

**ADVERTIMENT.** La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX ([www.tesisenxarxa.net](http://www.tesisenxarxa.net)) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

**ADVERTENCIA.** La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR ([www.tesisenred.net](http://www.tesisenred.net)) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

**WARNING.** On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX ([www.tesisenxarxa.net](http://www.tesisenxarxa.net)) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author



**Universidad Politécnica de Cataluña**  
**Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica**

**Propuesta de espectros de energía para  
proyecto sismorresistente basados en  
registros de Colombia**

**Diego Andrés Bravo González**





**Esta investigación va dedicada a las  
víctimas y supervivientes de desastres  
ocurridos por fenómenos sísmicos,  
inocentes en el camino a un mejor futuro**



# ÍNDICE

Agradecimientos	iii
Resumen	v
Summary	vi
Lista de símbolos	vii
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes y motivación	
1.2 Objetivos	
1.3 Metodología	
1.4 Contenido de este documento	
<b>2. Estado actual del conocimiento</b>	<b>7</b>
2.1 Metodologías de proyecto sismorresistente	
2.2 Proyecto sismorresistente basado en espectros	
2.2.1. Espectros de respuesta	
2.2.2. Espectros de respuesta de aceleración absoluta	
2.2.3. Espectros de respuesta de desplazamiento relativo	
2.2.4. Espectros de respuesta de energía	
2.3 Formulación de Housner-Akiyama	
2.3.1. Expresiones de balance de energía	
2.3.2. Espectros envolventes para proyecto sismorresistente	
2.3.3. Expresiones empíricas de la energía histéretica	
2.3.4. Capacidad de absorción de energía de las estructuras	
<b>3. Información sísmica de Colombia</b>	<b>37</b>
3.1 Sismicidad en Colombia	
3.2 Normativa sismorresistente en Colombia	
3.3 Registros disponibles	
3.4 Análisis y tratamiento de las señales disponibles	
3.5 Selección de movimientos sísmicos representativos	
3.6 Clasificación de los registros seleccionados	
<b>4. Cálculo de espectros de energía en Colombia</b>	<b>57</b>
4.1 Consideraciones generales	
4.2 Análisis lineales	
4.3 Análisis no lineales	
4.4 Valoración de los resultados obtenidos	
<b>5. Propuesta de espectros de energía de proyecto para Colombia</b>	<b>77</b>
5.1 Consideraciones generales	
5.2 Espectros propuestos	
5.3 Comparación con otros espectros de proyecto	
5.3.1. Normativa Colombiana	
5.3.2. Espectros propuestos para España	

5.3.3. Espectros propuestos para Irán	
5.3.4. Espectros propuestos para Japón	
5.3.5. Espectros propuestos para Grecia	
5.3.6. Otros espectros	
<b>6. Energía histerética</b>	<b>85</b>
6.1 Consideraciones generales	
6.2 Cálculo de la energía histerética en los espectros obtenidos	
6.3 Propuesta de nueva expresión empírica	
<b>7. Resumen, conclusiones e investigaciones futuras</b>	<b>93</b>
7.1 Resumen	
7.2 Conclusiones	
7.3 Investigaciones futuras	
<b>Bibliografía</b>	<b>95</b>
<b>Anejo A. Actividad sísmica histórica de Colombia</b>	<b>101</b>
<b>Anejo B. Tipologías constructivas en Colombia</b>	<b>103</b>
<b>Anejo C. Manejo de los programas utilizados</b>	<b>105</b>
<b>Anejo D. Espectros de los registros considerados</b>	<b>107</b>
<b>Anejo E. Publicaciones generadas durante esta investigación</b>	<b>145</b>

## Agradecimientos

En primer lugar, quiero expresar especial agradecimiento a mis directores de tesis el Doctor Amadeo Benavet Climent y el Doctor Francesc López Almansa por brindarme la oportunidad, la confianza y el apoyo para llegar hasta aquí.

Al INGEOMINAS, a la coordinadora de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia la Ingeniera María Luisa Bermúdez y a su grupo de trabajo, por la colaboración con los registros sísmicos y la orientación en la adecuada manipulación en la etapa inicial.

Al Doctor Josep Antoni Canas, por su orientación a mi llegada en la academia, en la fase de docencia y la introducción en la sociedad catalana.

Al Doctor Lluís Pujades, por el asesoramiento y aportación en el análisis y tratamiento de los registros sísmicos.

A mi madre Rosmira G., a mi abuela Rosa R., a mi hija Rosita B. y a toda mi familia, por creer en mis sueños y estar a mi lado.

A mi compañera Angie Lorena Fernandez Parra, por su espera y entendimiento, gran compañía en el camino de la vida.

A mi gran amigo Alfonso Fuentes, sus consejos siempre me guiaron y alentaron cuando lo necesitaba.

A la empresa AFEXSUNS, al señor Jordi Verges y Josep Puig por su incondicional apoyo laboral.

Gracias a las personas que me acompañaron y aportaron de diferentes formas en el camino y me ofrecieron sus manos cuando las mías no eran suficiente.



## Resumen

El presente trabajo propone espectros de energía para proyecto sismorresistente de estructuras en regiones de sismicidad moderada a alta basados en registros de Colombia. Estos espectros se obtienen como envolventes bilineales de espectros individuales de 144 registros. En los tramos de períodos cortos, la pendiente se determina a partir de análisis no lineales a ductilidad constante para tener en cuenta el incremento de energía debido a la plastificación de la estructura. Los espectros propuestos se comparan con las prescripciones de la norma sismorresistente colombiana y con las propuestas efectuadas por otros investigadores para Japón, España, Irán y Grecia. Se concluye que los espectros propuestos son más exigentes que la norma colombiana y que se ajustan a las propuestas para Grecia. Así mismo, se propone una nueva expresión empírica de la relación entre la energía que contribuye al daño y la energía de entrada.

## Summary

Energy input spectra applicable to the seismic design of structures in moderate-to-high seismicity regions such as Colombia are proposed. They are derived from the bilinear envelope of individual spectra obtained for 144 ground motions recorded in Colombia. The spectra account for the increase of input energy due to the plastification of the structure in the short period region, through a new formula derived from extensive nonlinear analyses. The proposed energy input design spectra are compared with the provisions of the Colombian seismic code, and with those proposed for Japan, Iran and Greece. It is found that the proposed spectra are more demanding than the current Colombian seismic code, and that they agree with those developed recently for six cities in Greece by applying a different approach. An empirical equation to estimate the portion of the seismic input energy that contributes to structural damage is also proposed.



# Lista de símbolos

## Minúsculas latinas

$a, a', e, f, p$ : Parámetros en la referencia [Decanini, Mollaioli, 2001].

$a_{m\acute{a}x}$ : Aceleración máxima del terreno.

$c$ : Amortiguamiento. Coeficiente adimensional en la expresión propuesta para  $V_D/V_E$ .

$d$ : Desplazamiento.

$d_{C/D}$ : Distancia de referencia para suelos de tipo C/D.

$d_{m\acute{a}x}$ : Desplazamiento máximo.

$d_y$ : Desplazamiento de plastificación.

$f_{bw}$ : Amplitud de banda de frecuencia.

$f_i$ : Frecuencia (correspondiente al punto  $i$ ) del espectro de Fourier.

$h$ : Factor de amortiguamiento.

$k$ : Rigidez. Coeficiente adimensional en la expresión propuesta para  $V_D/V_E$ .

$k_{d1}, k_{d2}$ : Exponentes de las ramas decrecientes de los espectros de respuesta no lineales de la normativa europea.

$m$ : Masa.

$\bar{m}_{\mu}$ : Pendiente de la línea de regresión para un valor  $\mu$  de la ductilidad ( $c: r$  para roca;  $c: s$  para suelo).

$\hat{m}_{\mu}$ : Pendiente de la envolvente (máxima) para un valor  $\mu$  de la ductilidad ( $c: r$  para roca;  $c: s$  para suelo).

$\bar{m}_1$ : Pendiente de la línea de regresión para ductilidad  $\mu$  igual a 1 ( $c: r$  para roca;  $c: s$  para suelo).

$\hat{m}_1$ : Pendiente de la envolvente (máxima) para ductilidad  $\mu$  igual a 1 ( $c: r$  para roca;  $c: s$  para suelo).

$n$ : Número de años. Índice de concentración de daño. Coeficiente adimensional en la expresión propuesta para  $V_D/V_E$ .

$p$ : Coeficiente adimensional en los espectros de energía de proyecto propuestos.

$p_n$ : Probabilidad de que un determinado movimiento sísmico sea excedido en  $n$  años.

$q$ : Coeficiente de comportamiento por ductilidad (EC-8). Coeficiente adimensional en los espectros de energía de proyecto propuestos.

$r$ : número de modos a incluir en el cálculo.

$s$ : Coeficiente adimensional (exponente) en los espectros de energía de proyecto propuestos.

$t$ : Tiempo.

$x$ : Desplazamiento absoluto.

$\ddot{x}$ : Aceleración absoluta.

$y$ : Desplazamiento relativo entre la estructura y el terreno.

$y_{m\acute{a}x}$ : Desplazamiento máximo (relativo entre la estructura y el terreno).

$y_y$ : Desplazamiento de plastificación (relativo entre la estructura y el terreno).

$z_g$ : Desplazamiento del terreno.

$\ddot{z}_g$ : Aceleración del terreno.

## Mayúsculas latinas

$AE_I$ : Factor de amenaza sísmica.

COV: Coeficiente de variación ("Coefficient of variation").

$C_i$ : Amplitud (del punto  $i$ ) del espectro de Fourier.

$C_d$ : Coeficiente de error.

$D$ : Desplazamiento de la planta superior del edificio respecto de la base. Índice de daño de Park y Ang.  
 $D_f$ : Distancia epicentral.  
 $D_i$ : Índice de daño del componente estructural  $i$ .  
 $E$ : Energía.  
 $E_a$ : Energía de deformación plástica acumulada.  
 $E_D$ : Energía que contribuye al daño.  
 $E_e$ : Energía elástica de vibración.  
 $E_H$ : Energía histerética.  
 $E_I$ : Energía introducida en la estructura por un determinado movimiento sísmico.  
 $E_{I,abs}$ : Energía absoluta aportada por el sismo.  
 $E_{I,máx}$ : Valor máximo (respecto del período) de  $E_I$ .  
 $E_I'$ : Energía introducida por un determinado movimiento sísmico en un sistema no lineal de un grado de libertad.  
 $E_k$ : Energía cinética (relativa).  
 $E_{k,abs}$ : Energía cinética absoluta.  
 $E_s$ : Energía de deformación elástica (relativa).  
 $E_\xi$ : Energía disipada por el amortiguamiento de la estructura.  
 $F$ : Fuerza (fuerza sísmica equivalente).  
 $I_D$ : Índice sísmico adimensional.  
 $M$ : magnitud.  
 $M_L$ : magnitud local.  
 $M_s$ : magnitud de onda superficial.  
 $M_w$ : magnitud de momento.  
 $N$ : número de puntos.  
 $P_f$ : Profundidad hipocentral.  
 $PGA$ : Aceleración máxima del terreno ("Peak Ground Acceleration").  
 $PGA_d$ : Aceleración máxima de proyecto según la normativa colombiana (NSR-98).  
 $PGV$ : Velocidad máxima del terreno ("Peak Ground Velocity").  
 $Q$ : Fuerza restauradora.  
 $Q_y$ : Fuerza restauradora de plastificación.  
 $R$ : Coeficiente de reducción de respuesta (normativa colombiana y americana). Mínima distancia al plano de rotura de la falla.  
 $S$ : Coeficiente de suelo.  
 $S_a$ : Espectro de aceleración (absoluta) de respuesta.  
 $\bar{S}_a$ : Espectro normalizado de aceleración (absoluta) de respuesta.  
 $S_d$ : Espectro de desplazamiento (relativo) de respuesta.  
 $S_{pv}$ : Pseudo-espectro de velocidad (relativa) de respuesta.  
 $S_v$ : Espectro de velocidad (relativa) de respuesta.  
 $T$ : Período natural de vibración de la estructura. Período de retorno de un movimiento sísmico.  
 $T_{avg}$ : Período espectral promedio.  
 $T_{avg,C/D}$ : Período espectral promedio correspondiente a un suelo de tipo C/D.  
 $T_0$ : Período natural elástico de vibración de la estructura. Período espectral promedio suavizado.  
 $T_{0,C/D}$ : Período espectral promedio suavizado correspondiente a un suelo de tipo C/D.  
 $T'$ : Período natural plástico de vibración de la estructura.  
 $T_0, T_C, T_L$ : Períodos en el espectro de proyecto de la normativa colombiana.  
 $T_A, T_B$ : Períodos en el espectro de proyecto de la normativa española.  
 $T_A, T_B, T_C, T_D$ : Períodos en el espectro de proyecto de la normativa europea.  
 $T_E$ : Período (superior a  $T_G$ ) a partir del cual decrece el espectro de energía.  
 $T_G$ : Período natural del terreno en el espectro de energía.  
 $T_i$ : Período natural del modo  $i$ . Período correspondiente (en un espectro) al punto discreto  $i$ .  
 $T_m$ : Período medio.  
 $T_{m,C/D}$ : Período medio correspondiente a un suelo de tipo C/D.  
 $T_p$ : Período predominante.

$T_s$ : Período natural del suelo.  
 $T_1$ : Período natural (fundamental) del primer modo de vibración de la estructura.  
 $T_1, T_2, T_3$  y  $T_4$ : Períodos en la referencia [Decanini, Mollaioli, 2001].  
 $V$ : Fuerza sísmica (cortante en la base).  
 $V_D$ : Energía contributiva al daño expresada en pseudo-velocidad equivalente.  
 $V_E$ : Energía de entrada expresada en pseudo-velocidad equivalente.  
 $V_{Ei}$ : Energía expresada en pseudo-velocidad equivalente correspondiente (en un espectro) al punto discreto  $i$ .  
 $V_{E,NS}$ : Energía de entrada expresada en pseudo-velocidad equivalente para la componente nort-sur.  
 $V_{E,EW}$ : Energía de entrada expresada en pseudo-velocidad equivalente para la componente este-oeste.  
 $V_s$ : Velocidad de transmisión de las ondas de cizalla en el terreno.  
 $W$ : peso total del edificio.  
 $W_u$ : Capacidad de absorción de energía de la estructura.

### Minúsculas griegas

$\alpha$ : Coeficiente de cortante basal (fuerza de interacción dividida por el peso del edificio).  
 $\beta$ : Coeficiente empírico en el índice de Park y Ang.  
 $\delta$ : Desplazamiento.  
 $\delta_{m\acute{a}x}$ : Desplazamiento máximo.  
 $\delta_M$ : Desplazamiento máximo.  
 $\delta_u$ : Desplazamiento último monótono.  
 $\delta_y$ : Desplazamiento de plastificación.  
 $\eta$ : Ductilidad acumulada. Coeficiente corrector del espectro según el amortiguamiento (normativa europea).  
 $\lambda_i$ : Factor de ponderación de los índices de daño de Park y Ang.  
 $\mu$ : Ductilidad. Coeficiente de comportamiento por ductilidad (normativa española). Coeficiente de ductilidad de desplazamiento (cociente entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de plastificación).  
 $\mu_c$ : Ductilidad cíclica.  
 $\nu$ : Coeficiente corrector del espectro según el amortiguamiento (normativa española).  
 $\rho$ : Factor de importancia de un edificio.  
 $\sigma$ : Desviación típica.  
 $\tau$ : Tiempo (variable auxiliar).  
 $\omega$ : Frecuencia natural del sistema con amortiguamiento.  
 $\omega_d$ : Frecuencia natural del sistema con amortiguamiento.  
 $\omega_0$ : Frecuencia natural del sistema sin amortiguamiento.  
 $\xi$ : Factor de amortiguamiento.  
 $\xi_{eq}$ : Factor de amortiguamiento equivalente.  
 $\zeta$ : Factor de amortiguamiento.

### Mayúsculas griegas

$\Delta$ : Incremento (en una serie discreta).  
 $\Omega$ : Factor de amortiguamiento (normativa española).



## 1. Introducción

### 1.1 Antecedentes y motivación

Colombia tiene aproximadamente una extensión territorial de 1.141.000 km<sup>2</sup> y alberga 45 millones de habitantes. Dicho país limita al oriente con Venezuela y Brasil, al noroccidente con Panamá y al sur con Ecuador y Perú. Colombia está situada en una zona de constante actividad sísmica, sobre la falla geológica denominada “El cinturón de Fuego del Pacífico” o “Anillo Circumpacífico”; dicha falla está ubicada en Suramérica, se inicia al sur de Chile y recorre aproximadamente 5.000 kilómetros hasta el norte de Colombia. Esta falla, conjuntamente con otras presentes en el territorio colombiano generan una sismicidad importante; quedando dicho territorio básicamente dividido en zonas de sismicidad alta, intermedia y baja. Las fallas predominantes que generan las amenazas sísmicas alta e intermedia, coinciden en dirección con las tres cordilleras que surcan el país; de éstas provienen la mayoría de movimientos telúricos y es donde reside aproximadamente el 80 por ciento de la población.

En la historia de la sismicidad de Colombia destaca el primer sismo registrado ocurrido en 1566, donde las ciudades de Popayán y Cali se vieron afectadas. En 1979 dos sismos, el primero el 23 de noviembre en Caldas, y el segundo el 12 de diciembre en Tumaco. Un terremoto el 1 de abril de 1983 devastó Popayán. Dos sismos, el primero el 17 y el segundo el 18 de octubre de 1992 afectaron el Atrato Medio, departamentos de Chocó y Antioquia, con magnitud en la escala de Richter de 6,4 y 7,2. En 1994 se desató un sismo en la región del Páez, en los departamentos del Cauca y Huila. Dos eventos ocurrieron en 1995, uno el 19 de enero en Tauramena, Casanare y otro el 8 de febrero que sacudió el límite entre los departamentos del Valle y Chocó junto con la ciudad de Pereira. El último terremoto con graves consecuencias ocurrió el 25 de enero de 1999, con una intensidad de 6 en la escala de Richter, afectando las ciudades de Armenia y Pereira con varios municipios pertenecientes al eje cafetero. En el Anejo A se presenta una descripción más extensa de la actividad sísmica histórica de Colombia.

Los edificios de Colombia son altamente vulnerables sísmicamente debido a carencias de la normativa sismorresistente nacional vigente en el momento de la construcción, a una cierta falta de calidad de la construcción y a la existencia de numerosas viviendas de auto construcción. Por otra parte, en Colombia en estos momentos existe una importante demanda de viviendas. En el anejo B se presenta una descripción más amplia de las tipologías constructivas en Colombia. La normativa sismorresistente actual [NSR-98, 1998] cuantifica la amenaza sísmica exclusivamente en términos de espectros de respuesta de aceleración absoluta, lo cual podría resultar insuficiente en algunas situaciones; existiendo formulaciones más avanzadas, como las basadas en espectros de desplazamiento y de energía.

Dada esta preocupante situación, el autor de este trabajo se plantea estudiar detenidamente la problemática del proyecto de estructuras sismorresistente en Colombia teniendo en cuenta el historial de la sismicidad y vulnerabilidad estructural. A continuación se presenta una breve



descripción de su evolución personal relativa al objeto de esta investigación. Continuando con su formación de Ingeniero Civil, egresado de la Universidad de La Salle en Bogotá, decide realizar un doctorado en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural en la Universidad Politécnica de Cataluña en la ciudad de Barcelona en España. Durante la fase de docencia, optó por estudiar las asignaturas pertenecientes a la dinámica de estructuras, conociendo al doctor Francesc López Almansa profesor de estructuras y quien le motivó a participar en un curso adicional al programa inicial del doctorado, impartido por el doctor Amadeu Benavent Climent, sobre las nuevas metodologías de proyecto sismorresistente basadas en el balance de energía de Housner–Akiyama. Durante la realización del curso surgen acuerdos entre el autor y los citados profesores Amadeu y Francesc haciéndose éstos responsables de dirigir la investigación para la propuesta de espectros de energía para proyectar estructuras sismorresistentes en Colombia. En el siguiente párrafo se presenta una breve descripción de la citada metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance de energía de Housner–Akiyama.

Esta moderna metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner–Akiyama se propone a mediados del siglo XX con trabajos realizados por Housner [Housner, 1956]. En los años 70 esta metodología alcanza su mayor crecimiento con los resultados obtenidos por el investigador Akiyama [Akiyama, 1985] a quien se debe su marco teórico actual. Además, entre otros investigadores, Uang y Bertero [Uang, Bertero, 1990] han contribuido al estudio de esta nueva metodología de proyecto. El primer país que implementó esta metodología fue Japón, incorporándola a su actual normativa de proyecto sismorresistente [BSL, 2009]. Cabe destacar que, por ser uno de los países más afectados en la historia por los terremotos, dicho país ha realizado un gran avance en el estudio de nuevas alternativas y enfoques para proyectar estructuras en zonas de evidente sismicidad y mitigar sus daños de forma controlada y eficiente.

Aprovechando este gran legado histórico de experiencia y conocimiento, este trabajo pretende complementar la metodología de proyecto sismorresistente en Colombia, [NSR-98, 1998], con una nueva alternativa que presenta ventajas innovadoras aplicable a proyectos de rehabilitación y de nuevas estructuras. Entre algunas ventajas la nueva metodología permite analizar la estructura de manera independiente de las características del terremoto, se puede analizar la energía que gobernará el comportamiento del sistema (producto de la fuerza por el desplazamiento), abarcando la no linealidad desde el punto de vista del comportamiento histerético y de la degradación de sus características resistentes debida a la plastificación acumulada a lo largo de la duración del terremoto. Todo lo anterior permite implementar nuevas técnicas y estrategias para localizar y controlar el daño progresivo siguiendo una jerarquía, donde participan inicialmente elementos no estructurales fáciles de remplazar, absorbiendo la mayor parte de la energía introducida por el terremoto en el sistema.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo general**

El objetivo general de esta investigación es “proponer espectros de energía para proyecto sismorresistente basados en acelerogramas registrados en Colombia”.

Es destacable que este resultado no será aplicable exclusivamente a Colombia sino que también puede ser empleado en regiones de sismicidad equivalente.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

Para alcanzar el objetivo general anterior se proponen los siguientes objetivos específicos:

- Obtener la mayor cantidad posible de registros sísmicos históricos en Colombia. Evidentemente, esta información se pretende recabar de las instituciones correspondientes.

- Tratar la información sísmica anterior para eliminar el ruido contenido en los acelerogramas.
- Analizar esta información para seleccionar los registros de mayor intensidad.
- Ya que la información clasifica los registros en sólo dos categorías (roca y suelo); obtener el contenido de frecuencias de los registros en suelo para deducir las principales características de éste. De esta forma se puede subdividir la categoría suelo en varias clases.
- Para cada registro seleccionado, efectuar análisis dinámicos lineales para obtener espectros de energía válidos para períodos largos. Se obtienen dos tipos de espectros, los correspondientes a registros sin escalar y los correspondientes a registros escalados a la aceleración sísmica de proyecto.
- Para cada registro seleccionado, efectuar análisis dinámicos no lineales a ductilidad constante para obtener espectros de energía válidos para períodos cortos efectuando ajustes de regresión.
- Determinar las envolventes bilineales de cada uno de estos espectros.
- Proponer espectros de proyecto basados en las envolventes bilineales anteriores.
- Comparar esta propuesta con la norma sismorresistente Colombiana [NSR-98, 1998] y con las propuestas para Japón, España, Irán y Grecia.
- A partir de los análisis dinámicos no lineales anteriores, desarrollar una formulación empírica para calcular la energía histerética (es decir, la que contribuye al daño estructural) en función de la energía de entrada.

### 1.3 Metodología

En este subapartado se describe con mayor profundidad la investigación llevada a cabo para alcanzar cada uno de los objetivos específicos anteriores.

**Obtención de registros sísmicos históricos en Colombia.** Los registros sísmicos históricos se obtuvieron de La Red Sismológica Nacional del Instituto de Geología y Minería de Colombia (INGEOMINAS), organismo encargado de llevar a cabo el registro de los sismos intensos que ocurren en el territorio; se proporcionaron 3340 registros comprendidos entre 1994 y 2005, todos ellos sin tratamiento alguno. La información anterior se organizó en dos grupos denominados: “registros en suelo” y “registros en roca”, siendo ésta la única información disponible sobre las características del terreno. Cada registro contenía acelerogramas horizontales (NS y EW) y verticales.

**Análisis y tratamiento de la información sísmica.** Esta operación se realiza para cada uno de los acelerogramas; iniciando por la corrección de línea base y filtrado de 0,10 Hz a 25 Hz. Se seleccionaron aquellos registros que contienen una aceleración máxima igual o superior a 0,02 g. Como resultado de dicha selección se obtuvieron 144 registros, los cuales son la base para el desarrollo del presente trabajo. Posteriormente, se determina el contenido de frecuencias de los registros, especialmente los de suelo, para deducir las características principales del terreno. Ello permite subdividir la categoría “suelo” en las sub-categorías “suelo tipo C” y “suelo tipo D”.

**Análisis dinámicos lineales para determinar la forma de los espectros de energía en el rango de períodos por encima del período natural del suelo.** De los registros seleccionados se utilizaron las componentes horizontales para realizar análisis dinámicos lineales. En el rango de períodos medios y largos, el alargamiento del período de vibración de la estructura tras la plastificación no supone en general un aumento de la energía introducida respecto al valor que tendría si la estructura se mantuviese elástica. Por esa razón, en el rango de períodos medios y largos (en general, por encima del período propio del suelo) los análisis dinámicos lineales proporcionan un espectro de energía que se puede considerar válido también para sistemas no lineales. Los resultados de los cálculos dinámicos lineales se organizaron en grupos según la aceleración de proyecto estipulada en la normativa Colombiana. Los espectros obtenidos se expresan en forma de velocidad equivalente. Se obtienen dos tipos de espectros, los

correspondientes a registros sin escalar y correspondientes a registros escalados a la aceleración sísmica de proyecto especificada en la normativa Colombiana.

**Análisis dinámicos no lineales para determinar la forma de los espectros de energía en el rango de períodos por debajo del período propio del suelo.** En el rango de períodos cortos (es decir, por debajo del período natural del suelo) el alargamiento del período de vibración de la estructura provocado por la plastificación hace que la energía introducida por el sismo sea en general mayor que la que se obtendría en caso de un comportamiento lineal. Para tener en cuenta esta influencia y determinar espectros de energía en el rango de períodos por debajo del característico del suelo, es necesario realizar análisis dinámicos no lineales. Éstos se efectúan para amortiguamientos (viscosos) de 2%, 3%, 5% y 10%. Respecto de la ductilidad, se considera comportamiento elasto-plástico perfecto (sin endurecimiento) y se efectúan análisis a ductilidad constante; se utilizaron las siguientes ductilidades en los cálculos: 2, 3, 5, 10, 15 y 20. A partir de los resultados obtenidos se representaron espectros de energía válidos para períodos cortos.

**Envoltentes bilineales.** En cada uno de los grupos de espectros de energía se ha representado una envolvente bilineal. La primera línea de la envolvente es creciente, pasa por el origen de coordenadas y corresponde al análisis no lineal de períodos cortos; su pendiente se calcula a partir de los valores máximos y medios del cociente entre la ordenada espectral y el período (pendiente del espectro). La segunda línea de la envolvente es horizontal y corresponde al análisis lineal de períodos largos. La intersección de estas dos líneas, corresponde al período natural del suelo.

**Propuesta de espectros de proyecto.** Con los resultados de los análisis lineales y no lineales, se proponen espectros de energía para proyectar estructuras sismorresistentes en regiones de moderada a alta sismicidad, basándose en los registros disponibles en Colombia.

**Comparación con la norma Colombiana NSR-98 y con otras propuestas.** Los espectros obtenidos en la etapa anterior se comparan con los espectros de la normativa colombiana y con otras propuestas. Entre éstas se encuentran las disponibles para Japón, Irán, Grecia, España e Italia.

**Formulación empírica para la energía histerética.** La energía histerética es la parte de la energía de entrada que contribuye al daño estructural; en consecuencia, es conveniente disponer de expresiones aproximadas del cociente entre estas magnitudes. Teniendo en cuenta el análisis propuesto por otros investigadores, se formula una ecuación empírica para suelo y otra para roca, que evalúa la relación entre este cociente y la ductilidad acumulada. Este proceso se realizó para diferentes valores de amortiguamiento.

#### **1.4 Contenido de este documento**

Este trabajo de investigación se divide en siete capítulos, siendo el primero de ellos la presente introducción. El segundo capítulo es el estado actual del conocimiento, en el que se hace un repaso de las metodologías de proyecto sismorresistente formuladas hasta nuestros días, siguiendo con un resumen de los fundamentos de la teoría de Housner-Akiyama, contribuciones recientes en la metodología, luego una breve comparación con otros métodos basados en espectros de energía y las actuales propuestas de energía existente en el mundo. El tercer capítulo describe la sismicidad de Colombia, su actual normativa sismorresistente, los registros disponibles y su primer análisis y tratamiento para la selección de los más representativos. En el cuarto capítulo se inicia la aportación del trabajo al conocimiento disponible; se presentan los cálculos para obtener espectros de energía en Colombia. En el quinto capítulo se proponen espectros de energía de proyecto para Colombia. En el sexto capítulo se determina la energía histerética de los espectros obtenidos y se proponen nuevas expresiones empíricas de ésta. En el



séptimo capítulo, se resumen las principales conclusiones del trabajo y se proponen futuras líneas de investigación.

