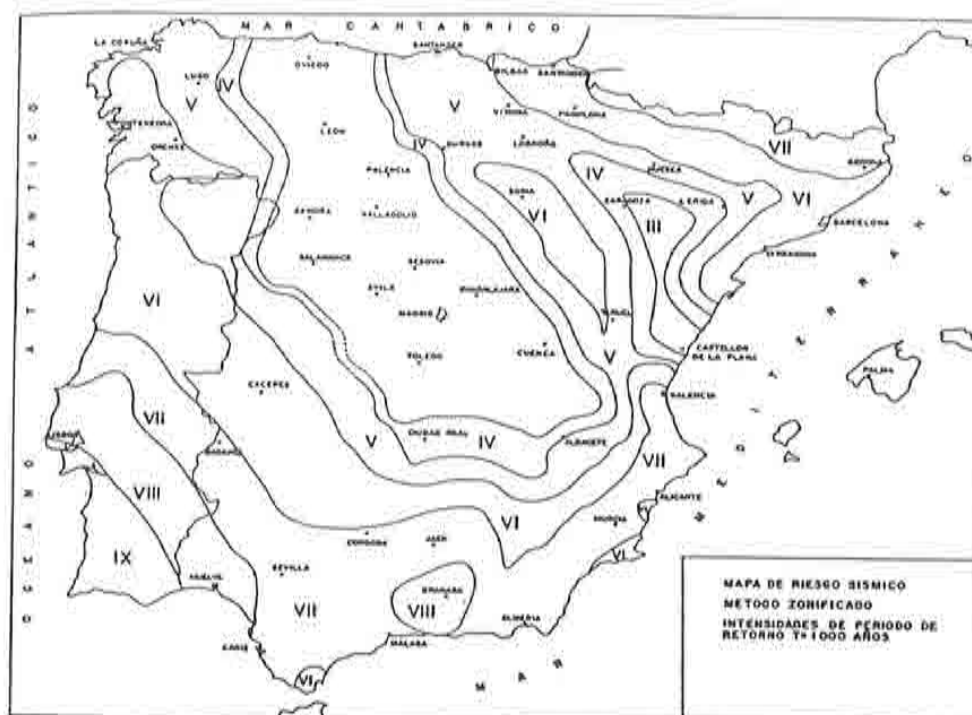


Figura 3.3 Mapa de peligrosidad sísmica para un período de retorno de 1000 años⁽¹²⁾.

obstante, muy pocas veces las estructuras se cimentan sobre este tipo de estratos, por lo que es necesario conocer cuál es el efecto de la presencia de capas de suelo de menor calidad sobre las características sísmológicas del lugar. Es por este motivo que se hacen necesarios estudios de la peligrosidad sísmica a escala local, denominados también estudios de microzonificación. Básicamente, tales estudios plantean dos tipos de problemas⁽⁶⁾:

- efecto de amplificación dinámica debido a la geometría y naturaleza del suelo que se encuentra sobre roca en la proximidad del lugar de estudio y la correspondiente distorsión de la señal sísmica debida al filtrado de frecuencias;
- efectos indirectos producidos por las ondas sísmicas, tales como deslizamientos, licuefacción, etc.

a) Efectos de amplificación a escala local

Durante terremotos pasados han sido observadas concentraciones de daño en estructuras emplazadas en ciertos lugares más alejados del epicentro que otros. Más aún, la comparación de registros sísmicos obtenidos en el mismo sitio, en el subsuelo y en la superficie, ha permitido observar diferencias en la amplitud, en el contenido de frecuencias y en la duración del movimiento registrado, tal como puede apreciarse en la figura 3.4.

Al linealizar el proceso de transmisión de ondas descrito en la figura 3.1,

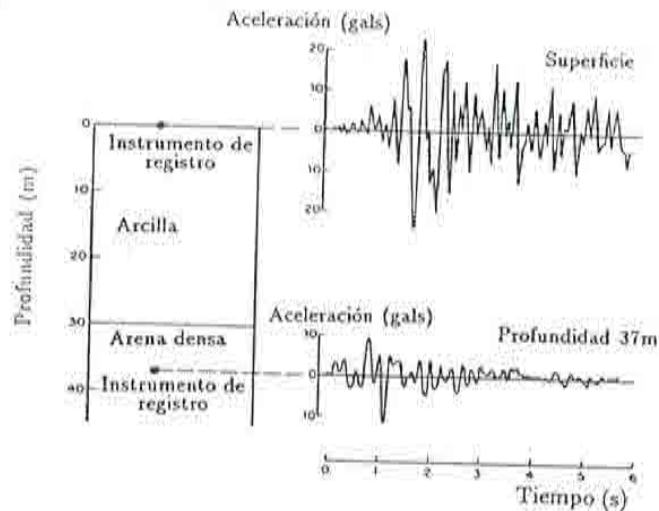


Figura 3.4 Registros de aceleración en la superficie y en el subsuelo obtenidos en Urasayu, Japón mostrando efectos locales de amplificación⁽¹³⁾.

el comportamiento de un depósito de suelo puede considerarse como el de un filtro cuya función de transferencia A depende de las propiedades dinámicas del suelo y de la geometría del depósito. Por ello, el suelo puede actuar no solo como transmisor de energía, sino también como disipador. En el primer caso, su comportamiento es el de un filtro paso-banda, modificando la amplitud y el espectro de frecuencias de las ondas; en el segundo amortigua el movimiento del suelo, distribuyendo una parte de la energía de vibración al suelo del entorno y otra a la estructura. Obviamente, para la frecuencia de resonancia se producirían daños catastróficos en las estructuras que no tengan la ductilidad suficiente. De hecho, tal circunstancia ha sido observada durante muchos terremotos ocurridos en el pasado. Uno de los ejemplos más documentados y representativos es el del terremoto de México, del año 1985, donde se alcanzó una magnitud de $M_s = 8.1$ y la intensidad sentida en el distrito federal, a 400 km del epicentro, llegó a IX en la escala MMI, provocando el colapso parcial o total de 400 edificios y causando la muerte de al menos 10.000 personas. La capa sedimentaria saturada de un antiguo lago que forma el subsuelo de ciertas zonas de la ciudad y que llega a alcanzar un espesor de 46 m, causó una fuerte amplificación llegándose a registrar una aceleración máxima de más de 4 y hasta 5 veces la correspondiente a suelo firme. En la figura 3.5 se muestra la componente este-oeste de los acelerogramas registrados en dos estaciones de diferentes, la primera situada en la Ciudad Universitaria (UNAM) sobre suelo firme y la segunda en la Secretaría de Comunicación y Transporte (SCT) sobre suelo blando. La figura 3.6 muestra los espectros de respuesta de los acelerogramas anteriores, donde puede verse el efecto del suelo blando de México, tanto en la amplitud como en el contenido de frecuencias⁽¹⁾.

El efecto de las condiciones locales del sitio se toman en cuenta en los análisis

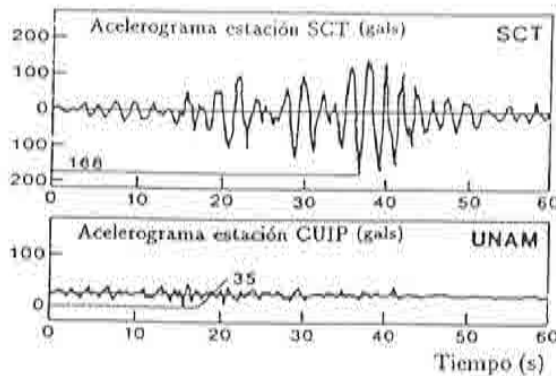


Figura 3.5 Acelerograma componente este-oeste, terremoto de México de 1985⁽¹⁾.

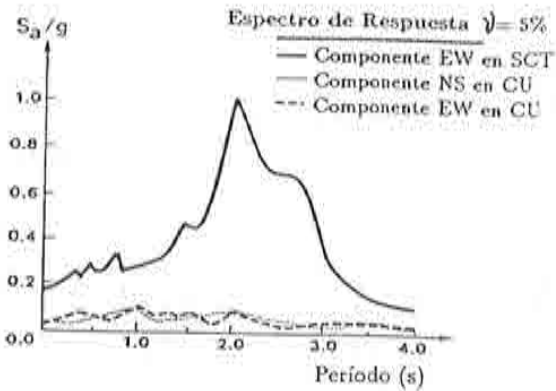


Figura 3.6 Espectros de respuesta (amortiguamiento 5%) de las componentes del sismo⁽¹⁾.

de peligrosidad mediante varios procedimientos, cuya aplicación depende de los datos que se tengan y de la importancia del problema. Las normativas de diseño de edificios suelen tomar en cuenta el efecto del suelo multiplicando el cortante en la base por un factor de sitio S ; por ejemplo, en el Uniform Building Code del año 1985, el factor S varía entre 1.0 para suelos firmes o roca y 1.5 para suelos blandos arcillosos. Sin embargo, en la normativa de 1989 aparece un factor de 2 para un suelo muy blando de gran espesor.

Otra alternativa de análisis está basada en el uso de relaciones obtenidas a partir de observaciones, las cuales indican una fuerte correlación entre la velocidad de las ondas de corte y un factor promedio de amplificación espectral horizontal.

Se ha observado que los accidentes orográficos, tales como colinas o montañas, pueden amplificar la señal en un 10 o 20%. Algunas normativas como, por ejemplo, la francesa incluyen un factor τ que varía entre 1.0 y 1.4, dependiendo de la forma del accidente; sin embargo, no son muy utilizadas en la actualidad correcciones de parámetros de peligrosidad debidas a este fenómeno⁽¹⁴⁾.

Una manera más rigurosa de representar los efectos de amplificación de los suelos considera su modelación mediante columnas definidas en base a juicios geológico-topográficos y geotécnicos. Algunos modelos admiten un comportamiento lineal del suelo, con parámetros elásticos que no varían en función de la excitación dinámica⁽¹³⁾; otros consideran su no linealidad utilizando formulaciones semi-acopladas mediante técnicas de elementos finitos.

b) Efectos indirectos

Los más importantes efectos locales indirectos son la licuefacción, los deslizamientos, asentamientos y avalanchas. Examinando los efectos de los terremotos pasados se ha podido observar que, en ciertas zonas, dichos fenómenos sue-

len ser la principal causa de las pérdidas, tanto materiales como de vidas humanas. Fenómenos de este tipo se han producido durante los terremotos de Niigata (1964), Alaska (1964), Montenegro (1979), Loma Prieta (1989), Colombia (1985,1994), etc., y su consideración en la evaluación de la peligrosidad sísmica se hace necesaria.

3.3 VULNERABILIDAD

A partir de experiencias de terremotos pasados se ha observado que ciertos edificios, dentro de la misma tipología estructural, experimentan un daño más severo que otros, a pesar de estar ubicados en la misma zona. Al grado de daño que sufre una estructura, ocasionado por un sismo de determinadas características, se le denomina vulnerabilidad. Por ello, a los edificios se les puede clasificar en “*más vulnerables*” o “*menos vulnerables*” frente a un mismo evento sísmico. Si se observa la figura 3.1, la respuesta X_4 de la estructura es consecuencia de la convolución del movimiento en la cimentación por la función de transferencia D . La vulnerabilidad frente a un sismo de determinadas características es una propiedad intrínseca de cada estructura y, por tanto, independiente de la peligrosidad del emplazamiento. Esto quiere decir que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo si no se encuentra en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica. Examinando el problema desde este punto de vista, es obvio que el concepto de vulnerabilidad sísmica es aplicable a cualquier obra de ingeniería civil —edificios, presas, carreteras, puentes, taludes, depósitos, etc.— cuyo comportamiento ante un posible terremoto se requiera conocer.

El daño que puede sufrir un edificio puede ser de dos tipos: *a) estructural*, que se produce en elementos que forman parte del sistema resistente y *b) no estructural*, que ocurre en los elementos que no forman parte del sistema resistente principal, incluyendo el daño arquitectónico o en los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios así como en su contenido. El daño estructural depende del comportamiento de los elementos del esquema resistente como, por ejemplo, vigas, columnas, muros de corte, sistemas de piso, etc. y puede cuantificarse mediante un *índice de daño local*, asociado al elemento. Se puede también definir un *índice de daño global*, de toda la estructura en conjunto, a partir de las contribuciones ponderadas de los índices de daño local. Por otra parte, el daño no estructural se evalúa en función de las deformaciones y distorsiones que sufra la estructura y, en ocasiones, a partir de la aceleración que experimente la misma.

Desde el punto de vista de los costes financieros, es necesario conocer un *índice de daño económico global* de la estructura, que, generalmente, se define como

$$\text{Índice de daño económico} = \frac{\text{coste de reparación del daño}}{\text{coste de reposición}} \quad (3.3)$$

El índice de daño económico debe ser relacionado con el índice de daño estructural. Este problema no tiene fácil solución y dependerá tanto de la tipología estructural como de factores propios de cada país y de cada región. Se han propuesto, sin embargo, algunas relaciones entre los índices de daño estructural y los índices de daño económico^(15,16). Algunos autores recomiendan que, a falta de datos sobre estas correlaciones, se considere el índice de daño económico igual al índice de daño global de la estructura⁽¹⁶⁾. Para edificios de mampostería no reforzada, esta idea parece razonable; sin embargo, para edificaciones de hormigón armado el problema es más complicado.

La observación de los daños causados por sismos ha dado origen a las escalas de intensidad macrosísmica tal como se conocen hoy en día. Dado que la vulnerabilidad sísmica también nace de la observación y cuantificación de los daños ocasionados por terremotos, ha sido denominada *vulnerabilidad observada*; dicha vulnerabilidad está basada en métodos de carácter *empírico* o *subjetivo*. Sin embargo, es posible cuantificar el daño ocasionado por un sismo en una estructura mediante modelos matemáticos o mecánicos, denominándose el resultado de estos estudios *vulnerabilidad calculada*⁽¹⁷⁾.

No existen metodologías estándar para estimar la vulnerabilidad de las estructuras y, en particular, de los edificios. Las referencias (17) y (18) recogen diferentes metodologías propuestas, resaltando sus ventajas y desventajas en cada caso.

El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza globalmente la degradación que sufriría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características. Dicho resultado puede expresarse de dos maneras, mediante las denominadas *matrices de probabilidad de daño*, o en forma de *funciones de vulnerabilidad*. Las matrices de probabilidad de daño expresan en forma discreta la probabilidad condicional $P[D = j|i]$ de obtener un nivel de daño igual a j , dado un sismo de tamaño i . Las funciones de vulnerabilidad son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el tamaño del sismo. Ejemplos de funciones de vulnerabilidad pueden verse en la figura 3.7, en la cual se recopilan datos proporcionados por diferentes estudios post-terremoto para diferentes tipologías de estructura⁽¹⁹⁾. Las curvas 1A y 1B representan estructuras de madera, 2A y 2B estructuras de acero, 3A, 3B y 3C estructuras de hormigón armado con o sin muros de corte y 4A, 4B y 4C estructuras de mampostería reforzada y no reforzada.

Es importante recalcar la influencia que tiene el así denominado "factor país", en las funciones de la figura 3.7. Las mencionadas funciones no pueden ser aplicadas directamente a cualquier región del mundo, sino que deben adecuarse factores locales que incidan en la forma de las curvas. Sin embargo, lo más útil sería disponer de funciones de vulnerabilidad para las diferentes regiones donde se requieran estudios de riesgo sísmico. La obtención tanto de matrices de probabilidad de daño, como de funciones de vulnerabilidad, puede realizarse, por

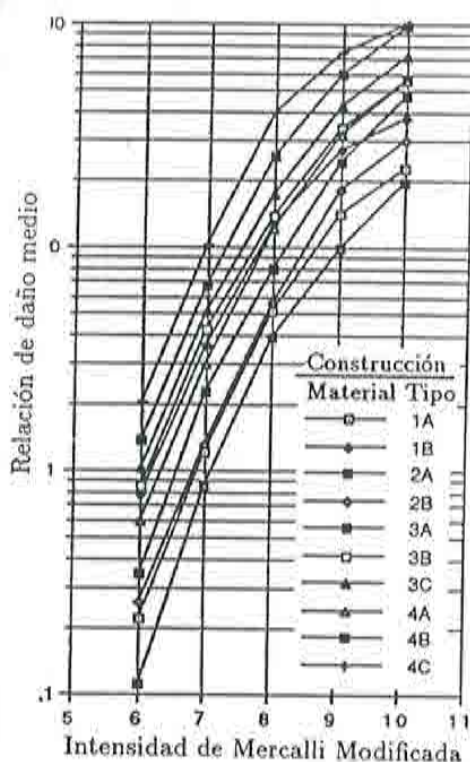


Figura 3.7 Funciones de vulnerabilidad para diversas tipologías estructurales⁽¹⁹⁾.

una parte, mediante levantamientos de daños producidos por sismos seguidos de estudios estadísticos —vulnerabilidad observada— y, por otra, mediante la simulación de resultados basada en modelos matemáticos y mecánicos de estructuras —vulnerabilidad calculada—. Un aspecto fundamental que influye determinante en la incertidumbre de estos estudios, es la selección del parámetro que expresa el tamaño del sismo y la manera de relacionar la peligrosidad sísmica con tal parámetro. En los dos procedimientos descritos anteriormente se ha supuesto como medida del sismo una escala de intensidad macrosísmica.

Cabe destacar también, que se han realizado estudios de vulnerabilidad sísmica para el equipamiento y maquinaria, es decir, para el contenido en riesgo de ciertas estructuras frente a un posible sismo⁽²⁰⁾.

Tal como se ha visto, el concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en los estudios de riesgo sísmico y en la mitigación de desastres por sismos. Pero además de esto, el concepto de vulnerabilidad por sí solo ha empezado a utilizarse para otros propósitos igualmente importantes como, por ejemplo, la evaluación de la vulnerabilidad por zonas en diversas ciudades. El objetivo de tales estudios es proporcionar información útil para la prevención de desastres. Un ejemplo de su aplicación es la automatización de las redes de gas, pues mediante la identificación de las zonas vulnerables, es posible programar la paralización del suministro de gas en caso de sismo⁽²¹⁾. Otro campo de aplicación directa del

concepto de vulnerabilidad es el diseño y rediseño urbano, que requieren información para la toma de decisiones referentes, por ejemplo, a la rehabilitación o la demolición de edificios peligrosos, a la ubicación de hospitales y puestos de socorro en la zona o al diseño de vías alternativas de escape y de rápido acceso de ayuda hacia las zonas más vulnerables.

3.4 RIESGO

Los estudios de riesgo sísmico han aumentado considerablemente desde los años 80, más específicamente, a partir de los devastadores terremotos de Rumania (1977) y Yugoslavia (1979)^(1,22,23). El riesgo sísmico se enmarca dentro de los siguientes conceptos⁽⁶⁾:

- la **peligrosidad sísmica** que representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.
- la **vulnerabilidad sísmica** de una estructura o grupo de estructuras, definida como el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.
- el **riesgo sísmico específico** representa la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras en riesgo, sufra uno o varios grados de daño durante un tiempo de exposición dado.
- el **riesgo sísmico** se define como el grado esperado de pérdidas sufridas por una estructura o un grupo de estructuras en riesgo, durante el período de exposición considerado.

Puede observarse que el riesgo específico depende tanto de la vulnerabilidad de la estructura en riesgo, como de la peligrosidad del sitio de emplazamiento. El riesgo sísmico en cambio, depende del riesgo específico y del coste o valor de la estructura o del elemento en riesgo, coste que puede ser de cualquier tipo: sea económico, financiero, de indemnización, social, humano, etc.

Sandi⁽²²⁾ desarrolla un marco matemático de los conceptos antes definidos y expresa el riesgo específico S como la convolución entre las probabilidades de ocurrencia de todas las intensidades posibles de terremotos, es decir la peligrosidad sísmica H y la vulnerabilidad V correspondiente a cada intensidad de terremoto considerado. Su expresión sería

$$S = H \otimes V \quad (3.4)$$

mientras que el riesgo sísmico R se obtiene mediante la operación de convolución \otimes entre S y el valor de los elementos en riesgo E

$$R = S \otimes E \quad (3.5)$$

El valor de los elementos en riesgo proviene tanto de los costes directos de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido del edificio, como también

de los costes indirectos. Dichos costes indirectos pueden ser, por una parte sociales o psicológicos y por otra parte de producción, de ventas y de depreciación debidas a la interrupción del servicio de las estructuras y de las comunicaciones⁽¹⁶⁾. El riesgo específico S se puede describir de la siguiente manera:

- Utilizando matrices de probabilidad de daño

$$S = \sum_j \sum_i P[D = j|i] P[i] \quad (3.6)$$

En este caso, S se obtiene como la probabilidad condicional de que se produzca un nivel de daño j dado un sismo de intensidad i , multiplicada por la probabilidad de ocurrencia de dicho sismo para un período de retorno dado y todo esto para cada nivel de daño asociado a cada intensidad. De esta manera, el riesgo específico S queda relacionado con el mismo período de retorno de la peligrosidad sísmica.

- Utilizando funciones de vulnerabilidad

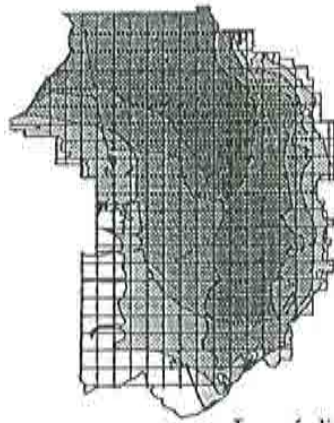
$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{\max}} f(d|I) f(I) dI dd \quad (3.7)$$

$$S = F(d_{\max}) \quad (3.8)$$

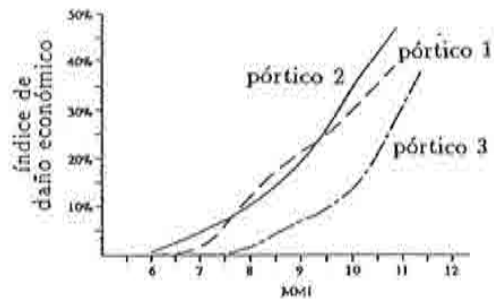
d es la variable de daño estructural, $F(\bar{d})$ es la función de distribución de probabilidad de daño acumulada para un valor $d = \bar{d}$, $f(d|I)$ es la función de densidad de probabilidad de daño condicionada respecto a la intensidad del sismo y $f(I)$ es la función de densidad de probabilidad de la intensidad del terremoto. Por consiguiente, el riesgo específico S vendrá dado por el valor máximo de la función de distribución de daño acumulada⁽⁶⁾.

El proceso de evaluación del riesgo sísmico queda explicado de manera sintética en la figura 3.8. El territorio se discretiza en un sistema de pequeñas unidades gráficas —figura 3.8(a)— para las cuales puede almacenarse, mediante una base de datos, la información referente tanto a su ubicación y localización en la zona, como los resultados de la macro y de la microzonificación, información sobre las tipologías estructurales existentes, su valor económico, etc. Se incluye entre los datos la relación entre el índice de daño global y la intensidad del sismo caracterizado por los parámetros utilizados en la evaluación de la peligrosidad. Dicha relación está esquematizada en la figura 3.8(b) a través de funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías estructurales. Finalmente, se obtiene un mapa como el de la figura 3.8(c), que muestra las pérdidas sufridas por las estructuras para el sismo esperado en un período de retorno dado, denominándose a este mapa *escenario de daño*^(24,25).

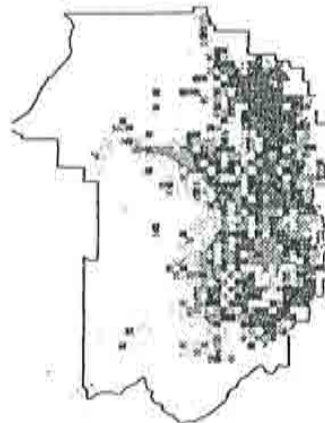
(a) Datos del valor de los edificios, tipos de estructuras e intensidad del terremoto



(b) funciones de vulnerabilidad para las estructuras por tipo de pórtico



Las pérdidas esperadas son calculadas para cada tipo de pórtico e intensidad de sismo utilizando los datos del valor y las funciones de vulnerabilidad



(c) Pérdidas por estructura para un determinado período de exposición

Figura 3.8 Proceso de convolución matemático-gráfico entre peligrosidad y vulnerabilidad y obtención de escenarios de daño⁽²⁵⁾.

La presentación de los resultados en forma de mapas temáticos, mostrando los posibles escenarios de daño de la zona en estudio, permite estimar localizaciones y regiones con riesgo sísmico más alto, sitios con efectos locales del suelo más marcados, estructuras más vulnerables, estimaciones de pérdidas esperadas, dando una idea global del problema y poniendo las bases para solucionar el problema de mitigación del riesgo sísmico.

3.5 SIMULACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑO

3.5.1 Método del índice de vulnerabilidad

Se ha escogido el método del índice de vulnerabilidad, desarrollado y ampliamente aplicado en diversas zonas de Italia como método de evaluación sísmica de las estructuras. Dicho método identifica los parámetros más importantes que controlan el daño en un edificio frente a acciones sísmicas, los cuales son calificados individualmente en una escala numérica afectada por un factor de peso W_i , que trata de resaltar la importancia de un parámetro respecto al resto. En la tabla 1 pueden verse los once parámetros considerados en el análisis y sus correspondientes calificaciones K_i de acuerdo con las condiciones de calidad: desde A —óptima— hasta D —deficiente—. En la misma tabla se han incluido los valores iniciales atribuidos a los pesos W_i . A partir de estas características se realiza una calificación global de la estructura mediante el índice de vulnerabilidad del edificio (I_v), que se define mediante la ecuación⁽²⁶⁾

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad (3.9)$$

donde el sumatorio se efectúa sobre los once parámetros mencionados. Para los valores de la tabla 1, el índice de vulnerabilidad I_v toma valores entre 0 y 382.5. Utilizando funciones de vulnerabilidad, es posible relacionar el índice I_v con el índice de daño D del edificio cuyo valor, expresado en porcentaje, está comprendido entre 0 y 100.

Tabla 1 Escala numérica del índice de vulnerabilidad (I_v). A, B, C y D describen las condiciones de calidad de los diferentes parámetros.

Num	Parámetro	$K_i A$	$K_i B$	$K_i C$	$K_i D$	Peso W_i
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.0
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia convencional	0	5	25	45	1.5
4	Posición edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.0
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.0
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.0
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1.0

Después de los sismos ocurridos el 23 de Diciembre de 1993 y 4 de Enero de 1994 en una amplia zona del sur de España, se ha realizado un estudio post-terremoto. Los epicentros de los sismos se localizaron en la provincia de Almería;

el primero cerca de las poblaciones de San Roque y Berja y el segundo a unos 20 km de la costa, frente a las localidades de Almerimar y Baños. La profundidad focal fue de 10-15 km. La intensidad máxima evaluada en los sitios más críticos alcanzó el grado VII en la escala MSK, resultando seriamente afectadas ciertas estructuras, tanto de mampostería como de hormigón armado. El procedimiento se inició con un levantamiento de los datos de cada edificio estudiado; a la vez que se examinó su vulnerabilidad, se realizó una evaluación del daño que sufrieron. Disponiéndose de los índices de vulnerabilidad y de daño de cada edificio se obtuvo, mediante un análisis estadístico, la función de vulnerabilidad correspondiente al nivel de intensidad del terremoto ocurrido en el lugar (figura 3.9), siendo ésta la primera función de vulnerabilidad observada obtenida a partir de un estudio post-terremoto en España⁽⁶⁾.

Un primer objetivo de este ejemplo es el de simular funciones de vulnerabilidad y de calibrar dichas funciones a partir de la mencionada función de vulnerabilidad observada; luego, mediante un análisis probabilista, se derivan matrices de probabilidad de daño. Finalmente, se aplica el método del índice de vulnerabilidad para establecer posibles escenarios de daño en un sector de Barcelona.

3.5.2 Simulación y calibración de funciones de vulnerabilidad

Se ha escogido el modelo de Abrams⁽²⁷⁾, el cual refleja adecuadamente el comportamiento inelástico de los edificios de mampostería no reforzada y sus modos de fallo, tanto a flexocompresión como a cortante. Dicho modelo ha sido aplicado a las estructuras modelizadas como edificios de cortante o como paneles a corte. Se evaluó la capacidad máxima de los muros de resistir cargas sísmicas, lo cual permitió calcular un índice de daño de la estructura mediante la relación entre la sollicitación y los estados inicial y de máxima fisuración, previos al colapso. Debido a la falta de resolución característica de los estudios de peligrosidad sísmica, así como por requerimientos del modelo de Abrams, se optó por definir la acción sísmica mediante los espectros de respuesta de las normativas sismo-resistentes españolas⁽²⁸⁾.

Se efectuó primeramente la simulación para la intensidad VII correspondiente a la función de vulnerabilidad observada (figura 3.9) y se realizó un análisis regresional a fin de calibrar la curva observada. La estrategia utilizada ha consistido en variar los pesos W_i , pero manteniendo la relación de proporción entre ellos, puesto que el método italiano jerarquiza los parámetros que tienen mayor influencia en el daño esperado en un edificio mediante los mencionados pesos. La calibración se realizó "llevando" la curva simulada hacia la observada mediante una búsqueda de las raíces de los polinomios de regresión, una inversión generalizada condicional del sistema de ecuaciones generado por (3.18) y mediante un nuevo análisis polinomial regresional. Al final de un proceso iterativo se obtuvo tanto la curva simulada calibrada a la observada (figura 3.10), como los nuevos valores de W_i (tabla 2) aplicables a la región⁽²⁹⁾.

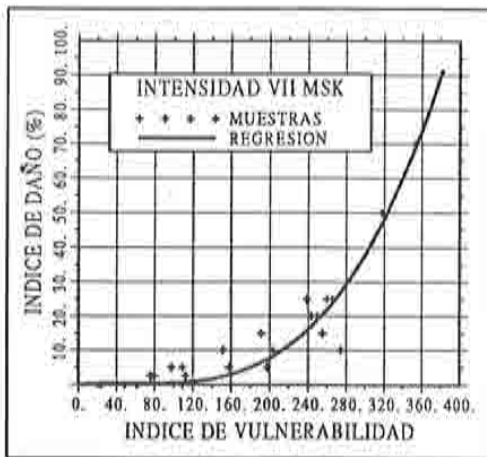


Figura 3.9 Función de vulnerabilidad observada en España, para un nivel de intensidad VII MSK.

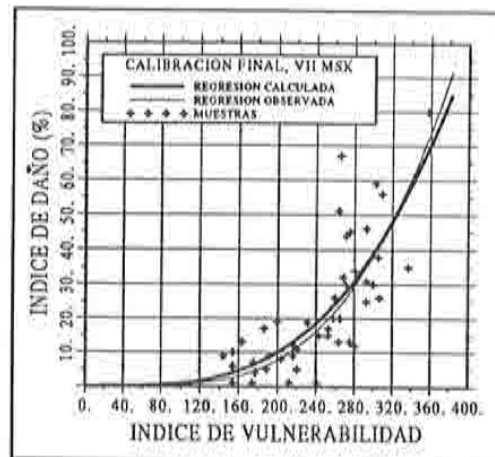


Figura 3.10 Simulación de edificios para intensidad VII y comparación con la función observada.

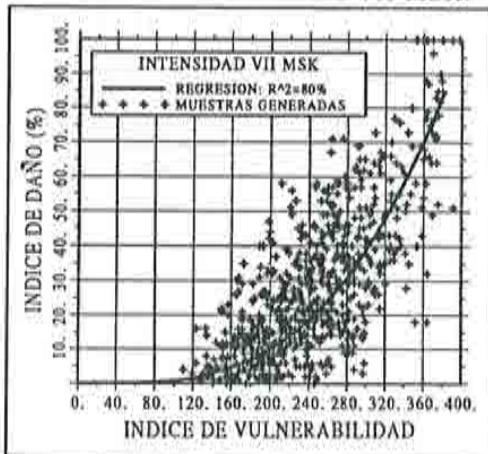


Figura 3.11 Simulación final de edificios y regresión polinómica para intensidad VII MSK.

Peso W_i	Benedetti	Iter 1	Iter n
1	1.00	1.015	1.095
2	0.25	0.254	0.274
3	1.50	1.523	1.643
4	0.75	0.762	0.821
5	1.00	1.015	1.095
6	0.50	0.508	0.548
7	1.00	1.015	1.095
8	0.25	0.254	0.274
9	1.00	1.015	1.095
10	0.25	0.254	0.274
11	1.00	1.015	1.095

Tabla 2 Valores de W_i de la referencia (26) y obtenidos del proceso iterativo.

Una vez realizada la calibración, se generaron unos 2000 para los que se realizaron los cálculos y se efectuó el análisis regresional, obteniéndose la forma final de la función de vulnerabilidad simulada (figura 3.11).

3.5.3 Estudio probabilista y resultados de la simulación

Utilizando el método del índice de vulnerabilidad, la expresión probabilista para el cálculo del riesgo sísmico específico se escribe como⁽²⁶⁾

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{v\max}} \int_0^{I_{\max}} f(d|I_v, I) f(I_v) f(I) dI dI_v dd \quad (3.10)$$

donde $F(\bar{d})$ es la función de distribución de daño acumulada para $d = \bar{d}$. La expresión $f(d|I_v, I)$ es la función de densidad de daño condicionada sobre el

índice de vulnerabilidad y la intensidad del sismo, mientras que las funciones $f(I_v)$ y $f(I)$ son las funciones de densidad del I_v y de la intensidad del terremoto I . Nótese que el riesgo específico S viene expresado por la ecuación (3.8).

El proceso de simulación se realizó luego para el resto de intensidades sísmicas consideradas, utilizando siempre los nuevos valores W_i . Se aplicó la técnica de simulación por Montecarlo, que consiste en simular mediante un proceso determinista los resultados de muchos experimentos repetitivos a partir de datos de entrada obtenidos de manera probabilista y buscar la ley de distribución de probabilidad que se le ajusta⁽³⁰⁾. Se realizaron histogramas de los resultados y se ajustaron modelos probabilistas utilizando niveles de significancia de 5% o 10% como, por ejemplo, en las figuras 3.12 y 3.13. De esta manera pueden definirse las funciones $f(I_v)$ y $f(d|I_v, I)$. La función $f(I)$ se obtiene a partir de estudios de peligrosidad sísmica. La ecuación (3.10) puede discretizarse y, de esta manera, obtener la probabilidad condicional de daño $P[d | \Delta I_v, \Delta I]$, en forma de matriz de probabilidad en tres dimensiones

$$P[d_i < d < d_{i+1}] = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m P[d_i < d < d_{i+1} | I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}, I_k < I < I_{k+1}] \quad (3.11)$$

$$\times P[I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}] \times P[I_k < I < I_{k+1}]$$

donde $P[d_i < d < d_{i+1}]$ es la probabilidad de obtener un grado de daño entre los valores d_i y d_{i+1} . El primer factor del miembro derecho es la probabilidad de daño condicionada sobre el índice de vulnerabilidad I_v y la intensidad I . Los otros dos son las probabilidades totales para el índice de vulnerabilidad y para la intensidad, comprendidas entre los rangos indicados; m es el número total de intervalos ΔI_v y n el número total de intervalos ΔI ⁽²⁹⁾.

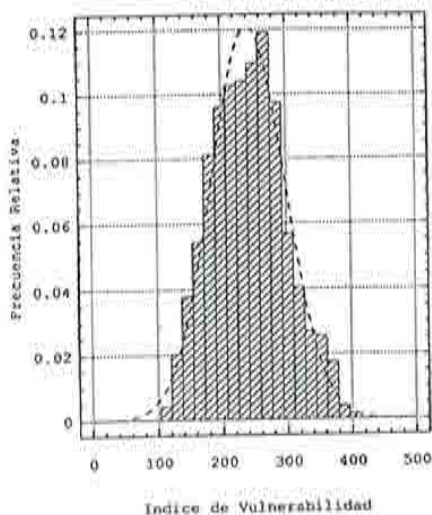


Figura 3.12 Histograma y distribución normal del índice de vulnerabilidad $f(I_v)$.

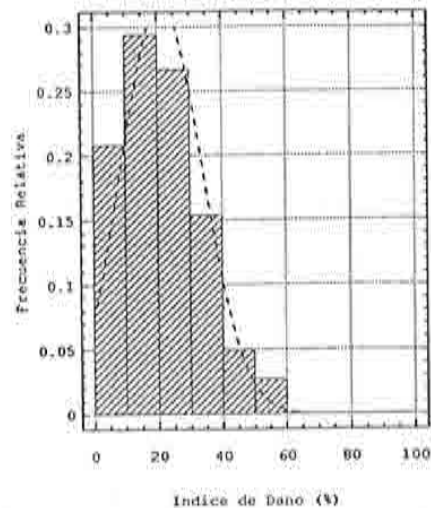


Figura 3.13 Histograma y distribución normal del daño. $I_v \in [200, 250]$, $I = VII$ MSK.

Como resultado final de la simulación se obtienen las funciones de vulnerabilidad para distintas intensidades (figura 3.14) y de la discretización se pueden desarrollar matrices de probabilidad de daño del tipo descrito anteriormente, como la presentada en la tabla 3.

Tabla 3 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, del modelo ajustado a los datos simulados $I=VII$ MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 100	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100 – 150	0.838	0.008	0.000	0.000	0.000
150 – 200	0.660	0.257	0.004	0.000	0.000
200 – 250	0.413	0.473	0.068	0.001	0.000
250 – 300	0.183	0.455	0.293	0.048	0.002
300 – 350	0.005	0.344	0.467	0.149	0.029
> 350	0.000	0.000	0.015	0.276	0.467

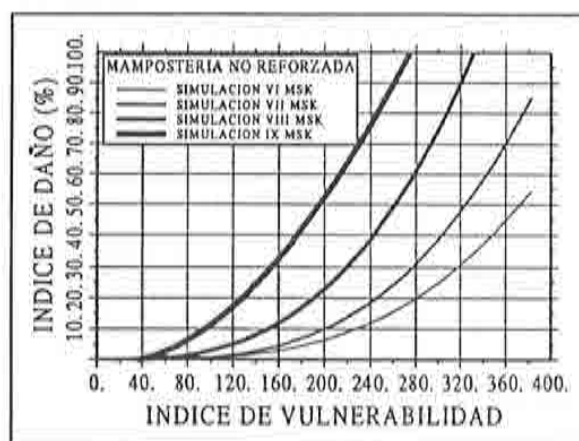


Figura 3.14 Funciones de vulnerabilidad obtenidas por simulación para mampostería no reforzada y diferentes escalas de intensidad MSK⁽²⁹⁾.

3.5.4 Aplicación de la metodología al “Eixample” de Barcelona

Se ha escogido una muestra de edificios de la zona del “Eixample” de Barcelona, organizándola de manera aleatoria en manzanas similares a las reales. Además, de los planos de construcción disponibles en los archivos históricos de la ciudad se han obtenido características estructurales que facilitaron la labor de levantamiento. De la inspección de cada uno de los edificios escogidos se llegó a la determinación completa de todos los parámetros requeridos por la metodología. Finalmente, se calculó el índice de vulnerabilidad de cada edificio y se estimó el índice de daño correspondiente al nivel de intensidad macrosísmica considerada en la zona simulada, mediante las funciones de vulnerabilidad anteriormente obtenidas.

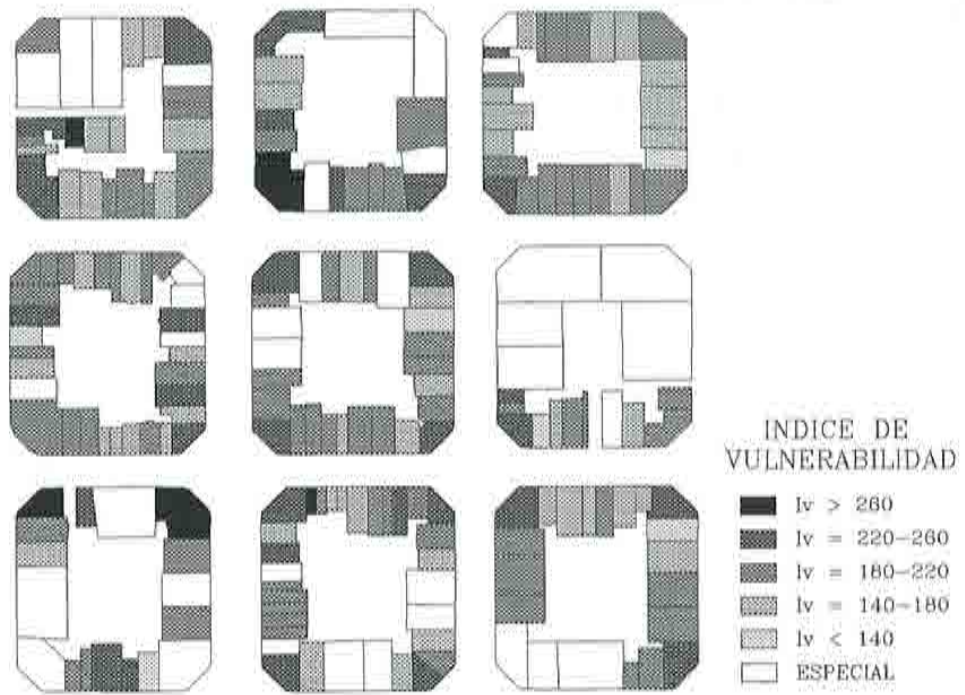


Figura 3.15 Mapa de vulnerabilidad del sector estudiado⁽²⁹⁾.

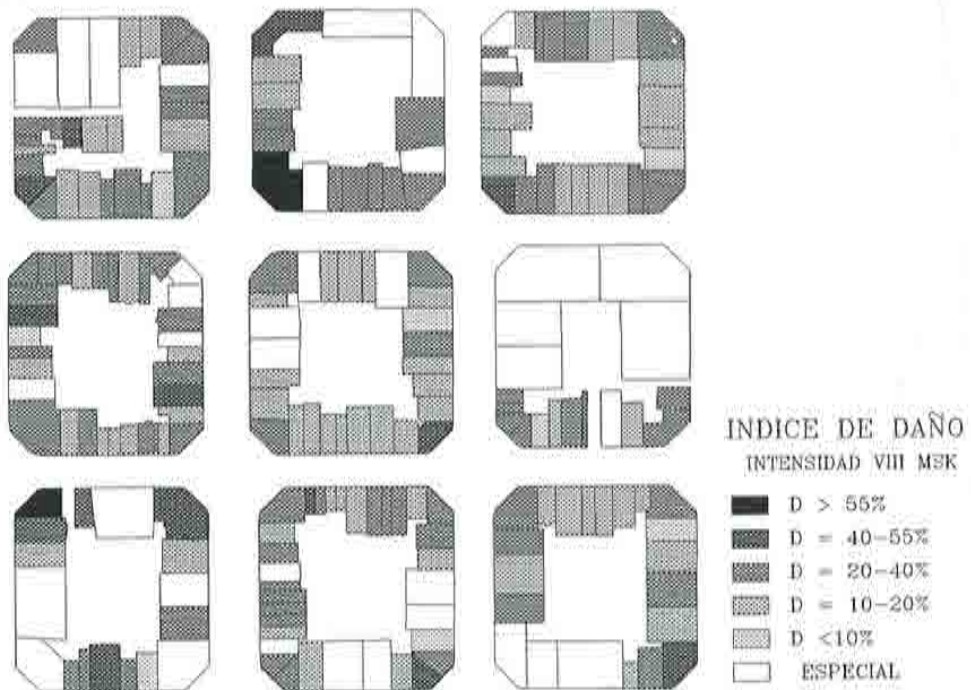


Figura 3.16 Escenario de daño para un sismo de intensidad VIII MSK⁽²⁹⁾.

En la figura 3.15 se observa la disposición de los edificios de mampostería no reforzada ubicados en las manzanas simuladas y los valores del índice de vulnerabilidad obtenidos, que son medios y altos principalmente. Aquellos que no están identificados son edificios de hormigón armado y especiales, para los cuales no puede aplicarse la presente metodología. Los valores altos responden a la baja calidad de los materiales y al estado medio-bajo de conservación de los edificios, en contraposición con la buena semi-regularidad en planta y en altura que presentan los mismos.

En la figura 3.16 se muestra, como ejemplo, el escenario de daño para la intensidad VIII. Se observan daños ya importantes, la mayoría de ellos entre 20% y 40%, con focos superiores al 40%. Si llegara a producirse un sismo de estas características, las pérdidas serían graves y bastante generalizadas en toda la zona⁽²⁹⁾.

La metodología desarrollada se muestra adecuada para analizar zonas urbana a gran escala, pues proporciona una estimación suficiente del comportamiento sísmico de los edificios, con miras a la toma de decisiones en planes de mitigación de desastres. Los resultados obtenidos para el "Eixample" muestran una vulnerabilidad media-alta de los edificios, lo que parece correcto dado el estado en el que se encuentran. La simulación por ordenador ha reemplazado parcialmente la información que debiera obtenerse de los estudios post-terremoto; sin embargo, cabe anotar que siempre serán necesarios levantamiento de los daños después de un sismo, tanto para calibrar como para verificar la calibración que se realice en estudios de tipo analítico.