Se presenta una lista de las referencias consultadas para desarrollar este trabajo. Se incluyen cinco Anejos. En el Anejo A se presenta un breve resumen de la actividad sísmica histórica (documentada) de Colombia. En el Anejo B se describen las tipologías constructivas más comunes en Colombia, especialmente para edificios. En el Anejo C se describe el manejo (especialmente, la entrada y salida de datos) de los programas utilizados para elaborar esta investigación. En el Anejo D se presentan los espectros de Fourier (contenido de frecuencias) y los espectros de respuesta de aceleración absoluta y de energía (en términos de velocidad) de todos los registros sísmicos considerados. En el Anejo E se listan las publicaciones generadas durante esta investigación.



## 2. Estado actual del conocimiento

### 2.1 Metodologías de proyecto sismorresistente

En este apartado se presenta una breve introducción y una reseña histórica de las estrategias de proyecto sismorresistente de estructuras. Aunque este estudio tiene ámbito general, se aplica especialmente a edificios sometidos a movimientos sísmicos horizontales. Las formulaciones para otras situaciones (por ejemplo, acciones verticales o para otro tipo de estructuras distintas de las de edificación) son básicamente equivalentes.

Los primeros métodos de cálculo sísmico aparecen sobre el año 1923 en Japón (después del terremoto de Kanto [Ohashi, 1993]) y pueden ser englobados dentro del paquete de los denominados *Métodos de Cálculo Sísmico Basados en la Resistencia*. Básicamente estos procedimientos pretendían proporcionar capacidad sismorresistente al edificio dotándolo de resistencia lateral (horizontal) ya que se entendía que si la estructura del edificio tenía suficiente resistencia lateral éste sería capaz de sobrevivir al terremoto de proyecto. Esta resistencia se garantizaba dimensionando a la estructura para que fuese capaz de soportar fuerzas horizontales aplicadas al nivel de cada planta y en cada dirección principal del edificio (habitualmente, dos direcciones ortogonales). La Figura 2.1 ilustra este concepto.

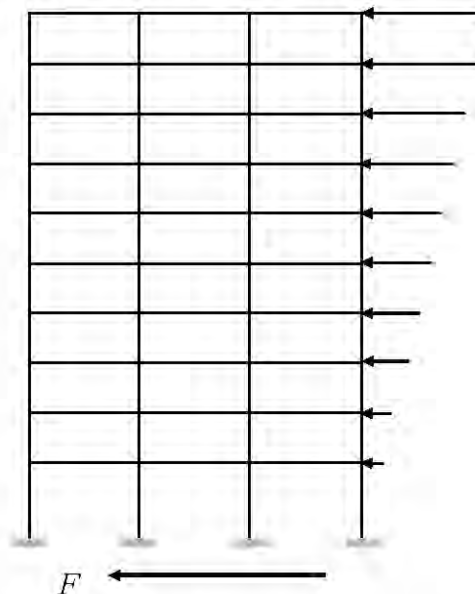


Figura 2.1. Fuerzas laterales equivalentes a la acción sísmica

En la Figura 2.1,  $F$  representa la suma de las fuerzas que actúan a nivel de cada planta, es decir, la fuerza horizontal de interacción entre el terreno y el edificio; en algunos países de habla hispana,  $F$  se conoce como *cortante basal*. Evidentemente, el valor de  $F$  cuantifica la intensidad del efecto del terremoto sobre el edificio.

En los primeros métodos sísmicos las fuerzas horizontales representadas en la Figura 2.1 se obtenían multiplicando el peso de cada planta del edificio por un coeficiente constante. Este cociente entre las fuerzas horizontales y verticales se denominó *coeficiente sísmico* y en el primer *Código Sísmico Japonés* del año 1923 [Ohashi, 1993] se le asignó el valor de 0,1. Este valor fue aumentando progresivamente a medida que se iba viendo que estructuras proyectadas con este valor de resistencia lateral colapsaban cuando llegaba un terremoto más fuerte que el esperado. Este coeficiente llegó a tener valores de 0,10; 0,15 y 0,20 hasta que, gracias al desarrollo de los ordenadores y a poder contar cada vez con más experiencia en estudios de fallos provocados por terremotos, se fue viendo que estructuras que habían sido proyectadas con una determinada resistencia lateral, al llegar un terremoto de mayor intensidad sufrían daños pero no llegaban a colapsar. Ello sugirió que la resistencia no era el objetivo primordial y se empezó a dar más importancia a la ductilidad, entendida como la capacidad de la estructura de resistir después de haberse iniciado los daños. La ductilidad de una determinada construcción se puede estimar a partir de observaciones de daños producidos por terremotos históricos o mediante simulación numérica a través de múltiples cálculos dinámicos. Las normas empezaron a introducir el concepto de la ductilidad cuantificando a ésta mediante un *coeficiente de reducción de respuesta* (o coeficiente de comportamiento por ductilidad), que minoraba la resistencia lateral que era necesario proporcionar al edificio; así figura en la normativa americana de 1957 [Housner, 1990]. De esta manera este planteamiento ha llegado a las normativas actuales, implementadas hoy en día en todo el mundo. En definitiva, las normas sísmicas de la mayor parte de países obligan a proporcionar al edificio una determinada resistencia lateral; ésta se obtiene del cociente entre la resistencia lateral que debería tener este edificio para que sometido al terremoto de proyecto se comportase en régimen elástico dividida por la resistencia necesaria para soportar el mismo terremoto sólo sin colapsar (aunque el edificio sufra daños). Este coeficiente de comportamiento por ductilidad, debe ser, evidentemente mayor o igual que la unidad. Este coeficiente se representa con diferentes símbolos en cada normativa, en el caso de España [NCSE-02, 2002] se llama  $\mu$ , en la normativa europea [EN-1998, 2005] se denomina  $q$ , en Estados Unidos [IBC, 2000] se conoce como  $R$ ; conviene subrayar que el significado es similar en todos los casos. Es destacable que, de hecho, este coeficiente no tiene en cuenta sólo el comportamiento dúctil de la estructura sino que también incluye la sobre-resistencia de ésta debida a las consideraciones conservadoras que se adoptan habitualmente (coeficientes de seguridad, entre otras) y al aumento de la resistencia que exhiben los materiales cuando se someten a cargas dinámicas (“strain rate effect”).

En cualquier caso se debe entender que en estos métodos se está caracterizando el efecto de carga que tiene el terremoto sobre la estructura en términos de resistencia lateral que hay que darle a la misma, en otras palabras se está representando el efecto dinámico del terremoto en términos de fuerzas estáticas equivalentes (Figura 2.1); su valor se determina para que produzcan el mismo desplazamiento lateral de la estructura que el valor máximo que ésta alcanzaría durante la duración del terremoto. Sin embargo, otra posible estrategia de proyecto sismorresistente consiste en representar la acción sísmica de otra forma mucho más directa: mediante los acelerogramas. En este caso, se deben efectuar análisis dinámicos para determinar la respuesta en el tiempo y seleccionar los valores máximos de ésta, los cuales representarán sus sollicitaciones de proyecto (es decir, las más desfavorables); esta formulación se suele conocer como *proyecto sismorresistente basado en cálculos dinámicos*. Esta estrategia parece conveniente y, aparentemente, muestra ser bastante capaz de simular el comportamiento sísmico real de las estructuras con gran exactitud y fiabilidad; no obstante, existen algunos inconvenientes que dificultan la utilización de este tipo de formulaciones: (1) la información que se posee acerca de los movimientos sísmicos que puede experimentar una determinada estructura durante su período de vida útil es limitada, lo cual limita severamente la exactitud del

estudio, (2), por motivos económicos, las estructuras se proyectan para que se comporten de forma no lineal durante la actuación del sismo de proyecto (el sismo más severo esperable con una probabilidad razonable). El cálculo dinámico en régimen no lineal es mucho más complejo que el ya de por sí complejo cálculo dinámico en régimen lineal. Actualmente la forma más común de caracterizar el efecto dinámico de los terremotos es mediante fuerzas estáticas equivalentes (u otras magnitudes no dinámicas, es decir, que no forman parte de un cálculo dinámico) obtenidas a partir de espectros elásticos de respuesta. En el siguiente apartado se explica cómo se determinan sus valores utilizando espectros de respuesta. (u otras magnitudes que no son dinámicas, es decir, que no forman parte de un cálculo dinámico).

## 2.2 Proyecto sismorresistente basado en espectros

### 2.2.1. Espectros de respuesta

En términos generales, estos métodos se basan en calcular el valor de las fuerzas estáticas equivalentes (que caracterizan el efecto de la acción sísmica) en función del período fundamental de la estructura. Esta operación se efectúa a partir de *espectros de respuesta*, es decir, curvas que expresan en ordenada el cociente entre determinadas magnitudes (de interés para el proyecto sismorresistente) de la respuesta y sus correspondientes en la acción (movimiento sísmico del terreno) y en abscisa el período fundamental de la estructura. Hasta la fecha se han propuesto básicamente tres tipos de espectros: de *aceleración absoluta* (de la parte superior de la estructura), de *desplazamiento relativo* (entre la parte superior de la estructura y el terreno) y de *energía* (introducida por el sismo en la estructura). Estos tres tipos de espectros se describen en este subapartado; las aplicaciones de cada uno de ellos al proyecto sismorresistente se describe en los tres siguientes subapartados, respectivamente. Es destacable que cada uno de estos tres espectros cuantifica una magnitud significativa de la respuesta: el desplazamiento relativo es un indicador del nivel de daño aparente (es decir, no acumulado) sufrido por la estructura, la aceleración absoluta señala la percepción humana del movimiento y los daños a instalaciones (y elementos no estructurales en general) y la energía informa acerca del daño acumulado sufrido por los elementos estructurales.

Los espectros de energía se suelen expresar en términos de velocidad equivalente como la raíz cuadrada del cociente entre el doble de la energía y la masa.

Los espectros lineales expresan la relación entre los valores máximos de la respuesta de un sistema elástico de un grado de libertad sometido al terremoto de proyecto, y un parámetro que expresa el valor máximo de la excitación del suelo. La Figura 2.2 muestra un modelo elástico de un grado de libertad excitado por un movimiento horizontal  $z_g$  de su base.

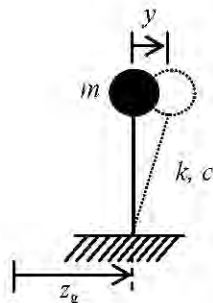


Figura 2.2 Sistema elástico de un grado de libertad

En la Figura 2.2,  $m$ ,  $c$  y  $k$  son los parámetros de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente;  $y$  es el desplazamiento relativo entre la masa y la base (grado de libertad) y  $z_g$  es el desplazamiento de la base.

La ecuación diferencial del movimiento del sistema descrito en la Figura 2.2 viene dada por

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{z}_g \quad (2.1)$$

Dividiendo ambos miembros por  $m$ , la relación (2.1) se expresa mediante

$$\ddot{y} + 2\xi\omega_0\dot{y} + \omega_0^2y = -\ddot{z}_g \quad (2.2)$$

En esta relación  $\omega_0$  es la frecuencia natural del sistema (sin amortiguamiento) y  $\xi$  es el factor de amortiguamiento. Estos parámetros vienen dados por

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \xi = \frac{c}{2m\omega_0} \quad (2.3)$$

La frecuencia natural del sistema con amortiguamiento  $\omega_d$  se relaciona con  $\omega_0$  y con  $\xi$  mediante la expresión

$$\omega_d = \omega_0\sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.4)$$

Es destacable que, a menos que el factor de amortiguamiento  $\xi$  tome valores extraordinariamente elevados, los valores de  $\omega_0$  y de  $\omega_d$  son casi coincidentes.

Los espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento se obtienen, para cada movimiento sísmico  $z_g(t)$  en función del período natural  $T$  ( $T = 2\pi/\omega_0$ ) y del factor de amortiguamiento de la estructura  $\xi$  como los valores máximos del desplazamiento relativo  $y$ , de la velocidad relativa  $\dot{y}$  y de la aceleración absoluta  $\ddot{x}$  (en donde  $\ddot{x} = \ddot{y} + \ddot{z}_g$ ). Estas magnitudes se obtienen mediante las relaciones lineales siguientes [Clough, Penzien, 1993; Chopra, 1995; García Reyes, 1998]:

$$y(t) = -\frac{1}{m\omega_d} \int_0^t m \ddot{z}_g(\tau) \sin \omega_d(t - \tau) e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} d\tau \quad (2.5a)$$

$$\dot{y}(t) = \int_0^t \ddot{z}_g(\tau) \cos \omega_d(t - \tau) e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} d\tau - \frac{\xi\omega_0}{\omega_d} \int_0^t \ddot{z}_g(\tau) \sin \omega_d(t - \tau) e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} d\tau \quad (2.5b)$$

$$\ddot{x}(t) = \left( \frac{2\xi^2\omega_0^2}{\omega_d} - \frac{\omega_0^2}{\omega_d} \right) \int_0^t \ddot{z}_g \cos \omega_d(t - \tau) e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} d\tau - 2\xi\omega_0 \int_0^t \ddot{z}_g(\tau) \cos \omega_d(t - \tau) e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} d\tau \quad (2.5c)$$

Las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 representan, respectivamente, espectros de desplazamiento relativo, velocidad relativa y aceleración absoluta para el acelerograma registrado en la estación Newhall (componente N-S) durante el terremoto de Northridge (1994).

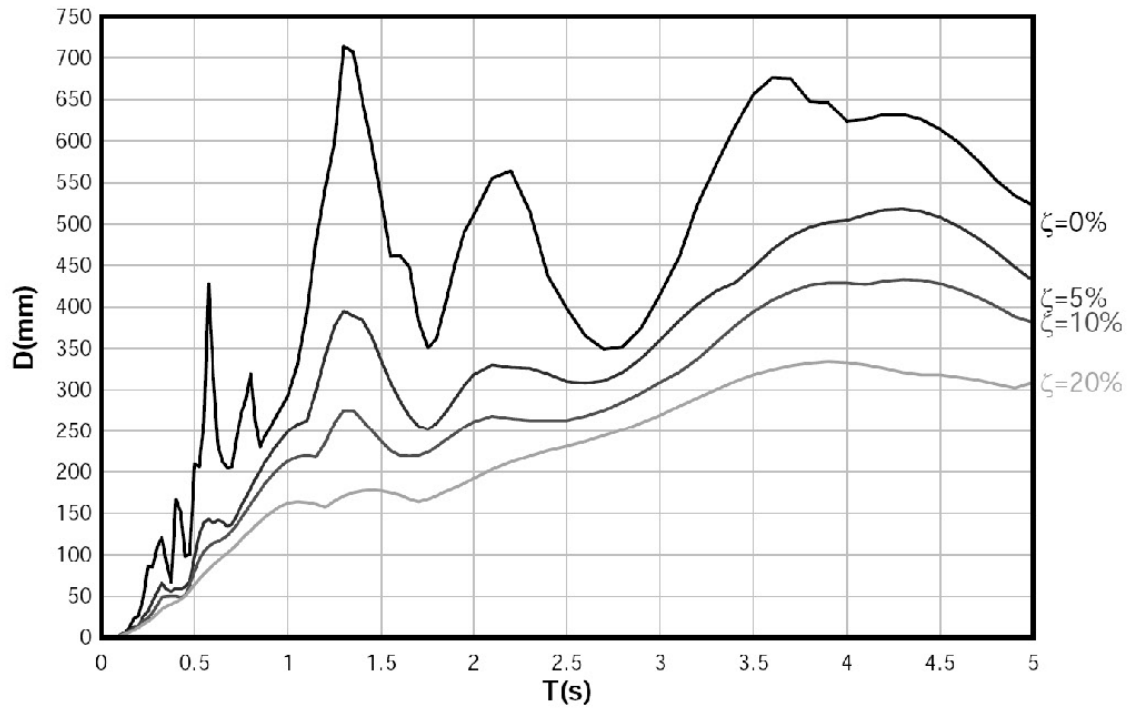


Figura 2.3. Espectros de desplazamiento relativo [Vielma, 2008]

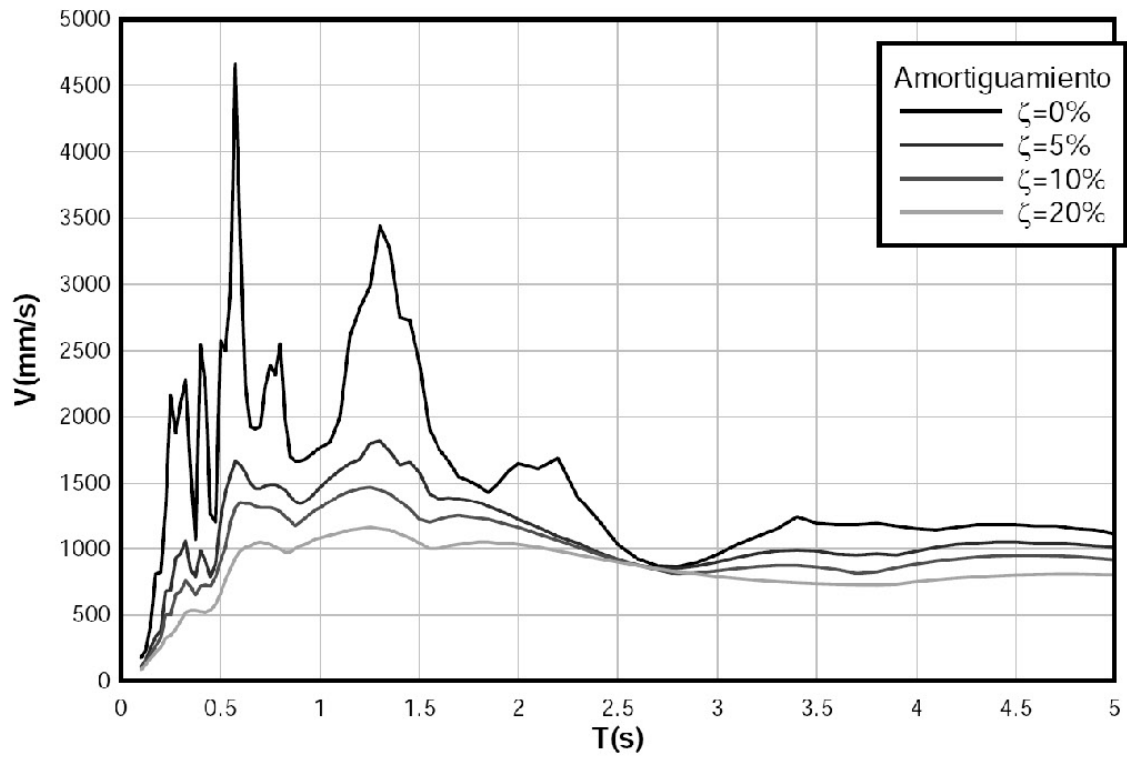


Figura 2.4. Espectros de velocidad relativa [Vielma, 2008]



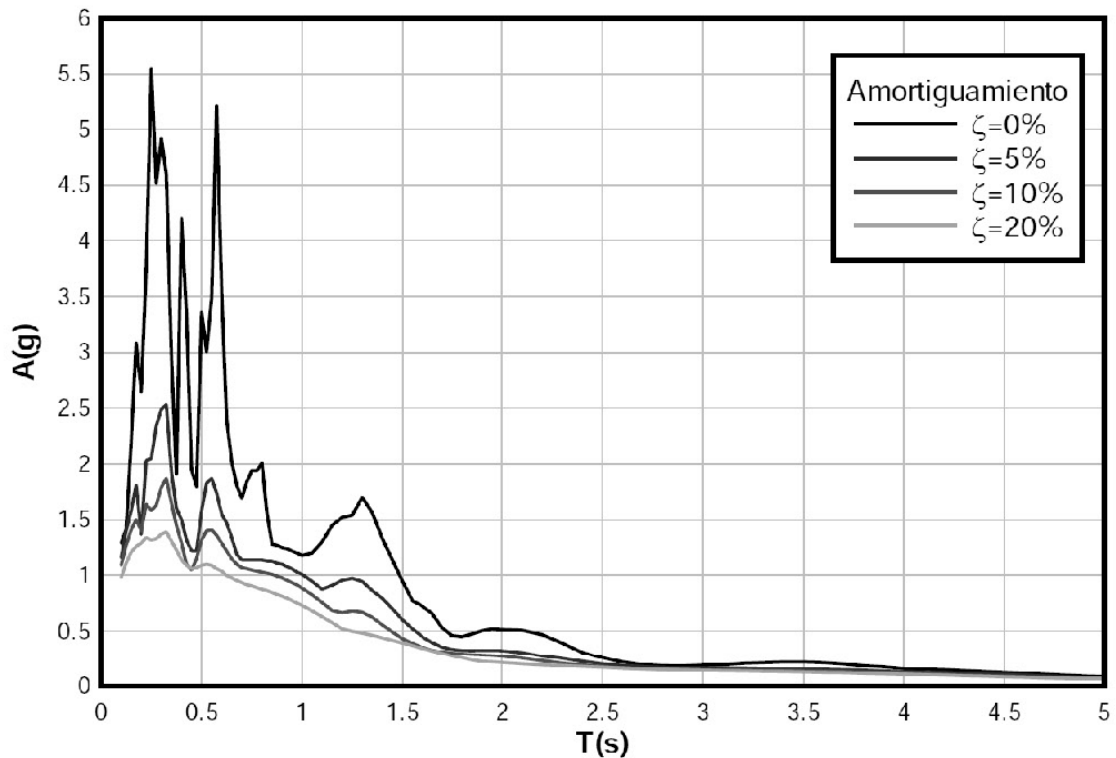


Figura 2.5. Espectros de aceleración absoluta [Vielma, 2008]

Las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 muestran que las ordenadas espectrales decrecen a medida que aumenta el amortiguamiento de la estructura; ello muestra que el amortiguamiento tiene un efecto beneficioso, en el sentido que contribuye a reducir todas las magnitudes relevantes de la respuesta (desplazamiento relativo, velocidad relativa y aceleración absoluta). Por otra parte, el espectro correspondiente a amortiguamiento nulo presenta unos picos más acusados que los de los espectros para amortiguamientos no nulos; es decir, el amortiguamiento contribuye a suavizar los espectros, haciendo que sus ordenadas sufran variaciones menos bruscas para pequeñas modificaciones del período.

Se ha demostrado [Chopra, 1995] que para pequeños valores del amortiguamiento de la estructura y períodos no excesivamente largos (menores de 10 segundos aproximadamente), los espectros de velocidad se obtienen multiplicando los de aceleración por  $T / 2 \pi$  (en donde  $T$  es el período fundamental de la estructura) y que los espectros de desplazamiento se obtienen de la misma manera en función de los de velocidad:

$$S_v = S_a (T / 2 \pi) \quad S_d = S_v (T / 2 \pi) = S_a (T / 2 \pi)^2 \quad (2.6)$$

Esta relación entre los tres tipos de espectros permite un cambio cómodo entre éstos. Al llegar a este punto debe aclararse que, de hecho, para que se satisfagan estas relaciones es necesario modificar ligeramente los espectros de velocidad y de aceleración; por ello, éstos deben denominarse –de una forma más correcta– espectros de pseudo-velocidad relativa y de pseudo-aceleración absoluta [Clough, Penzien, 1993; Chopra, 1995; García Reyes, 1998]. En este trabajo se reemplazarán habitualmente dichas denominaciones por las (más simples) de espectros de velocidad y de aceleración.

Los espectros de las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 corresponden a un único movimiento sísmico; consecuentemente no son útiles para el proyecto sismorresistente de una determinada estructura ya que no sería razonable proyectar a ésta para que soporte únicamente dicho terremoto. De hecho, deberían considerarse distintos acelerogramas y tomar la envolvente de los espectros para cada uno de ellos. Las distintas normativas de proyecto sismorresistente proponen



espectros cuya forma recuerda a las de las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 pero está significativamente más suavizada. Como ejemplo puede señalarse el espectro de la norma española [NCSE-02, 2002] representado en la Figura 2.6.

### 2.2.2. Espectros de respuesta de aceleración absoluta

Tal como se ha comentado en el subapartado anterior, los espectros de aceleración absoluta son curvas que representan, en ordenada, el cociente entre la aceleración absoluta de la planta superior y la aceleración del terreno; en abscisa, se representa el período natural del edificio. Los espectros de proyecto son envolventes (suavizadas) de los espectros obtenidos de un número importante de registros individuales.

La Figura 2.6 muestra (a título de ejemplo) el espectro de proyecto de la normativa española [NCSE-02, 2002].

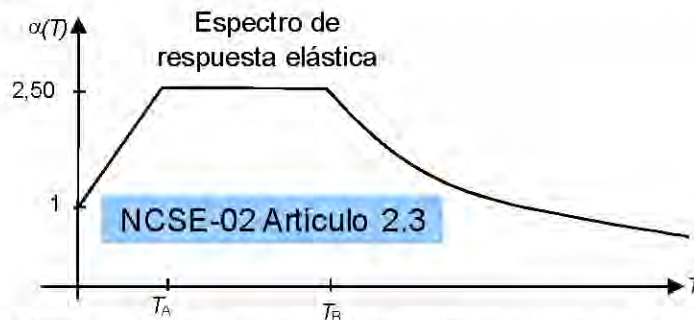


Figura 2.6. Espectro de proyecto de aceleración [NCSE-02, 2002]

El espectro representado en la Figura 2.6 consta únicamente de tres tramos: uno creciente linealmente (con exponente 1, pues), otro constante (con exponente 0, pues) y otro decreciente hiperbólicamente (con exponente -1, pues). Los valores de los períodos  $T_A$  y  $T_B$  dependen de las características del terreno, siendo mayores a medida que éste posee menor rigidez; en algunos códigos, la ordenada espectral (altura del espectro) también crece a medida que lo hace la flexibilidad del terreno. La interpretación de cada uno de estos tramos en términos del efecto del sismo sobre la estructura es bastante clara: (1) en el tramo de períodos cortos las estructuras son muy rígidas (habitualmente, de poca altura) y tienden a comportarse como el terreno circundante pero su movimiento se amplifica a medida que su rigidez disminuye, (2) en el tramo de períodos intermedios el movimiento del terreno alcanza su mayor amplificación y (3) en el tramo de períodos largos las estructuras son suficientemente flexibles como para que su rigidez no sea capaz de vencer las elevadas fuerzas de inercia generadas y, a medida que crece su flexibilidad, la aceleración absoluta de su planta superior, se reduce. Esta interpretación permite comprender la influencia de la rigidez del terreno en los valores de los períodos  $T_A$  y  $T_B$ : para terrenos más blandos el rango de edificios cuyo movimiento se amplifica se extiende hacia el campo de los edificios de mayor altura (menor rigidez).

Este espectro se presenta en forma adimensional (es decir, sus ordenadas son adimensionales) por lo que muestra de una forma clara su interpretación como el factor que multiplicado por el peso del edificio  $W$ , por el *coeficiente de suelo*  $S$ , por el *factor de importancia*  $\rho$  y por la *aceleración máxima del terreno*  $a_{m\acute{a}x}$  proporciona las fuerzas estáticas equivalentes a la acción sísmica:

$$F = S_a(T_1) W S \rho a_{m\acute{a}x} / \mu \quad (2.7)$$

En esta relación  $W$  es el peso del edificio; evidentemente éste depende del porcentaje de carga variable que se encuentre presente cuando actúe el sismo de proyecto, cada normativa cuantifica dicho porcentaje.  $S$  es el coeficiente de suelo; para terrenos duros (roca y suelo duro) suele valer la unidad y toma valores mayores para suelos de menor rigidez (raramente alcanza valores

superiores a 1,50, excepto en suelos deficientes).  $\rho$  es un coeficiente que cuantifica la gravedad de las consecuencias del colapso del edificio; en edificios de importancia normal (por ejemplo, en viviendas) es  $\rho = 1$  y en construcciones de mayor relevancia es  $\rho > 1$ . La aceleración  $a_{m\acute{a}x}$  está expresada en “g” (es decir, como múltiplo de la aceleración de la gravedad), lo cual equivale a que, de hecho, sea una magnitud adimensional. Los valores de  $a_{m\acute{a}x}$  son especificados por las normativas sismorresistentes de cada país; habitualmente su superficie se divide en distintas zonas sísmicas, en cada una de las cuales se considera un determinado valor de  $a_{m\acute{a}x}$ . En el caso de la normativa sismorresistente española, se indica el valor de  $a_{m\acute{a}x}$  para cada municipio; los valores oscilan entre 0,04 g (mínimo valor considerado) y 0,25 g (para algunos municipios de la provincia de Granada). La normativa española cuantifica  $a_{m\acute{a}x}$  como la aceleración sísmica esperable en suelo duro (pero no en roca) para un sismo de período de retorno de 500 años. Es destacable que este criterio no coincide con los considerados en la mayor parte de países ya que habitualmente se considera la aceleración sísmica esperable en roca para un período de retorno de 475 años. Por último, el coeficiente de comportamiento por ductilidad  $\mu$  representa, tal como se ha comentado previamente, la capacidad de deformación plástica de la estructura después de que esta se empiece a dañar; en otras palabras, representa el margen de seguridad de la estructura después del inicio de la plastificación. Las normativas presentan criterios, de carácter más o menos empírico, para estimar los valores de  $\mu$ ; éstos dependen básicamente del tipo de estructura y de la calidad de los detalles constructivos, especialmente de los nudos (uniones entre barras). En la normativa española se consideran cuatro situaciones:  $\mu = 1$  (sin ductilidad),  $\mu = 2$  (ductilidad baja),  $\mu = 3$  (ductilidad alta) y  $\mu = 4$  (ductilidad muy alta); en otros códigos es frecuente considerar valores más elevados de este coeficiente.

En edificios de varias plantas,  $F$  representa la suma de las fuerzas que actúan a nivel de cada planta, es decir, la fuerza horizontal de interacción entre el terreno y el edificio (Figura 2.1). Esta fuerza debe distribuirse entre las distintas plantas proporcionalmente a su masa y a la amplitud del vector modal del primer modo natural de oscilación del edificio. Las fuerzas que actúan al nivel de cada planta representan, equivalentemente, la acción sísmica que permite cuantificar la resistencia lateral que debe proporcionarse al edificio.

En sistemas de un grado de libertad (típicamente, edificios de una planta), la interpretación de la abscisa del espectro es muy clara, ya que representa el período natural del sistema. En estructuras reales (de mayor complejidad, pues), deben considerarse modelos de varios grados de libertad (típicamente, edificios de varias plantas). En este caso, la aplicación del método basado en espectros suele hacerse en coordenadas modales; en cada modo  $i$  se considera su período natural  $T_i$ . Hay que descomponer la estructura en diferentes modos de vibración, calcular la respuesta máxima para cada uno y finalmente combinarlas aplicando una determinada regla empírica (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados [NCSE-02, 2002], combinación cuadrática completa [NCSE-02, 2002] u otras). Para cada modo se tiene una situación similar a la descrita en la Figura 2.1; la principal diferencia es que la fuerza de interacción  $F$  se debe distribuir entre las distintas plantas proporcionalmente a su masa y a la amplitud del vector modal del modo natural de oscilación del edificio que se esté considerando. Habitualmente, el procedimiento para combinar las fuerzas de cada modo se establece en términos de las fuerzas cortantes de planta, es decir, la suma de las fuerzas cortantes en los pilares y muros de cada planta. En las normativas se suele especificar el número  $r$  de modos a incluir en el cálculo; en general se proporcionan dos tipos de criterios: empíricos y basados en la distribución de las masas modales equivalentes de cada modo [Clough, Penzien, 1993; Chopra, 1995; García Reyes, 1998]. Los criterios empíricos suelen vincular el valor de  $r$  con el período fundamental del edificio y con su simetría en planta; en general  $r$  oscila entre 1 (para edificios simétricos de altura reducida a mediana) y 4 (para edificios asimétricos de altura elevada). Los criterios basados en las masas modales equivalentes de cada modo suelen recomendar un valor de  $r$  tal que la suma de las masas modales equivalentes de los modos incorporados alcancen, como mínimo, un 90% de la masa total del edificio; en algunos casos [EN-1998, 2005] se indica además que deben incluirse todos los modos cuya masa modal equivalente supere el 5% de la masa total del edificio.



Conviene subrayar que la ecuación (2.7) representa el criterio propugnado, con pequeñas modificaciones, por la práctica totalidad de normativas sismorresistentes vigentes.

La Figura 2.7 muestra otro ejemplo de espectro de proyecto de aceleración, obtenido de la normativa colombiana [NSR-98, 1998].

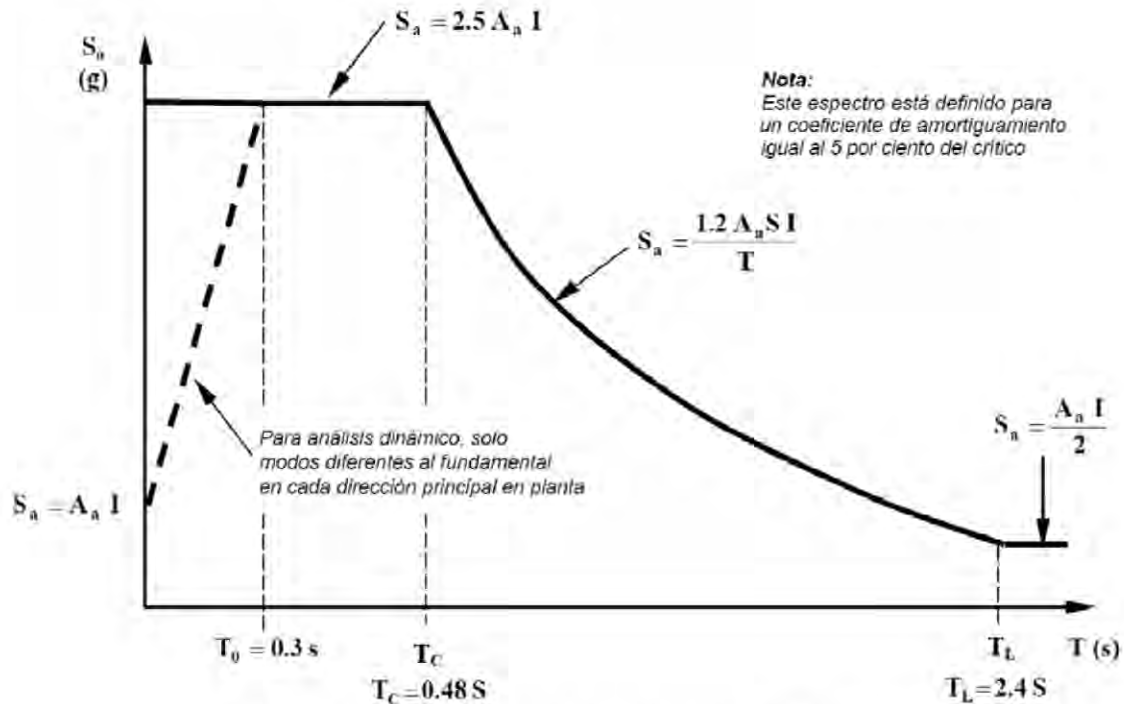


Figura 2.7. Espectro de proyecto de aceleración [NSR-98, 1998]

La Figura 2.7 muestra, de forma similar a la Figura 2.6, una configuración típica de espectro de aceleración absoluta; éste se divide en cuatro tramos: (1) períodos cortos ( $T < T_0$ ) el espectro presenta una rama linealmente creciente, (2) períodos intermedios ( $T_0 < T < T_C$ ) el espectro presenta una rama horizontal (conocida habitualmente como meseta), (3) períodos largos ( $T_C < T < T_L$ ) el espectro decrece de forma usualmente hiperbólica (es decir, con exponente - 1) y (4) períodos muy largos ( $T_L < T$ ) en que el espectro presenta de nuevo una rama horizontal aunque de menor altura que la meseta. De forma similar a lo que sucede en la Figura 2.6 con los períodos  $T_A$  y  $T_B$ , los valores de los períodos  $T_0$ ,  $T_C$  y  $T_L$  dependen de las características del terreno, siendo mayores a medida que éste posee menor rigidez. En el tramo de períodos muy largos se interrumpe la reducción de la ordenada espectral para no minimizar en exceso el efecto sobre edificios de gran altura.

Es destacable que en algunos casos [EN-1998, 2005] en la zona de períodos muy largos, en vez de estabilizarse la altura del espectro, se produce un decrecimiento más acusado de la ordenada espectral. Esta circunstancia se muestra en la Figura 2.8. En las dos ramas decrecientes de la Figura 2.8 (entre los períodos  $T_C$  y  $T_D$  y más allá del período  $T_D$ ) los exponentes suelen tomar valores próximos a -1 (la rama entre los períodos  $T_C$  y  $T_D$  es hiperbólica, pues) y a -2, respectivamente. Cuando se consideran coeficientes de comportamiento por ductilidad superiores a la unidad, la normativa europea [EN-1998, 2005] considera los exponentes  $k_{d1} = 2/3$  y  $k_{d2} = 5/3$ .

También es destacable que las ordenadas espectrales crecen a medida que se reduce el amortiguamiento de la estructura; ello es coherente con lo que indican las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5 y con la interpretación del amortiguamiento como factor que reduce la respuesta de la

estructura. Los espectros incluidos en los códigos de proyecto sismorresistente, corresponden habitualmente a factores de amortiguamiento del 5%, ya que este nivel de amortiguamiento corresponde a la mayor parte de estructuras de edificación. Las normativas suelen incorporar coeficientes de corrección para otros niveles de amortiguamiento, por ejemplo la normativa española incluye un coeficiente  $v$  dado por  $v = (5 / \Omega)^{0,4}$  en donde  $\Omega$  es el factor de amortiguamiento expresado en tanto por ciento y la normativa europea [EN-1998, 2005] incluye una expresión similar dada por  $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5}$  en donde  $\xi$  es el factor de amortiguamiento expresado en tanto por ciento. Por ejemplo, para un factor de amortiguamiento del 4%, la normativa española propone un coeficiente  $v = (5 / 4)^{0,4} = 1,09$  y la normativa europea propone un coeficiente  $\eta = [7 / (2 + 4)]^{0,5} = 1,08$ ; para un factor de amortiguamiento del 6%, es  $v = (5 / 6)^{0,4} = 0,93$  y  $\eta = [7 / (2 + 6)]^{0,5} = 0,935$ . Es destacable que, ya que el amortiguamiento ejerce una acción beneficiosa de reducción de la respuesta estructural, la adopción de factores de amortiguamiento superiores a 0,05 debe estar convenientemente justificada.

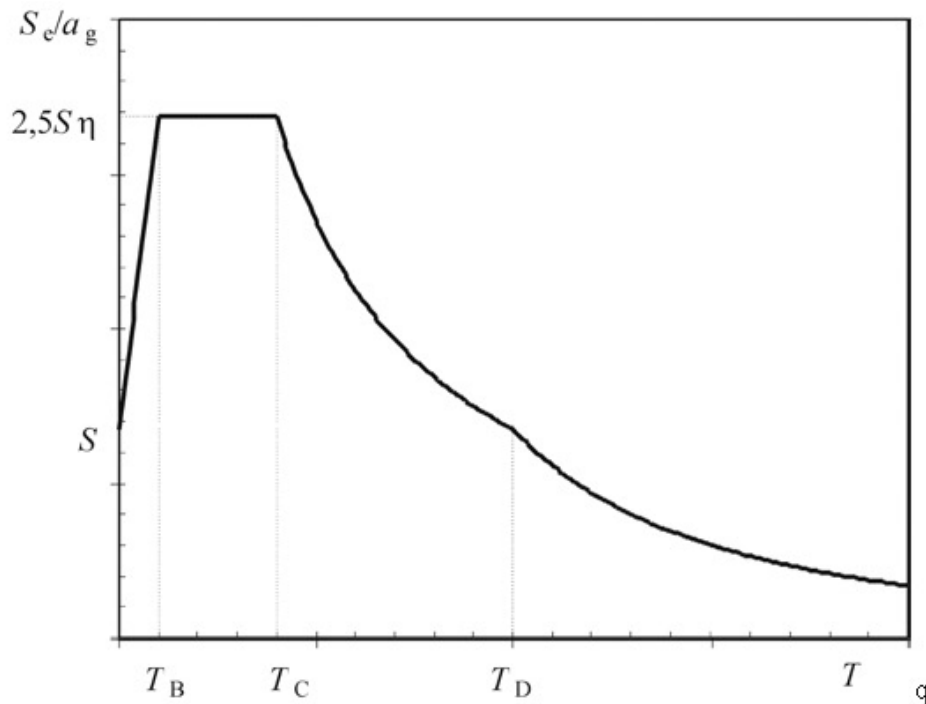


Figura 2.8. Espectro de proyecto de aceleración [EN-1998, 2005]

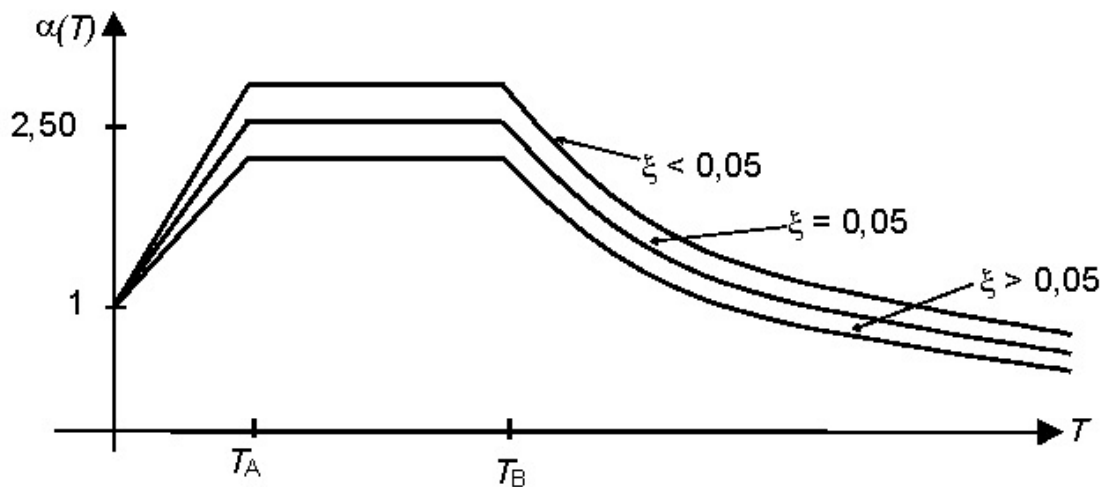


Figura 2.9. Espectros de proyecto de aceleración para distintos valores del amortiguamiento

Habitualmente la corrección de los espectros se efectúa multiplicándolos por el correspondiente coeficiente ( $\nu$  o  $\eta$  en los ejemplos anteriores) pero manteniendo el valor inicial en  $S_a = 1$  para  $T = 0$  (lo cual es coherente con lo que indica la Figura 2.5). La Figura 2.9 representa el espectro de la Figura 2.6 corregido para valores del amortiguamiento superiores e inferiores al 5%.

Las normas incluyen la ductilidad, permitiendo una reducción de la fuerza  $F$  al dividirla por el coeficiente de comportamiento por ductilidad. En algunos casos esta operación se efectúa fuera del espectro, tal como indica la ecuación (2.7), pero frecuentemente se incorpora al espectro dividiendo sus ordenadas por el citado coeficiente. De esta forma se tienen dos tipos de espectros, aquellos en que las ordenadas no han sido divididas por ningún coeficiente y aquellos en que éstas se han dividido por el coeficiente de comportamiento por ductilidad. Los primeros se denominan *espectros lineales* (o elásticos) y los segundos *espectros no lineales*. Obviamente, los espectros representados en las Figuras 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7, 2.8 y 2.9 son lineales; la Figura 2.10 muestra un espectro no lineal obtenido básicamente dividiendo el espectro del eurocódigo 8 contenido en la Figura 2.8 por el coeficiente de comportamiento por ductilidad  $q$ .

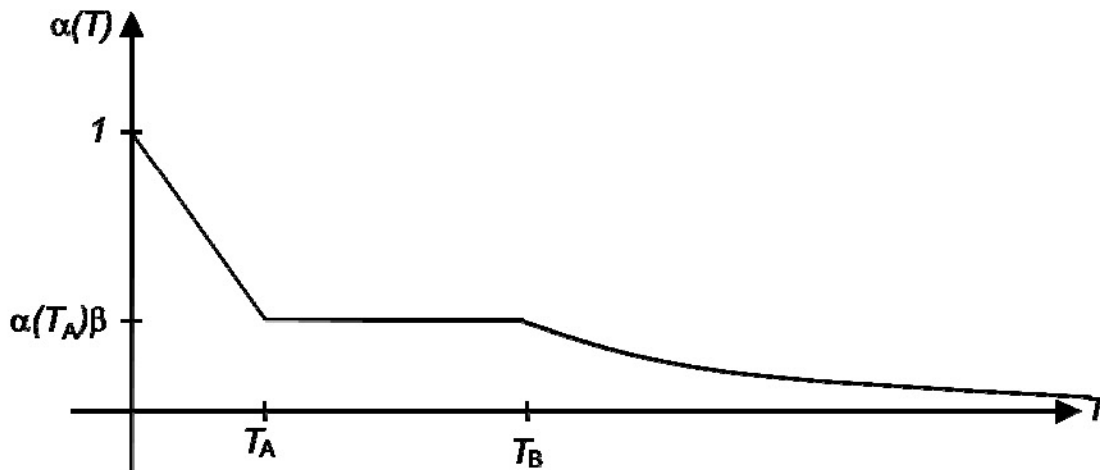


Figura 2.10. Espectro no lineal de proyecto de aceleración [NCSE-02, 2002]

Es destacable que, ya que la ordenada espectral en la meseta es habitualmente igual a 2,5, si el coeficiente de comportamiento por ductilidad es superior a dicho valor, la rama inicial es decreciente en vez de ser creciente (como en los espectros lineales); esta circunstancia se pone de manifiesto en el espectro de la Figura 2.10.

Es preciso recalcar que, mediante espectros de respuesta (como los representados en las Figuras 2.6 a 2.10) se caracteriza el efecto dinámico de una familia de terremotos en términos de fuerzas. Ello conlleva varios inconvenientes, el primero de ellos (y quizá uno de los más importantes) es que la caracterización de la severidad de un movimiento sísmico en términos de la fuerza  $F$  sólo tiene sentido mientras la estructura se mantenga en régimen elástico, ya que cuanto más severo sea el terremoto, mayor será la fuerza de aceleración de respuesta de la estructura y mayor será la fuerza que aparece en ésta, por lo tanto mayor será la resistencia que se le debe proporcionar para que sobreviva. Sin embargo, cuando la estructura inicia la plastificación y penetra en el régimen elasto-plástico, la fuerza lateral  $F$  se mantiene básicamente constante, e igualmente la fuerza máxima que aparece en la estructura se mantiene constante y, por tanto, la fuerza deja de ser un parámetro válido para caracterizar el efecto dinámico del terremoto. Por ejemplo, aunque un terremoto sea varias veces mayor que otro, ambos producirán aproximadamente la misma fuerza lateral en la estructura si ésta se plastifica para ambos. Cuanto más severo sea el terremoto, la estructura se plastificará más y, por ende, los desplazamientos máximos que imponga serán mayores y no podrán ser controlados caracterizando el terremoto en términos de fuerzas. Otro inconveniente importante de la

caracterización del efecto del terremoto en término de fuerzas, que limita su utilización dentro del contexto del denominado “*Performance Based Design*”, es la práctica imposibilidad de cuantificar el nivel de daño que queda en la estructura después del terremoto. A continuación se describe dicha estrategia de proyecto y su relación con las formulaciones basadas en espectros de respuesta.

El objetivo de las normativas sismorresistentes actuales es preparar la estructura únicamente para que resista el estado límite último; en otras palabras se pretende que la estructura soporte el terremoto más severo que se pueda dar en la zona con una probabilidad razonable de sufrir daños importantes pero sin que colapse (es decir, evitando a toda costa la pérdida de vidas humanas). Es destacable que no se incluye ninguna exigencia acerca del comportamiento para acciones sísmicas de menor intensidad; ello contrasta con la estrategia habitual frente a otras acciones (gravitatorias, por ejemplo), ya que en éstas se consideran dos tipos de estados límite: último y de servicio. Este planteamiento ha sido válido y se ha utilizado durante décadas pero entró en crisis especialmente después de los terremotos de North Ridge en el año 1994 y Kobe en el año 1995; dichos terremotos fueron muy severos y se observó que algunas estructuras, incluso aquellas relativamente nuevas y que habían sido proyectadas con las últimas normativas sísmicas, no colapsaron (y en ellas no se produjeron pérdidas de vidas humanas) pero los daños en las construcciones fueron muy importantes, tanto daños estructurales como no estructurales. En el terremoto de Kobe, algunos hospitales habían sido reforzados tan intensamente que efectivamente su estructura no colapsó pero las aceleraciones absolutas dentro del edificio fueron tan elevadas que se dañaron las instalaciones y quedaron fuera de servicio en el momento de mayor necesidad (en las horas siguientes al terremoto). A partir de este momento la ingeniería sísmica se orienta a, además de evitar la pérdida de vidas humanas, también a controlar, cuantificar, limitar y trabajar con una variable más de proyecto: el daño. En función del daño que se esté dispuesto a asumir pasado el terremoto, se abren diferentes soluciones que dependerán de la importancia de las actividades o del interés para proyectarlas para que el daño sea leve o nulo. Esta estrategia se conoce habitualmente como “*Performance Based Design*” o “*Proyecto Basado en el Objetivo*” (en algunos países de América Latina, “*Performance*” se traduce como “*Desempeño*”); aparece descrita en las referencias [Hamburger, 1998], [SEAOC, 1995], [FEMA 350, 2000], [FEMA 356, 2002], [FEMA 349, 2000], [EERC, 1995] y [ATC, 2002]. En estos documentos se plantean diferentes metodologías de proyecto sismorresistente orientadas a poder controlar y cuantificar el nivel de daño en la estructura debido a la acción sísmica y poder proyectar las estructuras para que no rebasen el nivel correspondiente.

Se definen los siguientes cuatro niveles de rendimiento (“*Performance States*”):

- **Funcionalidad completa (“Fully Operational”).** Servicio ininterrumpido. Daños estructurales y no estructurales despreciables.
- **Funcionalidad (“Operational”).** La mayor parte de actividades se pueden reanudar inmediatamente. La estructura es segura y puede ser habitada. Las actividades esenciales se mantienen y se interrumpen las no esenciales. Es necesario efectuar reparaciones para poder reanudar las actividades no esenciales. Daños ligeros.
- **Seguridad para la vida (“Life Safe”).** Daños moderados, la estructura sigue siendo segura. Algunos elementos o contenidos del edificio pueden ser protegidos, evitando su daño. El riesgo de pérdida de vidas humanas es bajo. El edificio puede requerir ser evacuado tras el terremoto. La reparación es posible, pero puede ser inviable económicamente.
- **Proximidad al colapso (“Near Collapse”).** Daños severos, pero sin riesgo de colapso. Posible caída de elementos no estructurales.

Frecuentemente, se considera otra clasificación similar:

- **Habitabilidad inmediata (“Immediate Occupancy”).** Seguridad de los ocupantes. Servicios importantes no ininterrumpidos. Daños estructurales despreciables. Daños



globales de escasa entidad. El período de falta de funcionalidad (“downtime”) es de unas 14 horas.

- **Control de daños (“Damage Control”).** Daños estructurales ligeros. Seguridad de los ocupantes alcanzable. Las actividades esenciales son reparables. Daños globales moderados. El período de falta de funcionalidad (“downtime”) es de unas 2 o 3 semanas.
- **Seguridad para la vida (“Life Safety”).** Daños estructurales probables pero sin colapso. No hay riesgo por caída de elementos no estructurales. La salida de los ocupantes se puede hacer sin riesgo. Posible irreparabilidad del edificio.
- **Protección contra el colapso (“Collapse Prevention”).** Daños estructurales severos, con amenaza de colapso. Probable caída de elementos no estructurales. La salida de los ocupantes puede conllevar riesgo. Probable irreparabilidad del edificio.

Estos niveles se representan frecuentemente por las iniciales de su denominación en lengua inglesa: IO, DC, LS y CP.

Para cada tipología estructural, se han elaborado definiciones más precisas de estos niveles en función del tipo de daño estructural experimentado.

Respecto de la acción sísmica, se definen los cuatro niveles especificados en la Tabla 2.1.

**Tabla 2.1.** Niveles esperados de la acción sísmica.

Earthquake Classification	Recurrence Interval	Probability of Occurance
Frequent	43 years	50% in 30 years
Occasional	72 years	50% in 50 years
Rare	475 years	10% in 50 years
Very Rare	970 years*	10% in 100 years

\* need not exceed mean + 1 standard deviation for the maximum deterministic event

La Tabla 2.1 muestra que la severidad de los movimientos sísmicos esperados se cuantifica en términos del período de retorno; éste se entiende como el promedio entre terremotos de la misma intensidad o como el inverso de la probabilidad de ocurrencia en un año. En algunos casos se consideran acciones sísmicas de mayor severidad que las contenidas en la Tabla 2.1; el denominado MCE (“Maximum Considered Earthquake”) [Malhotra, 2006] corresponde a un período de retorno de, aproximadamente, 2475 años. La relación entre el período de retorno  $T$  y la probabilidad  $p_n$  de que el sismo sea excedido en  $n$  años obedece a la expresión  $T = -n/\ln(1 - p_n)$ ; es frecuente indicar la severidad de un determinado movimiento sísmico mediante la probabilidad  $p_{50}$  de ser excedido en 50 años, por ejemplo, en el caso del MCE es  $p_{50} = 1 - e^{-\frac{50}{2475}} = 0,02$  y en el caso de un terremoto “Rare” es  $p_{50} = 1 - e^{-\frac{50}{475}} = 0,10$ .

La Tabla 2.2 muestra los niveles de exigencia para cada uno de los cuatro niveles de rendimiento descritos previamente, cuando actúan cuatro los movimientos sísmicos que poseen las probabilidades de ocurrencia especificadas en la Tabla 2.1.



**Tabla 2.2.** Niveles requeridos de protección para cada intensidad de la acción sísmica [SEAOC, 1995].

Earthquake Probability	Performance Objective			
	Fully Operational	Operational	Life Safe	Near Collapse
Frequent	●			
Occasional	■	●		
Rare		■	●	
Very Rare			■	●

*Essential/Hazardous Facilities*  
*Basic Facilities*  
*Safety Critical Facilities*

Unacceptable Performance

adapted from Vision 2000, SEAOC

La Tabla 2.2 muestra tres niveles de protección: menos intensa para instalaciones de importancia moderada (“Basic Facilities”), más intensa para instalaciones de mayor importancia (“Essential/Hazardous Facilities”) y aun más intensa para instalaciones de importancia crucial (“Safety Critical Facilities”). Por ejemplo, en “Essential/Hazardous Facilities” se requiere que para un terremoto de período de retorno de 75 años el edificio quede completamente operativo, para un terremoto de período de retorno de 475 años el edificio quede operativo en sus funciones más importantes y para un terremoto de período de retorno de 970 años el edificio preserve la vida de sus ocupantes.

### 2.2.3. Espectros de respuesta de desplazamiento relativo

Esta metodología de proyecto está basada en desplazamientos y se conoce como “Displacement Based Design” en lengua inglesa; consiste en caracterizar el efecto dinámico de la acción sísmica mediante espectros de desplazamiento relativo. Tal como se ha comentado previamente, éstos consisten en representaciones del desplazamiento relativo máximo de la parte superior del edificio (en ordenadas) en función del período fundamental de la estructura. La ecuación (2.6) indica que estos diagramas pueden ser obtenidos a partir de los espectros de aceleración absoluta multiplicándolos por  $(T / 2 \pi)^2$ . La Figura 2.11 muestra un ejemplo de espectros de proyecto de desplazamiento, obtenido de la referencia [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007] y correspondiente al espectro de aceleración de la normativa europea [EN-1998, 2005]. El eje horizontal contiene el período fundamental de la estructura (o el período natural del modo que se esté considerando) y el eje vertical contiene el desplazamiento relativo entre la planta superior del edificio y su base. Estos espectros responden a la envolvente de los valores máximos de la expresión (2.5a) para los distintos acelerogramas esperados en el lugar; en otras palabras, son las envolventes de espectros individuales como los representados en la Figura 2.3. La comparación con la Figura 2.8 confirma que estos espectros pueden ser obtenidos multiplicando los de aceleración por  $(T / 2 \pi)^2$ . La relación (2.5a) muestra que los espectros de desplazamiento dependen del amortiguamiento, tal como lo hacen los de aceleración (descritos en el subapartado anterior); los espectros representados en la Figura 2.11 corresponden a factores de amortiguamiento entre el 5% y el 30%.

Esta estrategia (basada en desplazamientos) constituye un avance respecto a los métodos basados en fuerzas, ya que más allá del régimen lineal es más razonable cuantificarlo como un movimiento impuesto que como una fuerza equivalente. El caracterizar el efecto de la acción sísmica mediante fuerzas es adecuado mientras la estructura se mantenga elástica pero deja de



serlo en cuanto plastifica ya que en la zona no lineal la resistencia de la estructura se mantiene aproximadamente constante (antes de degradarse) mientras que el desplazamiento crece.

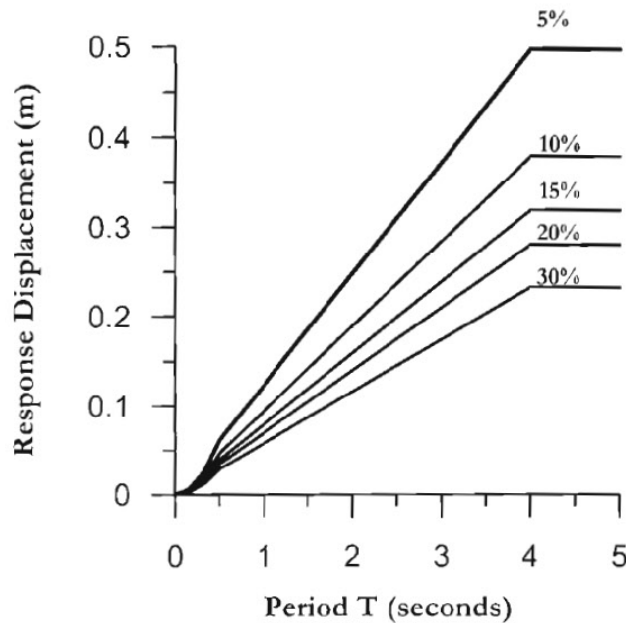


Figura 2.11. Espectro de proyecto de desplazamiento [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007]

Mientras el comportamiento de la estructura se mantenga en el rango lineal (es decir, ésta no sufra ningún daño) la fuerza representa un índice del daño bastante fiable, pero una vez que la estructura se plastifica, ésta pierde rápidamente rigidez y los desplazamientos aumentan de forma notablemente más rápida que las fuerzas, por lo que una pequeña variación de éstas puede generar un cambio importante de los desplazamientos y, por tanto, del daño estructural. La clara correlación existente entre los desplazamientos y el daño, hace que frecuentemente se identifique el “Performance Based Design” con el “Displacement Based Design” [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007]. Se han propuesto índices de daño global (como el de Park y Ang [Ang, de Leon, 1997]) que relacionan el nivel de daño de la estructura con los desplazamientos relativos entre plantas (“interstory drifts”).