REFERENCIAS

1. V. Bertero, "Lessons Learned From Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research", *Primera Conferencia Internacional Torroja 1989*, Madrid, 1992.
2. A. Astaneh, et al., *Preliminary Report on the Seismological Aspects of the October 17, 1989 Santa Cruz (Loma Prieta) Earthquake*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Report UCB/EERI-89/14, October 1989.
3. L. Benuska et al., "Loma Prieta Earthquake, Reconnaissance Report", *Earthquake Spectra*, 6, supplement, 1990.
4. J. F. Hall et al., *Northridge Earthquake January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report*, Earthquake Engineering Research Institute, Publication 94-01, Oakland, 1994.
5. J. A. Canas, L. Pujades y E. Banda, *Sismicidad y Peligrosidad Sísmica*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, monografía IS-11, 1994.
6. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, monografía IS-12, 1994.
7. A. Sarria, *Ingeniería sísmica*, Ediciones Uniandes, Bogotá, 1990.

8. A. H. Barbat y J. M. Canet, *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1994.
9. J. J. Egozcue, A. Barbat, J. A. Canas, J. Miquel y E. Banda, "A method to estimate intensity occurrence probabilities in low seismic activity regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20(1)**, 43-60, 1991.
10. P. Thenhaus, S. Hanson, I. Effendi, E. Kertapati y S. T. Algermissen, "Pilot studies of seismic hazard and risk in North Sulawesi province, Indonesia", *Earthquake Spectra*, **9(1)**, 97-120, 1993.
11. European Seismological Commission, "European Macroseismic Scale 1992", *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, **7**, (editor G. Grünthal), Luxembourg, 1993.
12. ***, *Atlas Nacional de España*, Instituto Geográfico Nacional, Madrid, **II(8)**, 1992.
13. E. Faccioli y D. Reséndiz, "Soil Dynamics: Behavior Including Liquefaction", *Seismic Risk and Engineering Decisions* (editores E. Rosenblueth & C. Lomnitz), 71-139, 1976.
14. W. Jalil, "New french seismic code orientations", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 5867-5873, Madrid, 1992.
15. J. Ferrito, "Economics of seismic design for new buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **110(12)**, 2925-2938, 1984.
16. S. Gunturi y H. Shah, "Building specific damage estimation", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 6001-6006, Madrid, 1992.
17. C. Caicedo, "Vulnerabilidad Sísmica en Zonas Urbanas. Aplicación a un Sector del Eixample de Barcelona", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
18. C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, A. Roca, X. Goula y F. Maña, "Vulnerabilidad sísmica de edificios existentes. Aplicación a Cataluña", *Primer congreso Iberoamericano sobre técnicas aplicadas a la gestión de emergencias para la reducción de desastres naturales*, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 359-365, 1992.
19. S. W. Cochrane y W. H. Schaad, "Assessment of earthquake vulnerability of buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **1**, 497-502, Madrid, 1992.
20. K. Porter, G. Johnson, M. Zadeh, C. Scawthorn y S. Eder, *Seismic Vulnerability of Equipment in Critical Facilities: Life-Safety and Operational Consequences*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Report **NCEER-93-0022**, November 1993.
21. L. Cret, F. Yamasaki, S. Nagata y T. Katayama, "Earthquake damage estimation and decision analysis for emergency shut-off city gas networks using fuzzy set theory", *Structural Safety*, **12(1)**, 1-19, 1993.
22. H. Sandi, "Earthquake risk and earthquake preparedness: some qualitative aspects and quantification possibilities", *Proceedings of the Seminar on Earthquake preparedness — UNDP/UNESCO/UNDRO Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region*, Athens, 79-93, 1983.

23. H. Sandi, "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, 7, 11-69, 1986.
24. D. Jonmans y M. Campillo, "The 1983 Liege Earthquake: Damage distribution and site effects", *Earthquake Spectra*, 6(4), 713-737, 1990.
25. P. Emmi y C. Horton, "A GIS-based assessment of earthquake property damage and casualty risk: Salt Lake County, Utah", *Earthquake Spectra*, 9(1), 11-33, 1993.
26. D. Benedetti, G. Benzoni y M. Parisi, "Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16(2), 183-201, 1988.
27. D. P. Abrams, "Strength and behaviour of unreinforced masonry elements", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, 7, 3475-3480, 1992.
28. A. H. Barbat y M. Paz, "Seismic codes of Spain", en *International Handbook of Earthquake Engineering* (editor M. Paz), Chapman & Hall, New York, 431-446, 1994.
29. F. Yépez, J. A. Canas, A. H. Barbat, A. Roca y X. Goula, "Seismic vulnerability evaluation in urban areas from observed damage", *Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, 1995, (accepted for publication).
30. Z. Karian y E. Dudewicz, *Modern Statistical Systems and GPSS Simulation*, Computed Science Press, New York, 1991.

CAPÍTULO 4

Aislamiento de base pasivo y activo para edificios

Alex H. Barbat, L. Bozzo, J. Rodellar y N. Molinares

4.1 INTRODUCCIÓN

Los principios del diseño antisísmico tradicional de edificios parten de la idea de que el movimiento del terreno se transmite a la estructura a través de su base fija. Su objetivo es disipar una parte de la energía inducida por los terremotos, con el fin de evitar aceleraciones y desplazamientos excesivos de la estructura, manteniendo su respuesta dentro de unos límites marcados por condiciones de seguridad, servicio y confort humano. De acuerdo con estos principios de diseño antisísmico, la disipación suele conseguirse a partir de la plastificación de algunos elementos estructurales que, en el caso de edificios, son la entrega de las vigas a las columnas. Las medidas generales de diseño antisísmico convencional de edificios pueden resumirse en:

- Peso y rigidez de la estructura distribuidos uniforme y simétricamente.
- Uso de estructuras ligeras y con el centro de gravedad lo más bajo posible.
- Elementos estructurales constituidos por materiales con características mecánicas adecuadas, diseñados de tal forma que aseguren la máxima disipación de energía.

- Elementos estructurales vinculados entre sí de manera que formen contornos cerrados tanto en planta como en elevación.
- Cimentaciones profundas, apoyadas sobre capas de terreno uniformes y firmes.

El incremento de la capacidad de resistencia que se consigue aplicando estas medidas permite que las estructuras sometidas al efecto del movimiento sísmico no sufran daños importantes. Sin embargo se deben tener en cuenta algunos de sus inconvenientes:

- Las estructuras que se diseñan son más rígidas y de mayor peso que en el caso estático y, por lo tanto, de mayor coste.
- Las incertidumbres en la acción sísmica pueden llevar a daños importantes en la estructura e incluso a su colapso.

Una posible forma de remediar parcialmente estos inconvenientes es la utilización de sistemas de control pasivo, basados en una serie de medidas que pueden ser clasificadas en dos categorías:

- *estructurales*, que tienen como objetivo concentrar el daño en ciertas zonas preestablecidas de la estructura, protegiéndose de esta manera las zonas críticas de la misma.
- *no estructurales*, que incorporan en la estructura mecanismos que absorben parcialmente la energía inducida por la excitación.

Como ejemplo típico de sistema de control pasivo se puede mencionar el aislamiento de base, que consiste esencialmente en mecanismos que desacoplan parcialmente la estructura del terreno a fin de reducir su movimiento. Dicho desacoplamiento se lleva a cabo colocando entre la base de la estructura y su cimentación aparatos de apoyo que incrementen la flexibilidad del sistema global estructura-base y que, al mismo tiempo, produzca un amortiguamiento apropiado. Todos estos aspectos hacen que las limitaciones del diseño tradicional sean superadas ya que se reducen las deformaciones estructurales y las demandas de ductilidad. En la figura 4.1 se muestra una comparación entre una estructura convencional y una con aislamiento de base. Se observa como al actuar el sismo sobre la estructura convencional [figura 4.1(a)], ésta experimenta grandes deformaciones y se fisura. Sin embargo en la estructura aislada de la figura 4.1(b), el efecto del sismo disminuye y el mayor desplazamiento se produce en la base. Esta situación corresponde al caso en que las características del sismo están dentro del rango considerado en el diseño del sistema de aislamiento.

La principal desventaja de los sistemas de aislamiento de base consiste en que su capacidad de reducir el movimiento estructural depende del contenido frecuencial de la excitación. Es obvio que, si el período predominante de algún terremoto es del mismo orden de magnitud que el período fundamental del sistema estructura-aislamiento de base, se incrementa la respuesta estructural. Por este motivo es necesario una evaluación previa fiable de las características de los futuros terremotos en la región.

Otro procedimiento, cada vez más utilizado para reducir las vibraciones es-

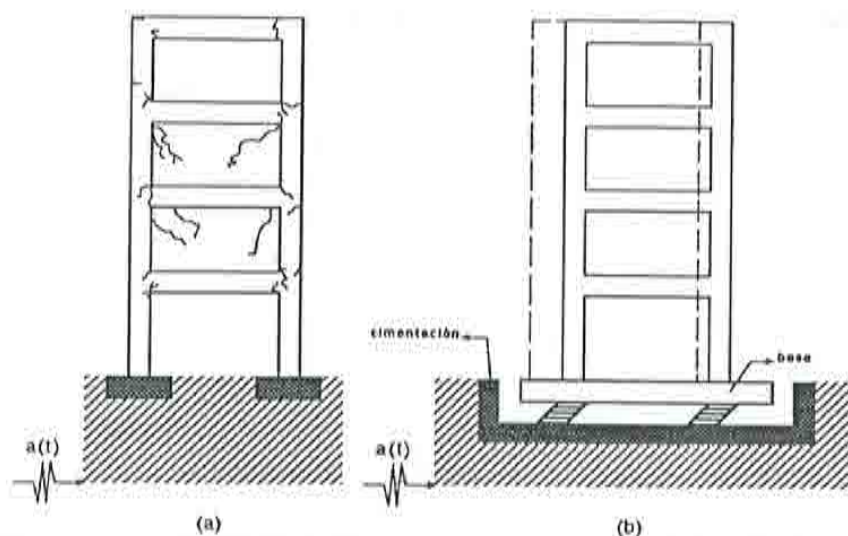


Figura 4.1 (a) Edificio convencional. (b) Edificio con aislamiento sísmico.

estructurales, consiste en incorporar a la estructura mecanismos alimentados por una fuente de energía externa, capaces de ejercer fuerzas de control. Dichos mecanismos se incluyen en un lazo cerrado gobernado por un ordenador, lo que permite calcular continuamente, en tiempo real, las fuerzas de control que deben aplicarse, en función de los valores de la respuesta estructural medida, utilizando un cierto algoritmo de control. Este tipo de sistema, denominado de control activo, está formado por sensores que miden la respuesta estructural, un ordenador que calcula el valor de las fuerzas de control basándose en una estrategia de control y mecanismos actuadores que ejercen dichas fuerzas sobre la estructura. La utilización del control activo evita la principal desventaja de los anteriores procedimientos ya que, por su propia concepción, es capaz de adecuarse automáticamente a las características de la excitación. Además, la respuesta estructural obtenida empleando este tipo de control es mucho menor que la que se obtiene mediante sistemas pasivos. Sin embargo, los sistemas de control activo tienen la desventaja de que requieren un importante aporte de energía para gobernar el movimiento de los actuadores.

A raíz de las desventajas del control pasivo (dependencia del contenido frecuencial de la excitación) y del activo (requerimiento de un alto consumo de energía), se han propuesto últimamente los llamados sistemas híbridos que combinan sistemas pasivos y activos. Con éstos se busca aprovechar las virtudes de los sistemas pasivos y activos, combinándolos de tal forma que se limiten sus desventajas. Un tipo de sistema híbrido que en los últimos años ha despertado un gran interés combina un sistema de aislamiento de base con uno de control activo que aplica fuerzas sobre la misma base. La componente pasiva del sistema híbrido, en este caso el aislamiento de base, reduce los desplazamientos relativos y la aceleración absoluta de la estructura a costa de un desplazamiento significativo

de la base. El objetivo de la componente activa es el de reducir este movimiento mediante la aplicación de fuerzas de control. Desde un punto de vista práctico, es importante que el mencionado objetivo se alcance mediante la aplicación de una única fuerza que no exceda unos valores aceptables. El desarrollo de una ley de control que permita su evaluación presenta dificultades relacionadas tanto con el comportamiento no lineal del sistema de aislamiento como con las incertidumbres asociadas a la modelización del sistema global estructura-aislamiento y de la excitación. La figura 4.2 corresponde al caso en que el sismo tiene un contenido frecuencial muy cercano al del aislamiento, por lo cual la estructura aislada de la figura 4.2(a) se comporta mal. Por el contrario, la estructura con sistema híbrido de la figura 4.2(b) se comporta adecuadamente.

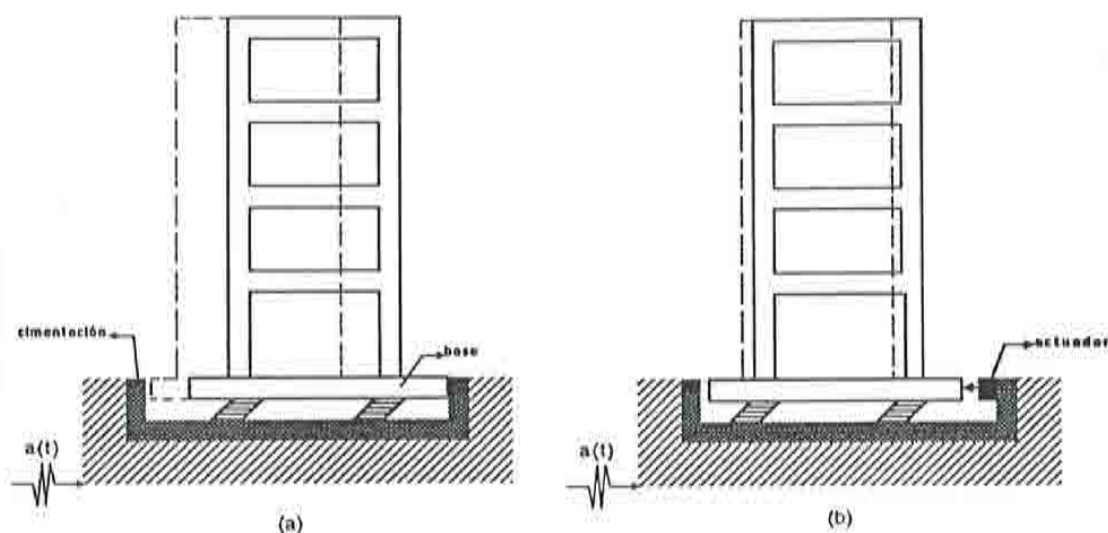


Figura 4.2 (a) Edificio con sistema pasivo. (b) Edificio con sistema híbrido.

En este trabajo se presenta un tipo de sistema híbrido que combina un sistema de aislamiento de base con uno de control activo que aplica fuerzas sobre la base. Dichas fuerzas se calculan mediante una ley de control que garantiza un comportamiento adecuado, tanto de la estructura como de la base, frente a una amplia clase de no linealidades del sistema de apoyo y a incertidumbres del modelo dinámico y de la excitación. Para simular en el ordenador el comportamiento sísmico de edificios que tengan instalado el sistema híbrido considerado, se deben formular algoritmos capaces de analizar el efecto del aislamiento de base en el rango no lineal. Al mismo tiempo es necesario disponer de una ley de control que genere la fuerza de control activo en las condiciones de la no linealidad del sistema de apoyo; el objetivo de dichas fuerzas de control debe examinarse a partir del comportamiento del sistema estructura-aislamiento en condiciones puramente pasivas.

4.2 SISTEMAS NO LINEALES DE AISLAMIENTO DE BASE

Los sistemas de aislamiento de base, que se caracterizan por su flexibilidad y capacidad de absorción de energía, se utilizan para reducir la aceleración horizontal transmitida por los terremotos a la estructura⁽¹⁾. En las referencias (1) y (2) se incluye una lista de algunas estructuras con sistemas de aislamiento sísmico. Entre los más difundidos se encuentran los llamados de *fricción pura*⁽³⁻⁵⁾, los de *goma laminada*^(1,6), los *flexible-friccionante*⁽⁷⁾, el desarrollado por la compañía eléctrica francesa *Electricité de France*⁽⁸⁾, el *neozelandés* o apoyo de *plomo-goma*^(12,6,9-11), etc. Básicamente, los aislamientos de base se pueden dividir en dos grandes familias, los de elastómeros, que son sistemas histeréticos y los deslizantes, que son sistemas friccionales. Como todos los sistemas mencionados anteriormente y la gran mayoría de los existentes se obtienen combinando estos dos tipos de aislamiento de distintas formas, en esta monografía solo se consideran los sistemas *histeréticos* y de *fricción pura*.

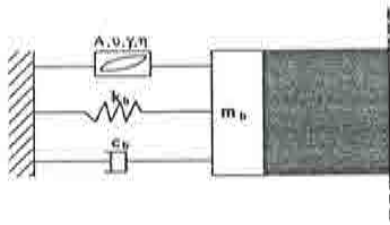


Figura 4.3 Sistema histerético

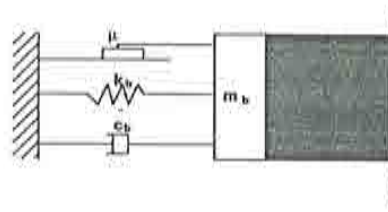


Figura 4.4 Sistema friccional.

Un sistema histerético puede ser modelado mediante el esquema simplificado de la figura 4.3, utilizando un módulo histerético, un amortiguador y un resorte⁽¹²⁾. Los sistemas de aislamiento de base llamados de *fricción pura* son aquellos en los cuales el mecanismo de aislamiento solo incluye fricción de deslizamiento. Un esquema de este tipo, que es el más sencillo de todos, puede verse en la figura 4.4.

El edificio que se muestra de manera esquemática en la figura 4.5 tiene un sistema de aislamiento de base con características no lineales. Debido al efecto del aislamiento el edificio tiene un comportamiento elástico. En consecuencia su ecuación del movimiento correspondiente a una excitación sísmica de aceleración $a(t)$ es

$$\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{D}}_e + \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{D}}_e + \mathbf{K}_e \mathbf{D}_e = -\mathbf{M}_e \mathbf{J}_e [\ddot{d}_b + a(t)] \quad (4.1)$$

En esta ecuación se ha supuesto la subestructura-edificio separado de la base, aplicándose como acciones sobre él las fuerzas de inercia debidas a la aceleración absoluta de la base. \mathbf{D}_e es el vector de desplazamiento relativo a la base, \mathbf{M}_e es la matriz de masa, \mathbf{C}_e es la matriz de amortiguamiento, \mathbf{K}_e es la matriz de rigidez, \ddot{d}_b es la aceleración de la base relativa al terreno y \mathbf{J}_e es el vector que expresa el

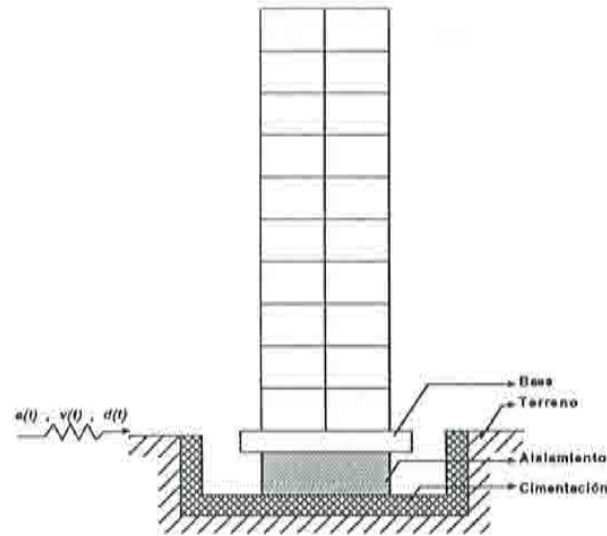


Figura 4.5 Edificio con aislamiento de base no lineal.

movimiento de sólido rígido según los grados de libertad del modelo. Por consiguiente, $\ddot{d}_b + a(t)$ es la aceleración absoluta de la base aislada. Esta ecuación es válida para modelos dinámicos desarrollados mediante cualquier proceso de discretización espacial. Sin embargo, aquí se considerará que la estructura se modeliza como edificio de cortante, siendo las matrices de masa y de amortiguamiento diagonales, la matriz de rigidez tridiagonal y \mathbf{J}_e el vector unidad.

Se escribe ahora la ecuación de la subestructura-base, para la cual se considera un solo grado de libertad, y que viene dada por

$$m_b(\ddot{d}_b + a(t)) + \mathbf{J}_e^T \mathbf{M}_e [\ddot{\mathbf{D}}_e + \mathbf{J}_e(\ddot{d}_b + a(t))] + c_b \dot{d}_b + k_b d_b + f = 0 \quad (4.2)$$

Tal como puede observarse, sobre dicha subestructura se aplican tanto la fuerza proveniente del efecto del edificio, como la debida al aislamiento. En esta ecuación m_b es la masa de la base, c_b y k_b son, respectivamente, el amortiguamiento y la rigidez elásticos del aislamiento, f es la fuerza no lineal ejercida por el aislamiento de base sobre m_b y $a(t)$ es la aceleración horizontal del terreno. Para la fuerza f , que depende de la naturaleza del aislamiento utilizado, debe disponerse de un modelo matemático que la simule adecuadamente, tanto para el caso histerético como para el friccional. A continuación se describirán los modelos utilizados para la fuerza f , que se formulan a partir de ecuaciones diferenciales.

Sistema histerético. Para el caso en que se utiliza el sistema histerético, Wen⁽¹³⁾ sugiere el siguiente modelo matemático para describir la fuerza restitutiva correspondiente f

$$f = \alpha \frac{f^y}{d^y} d_b + (1 - \alpha) f^y z \quad (4.3)$$

donde d^y y f^y son el desplazamiento y la fuerza límite del amortiguador, respectivamente, α define el comportamiento post-fluencia del sistema y z es una componente histérica adimensional que satisface una ecuación diferencial no lineal de primer orden

$$\dot{z} = A\dot{d}_b - \nu|z|^n \dot{d}_b - \gamma|z|^{n-1} z |d_b| \quad (4.4)$$

Aquí A , ν , γ y n son coeficientes que permiten la descripción de una clase muy amplia de ciclos histéricos, donde el parámetro n es un entero que controla la transición del comportamiento elástico al plástico de la respuesta. Consecuentemente para estructuras con un aislamiento de base histérico, la ecuación del movimiento de la base es

$$m_b(\ddot{d}_b + a(t)) + c_b \dot{d}_b + k_b d_b + \alpha \frac{f^y}{d^y} d_b + (1 - \alpha) f^y z + \mathbf{J}_e^T \mathbf{M}_e [\ddot{\mathbf{D}}_e(t) + \mathbf{J}_e(\ddot{d}_b + a(t))] = 0 \quad (4.5)$$

Sistema de fricción pura. Cuando se considera el caso friccional, la fuerza f viene dada por⁽¹²⁾

$$f = \mu g \mathbf{J}_e^T \mathbf{M}_e \mathbf{J}_e \text{sign}(d_b) \quad (4.6)$$

En esta ecuación se supone que no hay desprendimiento entre las superficies de fricción. Aquí g es la aceleración de la gravedad y el coeficiente μ se expresa como

$$\mu = \mu_{max} - \Delta\mu e^{-\beta|\dot{d}_b|} \quad (4.7)$$

donde β es una constante, μ_{max} es el coeficiente de fricción a gran velocidad de deslizamiento, mientras que $\Delta\mu$ es la diferencia entre μ_{max} y el coeficiente de fricción a baja velocidad de deslizamiento, que también se considera constante. Con todo esto la ecuación (4.2) queda

$$m_b(\ddot{d}_b + a(t)) + \mathbf{J}_e^T \mathbf{M}_e [\ddot{\mathbf{D}}_e(t) + \mathbf{J}_e(\ddot{d}_b + a(t))] + c_b \dot{d}_b + k_b d_b + \mu g \mathbf{J}_e^T \mathbf{M}_e \mathbf{J}_e \text{sign}(d_b) = 0 \quad (4.8)$$

Esta última ecuación describe el comportamiento del sistema en la fase de deslizamiento, mientras que cuando la base se encuentra pegada a la cimentación, la condición de no deslizamiento

$$d_b = \dot{d}_b = \ddot{d}_b = 0 \quad (4.9)$$

viene dada por

$$\mathbf{J}_e^T \mathbf{M}_e \mathbf{J}_e \mu g - |m_b a(t) + \mathbf{J}_e^T \mathbf{M}_e [\ddot{\mathbf{D}}_e(t) + \mathbf{J}_e(\ddot{d}_b + a(t))]| > 0 \quad (4.10)$$

Por lo que si la ecuación (4.10) no se cumple, se produce deslizamiento y se debe aplicar la ecuación (4.8).