El comportamiento no lineal de estructuras se puede representar en términos de un coeficiente equivalente de amortiguamiento viscoso. Otra alternativa es, de forma similar a como se hace en los métodos de proyecto sismorresistente basados en fuerzas, considerar el coeficiente de ductilidad. La Figura 2.12 representa espectros de desplazamiento para distintos valores del coeficiente de ductilidad de desplazamiento  $\mu$  (cociente entre el desplazamiento máximo  $d_{m\acute{a}x}$  y el desplazamiento de plastificación  $d_y$ :  $\mu = d_{m\acute{a}x} / d_y$ ). Es destacable que la influencia de  $\mu$  no es lineal, en la referencia [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007] se indican procedimientos para cuantificarla.

El método de proyecto sismorresistente basado en los desplazamientos consiste básicamente en comparar la capacidad de la estructura caracterizada mediante una curva que representa su comportamiento bajo cargas monótonas, con el efecto de carga del sismo de proyecto caracterizado mediante una curva de sollicitación. En este método se intersectan dos curvas, una correspondiente a la capacidad y otra a la sollicitación, la intersección entre ambas es el denominado “performance point”, es decir un punto que señala el efecto que produce el sismo en la estructura [ATC-40, 1996]. La *curva de capacidad* se expresa habitualmente representando en ordenadas la fuerza de interacción  $F$  entre el edificio y el terreno (Figura 2.1) y en abscisas el desplazamiento de la planta superior [Kircher et al., 1997]. El análisis que permite generar esta curva es estático y, obviamente, no lineal; se conoce habitualmente en

lengua inglesa como “push-over”, habiéndose traducido en castellano como “empuje incremental” o “empuje progresivo”. La Figura 2.13 muestra un ejemplo de curva de capacidad obtenida a partir de un análisis “push-over”.

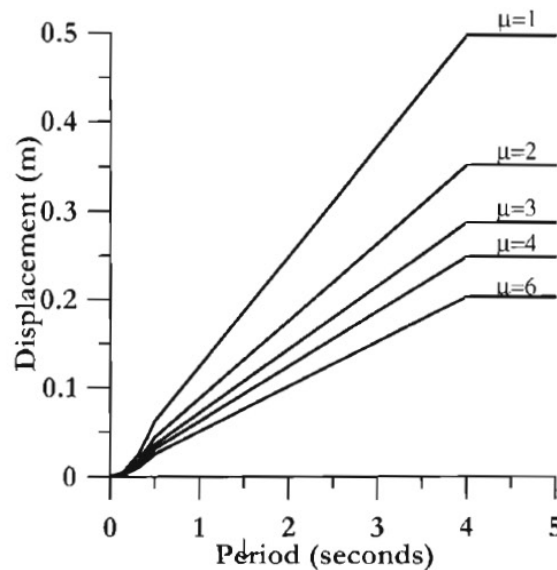


Figura 2.12. Espectro de proyecto de desplazamiento para distintos niveles de ductilidad [Priestley, Calvi, Kowalski, 2007]

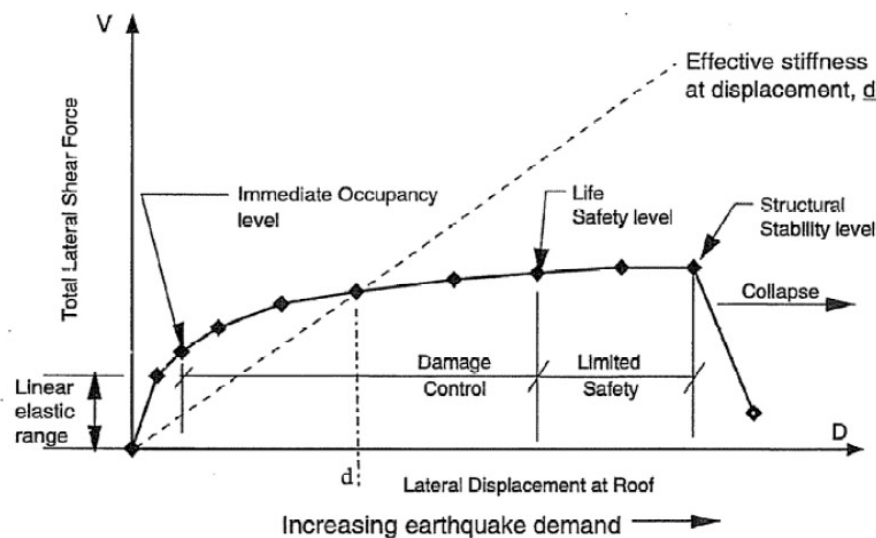


Figura 2.13. Curva de capacidad obtenida a partir de un análisis “push-over” [ATC-40, 1996]

En la Figura 2.13  $V$  representa la fuerza de interacción entre el edificio y el terreno y  $D$  es el desplazamiento de la planta superior. Se indica también la correspondencia entre los valores de  $D$  y los niveles de rendimiento descritos previamente.

Los análisis “push-over” se efectúan a partir de la distribución de la fuerza  $F$  entre las distintas plantas; ésta se puede realizar según distintos criterios, el más aceptado consiste en efectuar este reparto de acuerdo con la amplitud del vector modal del primer modo y con la masa de cada planta. En algunas ocasiones se utilizan otros criterios como reparto lineal (proporcional a la altura de cada planta respecto del terreno) o uniforme. Los análisis “push-over” se efectúan de forma incremental, es decir, los valores de las fuerzas laterales se van incrementando progresivamente. Para valores pequeños de  $F$  el comportamiento de la estructura es lineal y, a

medida que  $F$  aumenta la estructura se va dañando, perdiendo ésta rigidez y haciéndose más plana la curva de capacidad. La mayor inclinación de la curva de capacidad al aumentar el desplazamiento ilustra de una forma particularmente clara el alargamiento del período natural de la estructura.

Algunos investigadores [Fajfar, Fischinger, 1988; Bracci et al., 1997; Gupta, Kunnath, 2000] han propuesto técnicas para modificar la distribución de fuerzas laterales entre las distintas plantas para tener en cuenta la variación de propiedades modales (básicamente el vector modal del primer modo) al aumentar la degradación de la estructura. En otros trabajos se ha propuesto tener en cuenta la contribución de los modos superiores [Gupta, Kunnath, 2000; Paret et al., 1996; Sasaki, Freeman, Parent, 1998; Kunnath, Gupta, 2000; Matsumori, et al., 2000] y posteriormente [Chopra, Goel, 2001; Chopra, Goel, 2002; Chintanapakdee, Chopra, 2003] se ha propuesto una nueva formulación conocida como “Modal Push-Over Analysis”.

La sollicitación (conocida habitualmente como “demand” en lengua inglesa) se caracteriza mediante espectros de proyecto; para poder efectuar la intersección con la curva de capacidad éstos se representan con el espectro de aceleración absoluta  $S_a$  en el eje vertical y el espectro de desplazamiento relativo  $S_d$  en el eje horizontal. Este tipo de representaciones se conoce habitualmente en lengua inglesa como “Acceleration-Displacement Response Spectra” (ADRS). La Figura 2.14 muestra una representación del espectro de la Figura 2.9 en estas coordenadas.

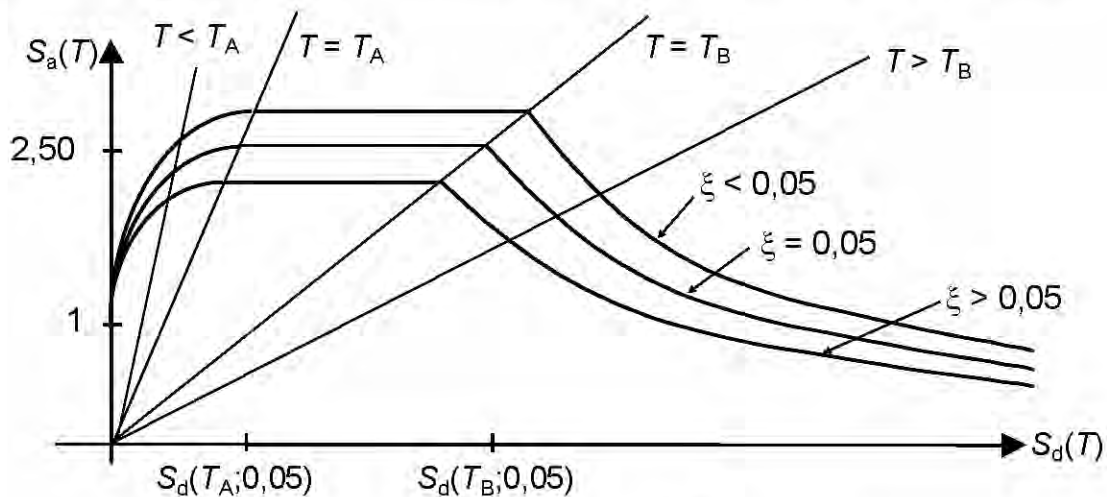


Figura 2.14. Espectro de aceleración vs. desplazamiento

Para poder intersecar curvas como las representadas en las Figuras 2.13 y 2.14, es necesario que éstas se representen en las mismas coordenadas. Una formulación habitual [ATC-40, 1996] consiste en modificar la curva de capacidad (Figura 2.13); la ordenada se divide por la parte de la masa total del edificio que corresponde al primer modo (es decir la masa modal equivalente del primer modo dividida por la masa total) [Clough & Penzien, 1993; Chopra, 1995; García Reyes, 1998] y la abscisa se multiplica por el factor de participación modal del primer modo [Clough & Penzien, 1993; Chopra, 1995; García Reyes, 1998]. La curva de capacidad expresada en estas coordenadas, se denomina habitualmente *espectro de capacidad*. La obtención del “performance point” para cada nivel de daño (caracterizado a través del desplazamiento de proyecto, eje horizontal del espectro de la Figura 2.14) se efectúa de forma iterativa según el siguiente proceso:

- Se selecciona el valor deseado del desplazamiento de proyecto y se determina la correspondiente aceleración según el espectro de la Figura 2.14.
- En la curva de capacidad se determina la fuerza horizontal (en el eje vertical) que corresponde al desplazamiento seleccionado. Se reemplaza la curva comprendida entre el origen y este punto por un diagrama bilineal equivalente. La primera rama de este diagrama

coincide con la parte lineal de la curva de capacidad (parte del origen, pues) aunque se prolonga más allá que ésta. La segunda rama del diagrama bilineal se asemeja a la curva de capacidad; se selecciona con la condición que las áreas limitadas por el diagrama bilineal y por la curva de capacidad (hasta el desplazamiento de proyecto) sean iguales. La Figura 2.15 ilustra un ejemplo de este proceso. Una vez generado el diagrama bilineal se determina el factor de amortiguamiento  $\xi_{eq}$  (viscoso) equivalente al comportamiento histérico correspondiente al diagrama bilineal; el valor de  $\xi_{eq}$  se selecciona (tal como es habitual, [Clough & Penzien, 1993; Chopra, 1995; García Reyes, 1998]) igualando las áreas de los ciclos de histéresis correspondientes al diagrama bilineal y al amortiguamiento viscoso. Este amortiguamiento se añade al amortiguamiento inherente a la propia estructura, cuyo valor habitualmente es del 5%.

- Se corrige el espectro aceleración-desplazamiento con el valor de  $\xi_{eq}$  obtenido en la etapa anterior. Se determina la intersección entre este espectro corregido y la curva de capacidad (en las coordenadas según la formulación indicada en [ATC-40, 1996]). Si la abscisa de esta intersección está próxima al desplazamiento seleccionado (con una tolerancia predeterminada), el punto corresponde al “performance point”. En caso contrario debe volverse a la primera etapa y repetir de forma iterativa el proceso hasta alcanzar una aproximación suficiente.

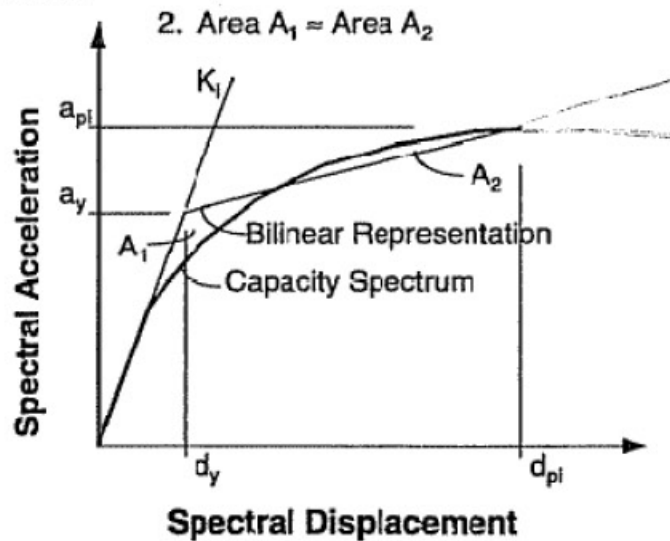


Figura 2.15. Aproximación bilineal de una curva de capacidad [ATC-40, 1996]

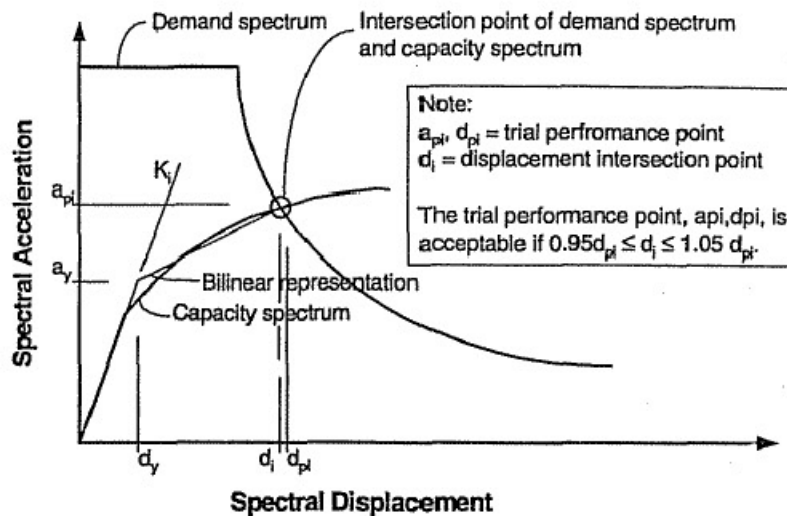


Figura 2.16. Obtención del “performance point” [ATC-40, 1996]

La Figura 2.16 describe el proceso iterativo de obtención del “performance point”.

A continuación se describen las principales limitaciones del proyecto sismorresistente basado en desplazamientos. El análisis “push-over” caracteriza el comportamiento dinámico no lineal de la estructura mediante cargas estáticas monótonas crecientes. El principal inconveniente de esta estrategia es que la respuesta de la estructura a un terremoto no es monótona sino cíclica y el análisis “push-over” no puede tener en cuenta las deformaciones plásticas acumuladas, es decir, el daño acumulado. Por lo tanto no se puede establecer una relación clara entre el desplazamiento máximo de la estructura y la energía acumulada durante los ciclos de deformaciones plásticas. Cuando la estructura penetra repetidamente en el rango inelástico, se produce un deterioro por acumulación de incursiones plásticas, pudiendo producirse la rotura completa de algunos elementos estructurales para deformaciones menores que las que éstos soportarían bajo cargas monótonas. Este tipo de fallo se denomina fatiga de bajo número de ciclos o fatiga plástica (en contraposición a la fatiga producida por un alto número de ciclos, que no conlleva deformaciones plásticas). Fajfar [Fajfar, 1992] propuso un método para tener en cuenta el efecto del daño acumulado en el que la ductilidad de la estructura se reduce por un parámetro adimensional que representa una normalización de la energía. Recientemente, Terán-Gilmore y Jirsa [Terán-Gilmore, Jirsa, 2005] han usado la correlación entre la energía y el factor reductor de fuerzas,  $R$ , para proponer dos procedimientos sencillos para el cálculo sísmico contra la fatiga de bajo número de ciclos, que controlan indirectamente la demanda de energía a través del concepto de ductilidad. No obstante, ya se han señalado previamente las desventajas de los procedimientos de cálculo basados en fuerzas; éstas están estrechamente relacionadas con el hecho de que las fuerzas equivalentes, que representan el efecto de carga del terremoto, dependen de las características elásticas y plásticas de la estructura, que a su vez regulan la resistencia estructural. Este acoplamiento entre el efecto de carga del terremoto y la resistencia estructural hace que el cálculo sísmico sea complejo. Además, el concepto de ductilidad permite determinar los daños acumulados de la fatiga de bajo número de ciclos, sólo de manera indirecta, y requiere el uso de un gran número de parámetros empíricos. El principal argumento para abordar de forma indirecta el daño acumulado a través del concepto de los factores de ductilidad equivalente es que proporciona un proceso de cálculo que permite adaptarse con facilidad a las prácticas y a los códigos actuales. Dado que los proyectistas se resisten a cambiar de forma radical el estado de la práctica, nuevos procedimientos tienen más posibilidades de ser aceptados si representan sólo un pequeño cambio en un concepto, como el factor de ductilidad, que se ha comprendido bien y se ha utilizado ampliamente en la práctica. Los procedimientos de cálculo basados en desplazamientos solucionan varios de los inconvenientes de los procedimientos basados en fuerzas, pero son también incapaces de atender los efectos de daño acumulado de una manera sencilla y satisfactoria.

Otro inconveniente de la estrategia de proyecto sismorresistente basada en desplazamientos es que se interpreta el comportamiento histerético como un amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ); lo cual introduce un error, especialmente para niveles importantes de amortiguamiento. Por otra parte, dicha identificación no está basada en ningún principio físico que justifique, en sistemas inelásticos, la existencia de una relación directa entre la energía correspondiente al mayor desplazamiento experimentado y el amortiguamiento viscoso equivalente.

Para paliar el inconveniente derivado de que el análisis “push-over” no pueda tener en cuenta las deformaciones plásticas acumuladas se ha propuesto [Vamvatsikos, Cornell, 2001; Vamvatsikos, Cornell, 2002; Vamvatsikos, 2002; Vega, del Rey, Alarcón, 2009] el denominado “Incremental dynamic analysis” (Análisis dinámico incremental). Esta estrategia consiste en determinar la respuesta dinámica de la estructura a uno o varios movimientos sísmicos escalados con factores crecientes; de esta forma se obtienen curvas de respuesta similares a las proporcionadas por el análisis “push-over”. Es destacable que el análisis dinámico incremental requiere efectuar cálculos dinámicos no lineales, lo cual resulta costoso en tiempo de cálculo.



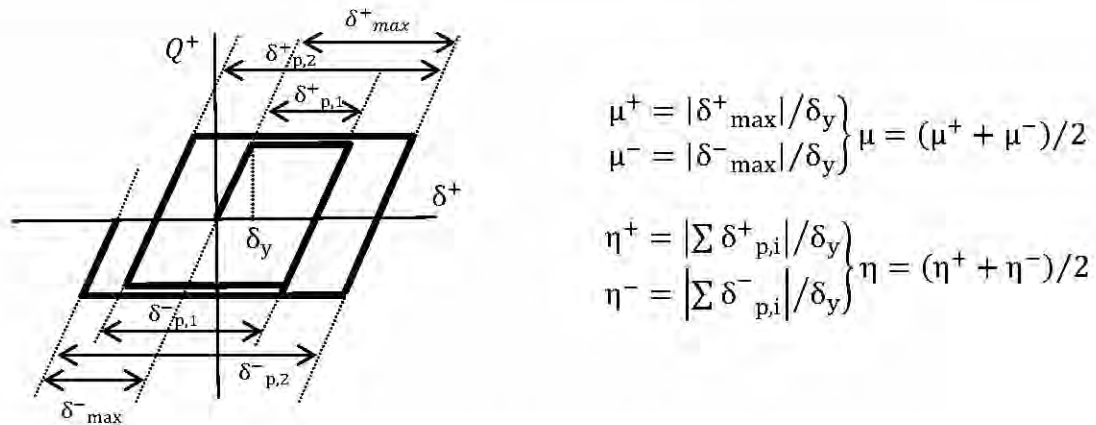


Figura 2.17. Significado de los coeficientes de ductilidad  $\mu$  y  $\eta$  [Benavent-Climent et al., 2001]

Otra estrategia para obviar que el análisis “push-over” no puede tener en cuenta las deformaciones plásticas acumuladas, es utilizar espectros de energía. La principal motivación que ha inspirado su desarrollo es que la energía de deformación plástica es una manera bastante correcta de cuantificar el daño en la estructura. Estos procedimientos explotan la diferencia que existe entre la ductilidad  $\mu$ , que expresa básicamente la relación entre la deformación máxima  $\delta_{\max}$  y la deformación de plastificación  $\delta_y$ , y la ductilidad acumulada  $\eta$ . El significado de las relaciones  $\mu$  y  $\eta$  se indica en la Figura 2.17 [Benavent-Climent et al., 2001].

La Figura 2.17 muestra que la ductilidad  $\mu$  se define como el promedio entre los valores correspondientes a valores positivos y negativos del desplazamiento  $\delta$ ; cada uno de éstos se calcula como el cociente entre el máximo desplazamiento plástico (es decir, medido desde el inicio de la plastificación) y el desplazamiento de plastificación  $\delta_y$ . La ductilidad acumulada  $\eta$  también se define como el promedio entre los valores correspondientes a valores positivos y negativos del desplazamiento; cada uno de éstos se calcula como el cociente entre la suma de los desplazamientos de cada rama plástica (horizontal en la Figura 2.17) y el desplazamiento de plastificación  $\delta_y$ .

Las limitaciones e inconvenientes de los métodos de proyecto sismorresistente basados en desplazamientos se superan en los métodos basados en energía, los cuales se describen en el siguiente subapartado. Por otra parte, estos procedimientos resultan bastante adecuados en edificios con disipadores de energía.

#### 2.2.4. Espectros de respuesta de energía

Esta formulación, consiste básicamente en caracterizar el efecto dinámico de la acción sísmica mediante espectros de energía; éstos consisten en representaciones de la energía introducida en la estructura ( $E_I$ ) por el terremoto (en abscisas) en función del período fundamental de la estructura. Habitualmente la energía se expresa en velocidad equivalente ( $V_E$ ) mediante la relación

$$V_E = \sqrt{2E_I / m} \quad (2.8)$$

En esta expresión  $m$  es la masa de la estructura. La Figura 2.18 muestra un ejemplo de espectros de energía en términos de velocidad equivalente.

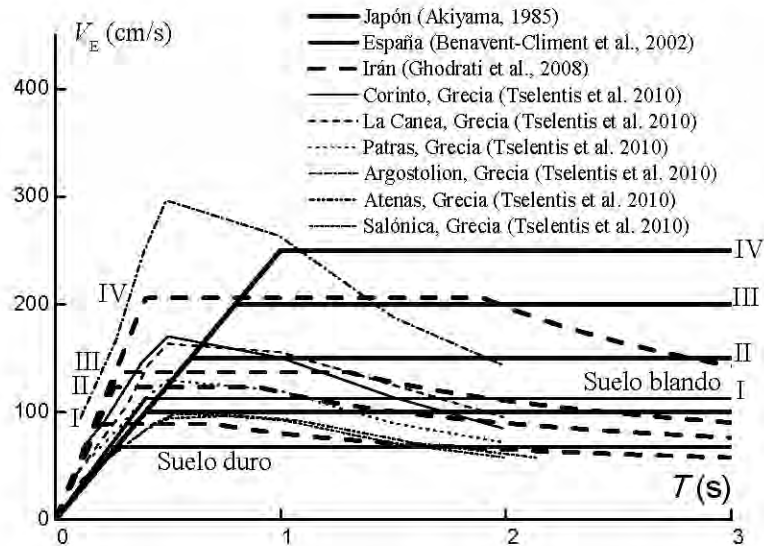


Figura 2.18. Ejemplos de espectros de proyecto de energía (de velocidad) propuestos para Japón, Grecia, España e Irán

La mayor parte de los espectros representados en la Figura 2.18 son bilineales con una rama inicial que parte del origen y otra rama horizontal; en algunos de ellos se observan ramas decrecientes para períodos largos. La comparación de los espectros bilineales representados en la Figura 2.18 con el espectro de aceleración la Figura 2.6 confirma que estos espectros (de velocidad) pueden ser obtenidos multiplicando el de aceleración por  $T / 2 \pi$ , tal como indican las ecuaciones (2.6); en este caso el período  $T_B$  corresponde a la intersección entre ambas ramas. De hecho, la rama creciente entre  $T = 0$  y  $T = T_A$  corresponde en el espectro de velocidad a un segmento parabólico, pero en la práctica éste se asemeja a un tramo recto con lo que los espectros de energía en términos de velocidad suelen tener una rama linealmente creciente en el rango de períodos entre 0 y  $T_B$ . Por otra parte, la comparación de los espectros con ramas decrecientes representados en la Figura 2.18 con el espectro de aceleración la Figura 2.8 muestra que estas ramas corresponden a los períodos superiores a  $T_D$  en la Figura 2.8. La Figura 2.18 ilustra los niveles de energía en función de velocidad equivalente (ecuación (2.8)) para distintos tipos de terreno: el tipo I corresponde a roca dura o conglomerados muy duros —es decir, velocidad de transmisión de ondas de cizalla  $V_s$  superior a 750 m/s—; el tipo II corresponde a conglomerados duros, arena compacta y grava con  $375 \leq V_s < 750$  m/s; el tipo III corresponde a suelos intermedios como arenas semi-compactas y gravas con  $175 \leq V_s < 375$  m/s; y el tipo IV corresponde a suelos blandos con  $V_s < 175$  m/s. Para caracterizar los suelos blandos (con  $V_s < 175$  m/s) deben llevarse a cabo estudios especiales ya que hay importantes diferencias entre los distintos tipos existentes.

Los métodos basados en espectros de energía son la base para el desarrollo de este trabajo. El terremoto no se caracteriza en términos de fuerzas (como hacen los métodos basados en espectros de aceleración) ni en términos de desplazamientos (como hacen los métodos basados en espectros de desplazamientos) sino en términos del producto de ambas magnitudes (fuerza por desplazamiento), es decir, en términos de energía.

Las principales ventajas de los métodos basados en espectros de energía son las siguientes:

- El hecho de poder cuantificar la cantidad de energía que el sismo de proyecto introduce en la estructura aporta una notable claridad conceptual y permite representar el efecto de carga del sismo mediante una simple magnitud escalar.
- Es posible definir desde la etapa de proyecto la forma en que se desea que la estructura disipe esa energía:

- deformándose plásticamente,
  - almacenándola de forma momentánea (mientras dura la acción del terremoto) en forma de energía de vibración elástica y permitiendo después que se disipe mediante el amortiguamiento natural de la estructura o
  - mediante una combinación de las anteriores.
- Se puede cuantificar el daño en la estructura después del terremoto, por medio de la energía de deformación plástica acumulada.

Los métodos basados en el balance energético (también llamados métodos basados en el balance de energía de Housner-Akiyama) tienen sus orígenes en los trabajos realizados por George Housner [Housner, 1956], Tanahashi [Tanahashi, 1956], Berg y Thomaidis [Berg, Thomaidis, 1960], Kato y Akiyama [Kato, Akiyama, 1975], Uang y Bertero [Uang, Bertero, 1988; Uang, Bertero, 1990], Bruneau y Wang [Bruneau, Wang, 1996] y Chou y Uang [Chou, Uang, 2000], entre otros. Housner falleció en 2008, habiendo sido uno de los investigadores más prolíficos y acertados en ingeniería sísmica, especialmente de los métodos energéticos. Sin embargo, inicialmente no se le atribuyó su desarrollo durante la segunda mitad del siglo XX debido a que los investigadores Veletsos y Newmark [Veletsos, Newmark, 1960], proponen una interpretación similar al comparar las fuerzas de los sistemas elásticos y elasto-plásticos en términos de energía. Durante años, equivocadamente se interpretó que el concepto de energía que manejaban Veletsos y Newmark, tuvo continuidad con los trabajos de Housner. Sin embargo, Veletsos y Newmark no se interesan por calcular la energía que un terremoto introduce en la estructura, sino que sólo utilizan la energía desde un punto de vista sísmológico para poder hacer una comparación sencilla entre la respuesta de un sistema elástico y de un sistema elastoplástico.

Una de las mayores aportaciones a esta metodología se debe al profesor Hiroshi Akiyama, cuyas investigaciones constituyen una parte muy importante de su marco teórico actual. Akiyama [Akiyama, 1985] demostró que la cantidad de energía introducida por un determinado terremoto en una estructura es una magnitud altamente estable con respecto a la resistencia, la distribución de rigideces y de masas, el nivel de amortiguamiento y el comportamiento histerético de los elementos estructurales, dependiendo sólo del período fundamental de vibración de la estructura,  $T$ , y de su masa,  $m$ . Esta conclusión también ha sido verificada experimentalmente mediante ensayos dinámicos en simuladores de terremotos [Uang, Bertero, 1990]. Por otra parte, la dependencia de la energía respecto de la masa es proporcional, en consecuencia, la energía expresada en velocidad equivalente ( $V_E$ ) es independiente de la masa, tal como expresa la relación (2.8). Estas circunstancias proporcionan una relevante ventaja a la hora de interpretar el efecto del terremoto sobre la estructura en términos de energía en vez de fuerzas; esta ventaja radica en que el problema de evaluar la carga sísmica inducida por el terremoto y el problema de estimar la resistencia de la estructura (entendido el término de resistencia en sentido amplio) pueden desacoplarse, es decir, pueden tratarse separadamente.

No obstante, debe señalarse que la independencia entre la energía  $E_I$  y las propiedades de resistencia, rigidez, amortiguamiento y comportamiento histerético de la estructura posee algunas excepciones; entre éstas se encuentran los movimientos casi-armónicos, es decir con un contenido estrecho de frecuencias. Por ejemplo, la energía introducida por un movimiento armónico en un sistema no amortiguado puede alcanzar valores infinitos si la frecuencia de la excitación coincide con la de la estructura (en ese caso se produce resonancia si la duración de la excitación es suficiente); en consecuencia, depende fuertemente del amortiguamiento de ésta. En resumen, en movimientos de banda estrecha (propios de suelos blandos) la energía  $E_I$  introducida por el sismo depende fuertemente de las propiedades de la estructura. Ésta es una limitación de los métodos de proyectos sismorresistente basados en espectros de energía.

En la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético, el efecto de carga del terremoto sobre la estructura se expresa en términos de energía introducida por el sismo, en adelante energía  $E_I$ , y la resistencia de la estructura se mide por su capacidad límite



última de disipación-absorción de energía  $W_u$ . La condición para que la estructura sobreviva al terremoto se puede escribir como sigue:

$$W_u > E_I \quad (2.9)$$

Esta relación constituye el criterio básico de balance de energía para la verificación de la idoneidad de la estructura para soportar el sismo de proyecto con un determinado nivel de daño en ésta.

No obstante, debe destacarse que de hecho, no es cierto que una determinada estructura posea un único valor de capacidad de disipación de energía; de hecho, ésta depende del tipo de excitación [Benavent-Climent, 2007; Chai, 1995; Chai, 2004; Erberik, Sucuoglu, 2004; Sucuoglu, Erberik, 2004].

### 2.3 Formulación de Housner-Akiyama

#### 2.3.1. Expresiones de balance de energía

La ecuación del movimiento de un sistema dinámico anelástico de un grado de libertad, Figura 2.19, sometido a una componente traslacional horizontal del movimiento del suelo, está dada por la siguiente ecuación diferencial ordinaria:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + Q(y) = -m\ddot{z}_g \quad (2.10)$$

Esta relación sólo difiere de (2.1) (correspondiente al mismo sistema, aunque con un comportamiento lineal) en el término  $Q(y)$  que corresponde a la fuerza de recuperación y que, por otra parte, reemplaza al término elástico  $k y$ .

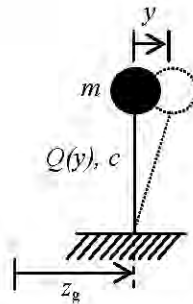


Figura 2.19. Sistema anelástico de un grado de libertad

El balance de la energía introducida en el sistema en un instante genérico  $t$ , se obtiene multiplicando la ecuación (2.10) por el incremento diferencial de desplazamiento relativo  $dy = \dot{y} dt$  e integrando entre el instante inicial  $t = 0$  y el instante actual  $t$ :

$$m \int_0^t \ddot{y} \dot{y} dt + c \int_0^t \dot{y}^2 dt + \int_0^t Q(y) \dot{y} dt = - \int_0^t m \ddot{z}_g \dot{y} dt \quad (2.11)$$

Cada sumando de la ecuación (2.11) puede interpretarse en términos energéticos:

$$E_k(t) = m \int_0^t \dot{y} \dot{y} dt = \frac{m \dot{y}^2(t)}{2} \quad (2.12a)$$

$$E_a(t) = \int_0^t Q(y) \dot{y} dt \quad (2.12b)$$

$$E_\varepsilon(t) = c \int_0^t \dot{y}^2 dt \quad (2.12c)$$

$$E_1(t) = - \int_0^t m \ddot{z}_g \dot{y} dt \quad (2.12d)$$

Los significados de estos sumandos son:

$E_k(t)$ : Energía cinética (relativa).

$E_a(t)$ : Energía de deformación (elástica y plástica).

$E_\xi(t)$ : Energía disipada por el amortiguamiento de la estructura.

$E_1(t)$ : Energía introducida por el sismo en el sistema.

En la relación (2.12a) se ha supuesto que en el instante inicial  $t = 0$  la velocidad relativa es nula ( $\dot{y}(0) = 0$ ). Sustituyendo las expresiones (2.12) en (2.11) se tiene la siguiente relación de balance energético:

$$E_k + E_\xi + E_a = E_1 \quad (2.13)$$

A su vez, la energía de deformación  $E_a$ , puede descomponerse en el término elástico  $E_s$  (energía que puede ser recuperada una vez concluido el sismo) y el término irrecuperable  $E_H$  que representa la energía histerética (es decir, la que contribuye al daño de la estructura):

$$E_a = E_s + E_H \quad (2.14)$$

La energía elástica  $E_s$  viene dada por

$$E_s(t) = k \int_0^t y \dot{y} dt = \frac{ky^2(t)}{2} \quad (2.15)$$

En esta relación  $k$  es la rigidez inicial del sistema. Se ha supuesto que en el instante inicial  $t = 0$  el desplazamiento relativo es nulo ( $y(0) = 0$ ).

La suma de la energía cinética  $E_k$  y de la energía de deformación elástica  $E_s$  constituye la energía elástica de vibración  $E_e$ , es decir, la energía generada por la vibración de la estructura y que puede ser recuperada una vez que cese ésta:

$$E_e(t) = E_k(t) + E_s(t) = \frac{m\dot{y}^2(t)}{2} + \frac{ky^2(t)}{2} \quad (2.16)$$

Es destacable que la energía  $E_e$  se anula una vez la estructura deja de moverse después de la actuación del sismo, a menos que quede alguna deformación permanente. Sustituyendo (2.14) y (2.16) en (2.13), dicha relación de balance energético se transforma en:

$$E_e + E_\xi + E_H = E_1 \quad (2.17)$$

Esta igualdad establece que la energía aportada por el sismo ( $E_1$ ), se transforma en energía elástica de vibración ( $E_e$ ), en energía disipada por el amortiguamiento de la estructura ( $E_\xi$ ) y en energía histerética ( $E_H$ ).

La diferencia entre la energía aportada por el sismo ( $E_1$ ) y la energía disipada por el amortiguamiento de la estructura ( $E_\xi$ ) fue denominada por Housner [Housner, 1956] energía que contribuye al daño ( $E_D$ ):

$$E_D = E_1 - E_\xi \quad (2.18)$$

La relación (2.16) muestra que la energía  $E_e$  prácticamente se anula cuando la estructura deja de vibrar, poco después de terminado el movimiento del suelo, en consecuencia la expresión (2.17)

muestra que en la práctica se puede identificar a la energía que contribuye al daño con la energía histerética:

$$E_D \approx E_H \quad (2.19)$$

En resumen, las dos magnitudes de energía más relevantes son la energía aportada por el sismo ( $E_I$ ) y la energía que contribuye al daño ( $E_D$ ). Habitualmente, ambas energías se expresan en términos de velocidad equivalente (de forma similar a (2.8)) a base de normalizarlas con respecto de la masa  $m$  de la estructura:

$$V_E = \sqrt{2E_I / m} \quad V_D = \sqrt{2E_D / m} \quad (2.20)$$

Dado que en la formulación considerada  $u$  representa el desplazamiento relativo (Figura 2.19), las energías  $E_I$  y  $E_K$  se apostrofan como “relativas”. En la referencia [Uang, Bertero, 1990] se consideró una formulación diferente, que conduce a magnitudes absolutas; las correspondientes energías se denominan en este trabajo  $E_{I,abs}$  (energía absoluta aportada por el sismo) y  $E_{K,abs}$  (energía cinética absoluta). La diferencia entre  $E_I$  y  $E_{I,abs}$  es el efecto del movimiento de traslación (de sólido rígido) de la estructura. Si estas energías se evalúan al final de la acción sísmica, sus valores coinciden. En el caso que  $E_I$  y  $E_{I,abs}$  se evalúen en el instante en que ambas son máximas, se comprueba [Uang, Bertero, 1990] que estos valores máximos son bastante similares en el rango de períodos de interés en ingeniería sísmica (entre 0,3 y 5 segundos). Además, también se puede demostrar que (para dicho rango de períodos) en sistemas no lineales amortiguados y para movimientos sísmicos sin efectos acusados de proximidad de falla el valor máximo de  $E_I$  se produce al final de la actuación del movimiento sísmico. Por otra parte, conviene subrayar que las energías  $E_{\xi}$  y  $E_H$  se definen de la misma manera en las formulaciones “relativa” y “absoluta”, es decir sus valores coinciden en ambas.

### 2.3.2. Espectros envolventes para proyecto sismorresistente

Cada movimiento sísmico tiene su propio espectro de energía introducida en términos de velocidad  $V_E$  (ecuación (2.20)) (Figura 2.18). Para una determinada ubicación, se define el espectro de proyecto como la envolvente de los espectros correspondientes a los distintos registros sísmicos disponibles o esperables. En la referencia [Akiyama, 1985] se propone una estrategia para obtener dicha envolvente. Esta estrategia consta de las tres etapas consecutivas siguientes:

**Etapla 1.** Calcular el espectro de  $V_E$  para cada registro sísmico disponible. Estos espectros deben corresponder a un factor de amortiguamiento  $\xi = 0,10$  (amortiguamiento del 10%) y ser calculados para sistemas lineales de un grado de libertad. Los espectros se obtienen a partir de las relaciones (2.12d) y (2.20); en la integral involucrada en (2.12d), la velocidad  $\dot{y}$  se determina mediante la expresión (2.5b). Habitualmente cada registro sísmico posee tres componentes, dos horizontales y una vertical; se desprecia la contribución de la componente vertical. Respecto de las componentes horizontales, en general éstas corresponden a las direcciones norte-sur y este-oeste; deben obtenerse los espectros de ambas, siendo éstos representados por  $V_{E,NS}$  y  $V_{E,EW}$ , respectivamente. Posteriormente, estos espectros deben ser combinados según el siguiente criterio cuadrático:

$$V_E = \sqrt{V_{E,NS}^2 + V_{E,EW}^2} \quad (2.21)$$

**Etapla 2.** Dibujar una envolvente bilineal (Figura 2.18) de los espectros obtenidos en la etapa anterior. La primera rama es inclinada y parte del origen y la segunda es horizontal; la primera

rama representa el comportamiento espectral para períodos cortos y la segunda rama representa el comportamiento espectral para períodos largos.

**Etapa 3.** Multiplicar la pendiente de la primera rama por 1,20 para tener en cuenta que para períodos cortos, el alargamiento del período natural de vibración debido a la plastificación de la estructura tiende a aumentar la energía  $E_I$  (ya que esta rama es creciente). Obviamente, esta corrección no es necesaria en la segunda rama, por ser ésta horizontal.

Tal como se ha discutido previamente, en el trabajo [Akiyama, 1985] se demuestra que la energía  $E_I$  introducida por un determinado terremoto en una estructura es una magnitud altamente estable con respecto a la resistencia, la distribución de rigideces y de masas, el nivel de amortiguamiento y el comportamiento histerético de la estructura, dependiendo sólo de su período fundamental de vibración  $T$  y de su masa,  $m$ . Por otra parte, la dependencia de la energía respecto de la masa es proporcional, en consecuencia, la energía expresada en velocidad equivalente ( $V_E$ ) es independiente de la masa, tal como expresa la relación (2.8). En consecuencia, los espectros obtenidos según esta estrategia (para comportamiento elástico y lineal, pues) son también válidos para sistemas con comportamiento anelástico (no lineal, pues). Kuwamura, Kirino y Akiyama [Kuwamura, Kirino, Akiyama, 1994] propusieron un método alternativo para obtener el espectro de proyecto; este método consiste en suavizar el espectro de amplitud de Fourier del acelerograma. Los espectros obtenidos de esta forma son similares a los que proporciona el método descrito previamente. En el trabajo [Decanini, Mollaioli, 1998] se utiliza otra formulación para obtener el espectro de proyecto; esta estrategia presenta las siguientes diferencias principales con el método de Akiyama: (i) se utiliza la energía absoluta  $E_{I,abs}$  en vez de la energía relativa  $E_I$ ; (ii) el valor máximo de  $E_{I,abs}$  se obtiene a lo largo de toda la duración del sismo en vez de tomar solamente el valor correspondiente al instante final; (iii) cada espectro se normaliza mediante un parámetro  $AE_I$  definido como el área limitada por el espectro  $E_{I,abs}$  dividido por la masa de la estructura ( $E_{I,abs} / m$ ) en el rango de períodos comprendido entre 0,05 y 4 segundos; y (iv) el espectro de proyecto (envolvente) no es bilineal sino que, además de las dos ramas iniciales, posee una rama posterior (para períodos más largos) decreciente, tal como se observa en la Figura 2.18. Aparte de estas diferencias, los espectros de proyecto obtenidos siguiendo la formulación de Akiyama y la descrita en [Decanini, Mollaioli, 1998] son bastante parecidos en el rango de períodos entre 0,3 y 5 segundos y para terremotos que no sean de carácter impulsivo. Esta afirmación se sustenta en las consideraciones incluidas al final del último párrafo del subapartado anterior.

### 2.3.3. Expresiones empíricas de la energía histerética

Una vez que se ha obtenido la energía  $E_I$  a partir del espectro de proyecto, es necesario estimar la parte de ésta que puede dañar a la estructura, es decir la energía  $E_D$ ; conviene recordar que ésta casi coincide con la energía histerética  $E_H$ , tal como lo señala la relación (2.19). Habitualmente se suele estimar el cociente entre  $E_D$  y  $E_I$  en términos de las correspondientes pseudo-velocidades, es decir  $V_D/V_E$  (ecuación (2.20)). Diversos trabajos [Akiyama, 1985; Kuwamura, Galambos, 1989; Fajfar, Vidic, 1994; Lawson, Krawinkler, 1995; Manfredi, 1995; Teran-Gilmore, 1996; Decanini, Mollaioli, 2001; Benavent-Climent et al., 2002] han mostrado que  $V_D/V_E$  depende principalmente del amortiguamiento  $\xi$  y de la ductilidad. Ésta puede definirse, según la Figura 2.17, como la ductilidad de desplazamiento  $\mu$  o como la ductilidad acumulada  $\eta$ . Las relaciones indicadas en la Figura 2.17 pueden escribirse como

$$\mu = \frac{y_{\max}}{y_y} \qquad \eta = \frac{E_H}{Q_y y_y} \qquad (2.22)$$

En estas relaciones  $y_{\max}$  es el desplazamiento máximo y  $Q_y$  y  $y_y$  son los valores de la fuerza de recuperación y del desplazamiento en el momento del inicio de la plastificación, respectivamente. Se han propuesto distintas expresiones empíricas para estimar el cociente



$V_D/V_E$ . Basándose en análisis de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico perfecto (es decir, sin endurecimiento en la rama plástica), Akiyama [Akiyama, 1985] propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1}{1+3\xi+1,2\sqrt{\xi}} \quad (2.23)$$

En la ecuación (2.23) se desprecia la dependencia de  $V_D/V_E$  del nivel de plastificación de la estructura (en términos de  $\mu$  o de  $\eta$ ) por sencillez.

En el trabajo [Kuwamura, Galambos, 1989] se analizaron las respuestas de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico perfecto a cuatro movimientos sísmicos (El Centro N-S 1940; Parkfield Station No. 2 registro N65E 1966; Pacoima Dam S16E 1971; Hachinoe EW 1968) y se propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{\frac{\eta}{\eta+0,15}}{1+\frac{20(3\xi+1,2\sqrt{\xi})}{\eta+10}} \quad (2.24)$$

En el trabajo [Fajfar, Vidic, 1994] se analizaron las respuestas de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico perfecto a cinco movimientos sísmicos (California 1979, Montenegro 1979, Friuli 1976, Banja Luka 1981 y Chile 1985) y se propuso la siguiente ecuación para sistemas con factor de amortiguamiento  $\xi = 0,05$ :

$$\frac{V_D}{V_E} = \sqrt{\frac{0,9(\mu-1)^{0,95}}{\mu}} \quad (2.25)$$

Para las mismas condiciones consideradas en las expresiones anteriores (sistemas de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico perfecto y con factor de amortiguamiento  $\xi = 0,05$ ), en el trabajo [Manfredi, 2001] se propuso una expresión similar a (2.25) pero en función de una magnitud que su autor definió como “ductilidad cíclica”  $\mu_c$ .

En el trabajo [Lawson, Krawinkler, 1995] se confirma que el cociente  $V_D/V_E$  constituye una magnitud altamente estable, y se propone adoptar  $V_D/V_E = 0,63$  para  $\mu = 2$  y  $V_D/V_E = 0,77$  para  $4 \leq \mu \leq 8$ , excepto para los períodos más cortos.

En el trabajo [Terán-Gilmore, 1996] se concluye que para  $\mu \geq 3$  el cociente  $E_H/E_I$  no aumenta significativamente con  $\mu$  y que para otros valores de  $\mu$  el valor medio del espectro  $E_H/E_I$  se puede aproximar por una curva lineal a trozos constituida por tres tramos, que son básicamente los mismos que los propuestos posteriormente en la referencia [Decanini, Mollaioli, 1998]. Dichos autores investigaron el valor del cociente  $E_H/E_{I,abs}$  en relación con el período  $T$ , con el tipo de suelo y con la ductilidad  $\mu$  para sistemas de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico perfecto y con factor de amortiguamiento  $\xi = 0,05$ ; en el citado trabajo se proponen los espectros que se muestran en la Figura 2.20.

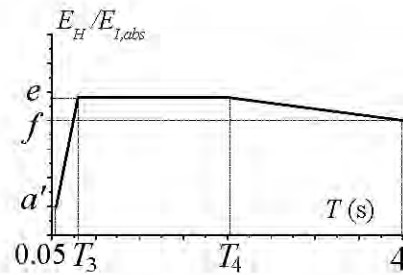


Figura 2.20. Cociente  $E_H/E_{I,abs}$  en función del período [Decanini, Mollaioli, 2001]

Los valores de los períodos  $T_3$  y  $T_4$  y de los parámetros  $a'$ ,  $e$  y  $f$  se indican en la Tabla 2.3.

**Tabla 2.3.** Parámetros que definen los espectros propuestos en [Decanini, Mollaioli, 2001]

Suelo	Magnitud	$\mu$	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$a$ (s)	$p$ (s <sup>-1</sup> )	$k$	$T_3$ (s)	$T_4$ (s)	$a'$	$e$	$f$
S1	$4,2 \leq M \leq 7,1$ y $D_f > 5$ km	1	0,10	0,50	0,30	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		2	0,10	0,50	0,30	0,77	1,00	0,15	1,60	0,13	0,45	0,38
		4	0,10	0,50	0,30	0,56	1,00	0,15	1,00	0,25	0,62	0,47
	$M \geq 7,2$ y $D_f > 30$ km	6	-	-	-	-	-	0,15	1,00	0,30	0,65	0,48
		1	0,10	0,50	0,30	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		2	0,10	0,50	0,30	0,77	1,00	0,15	1,60	0,13	0,45	0,38
		4	0,10	0,50	0,30	0,67	1,00	0,15	1,00	0,25	0,62	0,47
S2	$4,2 \leq M \leq 7,1$ y $D_f > 5$ km	1	0,40	0,90	0,20	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		2	0,40	0,90	0,20	0,62	1,00	0,30	2,00	0,10	0,48	0,40
		4	0,40	0,90	0,20	0,50	1,00	0,25	1,40	0,12	0,62	0,50
	$M \geq 7,2$ and $D_f > 30$ km	6	-	-	-	-	-	0,20	1,20	0,15	0,66	0,52
		1	0,40	0,90	0,20	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		2	0,40	0,90	0,20	0,62	1,00	0,30	2,00	0,10	0,48	0,40
		4	0,40	0,90	0,20	0,52	1,00	0,25	1,40	0,12	0,62	0,50
		6	-	-	-	-	0,20	1,20	0,15	0,66	0,52	
S3	$4,2 \leq M \leq 7,1$ y $D_f > 5$ km	1	0,70	2,20	0,10	0,60	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		2	0,70	2,20	0,10	0,50	1,00	0,60	2,40	0,01	0,50	0,47
		4	0,70	2,20	0,10	0,32	1,00	0,50	2,20	0,03	0,65	0,60
	$M \geq 7,2$ y $D_f > 30$ km	6	-	-	-	-	-	0,45	1,80	0,05	0,70	0,62
		1	0,70	2,20	0,10	0,60	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		2	0,70	2,20	0,10	0,58	0,80	0,60	2,40	0,01	0,50	0,47
		4	0,70	2,20	0,10	0,37	0,80	0,50	2,20	0,03	0,65	0,60
		6	-	-	-	-	0,45	1,80	0,05	0,70	0,62	

En la referencia [Decanini, Mollaioli, 2001] se investiga el efecto del comportamiento histerético en el cociente  $V_D/V_E$ . Se comparan las respuestas obtenidas de sistemas con diferentes comportamientos histeréticos: elasto-plástico perfecto, “slip type”, modelo de Clough, modelo de Takeda y modelo de degradación con efecto de pinzamiento. Se concluye que la dependencia del tipo de comportamiento es limitada.

Aunque en el trabajo [Akiyama, 1985] se considera la energía relativa y en el trabajo [Decanini, Mollaioli, 2001] se considera la energía absoluta, los valores del cociente  $V_D/V_E$  entre la energía histerética y la energía de entrada obtenidos a partir de ambas consideraciones pueden ser comparados teniendo en cuenta las consideraciones expuestas al final del subapartado anterior.

Finalmente, en el trabajo [Benavent-Climent et al., 2002] se propone una modificación de la relación (2.23) para tener en cuenta el nivel de plastificación:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1,15\eta}{(0,75 + \eta)(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})} \quad (2.26)$$

### 2.3.4. Capacidad de absorción de energía de las estructuras

La relación (2.9) indica que la estrategia global del proyecto sismorresistente basado en espectros de energía consiste en determinar la energía  $E_I$  aportada por el movimiento sísmico de proyecto y en verificar que la estructura posee suficiente capacidad  $W_u$  para absorber esta energía sin exceder el umbral de daño aceptado para la intensidad del sismo. En este subapartado se describe la capacidad  $W_u$ .

Obviamente, la capacidad de absorción de energía de una estructura depende de sus características generales; en consecuencia deben efectuarse análisis para las distintas tipologías estructurales más frecuentes (pórticos de hormigón, muros de hormigón, pórticos de acero, pórticos arriostrados de acero, edificios de obra de fábrica, edificios de madera, edificios con aislamiento de base, edificios con disipadores de energía, entre otros). La estrategia habitual [Akiyama, 1999] consiste en determinar la capacidad de cada planta y en analizar la distribución del daño entre las distintas plantas; a este respecto, se define el denominado coeficiente  $n$  de concentración de daño; en la referencia [Akiyama, 2003] se describe la obtención de este coeficiente a partir de cálculos dinámicos. La aplicabilidad de este estudio es limitada debido a que éste se basa en un número excesivamente reducido de movimientos sísmicos. A efectos de efectuar nuevos estudios, los modelos histeréticos descritos en las referencias [Erberik, Sucuoglu, 2004; Sucuoglu, Erberik, 2004] pueden ser útiles ya que relacionan la degradación de rigidez y de resistencia en términos de consumo de energía.

La capacidad de cada planta (o de la estructura completa) puede ser estimada básicamente de dos maneras: a partir del comportamiento histerético indicado en la Figura 2.17 o a partir de resultados de análisis dinámicos (no lineales) del comportamiento de la estructura sometida a acciones sísmicas. El primer procedimiento se describe en la referencia [Akiyama, 1985] y consiste básicamente en identificar el daño con la ductilidad acumulada  $\eta$ . El segundo procedimiento se basa en determinar los valores de índices de daño que cuantifiquen el daño sufrido por la estructura; los valores de estos índices se obtienen de los resultados de los análisis dinámicos. Han sido propuestos en la literatura [Lybas, Sozen, 1977; Banon, Veneciano, 1982; Park, Ang, 1985; Soo, et al. 1989] distintos índices para evaluar el daño estructural. Entre ellos, el índice de *Park y Ang* [Park, Ang, 1985] es uno de los más utilizados en estructuras de hormigón armado y tiene la ventaja de estar calibrado experimentalmente, de forma que los valores que adopta pueden relacionarse con niveles de daño observados en estructuras reales. El índice de daño de Park y Ang referido a un determinado componente estructural se define mediante la siguiente expresión:

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE_H \quad (2.27)$$

Siendo  $\delta_M$  la deformación máxima (en valor absoluto) de respuesta en el dominio de deformación positivo o negativo, y  $\delta_u$  la capacidad última de deformación bajo cargas monótonas.  $Q_y$  es la carga de fluencia y  $\beta$  es un factor empírico de calibración que oscila entre 0,03 y 1,2, con un valor medio de 0,15. En la referencia [Cosenza et al., 1990] se demuestra que  $\beta = 0,15$  proporciona una buena correlación con otros índices de daño. Es importante señalar que el término  $\delta_M$  de la fórmula anterior incluye la deformación elástica. Consecuentemente, aún cuando el elemento estructural se mantiene dentro del dominio elástico, (es decir sin daños estructurales) el valor del índice de Park y Ang es distinto de cero. El índice de daño de Park y Ang a nivel de una planta de la estructura o a nivel de toda ella, puede estimarse ponderando los índices de daño de los distintos componentes que la integran mediante la siguiente expresión:

$$D = \sum \lambda_i D_i \quad (2.28)$$

La suma se extiende a todos los componentes estructurales de la planta o de la estructura,  $D_i$  es el índice de daño del componente estructural  $i$  y  $\lambda_i$  es un factor de ponderación definido por el cociente entre la energía de deformación plástica acumulada en el componente estructural  $i$  y la energía de deformación plástica acumulada en todos los componentes estructurales de la planta o de la estructura. El índice de daño de Park y Ang ha sido calibrado por numerosos investigadores a partir de la observación de daños sufridos por estructuras reales en pasados terremotos [Park et al., 1987; Gunturi, 1992; Leon, Ang, 1985; Stone, Taylor, 1994] y su correlación con éstos se indica en la Tabla 2.4.

**Tabla 2.4.** Correlación entre el índice de daño de Park y Ang y niveles de daño observados

Nivel de daño observado	Rango del índice de daño de Park y Ang
Daños menores	0,1 – 0,2
Daños moderados	0,2 – 0,5
Daños severos	0,5 – 1
Colapso	> 1

En general, se define el colapso de la estructura como el estado en el cual uno de los elementos estructurales (básicamente viga o pilar) pierde su fuerza restauradora.

En las referencias [Benavent-Climent et al., 2001; Benavent-Climent et al., 2004] se presenta un estudio numérico para edificios de pórticos de hormigón en España proyectados sin tener en cuenta la acción sísmica. Se consideran las formulaciones propuesta en [Akiyama, 1985] y la basada en el índice de Park y Ang, obteniéndose un ajuste correcto entre ambos. Se concluye que la capacidad de absorción de energía de estos edificios es baja, siendo notablemente inferior a la sollicitación.

En las referencias [Zahran, 2009; Benavent-Climent, Zahran, 2010] se presenta un estudio experimental y numérico (utilizando el análisis dinámico incremental [Vamvatsikos, Cornell, 2001; Vamvatsikos, Cornell, 2002; Vamvatsikos, 2002; Vega, del Rey, Alarcón, 2009] a partir de 16 registros sísmicos) para edificios cuya estructura está formada por pórticos de hormigón con vigas planas. Se concluye que la capacidad de absorción de energía de estos edificios es baja, siendo claramente inferior a la sollicitación propia de zonas de sismicidad media.



### 3. Información sísmica de Colombia

#### 3.1 Sismicidad en Colombia

Colombia está situada en una zona de constante actividad sísmica, sobre un emplazamiento tectónico donde convergen las placas de Nazca, Suramérica y Caribe, tal como ilustra la Figura 3.1.