Sistema de ecuaciones. A partir de las ecuaciones (4.1) y (4.2) se describe el sistema global el cual se puede escribir en la forma compacta.

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = F(t) \quad (4.11)$$

donde

$$D = \begin{Bmatrix} D_e \\ d_b \end{Bmatrix}_{(n+1,1)}$$

$$M = \begin{bmatrix} M_e & M_e J_e \\ J_e^T M_e & J_e^T M_e J_e + m_b \end{bmatrix}_{(n+1,n+1)}$$

$$C = \begin{bmatrix} C_e & 0 \\ 0 & c_b \end{bmatrix}_{(n+1,n+1)}$$

$$K = \begin{bmatrix} K_e & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix}_{(n+1,n+1)}$$

$$F = - \begin{Bmatrix} M_e J_e \\ J_e^T M_e J_e + m_b \end{Bmatrix} a(t) + \begin{Bmatrix} 0 \\ f \end{Bmatrix}$$

Método de Newmark. El método de Newmark permite efectuar la integración paso a paso de las ecuaciones del movimiento correspondientes tanto a sistemas lineales como a no lineales. La respuesta en el tiempo no se obtiene como una función continua sino únicamente en una serie de instantes predefinidos t_i . La forma general de proceder consiste en expresar las velocidades y aceleraciones en un instante de tiempo determinado en función únicamente del corrimiento correspondiente al instante en que se quiere hallar la solución y de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones ya conocidos, correspondientes a instantes anteriores

$$\ddot{D}_{i+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta D_{i+1} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{D}_i \quad (4.12)$$

$$\dot{D}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta D_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{D}_i \quad (4.13)$$

Estas se conocen como ecuaciones en diferencias de Newmark, las cuales junto con el sistema de ecuaciones diferenciales del movimiento particularizado para $t = t_{i+1}$,

$$M \ddot{D}_{i+1} + C \dot{D}_{i+1} + K D_{i+1} = F_{i+1} \quad (4.14)$$

permiten obtener la solución conociendo la de los instantes de tiempos anteriores. El procedimiento se ilustra detalladamente en la tabla 1.

4.3 SISTEMAS DE CONTROL HÍBRIDO DE EDIFICIOS

La utilización de sistemas de aislamiento de base como herramienta de diseño antisísmico requiere una predicción del rango de frecuencias predominantes de los sismos esperados en la zona, la cual es una operación que conlleva incertidumbres y que puede dar lugar a una limitación de la aplicación de los mencionados sistemas. Una forma de superar dicha limitación es la utilización de técnicas de *control activo*. En la figura 4.6 se muestra un esquema con los elementos básicos de un sistema de control activo, que son los siguientes:

- **Sensores**, que miden la respuesta de la estructura.
- **Controlador** que, a partir de la respuesta medida de la estructura, genera una señal de control.
- **Actuadores**, que son dispositivos que interpretan la señal de control a fin de ejercer sobre la estructura un sistema de fuerzas de control.

El sistema de la figura 4.6 opera en lazo cerrado, midiendo, en tiempo real, la respuesta para actuar sobre la estructura mediante actuadores, con el objetivo de reducir su respuesta. El cálculo de la señal de control se realiza mediante una ley o algoritmo que se formula en base a una cierta metodología. Son muchos los trabajos publicados en la literatura en las dos últimas décadas en los que se proponen o utilizan leyes de control, se diseñan y experimentan actuadores y se describen algunas aplicaciones en estructuras reales. En la referencia (15) se recopilan resultados significativos de este esfuerzo de investigación.

Los sistemas activos, por su naturaleza, no presentan la mencionada desventaja de un sistema de aislamiento de base, ya que son capaces de adecuarse automáticamente a las características de la excitación y, además, logran una reducción de la respuesta estructural muy superior a la obtenida mediante sistemas de control pasivo. En este sentido, puede afirmarse que la mayoría de los sistemas de control activo consiguen una reducción de la respuesta muy por encima de la requerida por un diseño estructural seguro. Este hecho, unido al gasto de energía efectuado por el actuador y a la complejidad asociada al uso de sensores y actuadores, cuyo número puede ser elevado, ha sugerido en los últimos años la utilización de los denominados *sistemas de control híbrido*. Éstos combinan elementos pasivos y activos con el propósito de aprovechar sus respectivas ventajas y disminuir sus inconvenientes. El sistema de control híbrido considerado en este trabajo aplica sólo una fuerza de control activo sobre la base del

Tabla 1 Algoritmo del método de Newmark⁽¹⁴⁾.

<p>► A. Primera iteración (paso del instante i al instante $i + 1$)</p> <p>▷ Se actualiza</p> \boxed{K} <p>▷ Se calculan</p> $\boxed{\hat{K} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + K}$ $\boxed{\hat{f}_{i+1}^{(1)} = f(t_{i+1}) + M \left[\frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{D}_i \right] - C \left[\left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{D}_i \right] - K D_i}$ <p>▷ Se calculan las primeras aproximaciones para el instante $i + 1$:</p> $\boxed{\Delta D_{i+1}^{(1)} = \hat{K}^{-1} \hat{f}_{i+1}^{(1)}}$ $\boxed{\begin{aligned} \ddot{D}_{i+1}^{(1)} &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta D_{i+1}^{(1)} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{D}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{D}_i \\ \dot{D}_{i+1}^{(1)} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta D_{i+1}^{(1)} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{D}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{D}_i \\ D_{i+1}^{(1)} &= \Delta D_{i+1}^{(1)} + D_i \end{aligned}}$
<p>► B. Sigüientes iteraciones (se busca el equilibrio para el instante $i + 1$)</p> <p>▷ I. Se actualizan</p> \boxed{K} $\boxed{\hat{K} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + K}$ $\boxed{\hat{f}_{i+1}^{(j+1)} = \Psi_{i+1}^{(j)} = f(t_{i+1}) - M \ddot{D}_{i+1}^{(j)} - C \dot{D}_{i+1}^{(j)} - K D_{i+1}^{(j)}}$ <p>▷ II. Si $\Psi_{i+1}^{(j)}$ no es suficientemente pequeño, continuar a calcular:</p> $\boxed{\delta D_{i+1}^{(j+1)} = \hat{K}^{-1} \hat{f}_{i+1}^{(j+1)}}$ $\boxed{\begin{aligned} \ddot{D}_{i+1}^{(j+1)} &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \delta D_{i+1}^{(j+1)} + \ddot{D}_{i+1}^{(j)} \\ \dot{D}_{i+1}^{(j+1)} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \delta D_{i+1}^{(j+1)} + \dot{D}_{i+1}^{(j)} \\ D_{i+1}^{(j+1)} &= \delta D_{i+1}^{(j+1)} + D_{i+1}^{(j)} \end{aligned}}$ <p>▷ III. Volver al paso I</p>

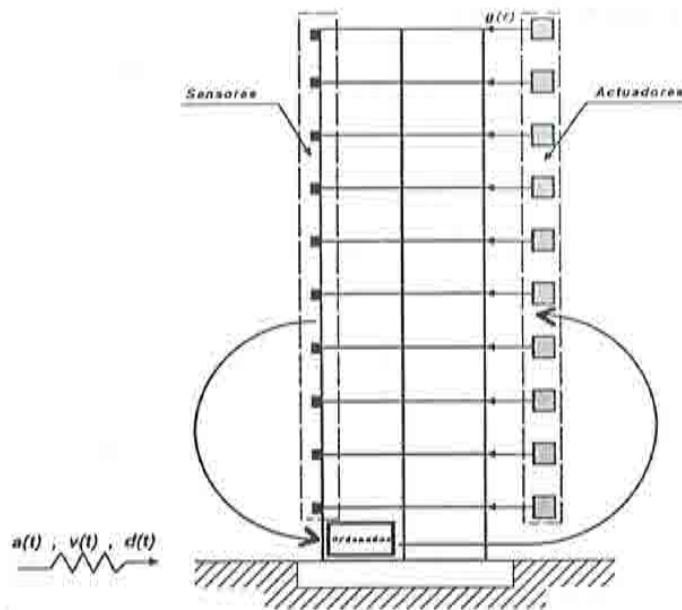


Figura 4.6 Esquema de un sistema de control activo de estructuras.

edificio con aislamiento antisísmico y actúa en forma complementaria con el sistema pasivo. El sistema puramente pasivo, al desacoplar la estructura de su base genera un esquema resistente al movimiento relativo. Ello puede producir grandes desplazamientos de la base. El sistema de control activo reduce estos desplazamientos excesivos, introduciendo un esquema resistente proporcional al movimiento absoluto de la estructura. En esta combinación el sistema pasivo por sí solo debe garantizar un cierto nivel de control de la estructura, ya que cuanto mejor se comporte el aislamiento más efectivo y económico será el control de su movimiento absoluto. Como situación límite, el control pasivo deberá ser capaz de evitar el colapso de la estructura.

4.4 IMPLEMENTACIÓN DEL CONTROL ACTIVO

La definición del objetivo que debe satisfacer una ley de control debe examinarse a partir del comportamiento del sistema estructura-aislamiento de base en condiciones puramente pasivas. Cuando el sistema pasivo está bien diseñado, la estructura sometida a acciones sísmicas experimenta unos desplazamientos relativos entre pisos muy reducidos, aproximándose su comportamiento a uno de sólido rígido. Sin embargo el desplazamiento que sufre la base puede llegar a ser considerable, por lo que el objetivo fundamental de la aplicación de la fuerza de control es el de reducir dicho desplazamiento. No obstante, aplicar dicha fuerza puede tener el efecto de empeorar el comportamiento de la estructura, aumentando sus desplazamientos entre pisos. Por tanto, la ley de control debe tratar también de acotar este efecto negativo de la fuerza de control.

Bajo ciertas hipótesis, el algoritmo de control que se formula a continuación

garantiza una forma de estabilidad práctica en los términos siguientes: el estado del subsistema controlado —la base estructural— tiende a un entorno de su estado de equilibrio arbitrariamente pequeño, mientras que el estado del otro subsistema —la estructura—, sobre el cual no actúa una fuerza de control, tiende a otro entorno pequeño de su estado de equilibrio. La estrategia de control tiene una naturaleza no lineal y adaptativa, que no requiere un conocimiento previo de los parámetros del sistema, ni de la excitación exterior, por lo que es idóneo para sistemas con incertidumbres^(16,17).

Se considera el edificio con aislamiento de base de la figura 4.7, en la cual el aislamiento es la componente pasiva del sistema híbrido. Su componente activa consiste en un actuador que aplica fuerzas de control sobre la base del edificio. El sistema global que se analiza está constituido por los subsistemas Σ_r —edificio— y Σ_c —base con aislamiento—.

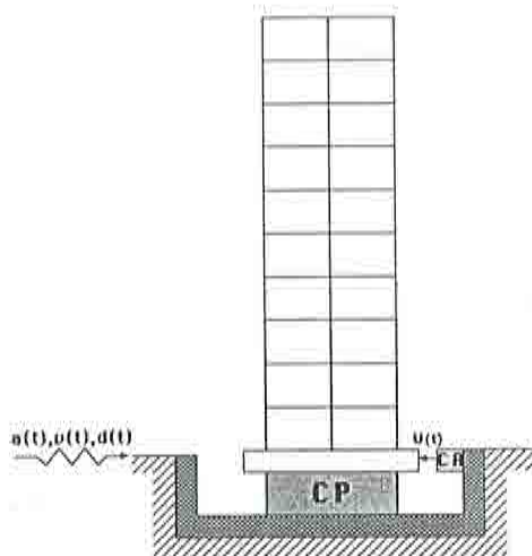


Figura 4.7 Estructura de edificación con sistema híbrido de control. CP — sistema de control pasivo. CA — sistema de control activo.

El movimiento del edificio se describe mediante el vector \mathbf{D} , que representa el desplazamiento horizontal según sus n grados de libertad respecto a un sistema de referencia inercial. Además se supone que la base tiene un único grado de libertad —su traslación d_b en la dirección del terremoto—. La excitación es producida por un movimiento sísmico horizontal caracterizado por un desplazamiento $d(t)$ y por una velocidad $v(t)$. Sobre la base de la estructura actúa horizontalmente y en la dirección del movimiento una fuerza de control activo $u(t)$. Las ecuaciones del movimiento del edificio, escritas en un sistema de referencia inercial en la hipótesis de que su comportamiento es lineal debido al efecto del aislamiento de base, vienen dadas por

$$\Sigma_r : \quad M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = CJ\dot{d}_b + KJd_b \quad (4.15)$$

Esta ecuación es del mismo tipo que (4.1), correspondiente al caso del edificio con sistema de aislamiento pasivo. La ecuación del movimiento de la base es

$$\begin{aligned} \Sigma_c : \quad m_b\ddot{d}_b + [c_b + J^T C J] \dot{d}_b + [k_b + J^T K J] d_b \\ - J^T C \dot{D} - J^T K D - c_b v - k_b d + f = u \end{aligned} \quad (4.16)$$

donde la fuerza horizontal no lineal f que actúa sobre la base de la estructura viene definida por la ecuación (4.3) o (4.6), según el tipo de apoyo que se utilice. Obsérvese que la única diferencia entre la ecuación (4.2) correspondiente al edificio con aislamiento de base pasivo y la ecuación (4.16) es la presencia de la fuerza de control u en esta última.

La formulación de la ley de control requiere completar la descripción del sistema con las siguientes hipótesis:

1. La matriz de masa M se considera desconocida, pero se supone que tiene inversa y que existe una constante (desconocida) m tal que $\|M^{-1}\| \leq m$.
2. La masa m_b de la base se supone desconocida pero existen constantes, también desconocidas, m_{b1} y m_{b2} tales que $m_{b1} \leq m_b \leq m_{b2}$.
3. En ausencia de acoplamiento, el sistema Σ_r es asintóticamente estable.
4. Sea

$$\begin{aligned} g(t, d_b, \dot{d}_b, D, \dot{D}) = -c_b v(t) - k_b d(t) + [c_b + J^T C J] \dot{d}_b \\ + [k_b + J^T K J] d_b - J^T C \dot{D} - J^T K D + f(d_b, \dot{d}_b) \end{aligned} \quad (4.17)$$

Esta función incluye los efectos de amortiguamiento, rigidez, acoplamiento con la estructura, no linealidades de los apoyos y excitación exterior sobre la base, tal como los describen las ecuaciones (4.15) y (4.16). Nótese que g es una función continua en sus argumentos $d_b, \dot{d}_b, D, \dot{D}$. En cuanto al tiempo, se supone que g es medible, lo que es lo mismo que suponer que esta condición se cumple también para la excitación definida por $d(t)$ y $v(t)$. g se considera desconocida, pero se supone que existe una constante desconocida α y una función continua conocida γ tal que:

$$|g(t, d_b, \dot{d}_b, D, \dot{D})| \leq \alpha \gamma(d_b, \dot{d}_b, D, \dot{D}) \quad (4.18)$$

Puede observarse ahora cual es la clase de incertidumbres que se considera en el sistema, ya que toda la información requerida acerca del mismo para el diseño de la ley de control es la función continua γ . Es interesante remarcar que incluso los parámetros de acotación m, m_{b1}, m_{b2} y α son desconocidos. La

función γ debe particularizarse para el problema de control híbrido que se quiere solucionar.

Sean $\lambda > 0$ y $\bar{k} > 0$ parámetros especificados. La estrategia de control se define en la forma

$$u(t) = -k(t)[d_b(t) + \dot{d}_b(t) + \gamma(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}})s_\lambda(d_b + \dot{d}_b)] \quad (4.19)$$

$$\dot{k}(t) = \bar{k}[|d_b(t) + \dot{d}_b(t)| + \gamma(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}})]d_\lambda(d_b, \dot{d}_b) \quad (4.20)$$

$$k(0) = k_0 \quad (\text{condición inicial dada}) \quad (4.21)$$

Para implementarla, hay que calcular en cada instante t el control $u(t)$ usando la ecuación (4.19). Para ello se necesita resolver numéricamente la ecuación (4.20) bajo la condición inicial dada (4.21). En las ecuaciones (4.19), (4.20) y (4.21), s_λ, d_λ son funciones definidas en la forma

$$s_\lambda(d_b, \dot{d}_b) = \begin{cases} \frac{d_b + \dot{d}_b}{|d_b + \dot{d}_b|}, & \text{si } |d_b + \dot{d}_b| \geq \lambda \\ \frac{d_b + \dot{d}_b}{\lambda}, & \text{si } |d_b + \dot{d}_b| < \lambda \end{cases} \quad (4.22)$$

$$d_\lambda(d_b, \dot{d}_b) = \begin{cases} |d_b + \dot{d}_b| - \lambda, & \text{si } |d_b + \dot{d}_b| \geq \lambda \\ 0, & \text{si } |d_b + \dot{d}_b| < \lambda \end{cases} \quad (4.23)$$

El paso previo esencial requerido para la aplicación de la estrategia de control es la definición de la función γ , que depende del sistema controlado. La definición de la función $\gamma(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}})$ requiere acotar la función g expresada en la ecuación (4.17), tal como indica la expresión (4.18). Observando los términos de la ecuación (4.17), puede escribirse

$$|g(t, d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}})| |g'(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}})| + |e(t)| + |f(d_b, \dot{d}_b, d(t), v(t))| \quad (4.24)$$

donde se han utilizado las siguientes notaciones:

$$g'(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}}) = [c_b + \mathbf{J}^T \mathbf{C} \mathbf{J}] \dot{d}_b + [k_b + \mathbf{J}^T \mathbf{K} \mathbf{J}] d_b - \mathbf{J}^T \mathbf{C} \dot{\mathbf{D}} - \mathbf{J}^T \mathbf{K} \mathbf{D} \quad (4.25)$$

$$e(t) = c_b v(t) + k_b d(t) \quad (4.26)$$

Para g' puede demostrarse la desigualdad

$$|g'(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}})| \leq \varepsilon [d_b^2 + \dot{d}_b^2 + D_1^2 + \dots + D_n^2 + \dot{D}_1^2 + \dots + \dot{D}_n^2]^{1/2} \quad (4.27)$$

donde ε es el siguiente escalar:

$$\begin{aligned} \varepsilon = & [(c_b + \mathbf{J}^T \mathbf{C} \mathbf{J})^2 + (k_b + \mathbf{J}^T \mathbf{K} \mathbf{J})^2 + (\mathbf{J}^T \mathbf{C})_1^2 + \dots \\ & + (\mathbf{J}^T \mathbf{C})_n^2 + (\mathbf{J}^T \mathbf{K})_1^2 + \dots + (\mathbf{J}^T \mathbf{K})_n^2]^{1/2} \end{aligned} \quad (4.28)$$

$e(t)$ depende de la excitación sísmica. Considerando que tanto el desplazamiento $d(t)$ como la velocidad $v(t)$ del movimiento sísmico del terreno son acotados, puede escribirse

$$|e(t)| \leq \nu \quad (4.29)$$

siendo ν una constante.

Para definir la función $\gamma(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}})$ se debe disponer de un modelo que describa las características del sistema de aislamiento a través de la fuerza f de la ecuación (4.17). Si se considera, por ejemplo, un aislador histerético, la fuerza producida por el apoyo sobre la estructura viene dada por la ecuación (4.3). Si el apoyo es del tipo friccional, puede describirse mediante la ecuación (4.6). Generalmente, la fuerza f en la ecuación (4.16) puede ser no sólo del tipo descrito por las ecuaciones (4.3) o (4.6), sino también una combinación de los dos, con lo cual se cumple la condición

$$|f| \leq \xi \quad (4.30)$$

Si, por ejemplo, se considera que se combinan los dos tipos de fuerza, utilizando las ecuaciones (4.27), (4.29) y (4.30) en (4.24) puede verse fácilmente que

$$|g(t, d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}})| \leq \alpha \gamma(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}}) \quad (4.31)$$

donde

$$\alpha = [\varepsilon^2 + (\nu + \xi)^2]^{1/2} \quad (4.32)$$

$$\gamma(d_b, \dot{d}_b, \mathbf{D}, \dot{\mathbf{D}}) = [d_b^2 + \dot{d}_b^2 + D_1^2 + \dots + D_n^2 + \dot{D}_1^2 + \dots + \dot{D}_n^2 + 1]^{1/2} \quad (4.33)$$

Obsérvese que, de acuerdo con la ecuación (4.32), α depende de las características de la estructura, de la base, de los sistemas de aislamiento y de la acción sísmica. Es importante recalcar que el valor de α no se requiere en la implementación de la ley de control. De esta manera no es necesario conocer todas las características del sistema, pudiéndose considerar algunas como inciertas. Sin embargo, γ es una función conocida necesaria en la implementación, tal como

puede verse en las ecuaciones (4.19), (4.20) y (4.21). Para dicha implementación se deben utilizar en las ecuaciones (4.19), (4.20), (4.21), (4.22) y (4.23) los valores de los desplazamientos y de las velocidades proporcionados por sensores, a fin de calcular la fuerza de control $u(t)$. También es necesario fijar los valores de λ , k_0 y \bar{k} . Entre estos parámetros, el más importante es λ , que define el entorno de estabilidad y que tiene una influencia determinante en alcanzar los objetivos del control.

La estrategia de control adaptativo calcula siempre fuerzas de control, aunque la respuesta se encuentre dentro de la bola de radio $\rho(\lambda)$ centrada en cero. El objeto de este cálculo es el de no dejar que la respuesta se salga dicha bola, una vez que se encuentre dentro de ella.