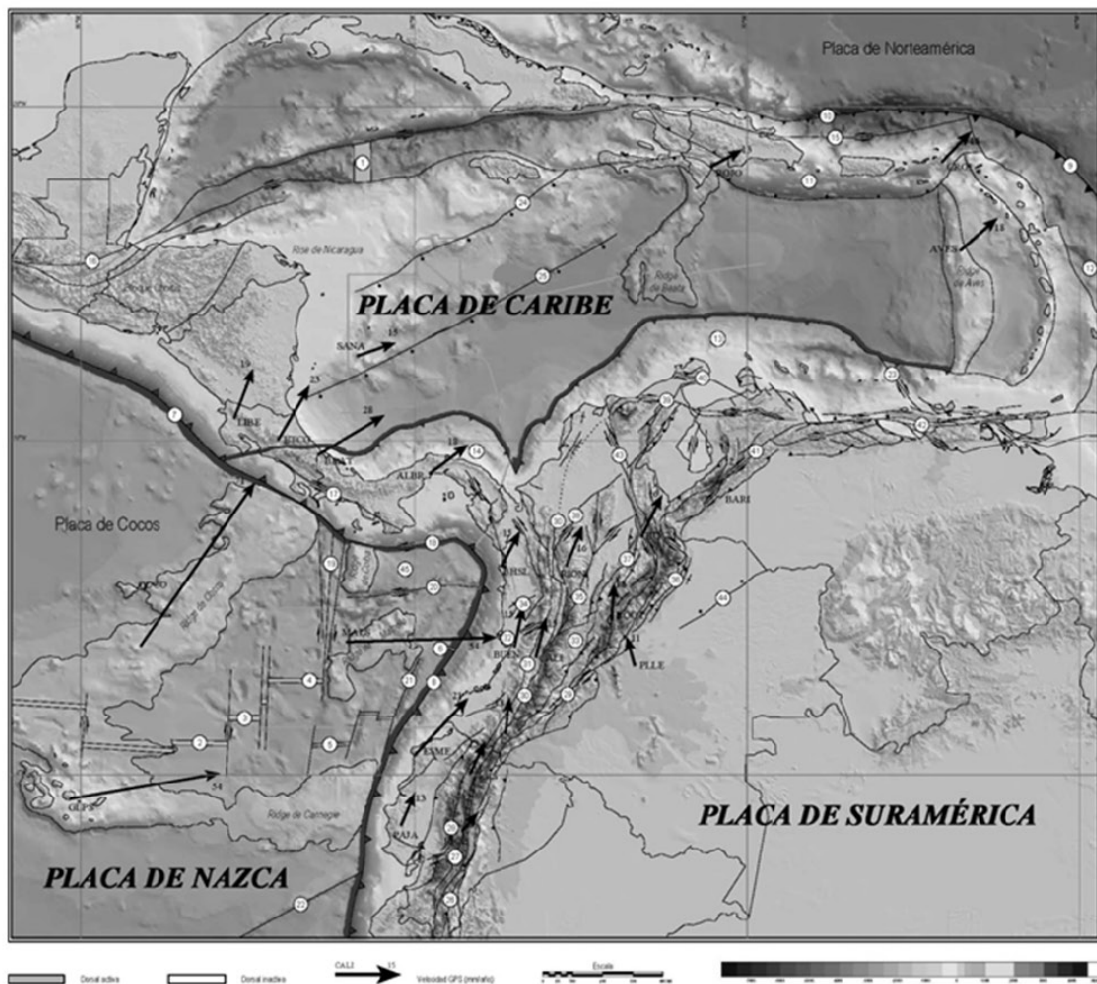


Figura 3.1. Placas de Nazca, Suramericana y Caribe [INGEOMINAS, 2005]

La Figura 3.1 muestra el esquema tectónico del norte de Suramérica y del Caribe. Las dorsales oceánicas activas son: (1) Caimán, (2) Galápagos, (3) Ecuador y (4) Costa Rica. Las dorsales oceánicas inactivas son: (5) Malpelo y (6) Buenaventura. Las fosas oceánicas con zonas de

subducción activa son: (7) Mesoamericana, (8) Colombo Ecuatoriana y (9) Caribe; fosas oceánicas con zonas de subducción inactiva son: (10) Puerto Rico; prismas de acreción – cinturones deformados: (11) Los Muertos, (12) Antillas Menores, (13) Caribe y (14) Panamá; zonas de fallas transformantes son: (15) Septentrional-Oriente, (16) Motagua-Swan, (17) Celmira-Ballena, (18) Jordán, (19) Panamá, (20) Hey, (21) Yaquina, (22) Grijalva y (23) Los Roques; fallas oceánicas normales son: (24) Pedro Bank y (25) Hess; fallas en la placa continental son: (26) Cosanga, (27) Peltetec, (28) Pallatanga-Pujili, (29) Algeciras, (30) Cauca-Almaguer, (31) Cali-Patía, (32) Garrapatas, (33) Ibagué, (34) Zona de Falla de Itsmina, (35) Palestina, (36) Guaicaramo, (37) La Salina, (38) Espiritu Santo, (39) Oca, (40) Cuisa, (41) Boconó, (42) El Pilar, (43) Santa Marta Bucaramanga y (44) Meta; bloques litosféricos independientes son: (45) Microplaca de Coiba.

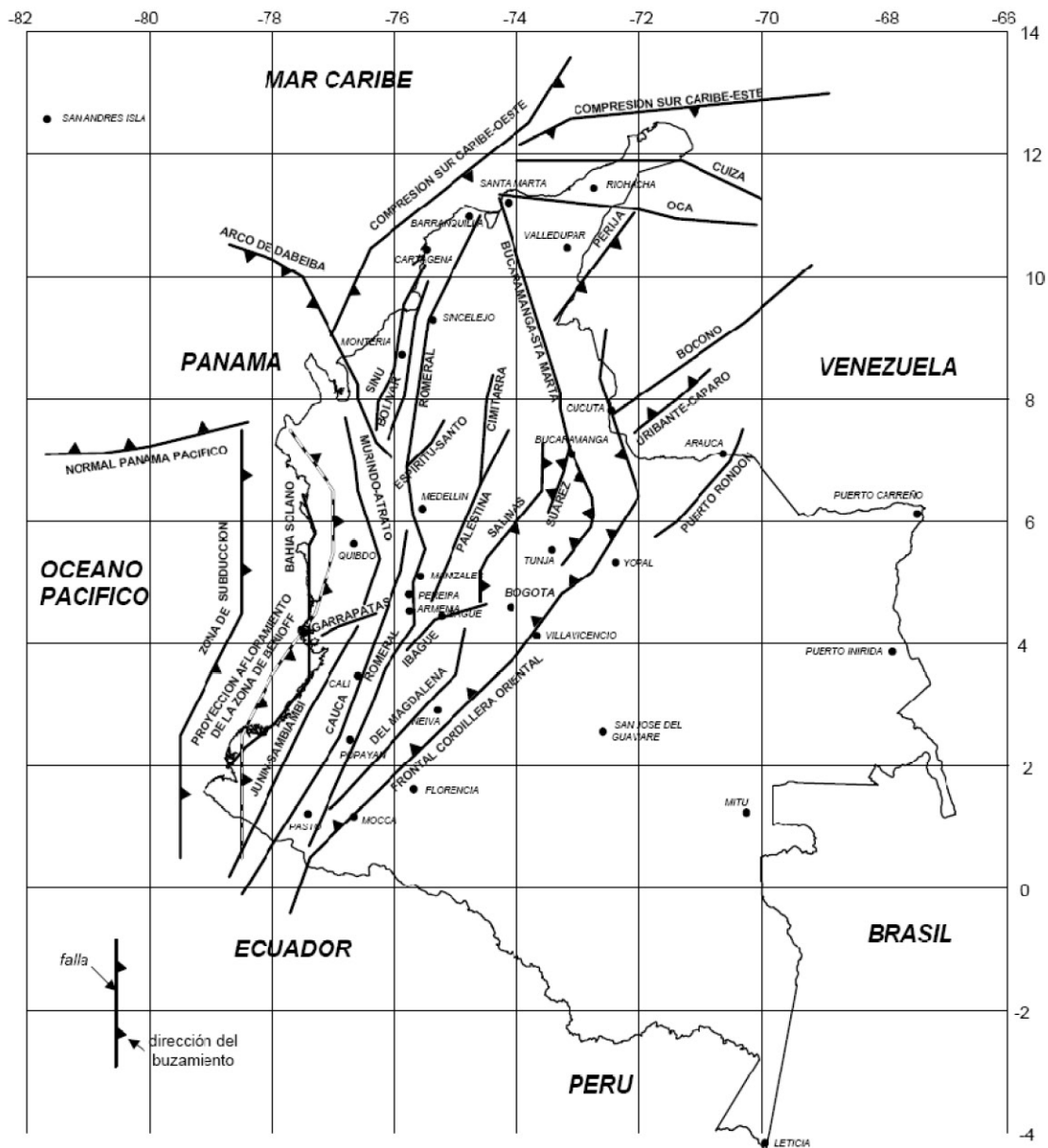


Figura 3.2. Fallas predominantes en Colombia [NSR-98, 1998]

El sistema montañoso de Colombia es accidentado y está formado básicamente por tres cordilleras (andinas) con dirección norte-sur. Las fallas predominantes se encuentran igualmente en esa dirección, siendo el principal accidente sismotectónico la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Suramericana en el Océano Pacífico. En el mapa de Colombia [NSR-98,

1998] de la Figura 3.2, se muestran los principales macro sistemas de fallamiento; aunque no se destacan las fallas geológicas sísmicamente activas.

A partir de esta información, se elaboró el mapa de zonificación sísmica de Colombia [NSR-98, 1998] mostrado en la Figura 3.3.

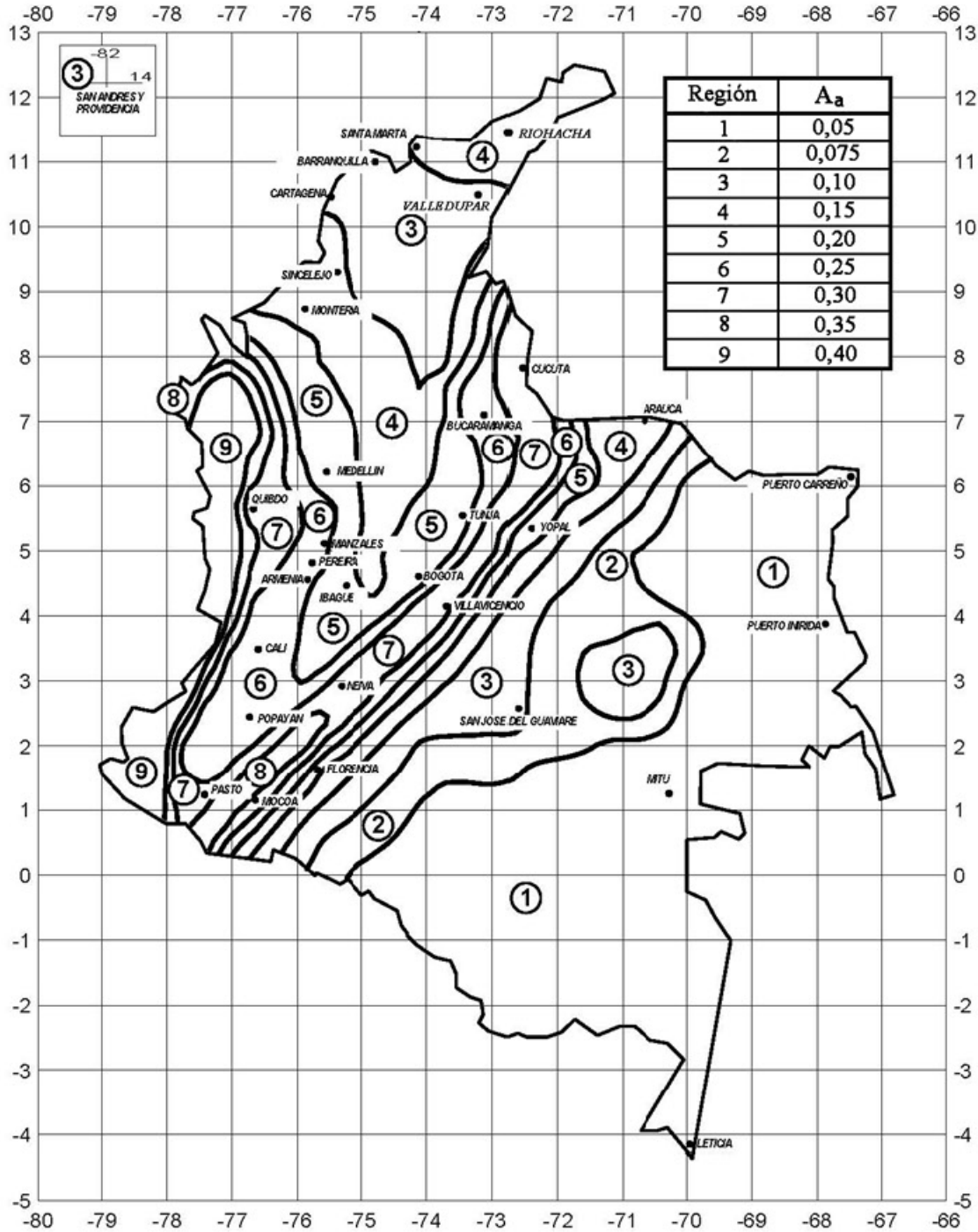


Figura 3.3. Zonificación sísmica de Colombia [NSR-98, 1998]

Las Figuras 3.2 y 3.3 ilustran la relación entre las fallas y la zonificación sísmica de Colombia.

### 3.2 Normativa sismorresistente en Colombia

El primer embrión de código de construcción sismorresistente se difundió en el año 1976 y se basó en la traducción de los requisitos de la “Structural Engineers Association of California” (SEAOC) que describían básicamente los detalles del armado de estructuras de hormigón necesarios para mitigar el efecto de las acciones sísmicas. Después de dos fuertes terremotos en 1979, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), publica los primeros requisitos de proyecto sismorresistente para edificios. Luego del terremoto de Popayán en 1983, se observa el colapso de numerosos edificios de menos de 5 plantas y de edificios de mampostería armada; en edificios de pórticos, estos fallos parecían deberse a la excesiva permisividad de la norma en la flexibilidad horizontal de las plantas y a falta de armadura en los pilares, entre otros aspectos. Era necesario ampliar los alcances de dicha norma, por lo que la AIS la complementa incluyendo un anexo referido a las edificaciones de una y dos plantas y otro que contiene mapas de riesgo sísmico. Tras la necesidad de mejorar la normativa, nace la propuesta del Decreto 1400 de 1984 con el objetivo de mitigar y controlar los efectos causados por los terremotos anteriores. Posteriormente se actualiza una vez más en la década de 1990 y toma la forma de la actual norma de proyecto sismorresistente NSR-98 [NSR-98, 1998]. Una versión mejorada se expide por medio del decreto 33 del 9 de enero de 1998 y tras los resultados del terremoto de Armenia en 1999 es evidente que se debe contribuir a complementar la normativa, por ello en la actualidad está siendo revisada la norma NSR-98 [NSR-98, 1998] con un nuevo borrador preliminar llamado NSR-09.

### 3.3 Registros disponibles

La Red Sismológica Nacional del Instituto de Geología y Minería de Colombia (INGEOMINAS), es la entidad que tiene la responsabilidad de registrar los terremotos de Colombia. Esta institución proporcionó 3340 registros sísmicos, generados a partir de 44 terremotos y comprendidos entre 1994 y 2005. Estos archivos contienen la información de las estaciones sismológicas; ésta se encuentra comprimida y sin tratamiento alguno. Después de ser descomprimida, se visualizan las tres componentes de aceleración del terreno registradas (direcciones norte-sur, este-oeste y vertical), información adicional (fecha, hora, región, nombre y coordenadas de la estación, nombre del terremoto, coordenadas del epicentro, profundidad hipocentral, magnitud local, entre otras) y el tipo de terreno; éste se clasifica en “SUELO” y “ROCA”. Según este criterio la información se agrupó en dos carpetas: “SUELO” y “ROCA”. En cada una de éstas, se organizaron los registros según el año del evento sísmico, y a la vez cada una de ellas contiene subcarpetas correspondientes a los meses en los que se registraron dichos movimientos significativos. En la Figura 3.4 se muestra un ejemplo del diagrama de organización de la información obtenida del INGEOMINAS.

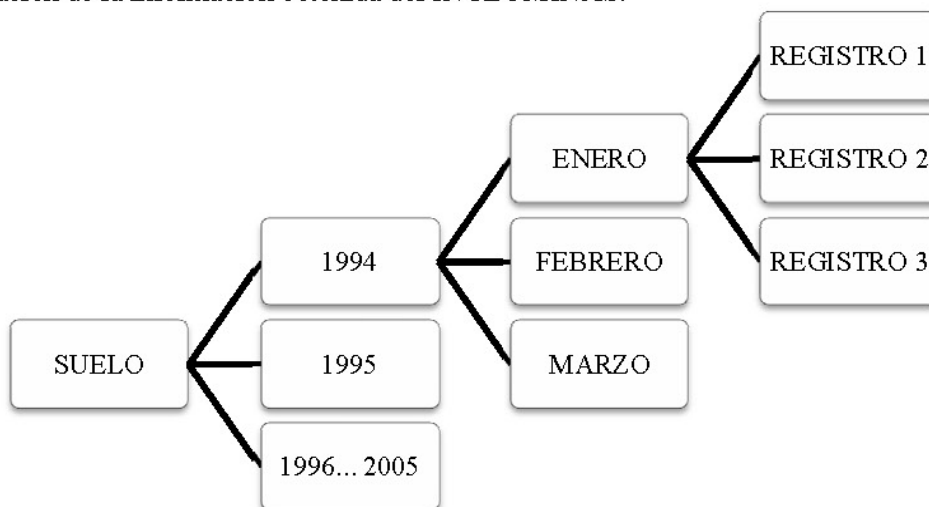


Figura 3.4. Ejemplo de diagrama de organización de la información obtenida del INGEOMINAS.

### 3.4 Análisis y tratamiento de las señales disponibles

La información facilitada por el INGEOMINAS, es obtenida directamente de los acelerómetros, donde cada uno de los registros consta del nombre de la estación seguido de un punto y finalmente con una de las dos extensiones de compresión, *bogota1.ssa* o *calil.evt*. Se trabajará con las componentes horizontales NS y EW por lo tanto se deben extraer de dichos archivos comprimidos. También se debe tener en cuenta las condiciones iniciales de la toma de datos en los acelerómetros, ya que se registran en voltios, siendo necesario convertirlos en aceleración de la siguiente manera:

2,5 voltios corresponden a 2 g (g: aceleración de la gravedad)

$$\frac{1 \text{ voltio} \times (2 \times 980 \text{ cm/s}^2)}{2,5 \text{ voltios}} = \frac{1960 \text{ cm/s}^2}{2,5} = 784 \text{ cm/s}^2$$

Por lo tanto se debe multiplicar cada una de las filas por 784 cm/s<sup>2</sup> a lo largo de la duración total del terremoto y repetir esta operación para cada uno de los 3340 registros. El período de muestreo es  $\Delta t = 0,005$  s.

El proceso de corrección de línea base se realiza con un polinomio constante y luego se filtran para dejar sólo el contenido de períodos de 0,05 a 10 segundos (s), lo que equivale en frecuencias de 20 a 0,1 hertz (Hz); es decir, se eliminan las componentes armónicas de frecuencia inferior a 0,1 Hz y las superiores a 20 Hz.

Teniendo en cuenta el volumen de datos a procesar se utiliza el programa *SeismoSignal* de la compañía *SeismoSoft* [SeismoSignal, 2010], el cual se configuró teniendo en cuenta el criterio anterior:

- Corrección de línea base con polinomio lineal de orden 4.
- En el filtrado se selecciona un filtro “Butterworth” de banda ancha y orden 4, con un ancho de banda desde 0,10 Hz (en bajas frecuencias) hasta 20 Hz (en altas frecuencias).

Los resultados obtenidos de esta manera se compararon con otros resultados obtenidos mediante programas desarrollados por el profesor de la Universidad Politécnica de Cataluña Lluís Pujades e implementados en el lenguaje Matlab. Los resultados proporcionados por ambos programas son bastante aproximados; por lo tanto, teniendo en cuenta el amplio volumen de datos a trabajar se elige el programa *SeismoSignal* para tratarlos.

### 3.5 Selección de movimientos sísmicos representativos

Una vez tenidos los registros en aceleración, corregida la línea base y el filtrado de frecuencias, se determina la aceleración máxima entre las dos componentes NS y EW, para cada instante, en la duración total del terremoto y de este resultado se elige el valor máximo:

$$\begin{aligned} A_{max(\text{instante } 1)} &= \sqrt{(NS_{\text{instante } 1})^2 + (EW_{\text{instante } 1})^2} \\ A_{max(\text{instante } 2)} &= \sqrt{(NS_{\text{inst } 2})^2 + (EW_{\text{inst } 2})^2} \\ &\dots \\ A_{max(\text{instante } n)} &= \sqrt{(NS_{\text{inst } n})^2 + (EW_{\text{inst } n})^2} \end{aligned}$$

Por ejemplo:

$$A_{max \text{ ROCA}(1,n)} = 402 \text{ cm/s}^2$$

$$A_{maxSUELO(1,n)} = 768 \text{ cm/s}^2$$

A partir de los anteriores valores de aceleración máxima obtenidos para los 3340 registros, se eligió todo registro que en alguna de sus dos componentes horizontales, iguale o supere 20 gal o lo que es aproximadamente 0,02 g; y como resultado se seleccionaron 144 registros para continuar el proceso. La Figura 3.5 muestra la ubicación de las estaciones sismológicas en que fueron registrados dichos movimientos sísmicos; esta información se superpone con la zonificación sísmica de Colombia descrita en la Figura 3.3.

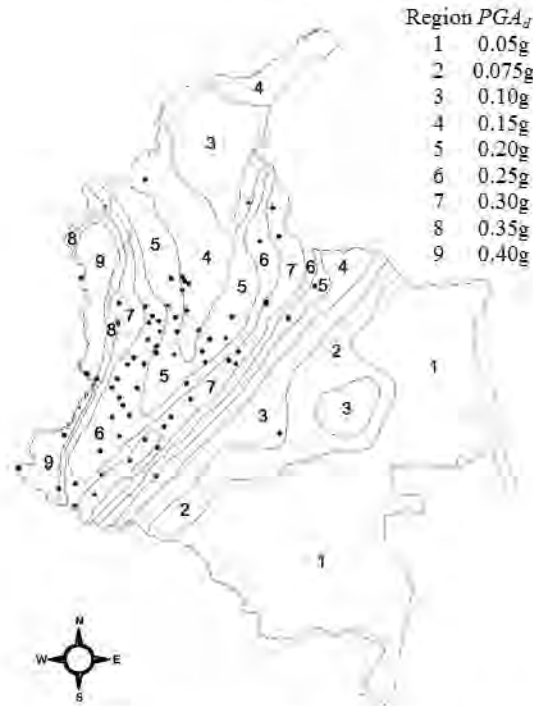


Figura 3.5. Estaciones sismológicas en que fueron registrados los sismos seleccionados

La Figura 3.6 muestra la distribución de los acelerogramas en relación con la magnitud local  $M_L$  y la distancia hipocentral; ésta ha sido obtenida (ver las Tablas 3.4 y 3.5) como la hipotenusa de un triángulo rectángulo cuyos catetos horizontal y vertical son la distancia epicentral  $D_E$  y la profundidad hipocentral  $P_F$ , respectivamente. La gráfica izquierda corresponde a roca y la derecha a suelo.

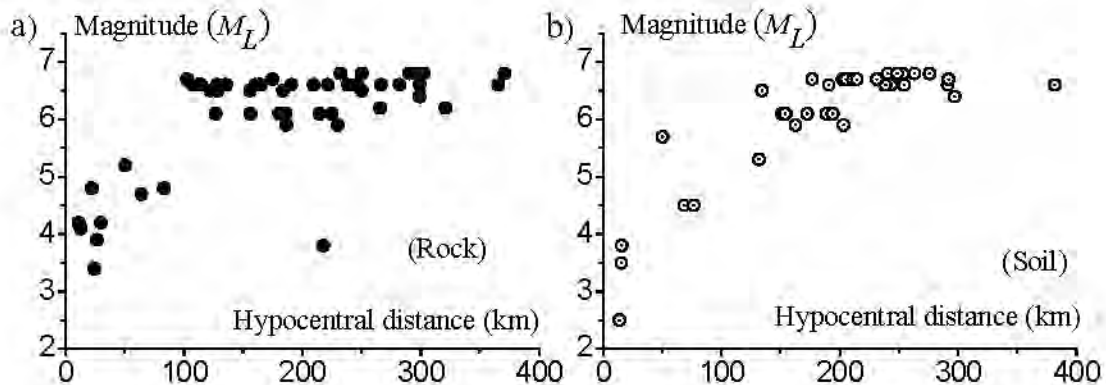


Figura 3.6. Distribución de los acelerogramas con respecto a la magnitud y a la distancia hipocentral



Los  $144 \times 2 = 288$  acelerogramas seleccionados corresponden a 44 terremotos. En las Tablas 3.4 y 3.5, las columnas  $PGA_{NS}$  y  $PGA_{EW}$  son las aceleraciones máximas de terreno en las correspondientes direcciones norte-sur y este-oeste. La columna  $PGA$  es la máxima aceleración horizontal absoluta, que se obtiene calculando la aceleración horizontal del terreno en cada sentido y en cada instante en la duración del movimiento del suelo. Exceptuando dos movimientos de tierra –es decir, los registros números 20 y 66- cuya  $PGA$ , respectivamente ha superado un 60% y el 26% de la  $PGA_d$  de la región donde se registraron, en el resto de movimientos del terreno la  $PGA$  osciló entre  $0,18 PGA_d$  a  $0,55 PGA_d$ . Las Tablas 3.4 y 3.5 también indican la distancia epicentral  $D_E$ , la profundidad hipocentral, el índice sísmico adimensional  $I_D$  [Cosenza, Manfredi, 1997] y la magnitud local  $M_L$ . El índice  $I_D$  es un indicador de las características impulsivas de los movimientos de tierra [Manfredi, 2001] y se define por:

$$I_D = \frac{\int \ddot{z}_g^2 dt}{PGA \cdot PGV} \quad (3.1)$$

La  $PGV$  es la velocidad máxima del terreno y la integral se extiende en la duración del movimiento del suelo. Los movimientos de tierra impulsivos suelen mostrar valores bajos de  $I_D$  (por ejemplo, menos de 10) mientras que los movimientos de tierra no impulsivos presenta  $I_D$  grande (es decir, más de 10). Estudios anteriores han puesto de manifiesto la necesidad de tratar por separado los movimientos de tierra impulsivo y no impulsivos cuando se investiga el comportamiento sísmico de estructuras [Vega et al., 2009]. Por otra parte, los movimientos impulsivos se caracterizan por poseer unos pocos pulsos de aceleración que no conllevan severas sollicitaciones plásticas cíclicas y probablemente una estrategia de proyecto basada en espectros de desplazamiento sea suficiente en estos casos. Los movimientos de tierra con  $I_D < 10$  se indican con texto en negrita en las Tablas 3.4 y 3.5, observándose que el número de movimientos de tierra impulsivos es pequeño en comparación con los no impulsivos. En consecuencia, este estudio se ha centrado en el desarrollo de espectros de energía para el cálculo de estructuras sismorresistentes, para movimientos de suelo no impulsivo, y con este fin, los registros con  $I_D < 10$  no fueron considerados en el desarrollo de los espectros de proyecto.

### 3.6 Clasificación de los registros seleccionados

Aunque la información proporcionada por Ingeominas clasifica al terreno simplemente en las categorías de suelo y roca, dada la previsible heterogeneidad de las ubicaciones consideradas como suelo, se ha efectuado un esfuerzo suplementario para discriminar los distintos tipos de suelo a partir del contenido de frecuencias de los registros. Se ha clasificado a éste en dos categorías y además esta operación ha sido efectuada de acuerdo con dos formulaciones.

La primera formulación consiste en el sistema simplificado de clasificación propuesto en [Bray, Rodríguez-Marek, 1997] y [Rodríguez-Marek et al., 2001]. El tipo de suelo se relaciona con el período predominante del lugar,  $T_p$ . Esta formulación se resume en la Tabla 3.1. Se consideran las categorías “suelo C” y “suelo D”, las cuales coinciden básicamente con los tipos II y III, respectivamente, descritos en el capítulo anterior.

**Tabla 3.1.** Sistema simplificado de clasificación propuesto en [Bray, Rodríguez-Marek, 1997]

Clasificación		Descripción ( $V_s$ en m/s)	$T_p$ (s)
Suelo C	C-1	Roca disgregada/blanda (profundidad entre 6 y 30 m). $360 < V_s \leq 700$	$0,2 < T_p \leq 0,4$
	C-2	Suelo duro superficial (profundidad entre 6 y 30 m)	$0,4 < T_p \leq 0,5$
	C-3	Suelo duro superficial (profundidad entre 30 y 60 m)	$0,5 < T_p \leq 0,8$
Suelo D	D-1	Suelo duro profundo del Holoceno, granular o arcilloso (profundidad entre 60 y 200 m)	$0,8 < T_p \leq 1,4$
	D-2	Suelo duro profundo del Pleistoceno, granular o arcilloso (profundidad entre 60 y 200 m)	$0,8 < T_p \leq 1,4$
	D-3	Suelo duro muy profundo (profundidad superior a 200 m)	$1,4 < T_p \leq 2,0$

La segunda formulación consiste en utilizar las ecuaciones empíricas presentadas en [Rathje et al., 1998] y en [Rathje et al., 2004]. Estas ecuaciones fueron desarrolladas a partir del análisis de un gran número de movimientos sísmicos que relacionan el tipo de suelo con los siguientes parámetros: período medio  $T_m$ , período dominante espectral suavizado  $T_0$  y período medio espectral  $T_{avg}$ . El significado de estos parámetros se especifica más adelante. En [Rathje et al., 2004] también se relacionan los tipos de suelo C y D (propuestos en [Rodríguez-Marek et al., 2001]) con el contenido de frecuencias de los movimientos sísmicos pero en vez de utilizar  $T_p$  se usan los nuevos parámetros  $T_m$ ,  $T_0$  y  $T_{avg}$ . En dicho trabajo se concluye que  $T_m$  y  $T_0$  caracterizan mejor que  $T_p$  el contenido de frecuencias y que  $T_m$  y  $T_0$  se pueden estimar con mayor exactitud que  $T_p$ .

En [Rathje et al., 2004] se indica que los valores de  $T_p$ ,  $T_m$ ,  $T_0$  y  $T_{avg}$  se calculan a partir del espectro de amplitud de Fourier y del espectro de respuesta de aceleración absoluta (correspondiente a un factor de amortiguamiento del 5%) de cada registro. Los espectros de Fourier de las componentes NS y EW se combinan con un criterio cuadrático mientras que el espectro de respuesta de aceleración se obtiene como la media geométrica de los espectros de dichas componentes normalizados con respecto a sus valores máximos  $PGA_{NS}$  y  $PGA_{EW}$ , respectivamente. Este espectro normalizado de respuesta de aceleración absoluta se representa mediante  $\bar{S}_a$ .