Se puede aplicar una estrategia de control alternativa, de gran interés práctico, en la que se condiciona la acción de la fuerza de control de manera que si la respuesta se encuentra dentro de la bola de radio $\rho(\lambda)$, no se apliquen fuerzas sobre la base. Solamente en el caso de que la respuesta se salga de la bola, se calcula la fuerza necesaria para llevarla dentro de la misma. Esta estrategia permite un ahorro de energía en la generación de la fuerza de control, ya que de esta manera el actuador no funciona de forma permanente.

4.5 EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL SISTEMA DE CONTROL

4.5.1 Objetivos y descripción de la metodología utilizada

El problema que se plantea en este apartado es el de evaluar la mejora experimentada por el comportamiento sísmico de la estructura con sistema pasivo de aislamiento al aplicar una fuerza de control activo sobre la base. Un caso de especial interés del estudio es aquel en que la frecuencia de la excitación coincide con la del aislamiento, produciéndose desplazamientos muy grandes de la base e importantes amplificaciones de la respuesta de la estructura. Esto puede ocurrir, por ejemplo, cuando no se predice correctamente el rango de frecuencias de la señal sísmica esperada.

Las tres principales componentes del sistema híbrido, cuya influencia en el comportamiento global del sistema se analizan en lo siguiente son: la estructura, el aislamiento de la base y la ley de control adaptativo.

La estructura. Para examinar el comportamiento de un amplio rango de tipo de estructuras se considera un modelo con un solo grado de libertad, al cual se le varía la rigidez y se le calcula su respuesta máxima para realizar, de esta manera, un estudio frecuencial. Dicho estudio se lleva a cabo para dos tipos de terremotos diferentes, el de El Centro (1940) y el de ciudad de México (1985). Se escogen estos dos terremotos por que el de El Centro presenta frecuencias altas y el de México presenta una frecuencia predominante baja. También se considera una estructura de diez grados de libertad con características fijas, la cual se somete a cuatro diferentes terremotos y se analiza su respuesta máxima en todos los casos.

El sistema pasivo de aislamiento de la base. Se considera que esta compo-

nente del sistema híbrido puede ser de cualquiera de los dos tipos genéricos más utilizados en la actualidad: histerético y friccional. El efecto de éstos sobre el comportamiento de la estructura se evalúa calculando la respuesta del sistema global para diferentes valores del coeficiente γ que define el ciclo histerético y del de fricción μ .

Ley de control adaptativo. Ésta tiene como parámetro más importante el coeficiente λ , que define el radio de la bola centrada en cero hacia la cual tiende asintóticamente la respuesta, y se estudia el efecto de la variación de λ sobre la respuesta controlada del sistema.

Parámetros para la evaluación del comportamiento del sistema:

- El desplazamiento absoluto de la base aislada.
- El desplazamiento relativo del punto más alto de la estructura con respecto a la base y los desplazamientos relativos entre los pisos de la estructura, expresados como porcentaje de la altura entre pisos.
- La aceleración absoluta en los pisos de la estructura, haciéndose especial hincapié en la aceleración del piso superior.
- El módulo de la fuerza de control aplicada sobre la base.

Las razones por las cuales se han elegido los parámetros arriba mencionados son los siguientes: *a)* El desplazamiento de la base permite juzgar tanto el comportamiento del aislamiento como el de la ley de control, ya que el objetivo principal de la estrategia de control implementada consiste en controlar este desplazamiento. Además, dicho parámetro también es necesario en el diseño de las instalaciones que unen el edificio con la cimentación. *b)* El desplazamiento relativo entre los pisos de la estructura condiciona los esfuerzos y las tensiones que se producen en las columnas y vigas de la estructura, por lo que proporcionan una medida del daño sufrido por dicha estructura. *c)* La aceleración absoluta proporciona una medida del nivel de confort y además es la principal causante de daño en los equipos contenidos en el edificio. *d)* La fuerza de control condiciona las características del actuador que se debe utilizar.

Descripción del modelo. Se consideran dos modelos estructurales, uno con diez grados de libertad y otro con un solo grado de libertad. En el caso del edificio de diez plantas, la masa de cada una, así como la de la base, es de 6×10^5 Kg. La rigidez de las columnas varían en 5×10^7 N/m entre plantas, desde 9×10^8 N/m la primera hasta 4.5×10^8 N/m la última. La fracción de amortiguamiento crítico se ha fijado en 0.05 para todos los modos de vibración. Para los casos en que se considera el modelo con un solo grado de libertad, las características de éste serán las correspondientes al de la primera planta del modelo de diez grados de libertad.

Las características del aislamiento, para el caso histerético vienen dadas por las constantes que definen el modelo histerético, las cuales se fijan en $A = 1$, $\nu = 0.5$, $\gamma = 0.5$ y $n = 1$. Además la fuerza y el desplazamiento de fluencia se fijan

en $f^y = 1.5 \times 10^3 \text{ N}$ y $d^y = 0.0245 \text{ m}$ y se utiliza un factor de amortiguamiento crítico de 0.2. En el caso friccional se toman unos coeficientes de deslizamiento $\mu_{min} = 0.165$, $\mu_{max} = 0.265$ y un factor de amortiguamiento crítico de 0.1. Para los dos tipos de aislamiento de base utilizados, se toma una rigidez de la base $k_b = 0.2 \times 10^8 \text{ N/m}$ para el modelo de diez grados de libertad y de $k_b = 0.1185 \times 10^8 \text{ N/m}$ para el de un solo grado de libertad.

Definición de la excitación. En las diferentes simulaciones numéricas realizadas se han utilizado dos tipos de excitación sísmica $a(t)$, uno sinusoidal con amplitud constante y el otro mediante acelerogramas registrados de terremotos reales. Cuando la excitación $a(t)$ se considera de tipo armónico, viene dada por $a(t) = A \sin \theta t$, donde A es la amplitud en m/s^2 , θ es la frecuencia de excitación en rad/s y t es el tiempo en segundos. En los casos en que se ha definido $a(t)$ mediante terremotos reales, se han utilizado cuatro registros diferentes correspondientes a los terremotos de El Centro (1940), México (1985), Miyagioki (1978) y Beznar (1984). Éstos pueden verse en las figuras 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11, respectivamente.

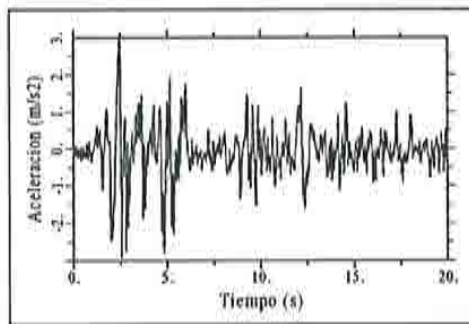


Figura 4.8 Acelerograma del terremoto de El Centro (1940).

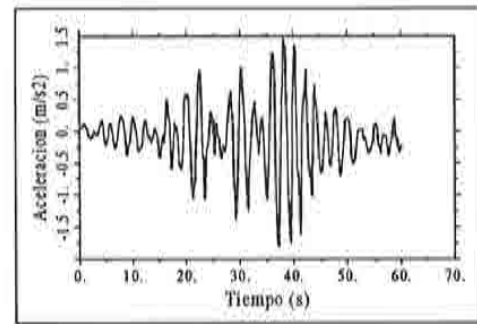


Figura 4.9 Acelerograma del terremoto de ciudad de México.

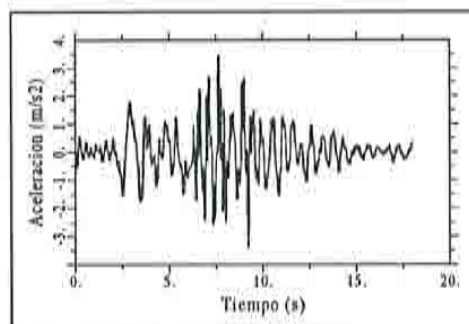


Figura 4.10 Acelerograma del terremoto de Miyagioki (1978).

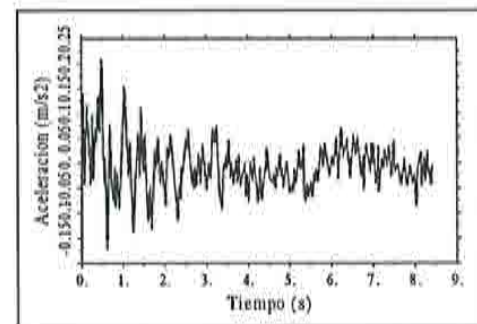


Figura 4.11 Acelerograma del terremoto de Beznar (1984).

4.5.2 Estudio frecuencial

En el estudio frecuencial se ha considerado el modelo de un solo grado de libertad con aislamiento de base tanto hysterético como friccional sometido a la acción de los terremotos de El Centro (1940) y México (1985), variando su período natural entre 0.1 s y 3.0 s. Se han simulado resultados para los casos pasivo e híbrido, que permiten comparar el efecto de estos dos sistemas en la reducción de la respuesta sísmica máxima del modelo.

En las figuras 4.12(a) y 4.12(b) se supone que el sistema de aislamiento de base es adecuado para las características de un terremoto como el de El Centro (1940). En estas figuras se muestran representaciones gráficas del máximo desplazamiento absoluto de la base en función de los períodos naturales de la estructura; la figura 4.12(a) corresponde al aislamiento hysterético y la figura 4.12(b) al friccional. Se observa el buen comportamiento de la estructura en el caso pasivo y la sustancial reducción de la respuesta en el caso híbrido, lo que está de acuerdo con la teoría de control utilizada. También puede verse que frente al terremoto de México el caso pasivo presenta un mal comportamiento, alcanzándose valores inaceptables del desplazamiento absoluto de la base, mientras que el caso híbrido presenta valores mucho menores a lo largo de todo el rango de períodos analizados. Esta es la ventaja de la fuerza de control activo del sistema híbrido considerada: la reducción del desplazamiento de la base en los casos en que el sistema pasivo de aislamiento no se comporta adecuadamente. Las figuras 4.12(a) y 4.12(b) también permiten observar que el control híbrido se comporta adecuadamente tanto si el sistema de aislamiento es hysterético como friccional.

Se ha hecho un estudio frecuencial similar para analizar el máximo desplazamiento de la estructura relativo a la base, frente a los terremotos de El Centro y de México. En la figura 4.12(c) se muestran resultados para el caso hysterético y en la 12(d) para el friccional. Puede observarse que en el caso híbrido se producen mayores valores que los correspondientes al pasivo. Este empeoramiento es debido a la aplicación de la fuerza sobre la base, ya que, al controlar el desplazamiento de ésta, se limita la capacidad de disipación de energía del aislamiento. Sin embargo, dicho empeoramiento no ocurre en todos los casos ya que, como puede apreciarse en la figura 4.12(c), a partir de cierto período de la estructura el sistema híbrido reduce el desplazamiento relativo. También se vuelve a comprobar que, en los casos en que el sistema pasivo falla, el híbrido mejora notablemente la respuesta. Esto se observa al comparar las respuestas frente al terremoto de México, siendo más notable esta afirmación en el caso friccional de la figura 4.12(d), en el cual el control híbrido es mejor que el pasivo en todo el rango de períodos analizado.

Una comparación del caso pasivo con el híbrido, pero utilizando como parámetro la aceleración absoluta máxima del punto más alto de la estructura, se puede ver en los gráficos de las figuras 4.12(e) y (f) correspondiendo la primera al caso hysterético y la segunda al friccional. En estas dos figuras se corrobora

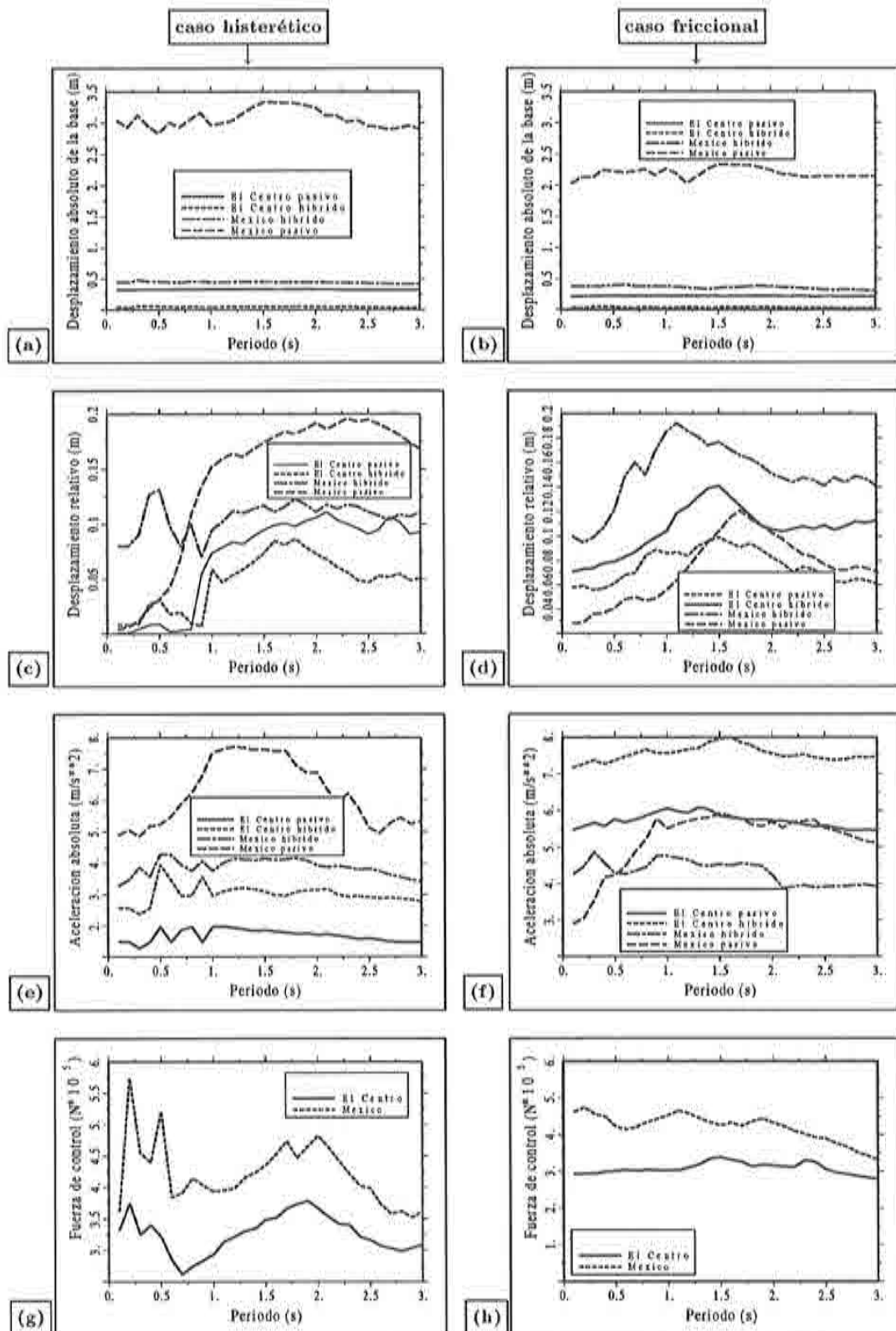


Figura 4.12 Valores de las respuestas máximas de la base, de la estructura y de la fuerza de control, representados como funciones del periodo.

lo dicho anteriormente respecto al empeoramiento de la respuesta en el caso híbrido frente al terremoto de El Centro y su notable mejora frente al de México, indiferentemente del tipo de aislamiento empleado.

En las figuras 4.12(g) y (h) se muestra la máxima fuerza de control activo aplicada sobre la base en los casos histerético y friccional, para el caso histerético y friccional, respectivamente, y en ellas puede verse que las fuerzas necesarias para controlar el desplazamiento de la base frente al terremoto de México es mayor que las necesarias cuando la excitación es el terremoto de El Centro. Esto es explicable ya que, tal como se comentó anteriormente, las características del aislamiento son adecuadas para un sismo del tipo El Centro, por lo que el buen comportamiento del aislamiento permite controlar el sistema mediante unas fuerzas no muy altas. Frente al terremoto de México, el aislamiento producirá valores muy altos del desplazamiento de la base, por lo que las fuerzas de control que se requieren son mucho mayores.

Las comparaciones anteriores se realizaron para casos extremos de contenido frecuencial ya que, como se había dicho con anterioridad, el terremoto de El Centro (1940) tiene frecuencias altas y el de México (1985) presenta bajas frecuencias. Por lo tanto, a continuación se realizan comparaciones del mismo tipo, pero utilizando excitaciones con un contenido frecuencial intermedio. Con este propósito se utilizaron varias excitaciones sinusoidales, con 3.5 m/s^2 de amplitud, 10s de duración y frecuencias de 3 rad/s, 4 rad/s, 5 rad/s, 8 rad/s y 15 rad/s. Se sometió el modelo de un solo grado de libertad anteriormente descrito a estos acelerogramas y se realizó un estudio frecuencial para comparar el efecto de los sistemas pasivo e híbrido en la respuesta del modelo.

En las figuras 4.13(a) y (b) se muestra el máximo desplazamiento absoluto de la base con aislamiento histerético en función de los períodos naturales de la estructura, para el caso pasivo y el híbrido. Para el sistema friccional se realizó la misma comparación, la cual se muestra en la figura 4.13(c) para el caso pasivo y en la 4.13(d) para el caso híbrido. En estas figuras puede observarse la dependencia del comportamiento del caso pasivo del contenido frecuencial de la excitación ya que, al acercarse la frecuencia de la excitación a la del sistema de aislamiento, aumenta el valor del desplazamiento absoluto de la base. Mientras tanto el caso híbrido se comporta adecuadamente en todos los casos analizados. También se realizó una comparación similar a la anterior pero utilizando como parámetro el máximo desplazamiento de la estructura con respecto a la base. En las figuras 4.13(e) y (f) se muestran resultados para el sistema de aislamiento histerético, mientras las figuras 4.13(g) y (h) corresponden al sistema friccional; asimismo, en las figuras 4.13(e) y 4.13(g) se incluyen resultados para el caso pasivo y en las 4.13(f) y 4.13(h) para el híbrido. En todas estas figuras se comprueba lo observado anteriormente respecto a que, en los casos en los cuales el sistema pasivo se comporta adecuadamente, el sistema híbrido presenta valores ligeramente mayores debido a la aplicación de la fuerza sobre la base. Sin embargo, a partir de cierto período de la estructura, este comportamiento se invierte y el sistema

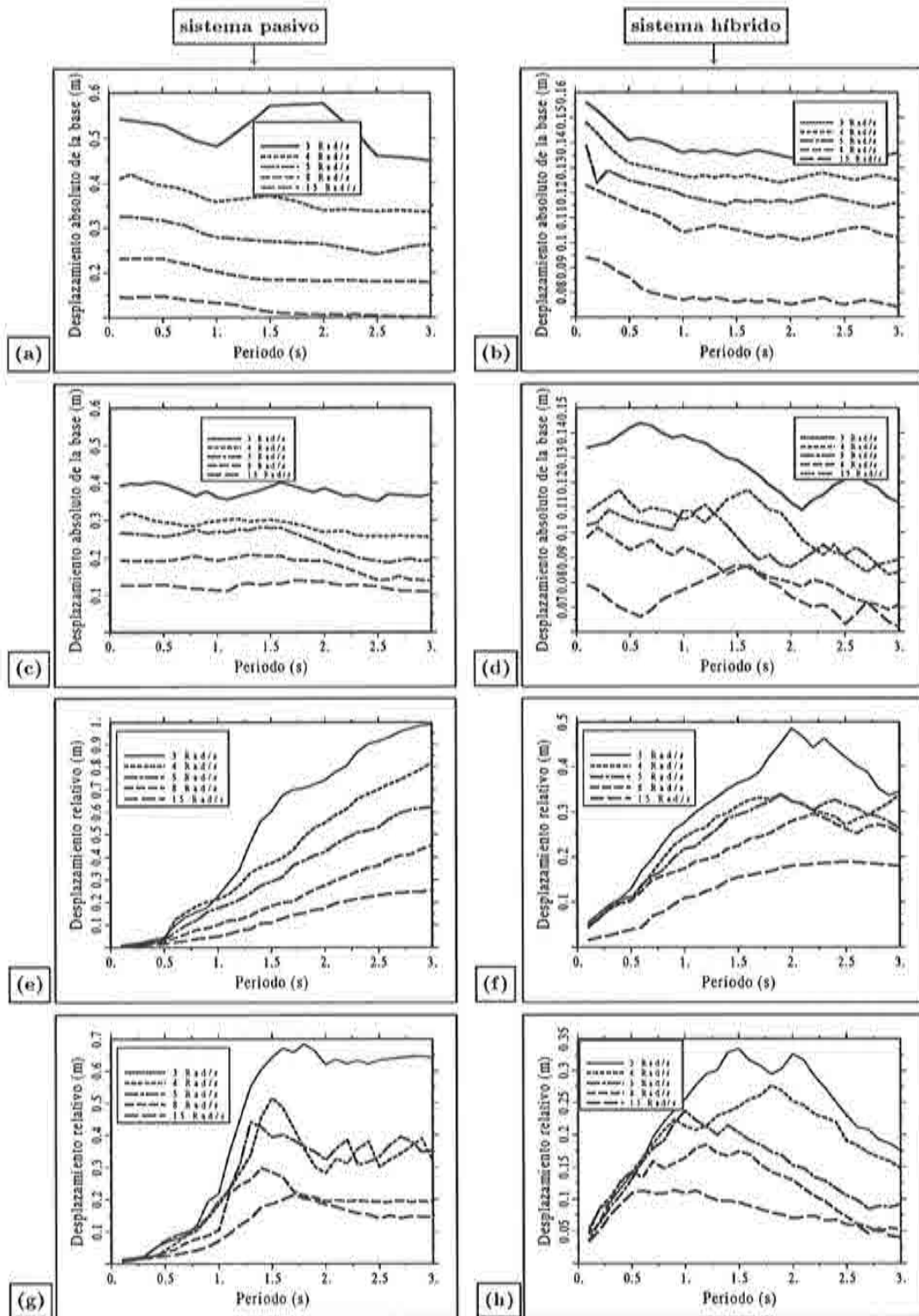


Figura 4.13 Valores de las respuestas máximas de la base, de la estructura y de la fuerza de control, representados como funciones del período. Las figuras (a), (b), (e) y (f) corresponden al caso histérico y las figuras (c), (d), (g) y (h) al friccional.

de control híbrido reduce la respuesta. Además, en los casos en que el sistema pasivo falla, el híbrido presenta notables mejoras.

En los gráficos de la figura 4.14 se muestran los máximos valores de la aceleración absoluta de la estructura en función de los períodos naturales de dicha estructura, para el sistema histerético —4.14(a)— para el híbrido —4.14(b)—. En las figuras 4.14(c) y (d) se ilustra el caso del sistema friccional pasivo e híbrido, respectivamente. En estas figuras se comprueba una vez más el empeoramiento de la respuesta del sistema híbrido cuando el pasivo se comporta adecuadamente y la mejora en los casos en que el pasivo falla.

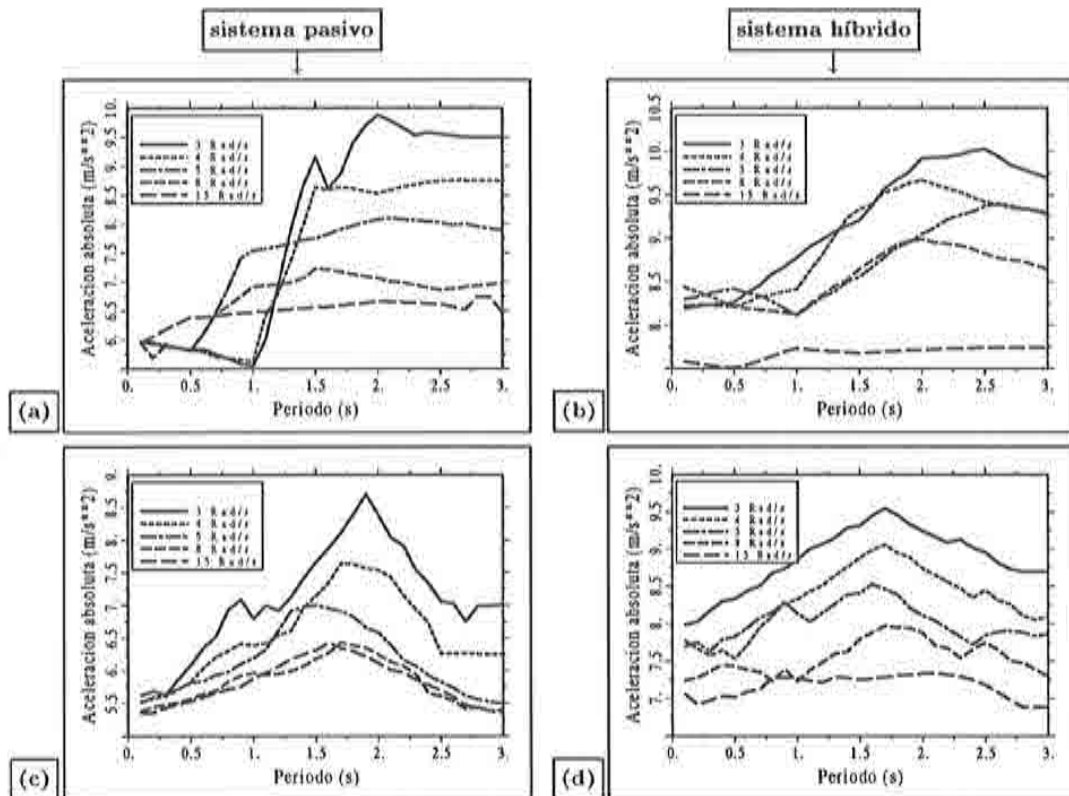


Figura 4.14 Valores de las respuestas máximas de la base, de la estructura y de la fuerza de control, representados como funciones del período. Las figuras (a) y (b) corresponden al caso histerético y las figuras (c), (d) al friccional.

La variación de la máxima fuerza de control activo aplicada sobre la base, en función del período natural de la estructura, se muestra en la figura 4.15, para los casos histerético y friccional. Puede verse que sus mayores valores se requieren en el caso de excitaciones con bajo contenido frecuencial. Esto se debe a que en estos casos el sistema pasivo se comporta inadecuadamente, por lo cual es necesario aplicar grandes fuerzas sobre la base para controlar la respuesta del sistema.

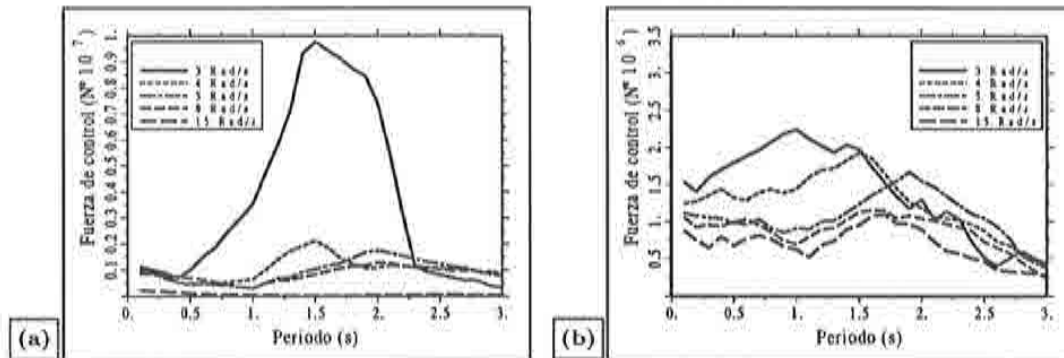


Figura 4.15 Valores de las fuerza de control máximas, representados como funciones del período. La figura (a) corresponde al caso histérico y la figura (b) al friccional.

4.5.3 Respuestas máximas por piso

Se considera ahora el modelo con diez grados de libertad con aislamiento de base, sometido a los terremotos de El Centro (1940), México (1985), Miyagioki (1978) y Beznar (1984). Los parámetros que se estudian son el desplazamiento relativo máximo entre los pisos de la estructura y la aceleración absoluta máxima de cada uno de estos pisos.

En las figuras 4.16(a)-4.16(d) se compara el caso pasivo con el híbrido, utilizando como parámetro el desplazamiento relativo máximo entre pisos dado como porcentaje de la altura entre pisos, la cual es de 2.3 m. Las figuras 4.16(a) y (b) corresponden al caso histérico y las figuras 4.16(c) y 4.16(d) al friccional; en ellas se observa que, a excepción del caso pasivo frente al terremoto de México, predomina el comportamiento como sólido rígido de la estructura aislada. Esto permite afirmar que en el caso híbrido se sigue presentando dicho comportamiento aún cuando el sistema pasivo falla. El otro parámetro analizado es la aceleración máxima absoluta por piso, la cual se muestra en las figuras 4.16(e) y (f) para el caso histérico y en las figuras 4.16(g) y (h) para el friccional. Se puede observar un ligero aumento de la aceleración absoluta en el caso híbrido, siendo éste mayor en el caso friccional, ya que los sistemas de aislamiento de fricción transmiten altas aceleraciones a la estructura. En la figura 4.17 se muestra una comparación entre el comportamiento de la estructura de diez grados de libertad con sistema de aislamiento pasivo, híbrido y el edificio con base fija, sometidos al terremoto de El Centro. En este caso se utilizó una rigidez del sistema de aislamiento $k_b = 0.5 \times 10^8 \text{ N/m}$, la cual es mayor que la que se empleó en los ejemplos anteriores. Las figuras 4.17(a) y 4.17(c) corresponden al sistema histérico y las figuras 4.17(b) y 4.17(d) al friccional.

En las figuras 4.17(a) y (b) se observa que el porcentaje del desplazamiento relativo entre pisos en el caso híbrido, tanto histérico como friccional, es menor que en el pasivo y que en el caso del edificio de base fija. Lo mismo ocurre

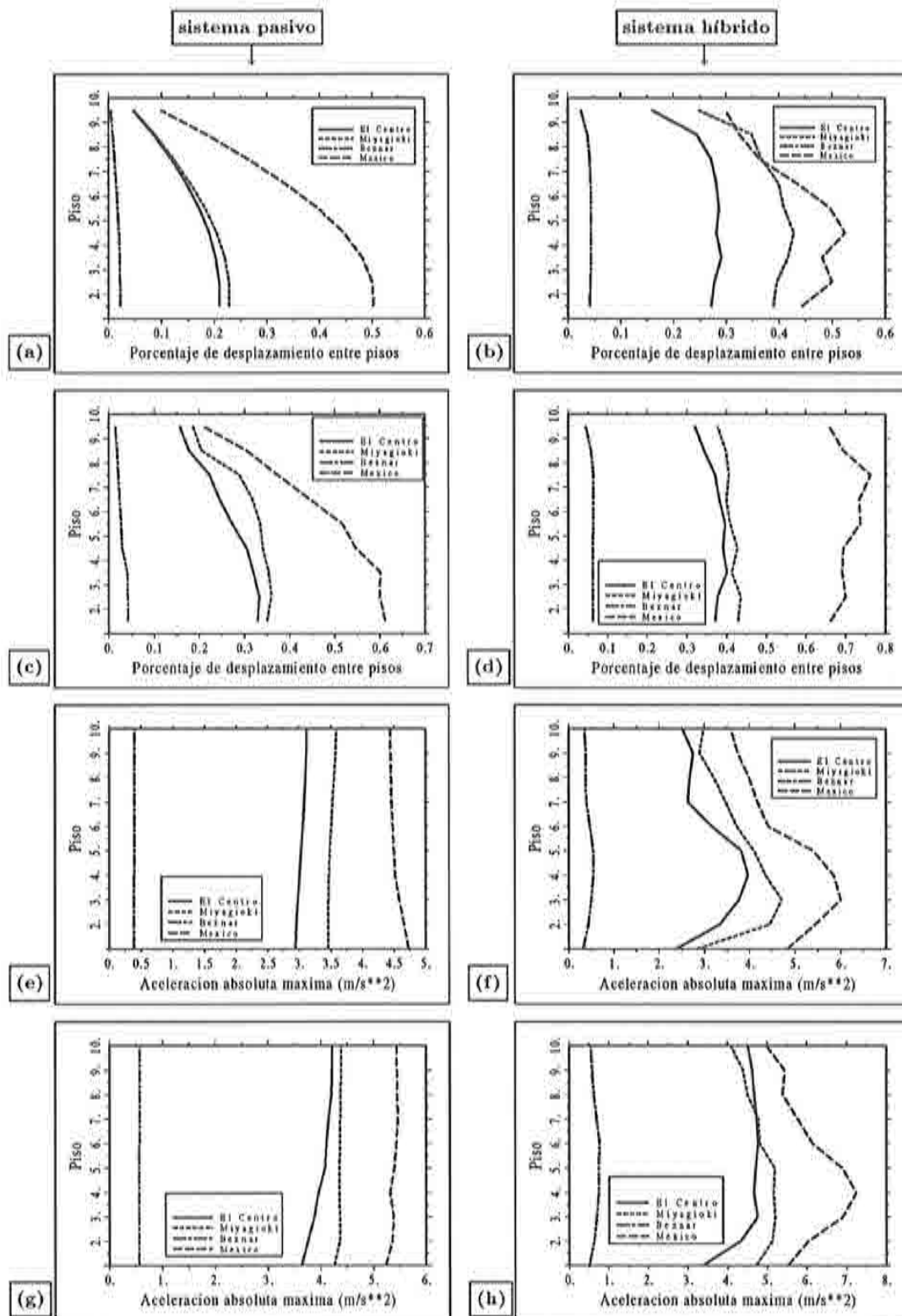


Figura 4.16 Valores máximos del desplazamiento relativo entre pisos y de la aceleración por piso. Las figuras (a), (b), (e) y (f) corresponden al caso histerético y las figuras (c), (d), (g) y (h) al friccional.

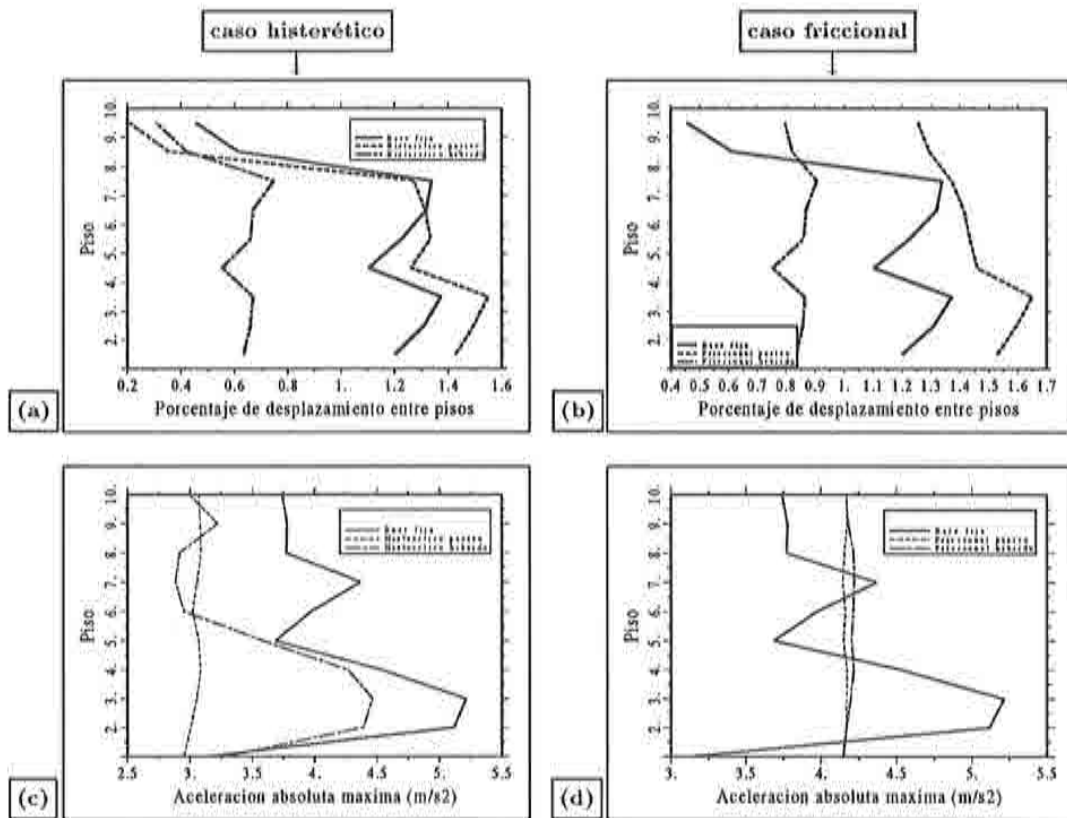


Figura 4.17 Valores máximos del desplazamiento relativo entre pisos y de la aceleración por piso.

en las figuras 4.17(c) y (d), en las cuales se realiza la misma comparación pero utilizando como parámetro la máxima aceleración absoluta por piso.

4.5.4 Efecto de las características del sistema de aislamiento

Para evaluar la influencia del aislamiento en la respuesta del sistema, se consideró el modelo con un solo grado de libertad con sistema de aislamiento histerético y friccional y se sometió a una excitación sinusoidal de amplitud 3.5 m/s^2 con una frecuencia de 10 rad/s y 10 s de duración. El estudio del aislamiento histerético se llevó a cabo variando el parámetro γ que define el ciclo histerético. En la figura 4.18 se puede ver que los parámetros γ y ν definen la forma de la histeresis; además, a medida que se aumenta el valor de γ , el área de la curva d_b-z es mayor, influyendo de esta manera en dicho ciclo histerético.

En la figura 4.19(a) se muestra la variación del desplazamiento absoluto de la base en función de γ en el caso pasivo. En este gráfico se observa que la curva tiende a cierto valor del desplazamiento absoluto de la base, ya que el ciclo histerético tiene un límite de disipación de energía que se alcanza para valores grandes de γ . Resultados correspondientes al caso híbrido se puede ver en la figura 4.19(b). Al comparar los gráficos de las figuras 4.19(a) y (b) se puede

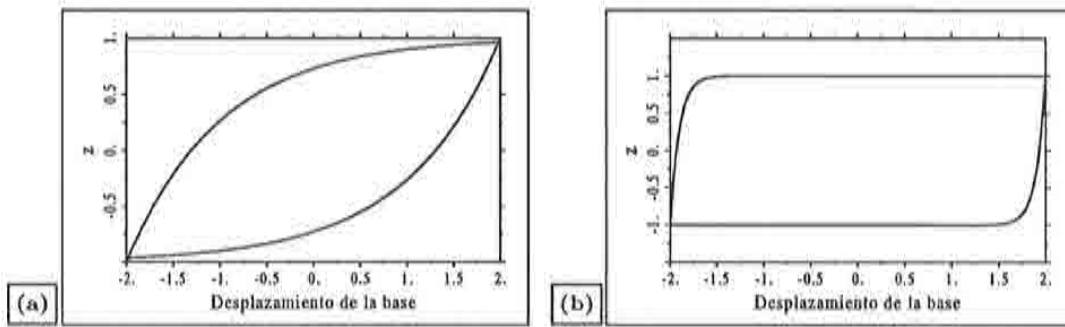


Figura 4.18 Ciclos histeréticos, de acuerdo al modelo de Wen⁽¹³⁾. (a) $\gamma = 0.5$ y $\nu = 0.5$; (b) $\gamma = 0.9$ y $\nu = 0.1$.

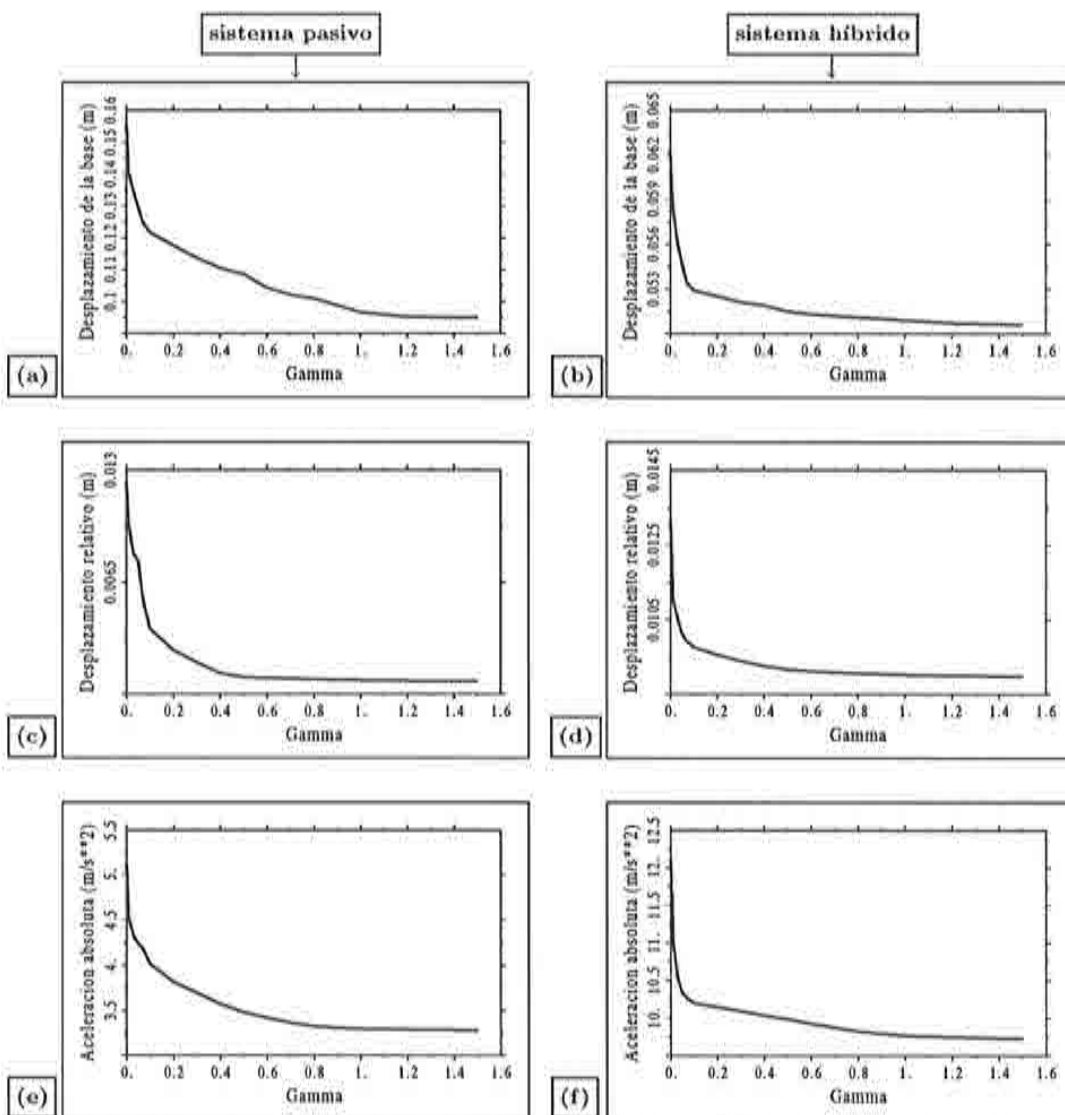


Figura 4.19 Variación de la respuesta máxima de la estructura en función del parámetro γ y del modelo histerético de Wen⁽¹³⁾.

concluir que en el caso híbrido los resultados son prácticamente independientes del ciclo histerético y que al mismo tiempo, para todos los valores de γ empleados en este análisis, aparecen valores menores de respuesta. En las figuras 4.19(c) y (d) se muestra la variación en función de γ del desplazamiento de la estructura con respecto a la base, para los casos pasivo e híbrido, respectivamente. En este caso el sistema híbrido presenta valores de la respuesta razonablemente mayores que en el caso pasivo, los cuales no dependen de γ . La variación de la aceleración absoluta máxima en función de γ se ilustra en la figura 4.19(e), que corresponde al caso pasivo y en la figura 4.19(f), que se refiere al híbrido. En éstas se ve que, al igual que ocurre con el desplazamiento relativo, el caso híbrido presenta valores un poco mayores que el pasivo.

Para el estudio del sistema friccional, se varía el coeficiente de fricción μ del sistema de aislamiento. En las figuras 4.20(a) y (b) se muestra la variación del desplazamiento absoluto máximo de la base en función de μ para los casos pasivo e híbrido, respectivamente. Se puede ver que este parámetro no influye en el caso híbrido, permaneciendo dicho desplazamiento casi constante a lo largo de todo el rango de sus valores y tomando valores mucho menores que en el caso pasivo.

Una comparación similar se realizó para el desplazamiento relativo y la aceleración absoluta máxima. Estos resultados se ilustran en los gráficos de las figuras 4.20(c)-4.20(f) donde se observa que el caso pasivo y el híbrido tienen un comportamiento muy parecido y con valores máximos de la respuesta del mismo orden de magnitud.

Se efectuó un estudio similar de la influencia del aislamiento en la respuesta del sistema para el modelo de diez grados de libertad. Dicho modelo se somete a la excitación sinusoidal de 3.5 m/s^2 de amplitud, 10 rad/s de frecuencia y duración de 10 segundos, variando los parámetros γ y μ para analizar el comportamiento de la estructura con sistemas histerético y friccional, respectivamente. En las figuras 4.21(a) y (b) se muestra la variación del desplazamiento absoluto de la base en función de γ , mientras que en las figuras 4.21(c) y (d) puede verse la misma variación pero en función del parámetro μ . Estos resultados confirman que en el caso híbrido la respuesta es menor que en el caso pasivo, sin importar la clase de aislamiento que se utilice. La variación del desplazamiento del punto más alto de la estructura con respecto a la base se muestra en los gráficos de las figuras 4.21(e) y (f) para el caso histerético y en las figuras 4.21(g) y (h) para el caso friccional. Se observa que cuando se utilizan sistemas de fricción se producen valores mayores que para un aislamiento histerético, debido a que los sistemas friccionales transmiten mayores aceleraciones a la estructura que los histeréticos. Este comportamiento se puede observar en la figura 4.21(g), en donde al aumentar el valor de μ se produce un incremento de la respuesta del sistema. La figura 4.21(e) muestra que con el factor γ del sistema histerético ocurre lo contrario, es decir, la respuesta disminuye al aumentar el valor de γ , lo que está también de acuerdo con las gráficas de la figura 4.18.