El ancho de banda  $f_{bw}$  es el rango de frecuencias en que se excede un determinado nivel de amplitud de Fourier, en este trabajo se considera el valor correspondiente a  $C_{max}/\sqrt{2}$  en donde  $C_{max}$  es la amplitud máxima. Ya que la variación del espectro de Fourier es bastante abrupta en la proximidad de sus valores máximos, se requiere algún tipo de suavización para identificar correctamente el período predominante y determinar el ancho de banda, en este trabajo se utiliza un filtro “running Hanning average” [Sokolov et al., 2000] con un ancho de banda de 0,1 Hz y se aplica éste consecutivamente 20 veces [Boore, 2005]. El período predominante espectral  $T_p$  se toma como el correspondiente al máximo valor de la amplitud de Fourier. El período medio  $T_m$  se calcula a partir de la expresión

$$T_m = \frac{\sum_i [C_i^2 (1/f_i)]}{\sum_i C_i^2} \quad (3.2)$$

En esta relación  $C_i$  y  $f_i$  son las amplitudes y frecuencias correspondientes al punto  $i$ , respectivamente; debe ser  $0,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 20 \text{ Hz}$  y  $\Delta f \leq 0,05 \text{ Hz}$ .

$T_0$  y  $T_{avg}$  se calculan a partir del espectro normalizado de respuesta de aceleración absoluta  $\bar{S}_a$ .  $T_0$  corresponde al valor máximo obtenido suavizando las aceleraciones espectrales en el rango de frecuencias en que es superior a 1.2:



$$T_0 = \frac{\sum_i [T_i \ln(\bar{S}_a(T_i))]}{\sum_i \ln(\bar{S}_a(T_i))} \quad (3.3)$$

Para todos los períodos  $T_i$  en que  $\bar{S}_a \geq 1,2$  y  $\Delta \log T_i \leq 0,02$ .

$T_{avg}$  se define como:

$$T_{avg} = \frac{\sum_i [T_i (\bar{S}_a(T_i))^2]}{\sum_i (\bar{S}_a(T_i))^2} \quad (3.4)$$

Para  $0,05 \text{ s} \leq T_i \leq 4 \text{ s}$  y  $\Delta T_i \leq 0,05 \text{ s}$ .

De acuerdo con la primera formulación, los registros de la Tabla 3.5 se clasifican en tipo de suelo C y D según el valor de  $T_p$  en la Tabla 3.1. El resultado obtenido se presenta en la penúltima columna de la Tabla 3.2. De acuerdo con la segunda formulación, los registros de la Tabla 3.5 se clasifican en tipo de suelo C y D según el valor de  $T_m$ ,  $T_{avg}$ , y  $T_0$  mediante las relaciones empíricas presentadas en [Rathje et al., 2004]; particularizadas para este estudio son:

$$\ln(T_m) = -1 + 0,18(M_w - 6) + 0,0038R + 0,078S_C + 0,27S_D \quad (3.5a)$$

$$\ln(T_{avg}) = -0,89 + 0,29(M_w - 6) + 0,003R + 0,07S_C + 0,25S_D \quad (3.5b)$$

$$\ln(T_0) = -1,78 + 0,3(M_w - 6) + 0,0045R + 0,15S_C + 0,33S_D \quad (3.5c)$$

En estas relaciones  $M_w$  es la magnitud de momento,  $R$  es la distancia (en km) al plano de rotura de falla y  $S_C$  y  $S_D$  son las variables que indican el tipo de suelo: para suelo de tipo C es  $S_C = 1$  y  $S_D = 0$  y para suelo de tipo D es  $S_C = 0$  y  $S_D = 1$ . Es destacable que en la formulación descrita en [Rathje et al., 2004] no se contempla ninguna subdivisión de las categorías C y D.

La Tabla 3.2 muestra los valores de  $M_w$ ,  $R$ ,  $T_m$ ,  $T_{avg}$  y  $T_0$  para cada registro contenido en la Tabla 3.5.  $M_w$  y  $R$  se obtienen a partir de la información disponible (magnitud local  $M_L$ , distancia epicentral  $D_f$  y profundidad hipocentral  $P_f$ ) mediante relaciones empíricas disponibles en la literatura [Utsu, 2002; Scherbaum et al., 2004]. Los valores  $T_{m,C}$ ,  $T_{avg,C}$  y  $T_{0,C}$ , por una parte y  $T_{m,D}$ ,  $T_{avg,D}$  y  $T_{0,D}$ , por otra parte han sido obtenidos para las condiciones de suelo C y D, respectivamente. La diferencia entre los valores de  $T_m$ ,  $T_{avg}$  y  $T_0$ , por una parte y  $T_{m,C}$ ,  $T_{avg,C}$  y  $T_{0,C}$ , por otra parte se cuantifica mediante la siguiente norma euclídea:

$$d_C = \sqrt{(T_m - T_{m,C})^2 + (T_{avg} - T_{avg,C})^2 + (T_0 - T_{0,C})^2} \quad (3.6a)$$

Análogamente, para suelo de tipo D:

$$d_D = \sqrt{(T_m - T_{m,D})^2 + (T_{avg} - T_{avg,D})^2 + (T_0 - T_{0,D})^2} \quad (3.6b)$$

Cada registro fue clasificado en la categoría de suelo tipo C o D según la mayor o menor distancia (en términos de las distancias de referencia  $d_C$  y  $d_D$ ) a los valores correspondientes a dichos tipos de suelo. Los resultados se presentan en la última columna de la Tabla 3.2. La comparación entre las dos últimas columnas de la Tabla 3.2 muestra que sólo los registros 86, 121, 118 y 134 son asignados a categorías diferentes según la formulación que se utilice. Por otra parte, el período  $T_p$  del registro 123 cae fuera del rango considerado en la Tabla 3.1. Estos registros no han sido considerados; todos ellos poseen aceleraciones máximas de pequeño valor.

A su vez, en algunos registros no se dispone de la información para clasificar el suelo y han sido señalados como “-” en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Parámetros para clasificar el tipo de suelo

Reg. Núm.	$M_w$	$R$ (km)	$T_{m,C}$ (s)	$T_{avg,C}$ (s)	$T_{0,C}$ (s)	$T_{m,D}$ (s)	$T_{avg,D}$ (s)	$T_{0,D}$ (s)	$T_m$ (s)	$T_{avg}$ (s)	$T_0$ (s)	$T_p$ (s)	$f_{bw}$ (Hz)	$d_c$	$d_D$	Tipo de suelo	
																Primera formulación	Segunda formulación
57	6,4	289	1,28	1,18	0,81	1,56	1,41	0,97	1,63	1,63	1,29	1,75	0,55	0,74	0,39	D	D
58	6,5	127	0,71	0,76	0,41	0,86	0,91	0,49	1,43	1,45	1,14	1,34	0,30	1,23	1,01	D	D
59	4,5	12	0,32	0,30	0,13	0,39	0,36	0,16	0,40	0,33	0,22	0,29	1,77	0,12	0,06	D	D
60	5,8	195	0,80	0,74	0,44	0,97	0,89	0,53	0,22	0,26	0,18	0,23	0,51	0,80	1,05	C	C
61	6,7	183	0,91	0,94	0,55	1,10	1,12	0,66	0,24	0,29	0,20	0,21	0,25	0,99	1,28	C	C
62	5,6	45	0,44	0,44	0,21	0,53	0,53	0,25	0,38	0,39	0,26	0,38	1,77	0,09	0,21	C	C
63	5,6	121	0,58	0,56	0,30	0,70	0,67	0,35	0,23	0,24	0,16	0,18	2,70	0,49	0,66	C	C
64	6,0	146	0,70	0,69	0,38	0,84	0,82	0,45	0,30	0,30	0,23	0,30	0,49	0,57	0,79	C	C
65	6,0	165	0,75	0,73	0,41	0,90	0,87	0,50	0,35	0,37	0,24	0,29	2,26	0,56	0,79	C	C
66	6,0	147	0,70	0,69	0,38	0,84	0,82	0,46	0,65	0,64	0,51	0,73	0,45	0,15	0,27	C	C
67	6,0	144	0,69	0,68	0,38	0,83	0,82	0,45	0,62	0,61	0,46	0,62	0,81	0,13	0,30	C	C
68	6,0	181	0,79	0,76	0,45	0,96	0,91	0,53	0,39	0,38	0,23	0,29	0,87	0,59	0,84	C	C
69	6,0	146	0,70	0,69	0,38	0,84	0,82	0,46	0,52	0,59	0,43	0,67	1,26	0,21	0,40	C	C
70	4,2	14	0,30	0,27	0,12	0,36	0,32	0,14	0,11	0,14	0,09	0,07	7,13	0,23	0,32	C	C
71	7,0	233	1,16	1,20	0,76	1,41	1,43	0,91	0,35	0,40	0,27	0,49	0,34	1,24	1,61	C	C
72	7,0	241	1,20	1,23	0,79	1,45	1,47	0,95	0,36	0,43	0,26	0,51	1,99	1,27	1,66	C	C
73	7,0	243	1,21	1,23	0,80	1,46	1,48	0,96	0,56	0,56	0,41	0,61	0,30	1,01	1,40	C	C
74	7,0	256	1,27	1,28	0,85	1,53	1,54	1,01	0,61	0,61	0,55	0,58	0,35	0,98	1,38	C	C
75	7,0	244	1,21	1,24	0,80	1,47	1,48	0,96	0,35	0,43	0,25	0,34	1,97	1,31	1,70	C	C
76	7,0	268	1,33	1,33	0,90	1,61	1,59	1,07	0,53	0,53	0,39	0,61	0,24	1,24	1,66	C	C
77	7,0	242	1,20	1,23	0,79	1,46	1,47	0,95	0,58	0,61	0,43	0,61	0,27	0,95	1,34	C	C
78	7,0	246	1,22	1,24	0,81	1,48	1,49	0,97	0,57	0,61	0,42	0,61	0,77	0,98	1,37	C	C
79	7,0	241	1,20	1,23	0,79	1,45	1,47	0,95	0,43	0,47	0,34	0,45	0,88	1,17	1,55	C	C
80	6,7	246	1,15	1,13	0,73	1,39	1,35	0,88	0,37	0,40	0,28	0,35	0,60	1,16	1,52	C	C
81	6,7	230	1,08	1,08	0,68	1,31	1,29	0,82	0,43	0,49	0,29	0,31	1,48	0,96	1,30	C	C
82	6,7	247	1,15	1,13	0,73	1,40	1,36	0,88	0,59	0,60	0,51	0,58	0,51	0,80	1,16	C	C
83	6,7	232	1,09	1,08	0,69	1,32	1,30	0,82	0,56	0,56	0,42	0,64	0,67	0,79	1,14	C	C
84	6,7	234	1,10	1,09	0,69	1,33	1,31	0,83	0,33	0,33	0,24	0,34	0,72	1,17	1,52	C	C
85	6,7	232	1,09	1,08	0,69	1,32	1,29	0,82	0,61	0,63	0,43	0,68	0,21	0,71	1,05	C	C
86	6,7	284	1,33	1,26	0,87	1,61	1,51	1,04	0,75	0,78	0,47	0,95	0,81	0,85	1,26	D	C
87	6,7	374	1,87	1,66	1,30	2,27	1,99	1,56	0,23	0,22	0,15	0,24	3,22	2,47	3,04	C	C
88	6,7	236	1,11	1,09	0,70	1,34	1,31	0,84	0,58	0,61	0,45	0,68	0,62	0,76	1,10	C	C
89	6,7	231	1,08	1,08	0,68	1,31	1,29	0,82	0,45	0,46	0,35	0,44	0,45	0,95	1,29	C	C
90	3,9	13	0,29	0,25	0,11	0,35	0,30	0,13	0,23	0,22	0,15	0,24	3,21	0,07	0,14	C	C
91	6,1	11	0,43	0,47	0,21	0,52	0,57	0,26	0,16	0,17	0,13	0,14	1,58	0,42	0,55	C	C
92	6,1	155	0,73	0,73	0,41	0,89	0,87	0,49	0,47	0,56	0,31	0,35	0,83	0,33	0,55	C	C
93	6,1	135	0,68	0,69	0,37	0,82	0,82	0,45	0,55	0,63	0,30	0,46	0,77	0,16	0,37	C	C
94	6,1	29	0,46	0,50	0,23	0,55	0,60	0,28	0,57	0,53	0,34	0,71	0,31	0,16	0,09	D	D
95	6,1	43	0,48	0,52	0,25	0,58	0,62	0,30	0,40	0,43	0,22	0,65	3,53	0,12	0,28	C	C
96	6,1	--	--	--	--	--	--	--	0,21	0,24	0,16	0,14	1,35	--	--	-	-
97	6,1	--	--	--	--	--	--	--	0,44	0,41	0,29	0,56	2,24	--	--	-	-
98	6,1	--	--	--	--	--	--	--	0,17	0,17	0,12	0,14	1,35	--	--	-	-
99	6,1	--	--	--	--	--	--	--	0,31	0,32	0,23	0,17	4,55	--	--	-	-
100	6,1	--	--	--	--	--	--	--	0,51	0,51	0,38	0,59	0,77	--	--	-	-
101	6,1	--	--	--	--	--	--	--	0,55	0,53	0,33	0,67	0,56	--	--	-	-
102	6,1	--	--	--	--	--	--	--	0,16	0,17	0,13	0,14	1,57	--	--	-	-
103	6,1	--	--	--	--	--	--	--	0,22	0,22	0,14	0,14	2,29	--	--	-	-
104	4,7	90	0,44	0,40	0,20	0,54	0,48	0,24	0,31	0,39	0,17	0,27	6,22	0,14	0,25	C	C
105	4,2	5	0,29	0,26	0,12	0,35	0,31	0,14	0,16	0,17	0,11	0,16	4,23	0,16	0,24	C	C
106	3,4	6	0,25	0,21	0,09	0,31	0,25	0,11	0,11	0,12	0,09	0,11	2,61	0,17	0,24	C	C
107	5,8	155	0,69	0,66	0,37	0,84	0,79	0,44	0,19	0,21	0,15	0,15	0,73	0,70	0,91	C	C
108	6,4	110	0,65	0,69	0,36	0,79	0,82	0,43	0,45	0,45	0,34	0,46	0,57	0,32	0,52	C	C
109	6,0	187	0,81	0,77	0,46	0,98	0,93	0,55	0,43	0,53	0,23	0,27	3,46	0,51	0,75	C	C
110	4,5	62	0,38	0,34	0,16	0,46	0,41	0,20	0,16	0,16	0,11	0,11	1,85	0,29	0,40	C	C
111	4,5	70	0,39	0,35	0,17	0,48	0,42	0,20	0,16	0,16	0,10	0,11	2,02	0,31	0,42	C	C
112	--	--	--	--	--	--	--	--	0,08	0,09	0,07	0,08	1,99	--	--	-	-
113	--	--	--	--	--	--	--	--	0,06	0,08	0,06	0,05	3,68	--	--	-	-
114	5,5	39	0,42	0,42	0,20	0,51	0,51	0,24	0,37	0,36	0,22	0,57	2,94	0,08	0,20	C	C
115	5,1	32	0,38	0,37	0,17	0,46	0,44	0,20	0,27	0,30	0,19	0,37	2,75	0,13	0,24	C	C
116	3,1	11	0,24	0,19	0,09	0,30	0,23	0,10	0,08	0,09	0,07	0,08	4,20	0,20	0,26	C	C
117	5,1	31	0,38	0,37	0,17	0,46	0,44	0,20	0,75	0,73	0,42	0,95	0,53	0,58	0,47	D	D
118	5,1	33	0,38	0,37	0,17	0,46	0,44	0,21	0,49	0,50	0,28	0,59	0,94	0,20	0,10	C	D
119	5,1	31	0,38	0,37	0,17	0,46	0,44	0,20	0,49	0,57	0,29	0,91	0,49	0,27	0,16	D	D
120	6,9	197	0,98	1,02	0,62	1,19	1,22	0,74	1,47	1,39	1,00	1,55	0,33	0,72	0,42	D	D
121	6,9	284	1,37	1,33	0,91	1,66	1,59	1,09	1,16	1,15	0,96	1,12	0,35	0,28	0,68	D	C
122	6,9	225	1,09	1,11	0,70	1,32	1,33	0,84	0,52	0,62	0,35	0,47	0,54	0,83	1,18	C	C

Reg.	$M_w$	$R$	$T_{m,C}$	$T_{avg,C}$	$T_{0,C}$	$T_{m,D}$	$T_{avg,D}$	$T_{0,D}$	$T_m$	$T_{avg}$	$T_0$	$T_p$	$f_{bw}$	$d_C$	$d_D$	Tipo de suelo
123	6,9	225	1,09	1,11	0,70	1,32	1,33	0,84	2,02	2,02	1,28	2,38	0,37	1,42	1,08	- D
124	6,9	169	0,88	0,94	0,54	1,07	1,13	0,65	0,55	0,59	0,38	0,63	0,18	0,51	0,80	C C
125	6,9	204	1,01	1,04	0,64	1,22	1,25	0,76	0,96	0,97	0,45	0,80	0,72	0,21	0,49	C C
126	6,9	199	0,99	1,03	0,62	1,20	1,23	0,74	1,29	1,16	0,84	1,50	0,18	0,40	0,15	D D
127	6,9	199	0,99	1,03	0,62	1,20	1,23	0,74	0,71	1,05	0,50	0,43	0,86	0,30	0,57	C C
128	6,9	195	0,97	1,02	0,61	1,18	1,22	0,73	1,03	1,16	0,78	1,42	1,32	0,23	0,17	D D
129	6,9	199	0,99	1,03	0,62	1,20	1,23	0,74	1,34	1,29	0,99	1,44	0,34	0,58	0,29	D D
130	6,9	195	0,97	1,02	0,61	1,18	1,22	0,73	1,08	1,20	0,73	1,73	0,36	0,24	0,10	D D
131	6,9	198	0,99	1,02	0,62	1,19	1,23	0,74	1,62	1,58	1,22	1,58	0,41	1,03	0,73	D D
132	6,9	204	1,01	1,04	0,64	1,22	1,25	0,76	1,46	1,57	0,96	2,02	0,85	0,76	0,44	D D
133	6,9	207	1,02	1,05	0,64	1,24	1,26	0,77	1,53	1,63	1,10	1,85	--	0,89	0,57	D D
134	6,9	224	1,09	1,11	0,69	1,32	1,33	0,83	0,79	0,85	0,68	0,93	0,97	0,39	0,72	D C
135	5,1	41	0,39	0,38	0,18	0,48	0,45	0,21	0,24	0,23	0,15	0,46	6,90	0,22	0,33	C C
136	5,1	12	0,35	0,35	0,16	0,43	0,42	0,19	0,29	0,28	0,19	0,64	5,11	0,10	0,19	C C
137	5,1	77	0,45	0,42	0,21	0,54	0,51	0,25	0,28	0,26	0,20	0,19	4,13	0,24	0,37	C C
138	5,2	124	0,55	0,50	0,27	0,66	0,60	0,32	0,37	0,38	0,30	0,47	1,60	0,22	0,37	C C
139	3,5	8	0,26	0,22	0,10	0,32	0,26	0,12	0,07	0,09	0,07	0,07	1,39	0,24	0,31	C C
140	4,2	13	0,30	0,27	0,12	0,36	0,32	0,14	0,16	0,17	0,13	0,12	1,08	0,17	0,25	C C
141	4,2	12	0,30	0,27	0,12	0,36	0,32	0,14	0,21	0,20	0,14	0,17	1,43	0,11	0,19	C C
142	2,6	10	0,23	0,17	0,08	0,27	0,21	0,09	0,09	0,10	0,08	0,07	3,84	0,15	0,21	C C
143	3,6	9	0,27	0,22	0,10	0,32	0,27	0,12	0,17	0,17	0,12	0,16	5,98	0,11	0,18	C C
144	3,7	12	0,28	0,24	0,10	0,34	0,28	0,13	0,16	0,18	0,11	0,16	2,79	0,13	0,20	C C

La Figura 3.7 muestra los valores de  $d_C$  y  $d_D$  para cada registro con la finalidad de ilustrar la claridad de la asignación a cada tipo de suelo.

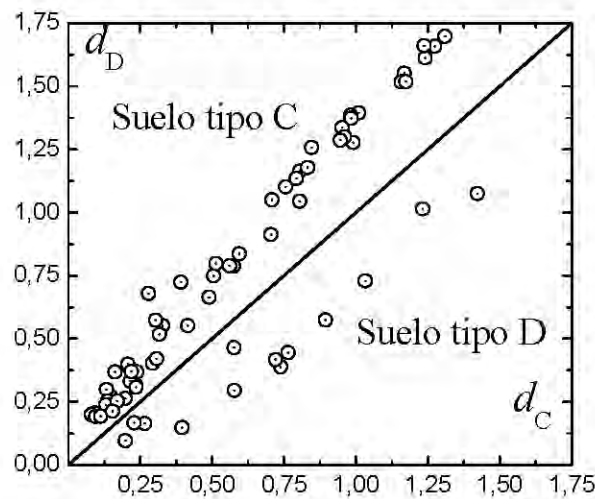


Figura 3.7. Clasificación de los registros en suelo tipo C y D

La Figura 3.8 muestra la distribución de los valores de  $f_{bw}$ ,  $T_p$ ,  $T_m$ ,  $T_0$  y  $T_{avg}$  para todos los registros analizados. Los resultados se presentan clasificados según el tipo de suelo en roca, suelo tipo C y suelo tipo D.

La Tabla 3.3 resume las propiedades estadísticas de  $f_{bw}$ ,  $T_p$ ,  $T_m$ ,  $T_0$  y  $T_{avg}$ . Se observa que sus valores medios son  $T_p = 0,41$  s,  $T_m = 0,35$  s,  $T_0 = 0,24$  s,  $T_{avg} = 0,40$  s,  $f_{bw} = 2,63$  Hz para roca;  $T_p = 0,42$  s,  $T_m = 0,40$  s,  $T_0 = 0,30$  s,  $T_{avg} = 0,43$  s,  $f_{bw} = 1,68$  Hz para suelo tipo C y  $T_p = 1,48$  s,  $T_m = 1,27$  s,  $T_0 = 0,89$  s,  $T_{avg} = 1,28$  s,  $f_{bw} = 0,55$  Hz para suelo tipo D. Las desviaciones típicas de los períodos oscilaron entre 0,14 y 1,48, siendo mayores en el suelo de tipo D. Las desviaciones típicas de  $f_{bw}$  oscilaron entre 0,55 Hz en suelo tipo D y 3 Hz (en roca). Los registros en roca tuvieron los menores períodos  $T_p$ ,  $T_m$ ,  $T_0$  y  $T_{avg}$  y los mayores valores del ancho de banda  $f_{bw}$ . Al contrario, los registros en suelo de tipo D tuvieron los mayores períodos  $T_p$ ,  $T_m$ ,  $T_0$  y  $T_{avg}$  y los menores valores del ancho de banda  $f_{bw}$ .

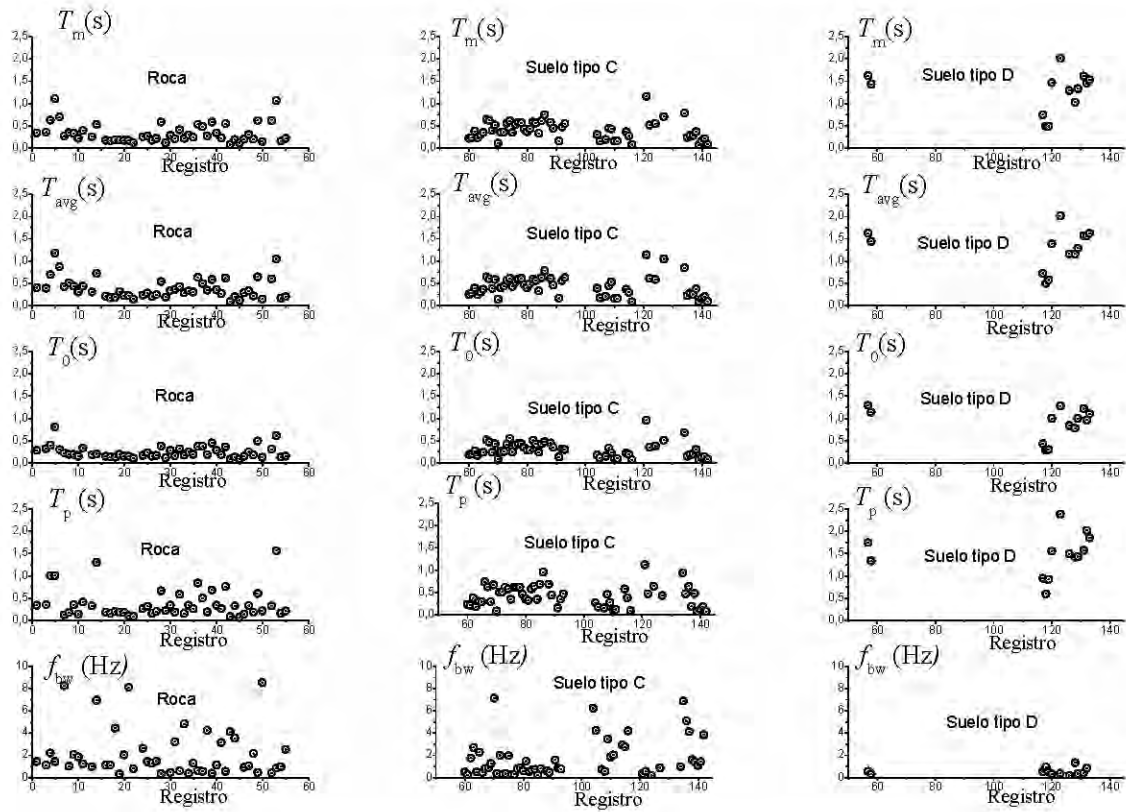


Figura 3.8. Valores de  $f_{bw}$ ,  $T_p$ ,  $T_m$ ,  $T_0$  y  $T_{avg}$  para los registros analizados

Tabla 3.3. Propiedades estadísticas de  $f_{bw}$ ,  $T_p$ ,  $T_m$ ,  $T_0$  y  $T_{avg}$ .

	Roca					Suelo tipo C					Suelo tipo D				
	Med	$\sigma$	Mín.	Mediana	Máx.	Med.	$\sigma$	Mín.	Mediana	Máx.	Med.	$\sigma$	Mín.	Mediana	Máx.
$T_m$	0,35	0,24	0,08	0,26	1,11	0,40	0,21	0,07	0,37	1,16	1,27	0,46	0,49	1,43	2,02
$T_{avg}$	0,40	0,25	0,10	0,32	1,18	0,43	0,23	0,08	0,40	1,15	1,28	0,45	0,50	1,39	2,02
$T_0$	0,24	0,14	0,08	0,19	0,80	0,30	0,17	0,07	0,26	0,96	0,89	0,35	0,28	0,99	1,29
$T_p$	0,41	0,38	0,06	0,26	1,77	0,42	0,24	0,07	0,43	1,12	1,48	0,48	0,59	1,50	2,38
$f_{bw}$	2,63	3,00	0,30	1,29	13,7	1,68	1,72	0,18	0,87	7,12	0,55	0,33	0,18	0,45	1,32

$\sigma$ : desviación típica.