Al analizar los resultados de la figura 4.22, en las cuales se realiza una com-

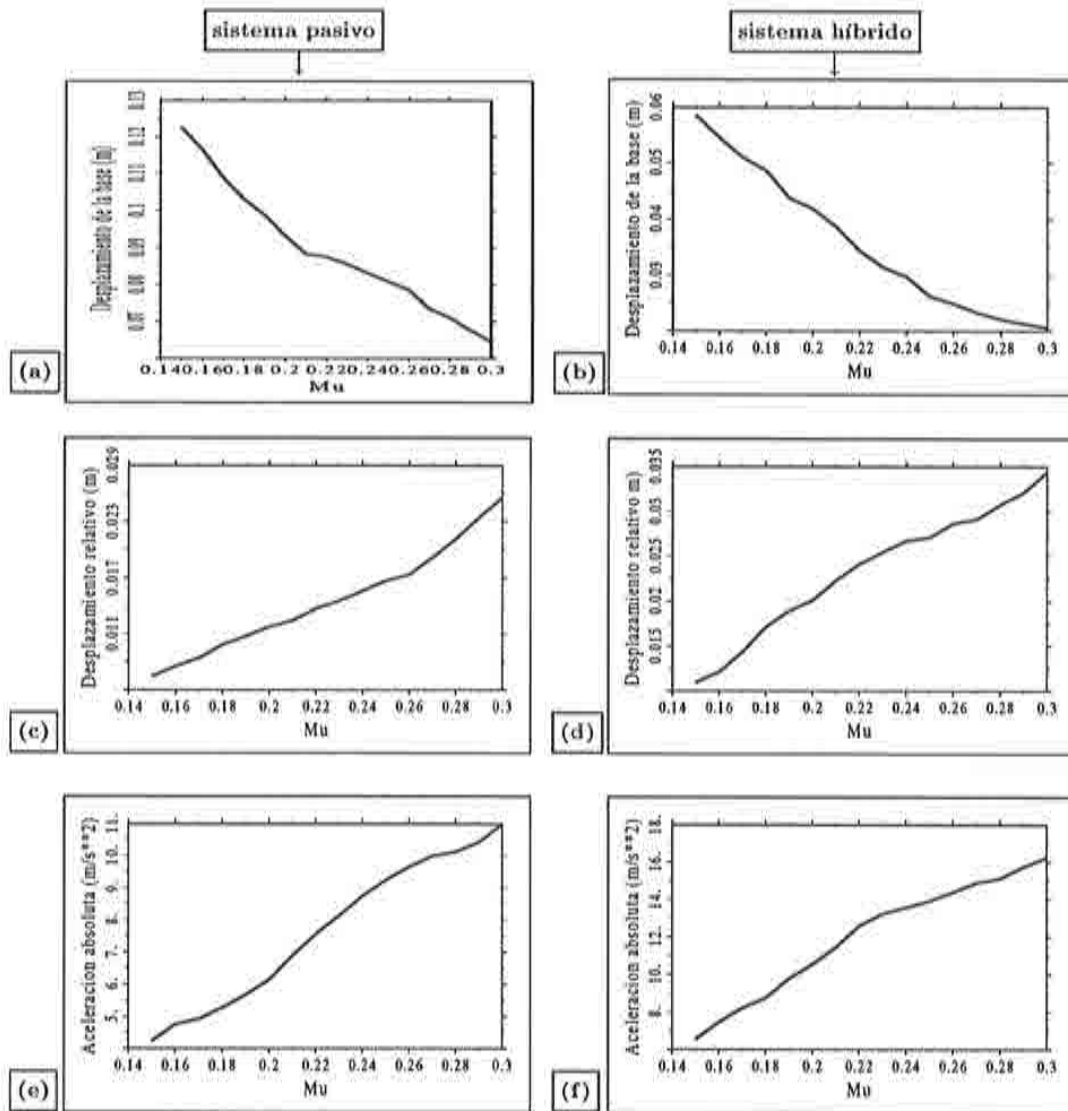


Figura 4.20 Variación de la respuesta máxima de la estructura en función del parámetro μ del modelo friccional.

paración similar a la anterior entre los aislamientos histeréticos y friccionales utilizando como parámetro la aceleración absoluta máxima, se corrobora lo deducido de las figuras 4.21(e)-4.21(h) respecto a que los sistemas friccionales experimentan mayores valores de aceleración que los histeréticos. De todas formas, se puede ver que la diferencia entre el comportamiento de los sistemas con apoyos histeréticos y friccionales, tanto en el caso del desplazamiento relativo como en el de la aceleración absoluta, es importante en el caso pasivo; dicha diferencia se disminuye sustancialmente en el caso híbrido.

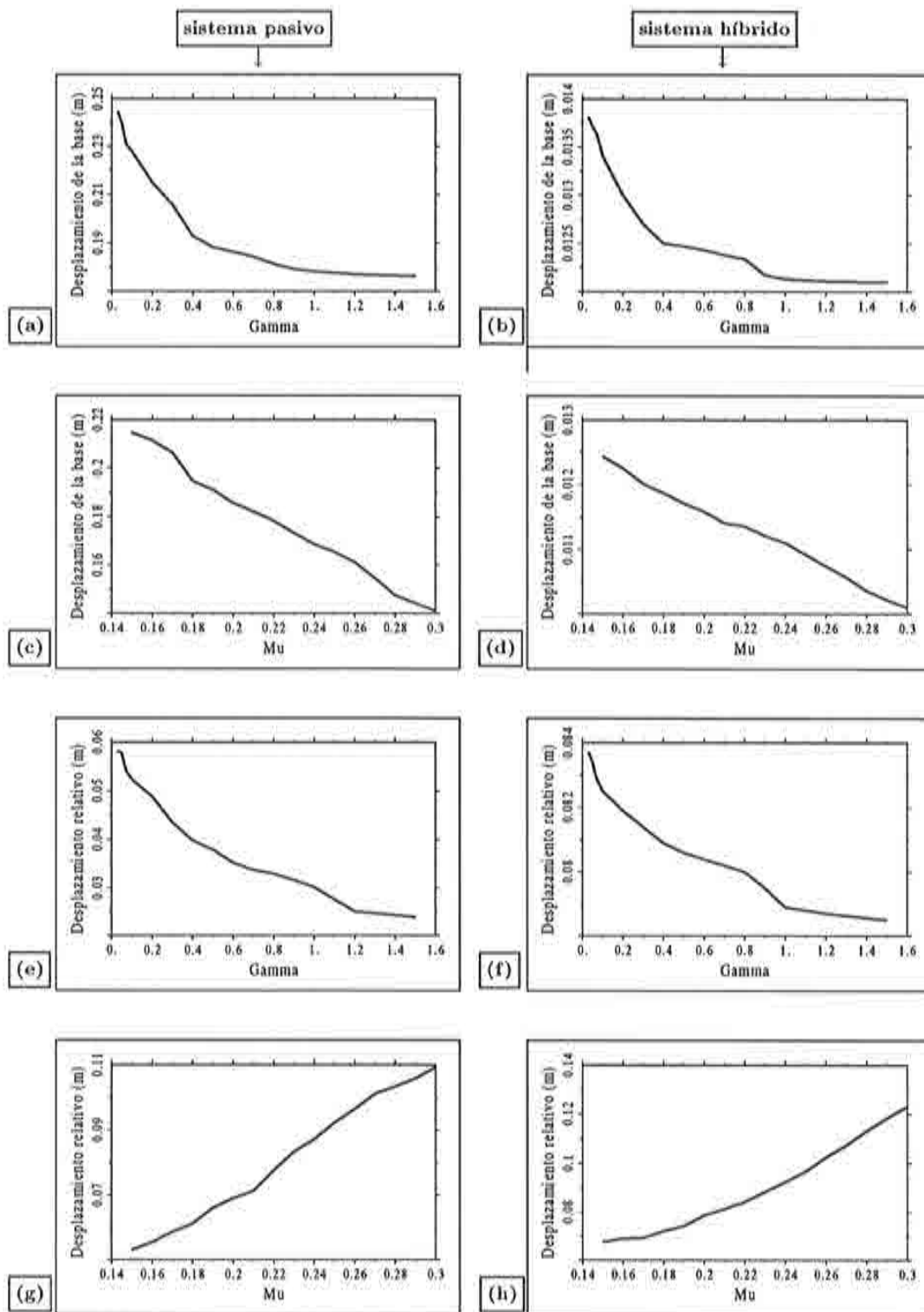


Figura 4.21 Variación de la respuesta máxima de la estructura —desplazamiento absoluto de la base y desplazamiento relativo de la estructura— en función de los parámetros γ del modelo histerético y μ del modelo friccional.

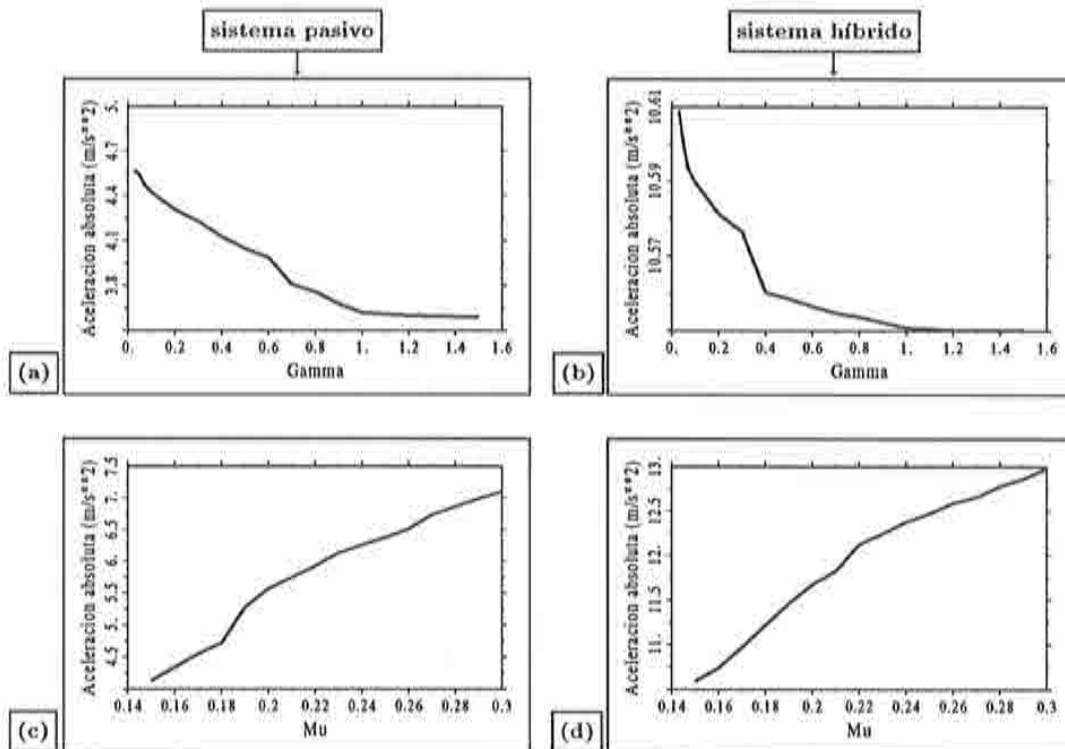


Figura 4.22 Variación de las aceleraciones absolutas máximas de la estructura en función de los parámetros γ del modelo histerético y μ del modelo friccional.

4.5.5 Influencia del parámetro λ de la ley de control en la respuesta

Para evaluar la ley de control propuesta, se analiza el efecto del parámetro λ que define la bola centrada en cero, hacia la cual tiende asintóticamente la respuesta controlada de la base del sistema híbrido. Con este fin, se utiliza el modelo de un solo grado de libertad con sistema de aislamiento y se varía λ desde 0.1 hasta 1.5. El análisis se lleva a cabo para cinco acelerogramas con diferente contenido frecuencial, concretamente sinusoides con una amplitud de 3.5 m/s^2 y duración 10 s, con frecuencias de 3 rad/s, 4 rad/s, 5 rad/s, 8 rad/s y 15 rad/s. En la figura 4.23(a) se muestra el desplazamiento absoluto de la base correspondiente al caso histerético y en la figura 4.23(b) el correspondiente al caso friccional. Se puede observar que hay un cierto valor límite de λ a partir del cual el sistema híbrido se comporta igual que el pasivo.

En las figuras 4.23(c) y (d) se muestra la variación del desplazamiento relativo en función de λ para el aislamiento histerético y friccional, respectivamente. Se comprueba que a partir de cierto valor de λ la bola centrada en cero es tan grande que la respuesta siempre se encuentra dentro de ella, por lo que el caso híbrido se comporta igual que el pasivo. El valor máximo de la aceleración absoluta, que se muestra en las figuras 4.23(e) y (f) para los casos histerético y friccional, respectivamente, aumenta hasta cierto valor de λ y a partir de ahí se comporta como el caso pasivo. En los gráficos de las figuras 4.23(g) y (h) se ilustra la variación de la fuerza máxima de control que se aplica sobre la base,

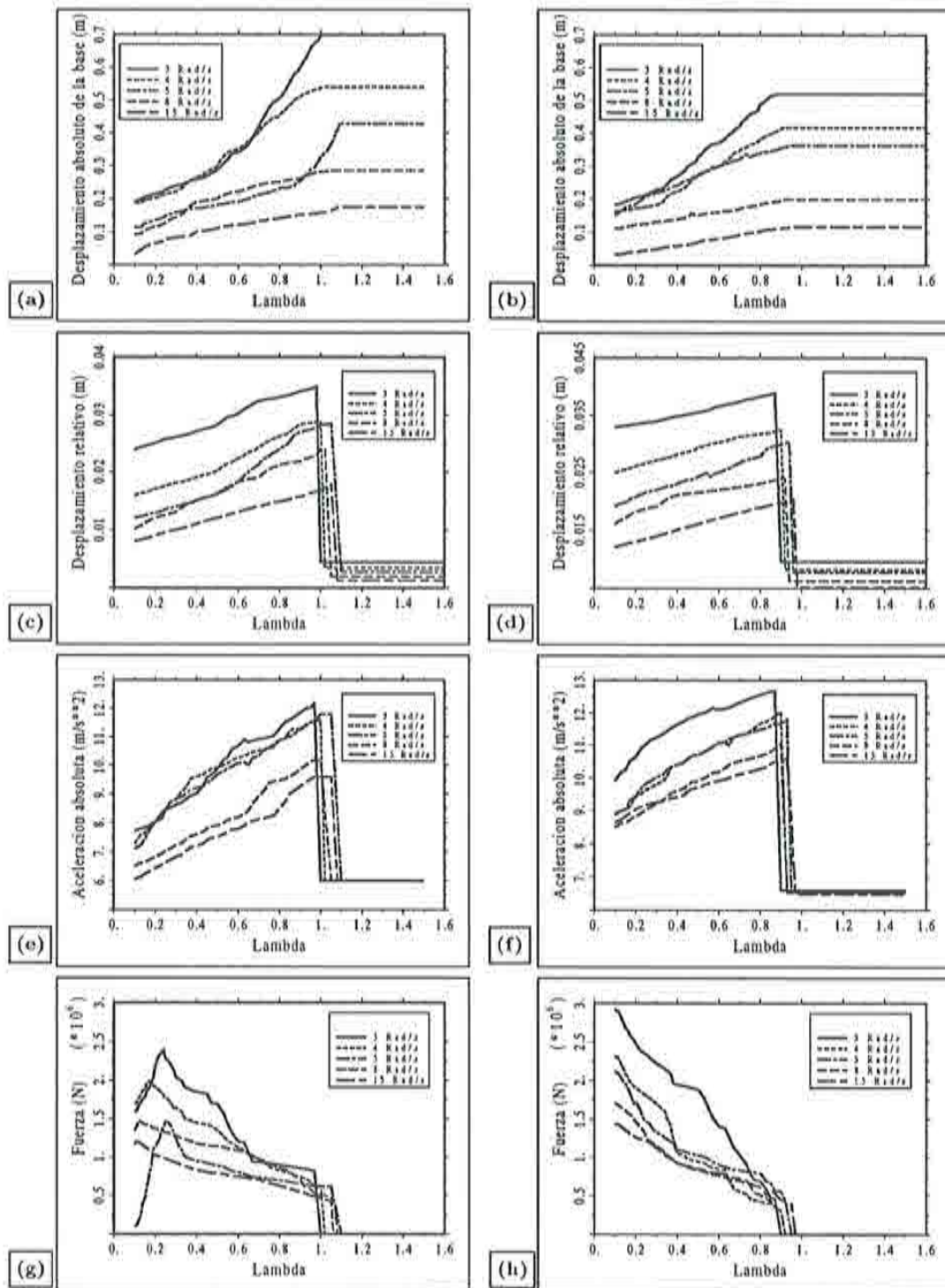


Figura 4.23 Variación de la respuesta máxima de la estructura —desplazamiento absoluto de la base, desplazamiento relativo de la estructura, aceleración absoluta de la estructura— y de la fuerza de control en función del parámetro λ del algoritmo de control.

correspondiendo 4.23(g) al caso histerético y 23(h) al friccional. Puede verse el efecto de la condición impuesta a la ley de control: a partir de cierto valor de λ no es necesario aplicar ninguna fuerza de control sobre la base.

La figura 4.23 demuestra que, dependiendo del valor que se prefije para el parámetro λ , se obtiene un control tan exigente o suave como se pretenda, ya que dicho valor define el entorno dentro del cual se pretende llevar la respuesta. Obviamente para un valor grande de λ no es necesario aplicar ninguna fuerza sobre la base ya que la respuesta siempre estará dentro del entorno definido por λ , por lo que en este caso el sistema se comporta como uno pasivo.

4.5.6 Análisis de la respuesta en el tiempo

Para el modelo de diez grados de libertad con sistema de aislamiento pasivo e híbrido, se estudió la variación de la historia de la respuesta en el tiempo. Se utilizó como excitación una senoide de amplitud 3.5 m/s^2 , frecuencia 10 rad/s y duración 5 s . Los parámetros analizados son el desplazamiento absoluto de la base, el desplazamiento del punto más alto de la estructura con respecto a la base, la aceleración absoluta en dicho punto y la fuerza de control. En la figura 4.24(a) se muestra la respuesta temporal del desplazamiento absoluto de la base para el edificio con aislamiento histerético, tanto para el caso pasivo como para el híbrido. Puede observarse la fuerte reducción del desplazamiento de la base correspondiente al caso híbrido.

La variación en el tiempo del desplazamiento relativo se muestra en la figura 4.24(b), en la cual, para los primeros instantes del sismo, aparecen valores más altos en el caso híbrido que después tienden al entorno cercano a cero definido por la ley de control. Otra comparación del caso híbrido con el pasivo, pero utilizando esta vez como parámetro la aceleración absoluta del punto más alto de la estructura, puede verse en la figura 4.24(c). Al igual que ocurre con el desplazamiento relativo, en el caso híbrido el sistema presenta mayores valores de dicha aceleración que en el pasivo en los primeros instantes de la excitación, pero a partir de cierto instante el híbrido mejora el comportamiento del pasivo.

En la figura 4.24(d) se muestra la variación de la fuerza de control aplicada sobre la base. Se observa que ésta presenta los mayores valores en los primeros instantes del sismo y luego se va reduciendo a medida que la respuesta disminuye debido al control. La historia temporal de esta fuerza se ha calculado basada en la ley de control que no permite que la respuesta del sistema se salga de la bola de radio λ una vez que se encuentra dentro de ella, por lo que en todos los instantes del proceso se calcula una fuerza de control.

A continuación se realizaron comparaciones similares a las anteriores pero utilizando la estrategia de control modificada, la cual consiste en que solamente en el caso de que la respuesta se salga de la bola se aplica la ley de control, mediante la cual se calcula la fuerza necesaria para llevarla de nuevo dentro de la misma. La variación en el tiempo del desplazamiento absoluto de la base se muestra en la figura 4.24(e), comprobándose que la reducción en el caso híbrido

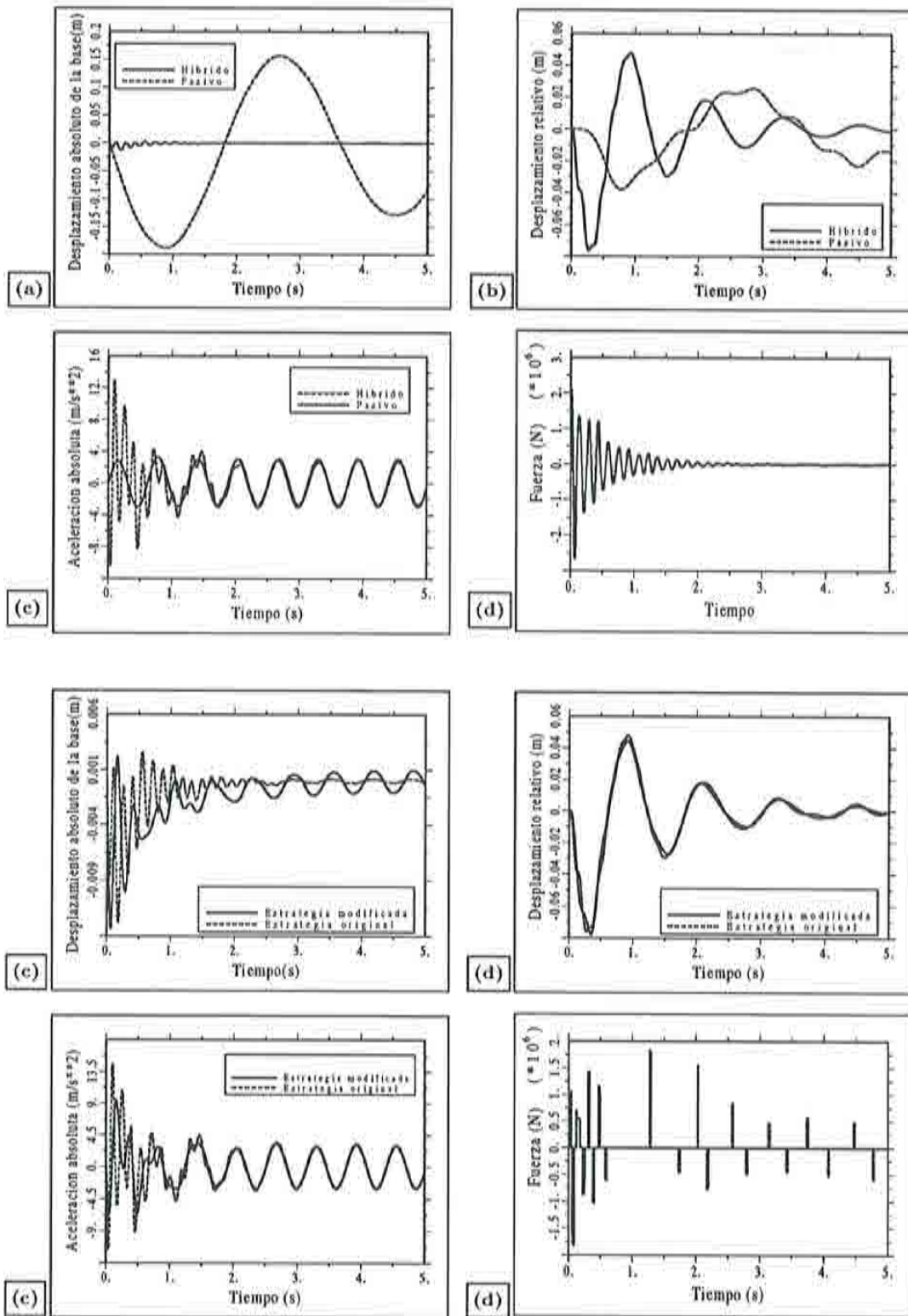


Figura 4.24 Variación temporal de la respuesta —desplazamiento absoluto de la base, desplazamiento relativo de la estructura, aceleración absoluta de la estructura— y de la fuerza de control.

es menos fuerte que en el caso de la figura 4.24(a), pero que también en este caso el objetivo de la teoría de control se sigue cumpliendo.