**Tabla 3.4.** Terremotos registrados en roca usados en el análisis

Registro	Fecha	Región	Nombre estación	Terremoto	Distancia epicentral $D_r$ (km)	Profundidad hipocentral $P_r$ (km)	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_d$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_0$	Magnitud local $M_L$	$T_p$ (s)	$T_m$ (s)	$T_{avg}$ (s)	$T_0$ (s)	$f_{bw}$ (Hz)
1	6-Ene-94	CALDAS	CPENS	PAEZ	299	1	20,07	13,91	22,00	200	34,55	6,4	0,34	0,34	0,40	0,28	1,44
2	19-Ene-95	CUNDINAMARCA	CGUAD	TAURAMENA	182	25	<b>37,03</b>	<b>44,22</b>	<b>57,00</b>	<b>200</b>	<b>7,89</b>	<b>6,5</b>	1,77	0,84	0,98	0,42	2,05
3	19-Ene-95	CALDAS	CPENS	TAURAMENA	249	25	31,47	23,73	34,02	200	27,41	6,5	0,35	0,36	0,39	0,31	1,13
4	19-Ene-95	CUNDINAMARCA	CQUET	TAURAMENA	126	25	33,80	39,07	58,00	300	10,37	6,5	1,01	0,63	0,70	0,39	2,20
5	19-Ene-95	CUNDINAMARCA	CROSA	TAURAMENA	154	25	27,71	20,43	38,00	200	10,00	6,5	1,01	1,11	1,18	0,81	1,45
6	19-Ene-95	META	CVIL1	TAURAMENA	120	25	45,83	52,57	53,00	300	31,08	6,5	0,97	0,70	0,87	0,30	1,78
7	8-Feb-95	CALDAS	CANSE	CALIMA	161	102	88,72	61,41	103,00	250	29,06	6,6	<b>0,12</b>	0,27	0,42	0,22	8,27
8	8-Feb-95	QUINDIO	CCALA	CALIMA	130	102	51,75	28,94	58,50	250	10,74	6,6	0,17	0,35	0,52	0,19	1,00
9	8-Feb-95	VALLE	CECAL	CALIMA	33	102	33,85	24,07	38,46	250	15,71	6,6	0,35	0,33	0,44	0,19	2,06
10	8-Feb-95	VALLE	CDAGU	CALIMA	52	102	48,84	58,18	70,88	250	31,69	6,6	0,14	0,22	0,30	0,15	1,84
11	8-Feb-95	CALDAS	CPENS	CALIMA	224	102	55,25	62,35	67,63	200	38,44	6,6	0,41	0,39	0,44	0,33	1,23
12	<b>8-Feb-95</b>	<b>CALDAS</b>	<b>CRIOS</b>	<b>CALIMA</b>	<b>183</b>	<b>102</b>	<b>27,84</b>	<b>23,05</b>	<b>36,50</b>	<b>250</b>	<b>7,59</b>	<b>6,6</b>	1,10	1,03	1,07	0,67	0,71
13	8-Feb-95	VALLE	CSEVI	CALIMA	90	102	44,70	78,5	83,79	250	29,72	6,6	0,32	0,26	0,30	0,19	0,97
14	8-Feb-95	CHOCÓ	CTADO	CALIMA	127	102	72,38	60,85	90,00	300	23,38	6,6	1,31	0,53	0,72	0,20	6,95
15	<b>8-Feb-95</b>	<b>VALLE</b>	<b>CTRUJ</b>	<b>CALIMA</b>	<b>47</b>	<b>102</b>	<b>90,81</b>	<b>104,19</b>	<b>138,50</b>	<b>250</b>	<b>5,59</b>	<b>6,6</b>	0,60	0,41	0,53	0,30	5,01
16	20-may-95	CALDAS	CNORC	OTANCHE	111	150	27,68	20,38	31,67	150	33,86	5,9	0,18	0,17	0,21	0,15	1,11
17	4-Jun-95	CUNDINAMARCA	CGUAD	S.J. DE RIOSECO	21	8	31,65	11,01	46,00	200	13,08	4,8	0,16	0,16	0,17	0,13	1,11
18	4-Jun-95	CALDAS	CNORC	S.J. DE RIOSECO	83	8	22,01	19,28	26,95	150	17,58	4,8	0,20	0,19	0,19	0,12	4,46
19	19-Ago-95	ANTIOQUIA	CANDE	RISARALDA	65	110	109,27	134,46	139,37	250	139,56	6,6	0,18	0,19	0,32	0,19	0,30



*Espectros de energía para proyecto sismorresistente basados en registros de Colombia*

Registro	Fecha	Región	Nombre estación	Terremoto	Distancia epicentral $D_f$ (km)	Profundidad hipocentral $P_f$ (km)	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_d$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_0$	Magnitud local $M_L$	$T_p$ (s)	$T_m$ (s)	$T_{avg}$ (s)	$T_0$ (s)	$f_{bw}$ (Hz)
20	19-Ago-95	CALDAS	CANSE	RISARALDA	20	110	327,32	159,35	402,00	250	26,32	6,6	0,18	0,17	0,23	0,15	2,02
21	19-Ago-95	CHOCÓ	CTUTU	RISARALDA	117	110	22,30	15,15	23,27	300	231,32	6,6	0,11	0,17	0,23	0,15	8,10
22	16-Dic-95	CALDAS	CPENS	LÍBANO	30	2	31,76	23,34	32,48	200	25,73	4,2	0,09	0,12	0,15	0,10	0,79
23	16-Dic-95	TOLIMA	CVHER	LÍBANO	11	2	42,71	23,98	54,50	200	9,57	4,2	0,10	0,12	0,15	0,09	9,01
24	1-Ene-97	ANTIOQUIA	CPLA1	NIDO DE BMANGA.	212	160	22,35	22,30	28,63	200	39,35	6,2	0,26	0,25	0,23	0,17	2,63
25	1-Ene-97	CALDAS	CPENS	NIDO DE BMANGA.	278	160	37,10	22,49	41,60	200	33,89	6,2	0,32	0,27	0,28	0,23	1,43
26	19-Feb-97	ANTIOQUIA	CANDE	SIPÍ	142	120	27,42	21,42	38,50	250	31,70	6,1	0,16	0,18	0,21	0,14	1,29
27	19-Feb-97	VALLE	DAGU	SIPÍ	100	120	26,62	19,09	28,20	250	21,47	6,1	0,20	0,22	0,25	0,17	1,46
28	19-Feb-97	QUINDIO	CFLAN	SIPÍ	135	120	39,97	27,65	42,60	250	45,60	6,1	0,67	0,58	0,54	0,38	0,34
29	19-Feb-97	VALLE	CROLD	SIPÍ	41	120	19,80	24,31	27,75	250	33,89	6,1	0,22	0,12	0,19	0,12	13,7
30	19-Feb-97	CALDAS	CPENS	SIPÍ	178	120	23,52	16,33	25,50	200	28,59	6,1	0,34	0,29	0,34	0,28	0,45
31	2-Sep-97	ANTIOQUIA	CANDE	GÉNOVA	189	230	21,84	17,06	22,24	250	78,83	6,8	0,18	0,21	0,37	0,15	3,23
32	2-Sep-97	NARIÑO	CCRUZ	GÉNOVA	291	230	48,61	39,57	57,00	300	52,50	6,8	0,59	0,41	0,43	0,31	0,58
33	2-Sep-97	VALLE	CDAGU	GÉNOVA	99	230	25,24	17,68	25,54	250	49,80	6,8	0,16	0,21	0,29	0,17	4,83
34	2-Sep-97	CALDAS	CPENS	GÉNOVA	177	230	22,83	20,11	23,81	200	103,02	6,8	0,34	0,30	0,33	0,24	0,40
35	2-Sep-97	VALLE	CSEVI	GÉNOVA	33	230	16,78	27,00	30,40	250	68,25	6,8	0,26	0,25	0,30	0,19	1,28
36	2-Sep-97	CUNDINAMARCA	CROSA	GÉNOVA	197	230	70,24	69,04	97,09	200	45,59	6,8	0,84	0,53	0,64	0,37	0,62
37	11-Dic-97	NARIÑO	CCRUZ	GÉNOVA	292	220	33,90	34,25	71,00	300	33,33	6,6	0,50	0,49	0,50	0,37	0,57
38	11-Dic-97	VALLE	DAGU	GÉNOVA	92	220	23,78	18,55	25,00	250	22,39	6,6	0,19	0,27	0,35	0,18	4,22
39	11-Dic-97	CALDAS	CFILA	GÉNOVA	150	220	83,83	84,20	128,00	250	27,74	6,6	0,68	0,58	0,58	0,45	0,38

Registro	Fecha	Región	Nombre estación	Terremoto	Distancia epicentral $D_e$ (km)	Profundidad hipocentral $P_f$ (km)	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_d$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_0$	Magnitud local $M_L$	$T_p$ (s)	$T_m$ (s)	$T_{avg}$ (s)	$T_0$ (s)	$f_{bw}$ (Hz)
40	11-Dic-97	CALDAS	CPENS	GÉNOVA	177	220	25,65	15,72	28,20	200	38,87	6,6	0,34	0,34	0,36	0,28	1,12
41	11-Dic-97	VALLE	CSEVI	GÉNOVA	28	220	23,51	34,20	35,50	250	38,47	6,6	0,26	0,23	0,27	0,18	3,15
42	11-Dic-97	CUNDINAMARCA	CROSA	GÉNOVA	203	220	88,60	70,38	104,00	200	42,71	6,6	0,76	0,55	0,62	0,36	0,56
43	6-Mar-98	ANTIOQUIA	CSLUI	NIDO DE BMANGA.	218	2	20,68	9,29	22,25	150	26,00	3,8	0,09	0,08	0,10	0,08	4,12
44	16-Jul-98	NARIÑO	CRICA	REGIONAL	637	< 5	117,12	109,38	132,13	400	12,42	3,1	0,32	0,19	0,20	0,13	3,55
45	17-Jul-98	NARIÑO	CRICA	-	N.D.*	N. D.*	31,35	26,86	34,64	400	11,05	N. D.*	0,07	0,12	0,12	0,08	11,2
46	25-Ene-99	ANTIOQUIA	CANDE	ARMENIA	N. D.*	< 5	20,39	12,43	23,33	200	49,63	6,2	0,14	0,20	0,29	0,15	0,91
47	25-Ene-99	CALDAS	CPENS	ARMENIA	N. D.*	< 5	49,66	43,08	50,93	200	54,52	6,2	0,33	0,31	0,33	0,24	1,05
48	12-Sep-00	N. SANTANDER	COCAÑ	NIDO DE BMANGA.	165	160	16,38	20,62	21,79	150	36,09	5,9	0,18	0,20	0,22	0,18	2,15
49	22-Sep-01	CALDAS	MAN1	TULUA	135	180	20,50	10,35	27,00	250	18,24	6,1	0,60	0,62	0,65	0,49	0,47
50	20-Oct-01	NARIÑO	CCRUIZ	SANTA ROSA	24	< 5	14,74	23,44	25,60	300	18,19	3,4	0,21	0,15	0,15	0,12	8,52
51	27-Feb-04	CHOCÓ	CTUTU	QUIBDÓ	26	< 5	37,41	20,09	55,00	300	6,17	3,9	0,23	0,19	0,19	0,12	1,30
52	15-Nov-04	VALLE	CBMAL	OCÉANO PACÍFICO	100	24	94,92	70,50	113,00	250	12,51	6,7	0,32	0,62	0,60	0,30	0,44
53	15-Nov-04	VALLE	CTRUJ	OCÉANO PACÍFICO	173	24	16,48	14,57	23,00	250	12,30	6,7	1,57	1,07	1,05	0,61	0,85
54	08-Mar-05	QUINDIO	CCALA	TORO	50	< 5	23,33	14,52	24,55	250	16,70	5,2	0,16	0,16	0,16	0,13	0,97
55	18-may-05	NARIÑO	CCRUIZ	SANTA ROSA	64	< 5	57,14	43,02	67,00	300	28,40	4,7	0,21	0,21	0,20	0,15	2,53
56	22-Jun-05	QUINDIO	CCALA	CÓRDOBA	12	< 5	40,17	49,74	74,00	250	6,59	4,1	0,16	0,13	0,14	0,12	0,91

\*N.D.: no disponible

**Tabla 3.5.** Terremotos registrados en suelo usados en el análisis

Registro	Fecha	Región	Nombre estación	Terremoto	Distancia Epicentral $D_f$ (km)	Profundidad hipocentral $P_f$ (km)	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_d$ (cm/s <sup>2</sup> )	$l_0$	Magnitud local $M_L$	$T_p$ (s)	$T_m$ (s)	$T_{avg}$ (s)	$T_0$ (s)	$f_{bw}$ (Hz)	Tipo de suelo
57	6-Jun-94	CUNDINAMARCA	CBOG1	PAEZ	297	1	21,62	17,22	25,25	200	23,53	6,4	1,75	1,63	1,63	1,29	0,55	D
58	19-Ene-95	CUNDINAMARCA	CBOG1	TAURAMENA	132	25	62,81	31,38	73,67	200	16,12	6,5	1,34	1,43	1,45	1,14	0,30	D
<b>59</b>	<b>6-Feb-95</b>	<b>BOYACA</b>	<b>CSTER</b>	<b>SABANALARGA</b>	<b>14</b>	<b>&lt; 5</b>	<b>19,46</b>	<b>21,35</b>	<b>27,60</b>	<b>300</b>	<b>5,31</b>	<b>4,6</b>	<b>0,29</b>	<b>0,40</b>	<b>0,33</b>	<b>0,22</b>	<b>1,77</b>	<b>D</b>
60	20-may-95	ANTIOQUIA	CPLA1	OTANCHE	137	150	27,13	22,19	31,33	200	39,93	5,9	0,23	0,22	0,26	0,18	0,51	C
61	19-Ago-95	ANTIOQUIA	CPLA1	RISARALDA	156	110	46,45	59,70	68,75	200	186,20	6,6	0,21	0,24	0,29	0,20	0,25	C
62	23-may-96	CHOCÓ	CBSOL	OCÉANO PACÍFICO	47	18	40,11	35,82	47,36	400	20,17	5,7	0,38	0,38	0,39	0,26	1,77	C
63	11-Jun-96	ANTIOQUIA	CPLA1	ZARAGOZA	128	< 5	18,36	26,80	30,36	200	12,18	5,7	0,18	0,23	0,24	0,16	2,70	C
64	19-Feb-97	VALLE	CBUEN	SIPÍ	96	120	50,08	38,29	55,43	400	32,06	6,1	0,30	0,30	0,30	0,23	0,49	C
65	19-Feb-97	VALLE	CCALI	SIPÍ	124	120	63,33	50,09	66,80	250	26,69	6,1	0,29	0,35	0,37	0,24	2,26	C
66	19-Feb-97	RISARALDA	CMAZP	SIPÍ	97	120	63,55	254,60	314,50	250	20,13	6,1	0,73	0,65	0,64	0,51	0,45	C
67	19-Feb-97	RISARALDA	CPER2	SIPÍ	92	120	56,87	38,53	69,40	250	24,21	6,1	0,62	0,62	0,61	0,46	0,81	C
68	19-Feb-97	CAUCA	CPTJE	SIPÍ	146	120	17,64	27,34	41	250	22,50	6,1	0,29	0,39	0,38	0,23	0,87	C
69	19-Feb-97	RISARALDA	CPUTP	SIPÍ	96,22	120	36,54	54,58	89	250	20,84	6,1	0,67	0,52	0,59	0,43	1,26	C
70	27-may-97	CHOCÓ	CBSOL	OCÉANO PACÍFICO	17	< 5	36,26	32,20	42,05	400	16,11	4,1	0,07	0,11	0,14	0,09	7,13	C
71	2-Sep-97	QUINDIO	CARME	GÉNOVA	70	230	59,65	69,33	72,24	250	43,79	6,8	0,49	0,35	0,40	0,27	0,34	C
72	2-Sep-97	VALLE	CCALI	GÉNOVA	95	230	87,25	78,93	94	250	61,73	6,8	0,51	0,36	0,43	0,26	1,99	C
73	2-Sep-97	RISARALDA	CPER2	GÉNOVA	99	230	29,97	30,59	37	250	58,03	6,8	0,61	0,56	0,56	0,41	0,30	C
74	2-Sep-97	CALDAS	CMAN1	GÉNOVA	128	230	59,68	46,67	76	250	30,51	6,8	0,58	0,61	0,61	0,55	0,35	C
75	2-Sep-97	CAUCA	CPTJE	GÉNOVA	103	230	28,47	29,26	36,33	250	52,03	6,8	0,34	0,35	0,43	0,25	1,97	C
76	2-Sep-97	CALDAS	CFILA	GÉNOVA	152,42	230	83,89	66,24	88,14	250	40,59	6,8	0,61	0,53	0,53	0,39	0,24	C
77	2-Sep-97	RISARALDA	CMAZP	GÉNOVA	96	230	61,80	50,63	62,78	250	44,76	6,8	0,61	0,58	0,61	0,43	0,27	C
78	2-Sep-97	RISARALDA	CSTRC	GÉNOVA	106	230	66,82	73,07	76,98	250	54,39	6,8	0,61	0,57	0,61	0,42	0,77	C
79	2-Sep-97	RISARALDA	CPUTP	GÉNOVA	94	230	53,07	40,78	66	250	43,06	6,8	0,45	0,43	0,47	0,34	0,88	C
80	11-Dic-97	VALLE	CBUEN	GÉNOVA	126	220	22,31	21,97	22,79	400	71,42	6,6	0,35	0,37	0,40	0,28	0,60	C
81	11-Dic-97	VALLE	CCALI	GÉNOVA	91	220	76,65	91,15	110,94	250	25,78	6,6	0,31	0,43	0,49	0,29	1,48	C
82	11-Dic-97	CALDAS	CMAN1	GÉNOVA	128	220	71,38	61,30	80,20	250	24,90	6,6	0,58	0,59	0,60	0,51	0,51	C
83	11-Dic-97	RISARALDA	CPER2	GÉNOVA	96	220	45,46	46,49	74	250	31,38	6,6	0,64	0,56	0,56	0,42	0,67	C
84	11-Dic-97	CAUCA	CPTJE	GÉNOVA	101	220	58,36	34,52	61,96	250	23,37	6,6	0,34	0,33	0,33	0,24	0,72	C
85	11-Dic-97	RISARALDA	CMAZP	GÉNOVA	94	220	64,02	60,62	100	250	35,88	6,6	0,68	0,61	0,63	0,43	0,21	C

Registro	Fecha	Región	Nombre estación	Terremoto	Distancia Epicentral $D_r$ (km)	Profundidad hipocentral $P_r$ (km)	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_d$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_0$	Magnitud local $M_L$	$T_p$ (s)	$T_m$ (s)	$T_{avg}$ (s)	$T_0$ (s)	$f_{bw}$ (Hz)	Tipo de suelo
86	11-Dic-97	CAUCA	CPOP3	GÉNOVA	191	220	25,22	29	31	250	34,62	6,6	0,95	0,75	0,78	0,47	0,81	-
<b>87</b>	<b>11-Dic-97</b>	<b>CHOCÓ</b>	<b>CBSOL</b>	<b>GÉNOVA</b>	<b>312</b>	<b>220</b>	<b>22,28</b>	<b>11,97</b>	<b>33</b>	<b>400</b>	<b>7,45</b>	<b>6,6</b>	<b>0,24</b>	<b>0,23</b>	<b>0,22</b>	<b>0,15</b>	<b>3,22</b>	<b>C</b>
88	11-Dic-97	RISARALDA	CSTRC	GÉNOVA	104	220	109,37	104,74	118,20	250	29,45	6,6	0,68	0,58	0,61	0,45	0,62	C
89	11-Dic-97	RISARALDA	CPUTP	GÉNOVA	92	220	52,16	59,77	62,97	250	37,14	6,6	0,44	0,45	0,46	0,35	0,45	C
<b>90</b>	<b>22-may-98</b>	<b>CHOCÓ</b>	<b>CBSOL</b>	<b>BAHÍA SOLANO</b>	<b>16</b>	<b>1</b>	<b>22,28</b>	<b>11,97</b>	<b>33</b>	<b>400</b>	<b>7,45</b>	<b>3,8</b>	<b>0,24</b>	<b>0,23</b>	<b>0,22</b>	<b>0,15</b>	<b>3,21</b>	<b>C</b>
91	25-Ene-99	QUINDIO	CARME	QUINDIO	13	< 5	31,95	36,55	47	250	20,67	6,2	0,14	0,16	0,17	0,13	1,58	C
92	25-Ene-99	VALLE	CBUEN	QUINDIO	162	< 5	20,09	15,75	36	400	25,82	6,2	0,35	0,47	0,56	0,31	0,83	C
93	25-Ene-99	VALLE	CCALI	QUINDIO	142	< 5	33,50	43,85	58	250	25,34	6,2	0,46	0,55	0,63	0,30	0,77	C
<b>94</b>	<b>25-Ene-99</b>	<b>QUINDIO</b>	<b>CFLAN</b>	<b>QUINDIO</b>	<b>33</b>	<b>&lt; 5</b>	<b>491,91</b>	<b>562,49</b>	<b>768</b>	<b>250</b>	<b>8,14</b>	<b>6,2</b>	<b>0,71</b>	<b>0,57</b>	<b>0,53</b>	<b>0,34</b>	<b>0,31</b>	<b>D</b>
<b>95</b>	<b>25-Ene-99</b>	<b>RISARALDA</b>	<b>CPER2</b>	<b>QUINDIO</b>	<b>47,85</b>	<b>&lt; 5</b>	<b>103,36</b>	<b>169,18</b>	<b>222</b>	<b>250</b>	<b>7,37</b>	<b>6,2</b>	<b>0,65</b>	<b>0,40</b>	<b>0,43</b>	<b>0,22</b>	<b>3,53</b>	<b>C</b>
96	25-Ene-99	QUINDIO	N.A.*	QUINDIO	N.D.*	N.D.*	34,32	36,84	41,77	250	20,05	6,2	0,14	0,21	0,24	0,16	1,35	D
97	25-Ene-99	QUINDIO	CFLAN	QUINDIO	N.D.*	N.D.*	22,22	20,29	24,91	250	15,98	6,2	0,56	0,44	0,41	0,29	2,24	D
98	25-Ene-99	QUINDIO	N.A.*	QUINDIO	N.D.*	N.D.*	13,57	21,90	22,53	250	11,15	6,2	0,14	0,17	0,17	0,12	1,35	D
99	25-Ene-99	QUINDIO	N.A.*	QUINDIO	N.D.*	N.D.*	138,48	106,79	155,41	250	21,46	6,2	0,17	0,31	0,32	0,23	4,55	D
100	25-Ene-99	PEREIRA	CPER2	QUINDIO	N.D.*	N.D.*	37,91	31	39,99	250	30,67	6,2	0,59	0,51	0,51	0,38	0,77	D
101	25-Ene-99	QUINDIO	CFLAN	QUINDIO	N.D.*	N.D.*	78,22	58,88	79,17	250	31,03	6,2	0,67	0,55	0,53	0,33	0,56	D
102	25-Ene-99	QUINDIO	N.A.*	QUINDIO	N.D.*	N.D.*	31,95	36,55	45,14	250	20,71	6,2	0,14	0,16	0,17	0,13	1,57	D
103	25-Ene-99	QUINDIO	CFLAN	QUINDIO	N.D.*	N.D.*	21,44	26,50	32,49	250	12,65	6,2	0,14	0,22	0,22	0,14	2,29	D
104	12-Jul-00	CHOCÓ	CBSOL	ALTO BAUDO	97	< 5	50,65	41,22	57,09	400	12,30	4,8	0,27	0,31	0,39	0,17	6,22	C
105	30-Jul-00	NARIÑO	CPAS2	PASTO	6	< 5	50,26	50,67	66	350	13,74	4,1	0,16	0,16	0,17	0,11	4,23	C
<b>106</b>	<b>1-Ago-00</b>	<b>NARIÑO</b>	<b>CPAS2</b>	<b>CHACHAGUÍ</b>	<b>7</b>	<b>&lt; 5</b>	<b>61,39</b>	<b>35,78</b>	<b>69,25</b>	<b>350</b>	<b>9,13</b>	<b>3,0</b>	<b>0,11</b>	<b>0,11</b>	<b>0,12</b>	<b>0,09</b>	<b>2,61</b>	<b>C</b>
107	12-Sep-00	SANTANDER	CBUC5	NIDO DE BMANGA.	29,30	160	23,92	25,12	25,90	250	15,43	5,9	0,15	0,19	0,21	0,15	0,73	C
108	8-Nov-00	CHOCÓ	CBSOL	JURADÓ	117	< 5	85,83	71,40	98	400	15,61	6,4	0,46	0,45	0,45	0,34	0,57	C
109	22-Sep-01	TULUA (VALLE)	CCALI	TULUA	73	180	37,49	32,69	44,50	250	21,64	6,1	0,27	0,43	0,53	0,23	3,46	C

*Espectros de energía para proyecto sismorresistente basados en registros de Colombia*

Registro	Fecha	Región	Nombre estación	Terremoto	Distancia Epicentral $D_r$ (km)	Profundidad hipocentral $P_r$ (km)	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_d$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_b$	Magnitud local $M_L$	$T_p$ (s)	$T_m$ (s)	$T_{avg}$ (s)	$T_0$ (s)	$f_{bw}$ (Hz)	Tipo de suelo
110	30-Sep-01	POTOSÍ (NARIÑO)	CPAS2	POTOSÍ	61	31	54,18	61,32	63,50	350	12,26	4,5	0,11	0,16	0,16	0,11	1,85	C
111	30-Sep-01	POTOSÍ (NARIÑO)	CPMGU	POTOSÍ	70	31	32,87	50,77	60	300	11,96	4,5	0,11	0,16	0,16	0,10	2,02	C
112	28-Abr-02	NARIÑO	CPMGU	N.D.*	N.D.*	N.D.*	16,12	45,77	68	300	6,52	N.D.*	0,08	0,08	0,09	0,07	1,99	D
113	15-Nov-02	CUNDINAMARCA	CCITE	N.D.*	N.D.*	N.D.*	21,67	19,77	32,67	200	8,01	N.D.*	0,05	0,06	0,08	0,06	3,68	D
114	23-Nov-02	HUILA	CCOLO	LA URIBE	44	< 5	40,03	28,94	53	300	10,52	5,6	0,57	0,37	0,36	0,22	2,94	C
115	22-Ene-03	HUILA	CCOLO	COLOMBIA	36	< 5	15,05	20,51	22,50	300	17,79	5,2	0,37	0,27	0,30	0,19	2,75	C
116	21-Nov-03	NARIÑO	CPMGU	PASTO	7	12	16	25,11	28,75	300	11,78	2,5	0,08	0,08	0,09	0,07	4,20	C
117	18-Ago-04	CAUCA	CPOP2	SOTARÁ	35	< 5	20,49	17,49	22	250	28,47	5,2	0,95	0,75	0,73	0,42	0,53	D
118	18-Ago-04	CAUCA	CPOP3	SOTARÁ	38	< 5	28	21,98	29,17	250	24,75	5,2	0,59	0,49	0,50	0,28	0,94	-
119	18-Ago-04	CAUCA	CPOP4	SOTARÁ	35	< 5	53,31	68,60	72	250	29,95	5,2	0,91	0,49	0,57	0,29	0,49	D
120	15-Nov-04	VALLE	CCAL5	OCÉANO PACÍFICO	203	24	31,59	55,86	64	250	10,80	6,7	1,55	1,47	1,39	1,00	0,33	D
121	15-Nov-04	CAUCA	CPOP2	OCÉANO PACÍFICO	291	24	19,10	25,53	26,78	250	27,12	6,7	1,12	1,16	1,15	0,96	0,35	-
122	15-Nov-04	QUINDÍO	CPOST	OCÉANO PACÍFICO	231	24	24,71	23,13	25,22	250	65,29	6,7	0,47	0,52	0,62	0,35	0,54	C
123	15-Nov-04	CAUCA	CPTEJ	OCÉANO PACÍFICO	231	24	22,27	29,37	35	250	23,09	6,7	2,38	2,02	2,02	1,28	0,37	D
124	15-Nov-04	VALLE	CVERS	OCÉANO PACÍFICO	175	24	46,40	49,53	63,50	250	55,95	6,7	0,63	0,55	0,59	0,38	0,18	C
125	15-Nov-04	VALLE	RAC02	OCÉANO PACÍFICO	210	24	12,87	45,99	49	250	8,75	6,7	0,80	0,96	0,97	0,45	0,72	C
126	15-Nov-04	VALLE	RAC03	OCÉANO PACÍFICO	205	24	25,79	59,74	64	250	17,82	6,7	1,50	1,29	1,16	0,84	0,18	D
127	15-Nov-04	VALLE	RAC04	OCÉANO PACÍFICO	205	24	12,02	22,01	30	250	16,73	6,7	0,43	0,71	1,05	0,50	0,86	C
128	15-Nov-04	VALLE	RAC05	OCÉANO PACÍFICO	201	24	27,93	38,59	40,09	250	12,16	6,7	1,42	1,03	1,16	0,78	1,32	D
129	15-Nov-04	VALLE	RAC06	OCÉANO PACÍFICO	205	24	36,85	76,69	86	250	12,65	6,7	1,44	1,34	1,29	0,99	0,34	D



Registro	Fecha	Región	Nombre estación	Terremoto	Distancia Epicentral $D_r$ (km)	Profundidad hipocentral $P_r$ (km)	$PGA_{NS}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_{EW}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA$ (cm/s <sup>2</sup> )	$PGA_d$ (cm/s <sup>2</sup> )	$I_b$	Magnitud local $M_L$	$T_p$ (s)	$T_m$ (s)	$T_{avg}$ (s)	$T_0$ (s)	$f_{bw}$ (Hz)	Tipo de suelo
130	15-Nov-04	VALLE	RAC07	OCÉANO PACÍFICO	201	24	21,33	28,88	29,97	250	8,23	6,7	1,73	1,08	1,20	0,73	0,36	D
131	15-Nov-04	VALLE	RAC08	OCÉANO PACÍFICO	204	24	28,53	45,21	45,76	250	19,46	6,7	1,58	1,62	1,58	1,22	0,41	D
132	15-Nov-04	VALLE	RAC10	OCÉANO PACÍFICO	210	24	24,80	53,14	73	250	18,41	6,7	2,02	1,46	1,57	0,96	0,85	D
133	15-Nov-04	VALLE	RAC11	OCÉANO PACÍFICO	213	24	24,01	48,90	57	250	18,06	6,7	1,85	1,53	1,63	1,10	0,77	D
134	15-Nov-04	RISARALDA	SRHOS	OCÉANO PACÍFICO	230	24	44,82	53,07	79	250	38,73	6,7	0,93	0,79	0,85	0,68	0,97	-
135	8-Mar-05	QUINDÍO	CPOST	TORO	46	< 5	77,96	48,40	81	250	29,88	5,2	0,46	0,24	0,23	0,15	6,90	C
136	8-Mar-05	VALLE	CVERS	TORO	14	< 5	72,01	109,05	126,80	250	23,69	5,2	0,64	0,29	0,28	0,19	5,11	C
137	8-Mar-05	CALDAS	MCOLO	TORO	83	< 5	7,86	30,44	34	250	18,37	5,2	0,19	0,28	0,26	0,20	4,13	C
138	21-Abr-05	CALDAS	MCOLO	TADÓ	96	90	6,24	23,22	28	250	16,72	5,3	0,47	0,37	0,38	0,30	1,60	C
139	21-may-05	TOLIMA	CIBA3	IBAGUÉ	9	< 5	22,78	5,82	25,75	200	14,04	3,2	0,07	0,07	0,09	0,07	1,39	C
140	22-Jun-05	QUINDÍO	CARME	CÓRDOBA	15	< 5	48,14	41,05	58	250	31,04	4,1	0,12	0,16	0,17	0,13	1,08	C
141	22-Jun-05	QUINDÍO	CPOST	CÓRDOBA	14	< 5	46,23	60,81	75,56	250	16,63	4,1	0,17	0,21	0,20	0,14	1,43	C
142	30-Jul-05	NARIÑO	CPMGU	CHACHAGUÍ	9	9,67	15,82	36,34	40	300	12,72	1,8	0,07	0,09	0,10	0,08	3,84	C
143	21-Ago-05	NARIÑO	CPAS2	LA FLORIDA	11	< 5	33,79	42,67	61	350	4,95	3,3	0,16	0,17	0,17	0,12	5,98	C
144	27-Ago-05	NARIÑO	CPAS2	LA FLORIDA	11	11	20,77	31,63	38	350	7,93	3,5	0,16	0,16	0,18	0,11	2,79	C

\*N.D.: no disponible