En la figura 4.24(f) se muestra la variación temporal del desplazamiento relativo, correspondiente a las dos estrategias, presentándose prácticamente el mismo comportamiento que en el caso de la figura 4.24(b), es decir, valores mayores al comienzo del terremoto y reducción gradual a partir de cierto instante. Las aceleraciones absolutas se ilustran en la figura 4.24(g), en donde se observa que el edificio tiende a comportarse como en el caso pasivo, lo cual es acorde con la estrategia de control modificada.

Donde mejor se observa la modificación de la ley de control es en la figura 4.24(h). En ésta se muestra la variación de la fuerza de control, pudiéndose ver que existen muchos intervalos de tiempo en los cuales la fuerza es nula, debido a que la respuesta del sistema se encuentra dentro del entorno predefinido. Se vé claramente que cuando la respuesta se sale del entorno especificado se calculan fuerzas de control en los instantes en que esto ocurre, hasta volver a llevar la respuesta al entorno deseado.

Al comparar las figuras 4.24(d) y 4.24(h) se observa la diferencia entre la estrategia de control propuesta inicialmente y la modificada y cabe anotar que los máximos valores de la fuerza de control en estos casos son del mismo orden. Sin embargo, en la figura 4.24(h) se observa que la modificación hecha a la ley de control permite un ahorro de energía, ya que al existir intervalos en los cuales la fuerza es cero, el actuador no genera permanentemente fuerzas. El impulso total de la fuerza $\int u dt$ en el caso en que se utiliza la estrategia modificada es menor que cuando no se emplea dicha modificación, con lo cual se comprueba que la estrategia modificada necesita menos energía para controlar el sistema.

Para el modelo de diez grados de libertad con sistema de aislamiento histerético sometido a la excitación sinusoidal, se calculó la historia temporal del desplazamiento absoluto de la base, el desplazamiento relativo, la aceleración absoluta y la fuerza de control. Este calculo se realizó para dos valores diferentes de γ . En las figuras 4.25(a) y (b) se muestra la variación temporal del desplazamiento absoluto de la base para $\gamma = 0.2$ y $\gamma = 0.8$, respectivamente. Como era de esperar, en el caso pasivo es notoria la diferencia entre estos dos casos, presentando la respuesta mayores valores cuando se utilizó el valor $\gamma = 0.2$. En el caso híbrido, las respuestas permanecieron prácticamente iguales.

La variación temporal del desplazamiento relativo y de la aceleración absoluta que se muestra en las figuras 4.25(c)-4.25(d) y 4.25(e)-4.25(f), respectivamente, ratifican que para el caso pasivo con $\gamma = 0.2$ se obtienen mayores valores de la respuesta que para $\gamma = 0.8$, mientras que en el caso híbrido la diferencia es menos significativa.

En las figuras 4.25(g) y (h) se muestra la variación de la fuerza de control aplicada en la base, pudiéndose ver que para $\gamma = 0.8$ las fuerzas de control son menores que para $\gamma = 0.2$. Esto es debido a que el sistema pasivo con $\gamma = 0.8$ se comporta mejor, por lo que en este caso las fuerzas de control necesarias son

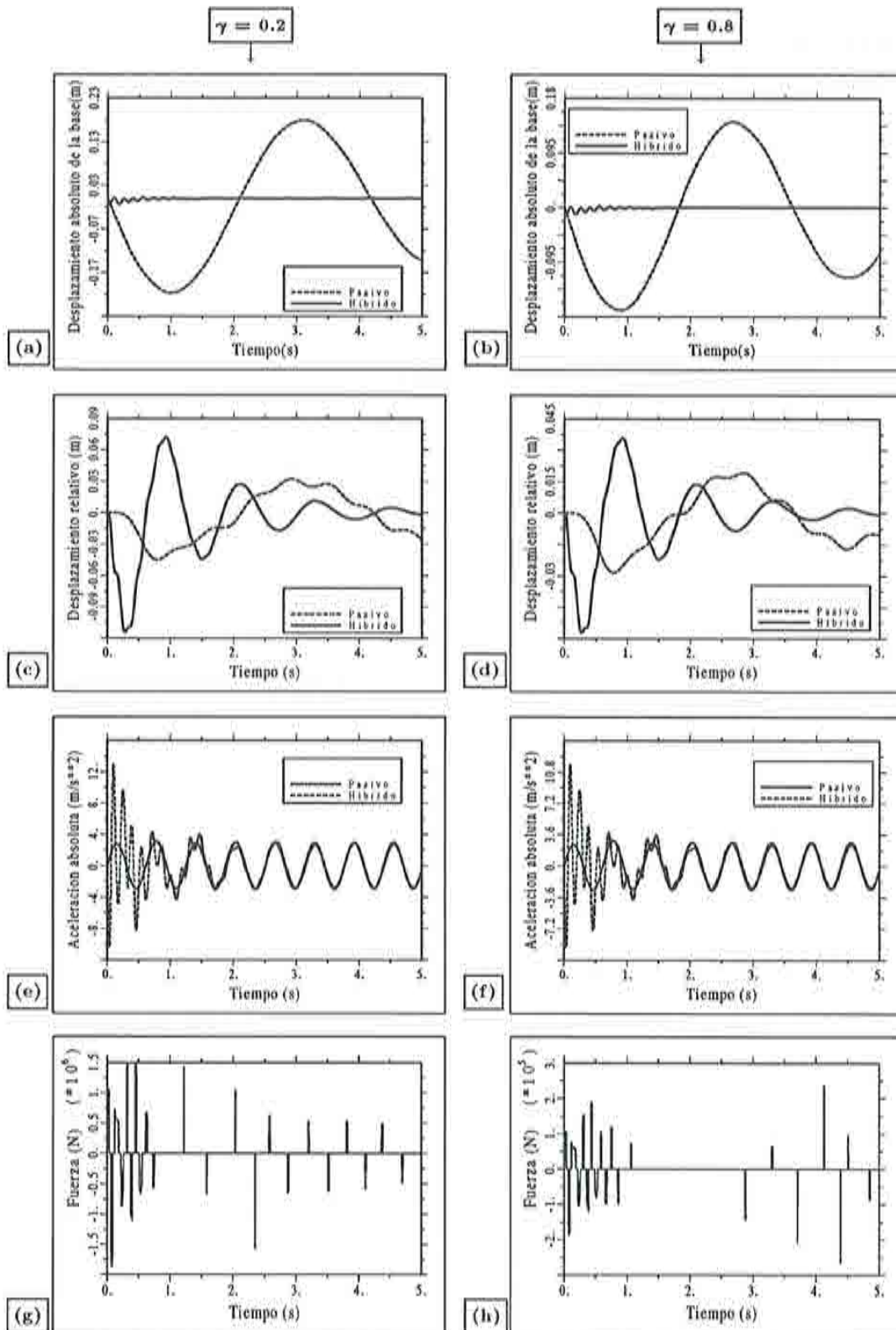


Figura 4.25 Respuestas temporales y variación temporal de la fuerza de control para una excitación sinusoidal; $\gamma = 0.2$ y $\gamma = 0.8$.

menores.

Para el modelo de diez grados de libertad con sistema de aislamiento friccional sometido a la misma excitación sinusoidal se calculó la variación temporal del desplazamiento absoluto de la base, del desplazamiento del punto más alto de la estructura con respecto a la base, de la aceleración absoluta en dicho punto y de la fuerza de control. Dichas respuestas se obtienen para dos diferentes valores del coeficiente de fricción μ . En la figura 4.26(a) se muestra la variación del desplazamiento absoluto de la base para $\mu = 0.18$ y en la figura 4.26(b) para $\mu = 0.25$. Es de anotar que en el caso pasivo de las figura 4.26(b) dicho desplazamiento es menor que en el caso de la figura 4.26(a). Los correspondientes casos híbridos no presentan grandes diferencias.

Las variaciones temporales correspondientes al desplazamiento relativo y a la aceleración absoluta pueden verse en las figuras 4.26(c)-4.26(d) y 4.26(e)-4.26(f), respectivamente. En ellas se observa que, al contrario de lo que ocurre con el desplazamiento de la base, el desplazamiento relativo y la aceleración absoluta son mayores en el caso en que $\mu = 0.25$, siendo esta diferencia más significativa en el caso pasivo.

En las figuras 4.26(g) y (h) se muestra la historia temporal de la fuerza de control aplicada en la base para $\mu = 0.18$ y $\mu = 0.25$, respectivamente. En éstas se aprecia que los valores de respuesta representados en la figura 4.26(h) son menores que los de la figura 4.26(g), ya que el desplazamiento absoluto de la base en el caso pasivo se comporta mejor para $\mu = 0.25$. De esta manera las respuestas obtenidas en las figuras 4.25 y 4.26 concuerdan con lo observado en las figuras 4.19-4.22, proporcionando, de esta forma, una comprobación de lo deducido anteriormente.

Para el edificio de diez grados de libertad con sistema híbrido histerético se calcula la historia temporal de los siguientes parámetros dinámicos, el desplazamiento absoluto de la base, el desplazamiento del punto más alto de la estructura relativo a la base, la aceleración absoluta en dicho punto y la fuerza de control aplicada sobre la base. Estas respuestas se han obtenido para dos diferentes valores de λ , sometiendo el modelo a una excitación sinusoidal. Los valores utilizados para dicho parámetro son $\lambda = 0.4$ y $\lambda = 0.8$.

Las figuras 4.27(a) y (b) muestran la variación en el tiempo del desplazamiento absoluto de la base. Se observa que en el gráfico de la figura 4.27(a), que corresponde a $\lambda = 0.4$, el desplazamiento de la base se reduce a valores menores que los alcanzados en el caso de la figura 4.27(b), en el cual $\lambda = 0.8$.

Las figuras 4.27(c)-4.27(d) y 4.27(e)-4.27(f) muestran la variación temporal del desplazamiento relativo del punto más alto de la estructura con respecto a la base y de la aceleración absoluta de dicho punto, respectivamente. En estas figuras se observa la misma tendencia que las figuras 4.27(a)-4.27(b), es decir que en el caso en que $\lambda = 0.4$ los valores de la respuestas son menores que cuando $\lambda = 0.8$. La fuerza de control aplicada en la base se ilustra en los gráficos de las figuras 4.27(g) y 4.27(h), para $\lambda = 0.4$ y $\lambda = 0.8$, respectivamente. Con la

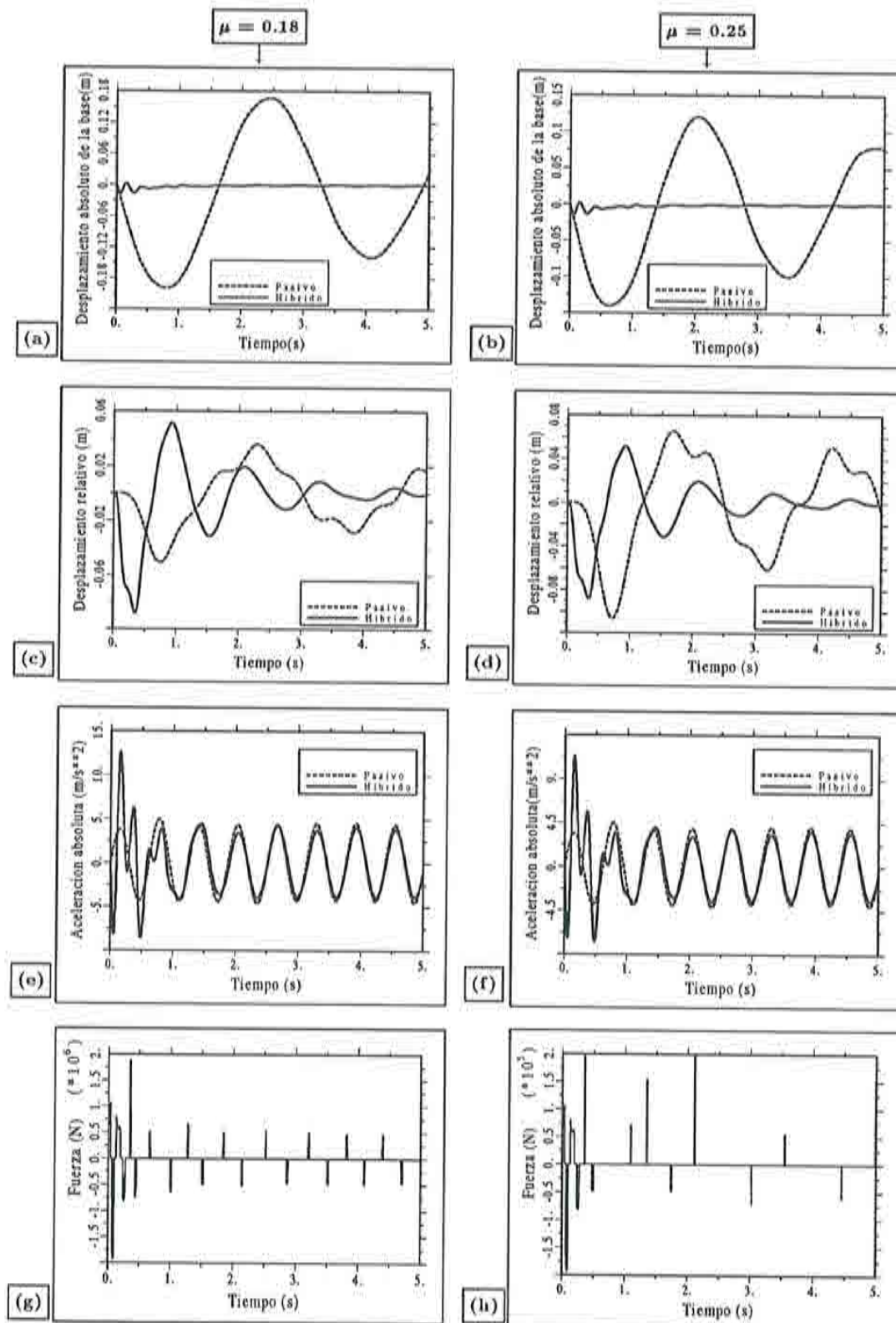


Figura 4.26 Respuestas temporales y variación temporal de la fuerza de control para una excitación sinusoidal; $\mu = 0.18$ y $\mu = 0.25$.

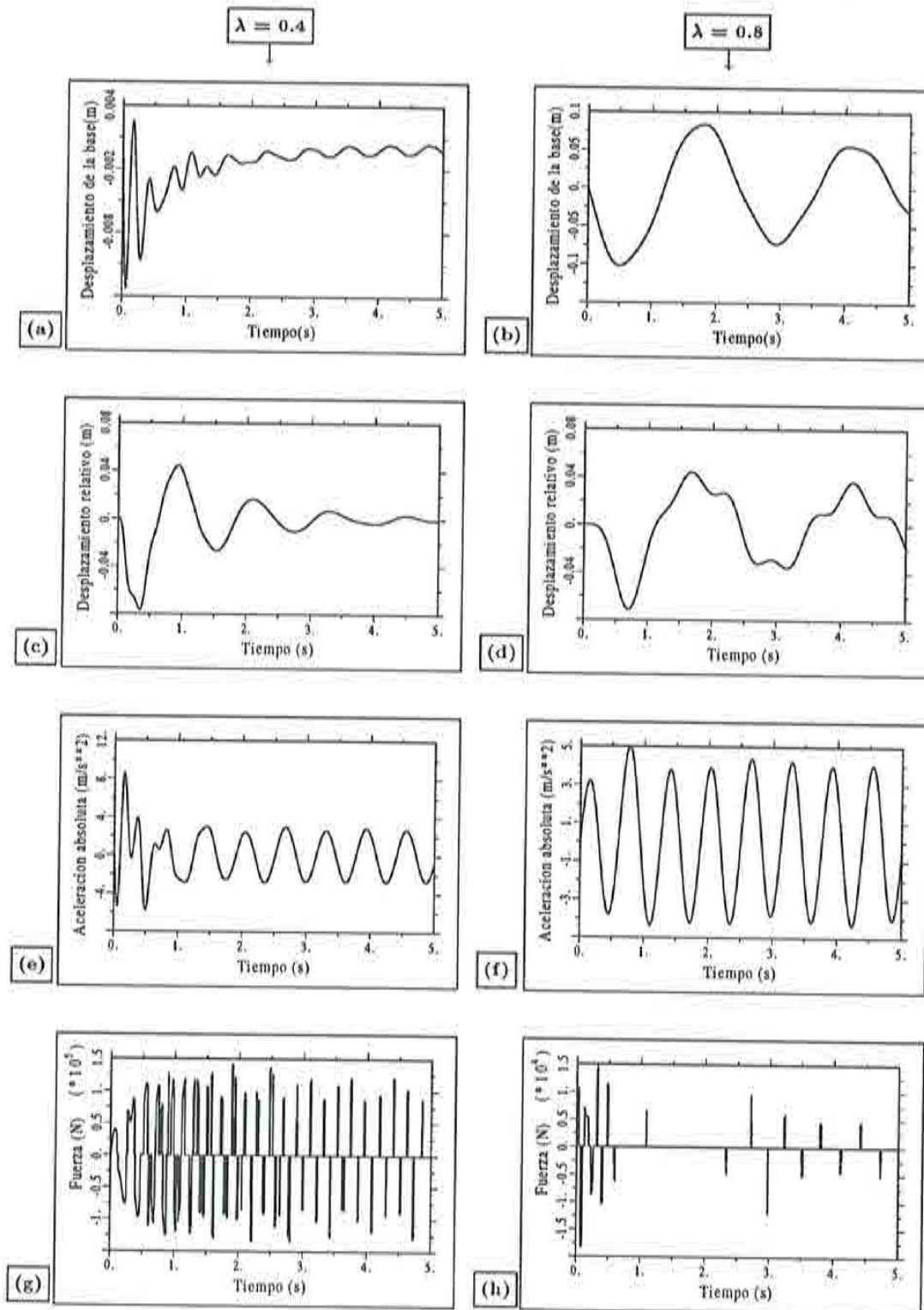


Figura 4.27 Respuestas temporales y variación temporal de la fuerza de control para una excitación sinusoidal; $\lambda = 0.4$ y $\lambda = 0.8$.

fuerza de control ocurre lo contrario que con los anteriores parámetros dinámicos analizados, ya que dicha fuerza presenta menores valores para $\lambda = 0.4$.

Lo observado en la figura 4.27 está en concordancia con los resultados que se muestran en la figura 4.23. En dicho apartado se observa que, al disminuir el valor de λ , se reduce el entorno al cual tiende la respuesta, por lo que el control será tan severo como pequeño sea λ .

REFERENCIAS

1. R. I. Skinner, W. H. Robinson y G. H. McVerry, *An Introduction to Seismic Isolation*, John Wiley & Sons, 1993.
2. L. Jane y A. H. Barbat, *Estructuras de edificación con aislamiento antisísmico*, monografía 13, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1992.
3. D. Chen y R. W. Clough, "Earthquake response of structures with friction sliding motion", Draft, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1981.
4. C. J. Younis e I. G. Tadjbakhsh, "Response of sliding rigid structure to base excitation", *Journal of the Engineering Mechanics ASCE*, **110**, 417-432, 1984.
5. L. Su, I. I. Orabi y G. Ahmadi, "Nonstationary earthquake response of a sliding rigid structure", *International Journal of Engineering Science*, **26**, 1013-1026, 1988.
6. J. M. Kelly y S. B. Hodder, "Experimental study of lead and elastomeric dampers for base isolation systems in laminated Neoprene bearings", *Bulletin of the New Zealand National Society Earthquake Engineering*, **15**, 53-67, 1982.
7. N. Mostaghel y M. Khodaverdian "Dynamics of resilient-friction base isolator (R-FBI)", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15**, 379-390, 1987.
8. R. Gueraud, J.-P. Noel-leroux, M. Livolant y A. P. Michalopoulos, "Seismic isolation using sliding-elastomer bearing pads", *Nuclear Engineering Design*, **84**, 363-377, 1985.
9. I. G. Buckle, "New Zealand seismic base isolation concepts and their application to nuclear engineering", *Nuclear Engineering Design*, **84**, 313-326, 1985.
10. R. I. Skinner, M. Kelly y A. J. Heine, "Hysteretic dampers for earthquake resistant structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **3**, 287-296, 1975.
11. M. C. Constantinou e I. G. Tadjbakhsh, "Hysteretic dampers in base isolation: Random approach", *Journal of Structural Engineering ASCE*, **111**, 705-721, 1985.
12. L. Su, G. Ahmadi e I. G. Tadjbakhsh, "A comparative study of base isolation systems", Clarkson University, *Report No MIE-150*, Potsdam, 1987.
13. Y.-K. Wen, "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, **102**, 249-263, 1976.
14. A. H. Barbat y J. M. Canet, *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1994.

15. T. T. Soong, *Active Structural Control. Theory & Practice*, Longman Scientific & Technical, Harlow, U.K., 1990.
16. J. Rodellar y E. P. Ryan, "Adaptive control of uncertain coupled mechanical systems", 12th IFAC *World Congress*, Sydney, Australia, 1993.
17. A. H. Barbat, J. Rodellar, E. P. Ryan y N. Molinares, "Comportamiento sísmico de edificios con un sistema no lineal de control híbrido", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, **9(2)**, 201-220, 1993.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA

Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luis M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Análisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estruturas*, Alvaro A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.