

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
Facultad de Ingeniería

**“Estimación de Riesgo Sísmico
en la República de Colombia”**

TESIS DE MAESTRÍA

presentada a la División de
Estudios de Postgrado de la

FACULTAD DE INGENIERÍA
de la
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

POR: MAURICIO GALLEGO SILVA

como requisito para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

Ciudad Universitaria, Coyoacán, 04510
México D.F.; Noviembre de 2000

286354



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

AGRADECIMIENTOS.

Al Dr. Mario Ordaz Schroeder, quien con "*paciencia*" me enseñó el objetivo básico de la investigación en la ingeniería civil y algo de lo mucho que sabe sobre temas selectos de ingeniería sísmica; a mis profesores y sinodales; a mis amigos y compañeros; al Instituto de Ingeniería; a la *UNAM* y a México, país que me adoptó como uno de sus hijos; a todas las personas que desde Colombia siempre me apoyaron, no los intento mencionar a todos para no pecar por omisión, ellos saben quienes son.....



Esta tesis se elaboró en el Instituto de Ingeniería® de la Universidad Nacional Autónoma de México; *UNAM* Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, México D.F.; Noviembre de 2000; Times New Roman. Microsoft Word®

Prohibida la reproducción total o parcial de esta obra, por cualquier medio, sin la autorización escrita del autor.

Copyright © 2000 por: Mauricio Gallego Silva



Dedicada a la Paz de Colombia.....

ÍNDICE.

1	INTRODUCCIÓN.	5
1.1	Alcance	5
1.2	Antecedentes	6
1.3	Resumen	7
2	LEYES DE ATENUACIÓN.	9
2.1	Caracterización de los espectros de amplitudes de Fourier (EAF)	10
2.1.1	Análisis	11
2.1.2	Leyes de atenuación a partir del EAF por medio de la teoría de vibraciones aleatorias	18
2.1.2.1	Teoría de vibraciones aleatorias	19
2.2	Datos y procedimiento de análisis	20
2.3	Resultados	25
2.4	Comentarios	27
2.5	El sismo del 25 de enero de 1999 en Armenia, Quindío, Colombia	31
2.6	Tratamiento de incertidumbres	35
3	DEMANDA SÍSMICA.	36
3.1	Peligro sísmico	38
3.1.1	Tectónica Colombiana	38
3.1.2	Modelo de sismicidad local de Poisson.	41
3.1.3	Sismicidad considerada como proceso del temblor característico	41
3.1.4	Estimación Bayesiana de parámetros de sismicidad	42
3.1.5	Atenuación de las ondas sísmicas	45
3.1.6	Cálculo de peligro sísmico	45
3.2	Resultados	46
3.2.1	Estructuras Vitales o Esenciales	55
3.2.2	Comentarios	57
3.3	Espectros de diseño	60
4	DEMANDA SÍSMICA CON EFECTOS LOCALES DE SUELO.	62
4.1	Zonificación geotécnica de Bogotá.	65
4.2	Análisis	67
4.2.1	Funciones de transferencia no lineales en suelos blandos.	68
4.2.2	Períodos fundamentales de los depósitos blandos	70
4.2.3	Duración de la fase intensa de movimientos en suelos blandos.	70
4.2.4	Construcción de leyes de atenuación espectral	72

4.2.5	Incertidumbre en las leyes de atenuación con efectos locales	73
4.2.6	Cálculo de peligro sísmico	74
4.3	Resultados	74
4.4	Comentarios	80
5	RIESGO SÍSMICO.	83
5.1	¿Qué es el daño estructural en estructuras de concreto?	84
5.2	Cuantificación del daño estructural	85
5.2.1	Procedimiento de evaluación del índice de daño	86
5.2.1.1	Cálculo de la energía histerética disipada	87
5.3	Construcción de leyes de atenuación de índice de daño.	88
5.4	Incertidumbre en leyes de atenuación de daño.	91
5.5	Evaluación de tasas de excedencia de índice de daño	92
5.6	Pérdida anual esperada (β_{AE})	100
6	CONCLUSIONES.	102
7	REFERENCIAS	105

1 INTRODUCCIÓN.

1.1 Alcance

El presente trabajo de investigación busca incorporar los avances de las nuevas tendencias de la ingeniería sísmica al problema de la derivación del riesgo sísmico en Colombia de forma consistente, pasando por los diferentes aspectos que hacen parte del mismo.

En primera instancia se pretende derivar leyes de atenuación de diversas intensidades sísmicas mediante modelos sismológicos globalmente aceptados, llegando a correlaciones buenas hasta el momento no alcanzadas en el territorio y generando estimaciones deterministas acertadas. Es evidente que las disposiciones que pueden obtenerse de estudios de peligro sísmico, incluyendo fuerzas o desplazamientos de diseño que se sugieren en códigos de construcción, se basan en gran medida en la capacidad de estimar apropiadamente la naturaleza del movimiento del terreno provocados por un sismo de magnitud y localización conocidas. Estas relaciones se conocen como leyes de atenuación.

La estimación de movimientos fuertes representa un objetivo central de la ingeniería sísmica moderna; el diseño de las estructuras que deben resistir las sollicitaciones sísmicas, requiere conocer qué tan frecuentemente se presentan los sismos y con qué intensidad pueden llegar a un sitio de interés. Nunca los datos recabados de intensidades son suficientes para establecer de forma confiable relaciones de intensidades con sus tasas de ocurrencia; por lo cual son necesarios estudios de sismicidad local para describir el proceso de ocurrencia de los temblores en sus fuentes. Teniendo en cuenta lo anterior se desarrolla un análisis de estimación de las intensidades en cualquier escenario de diseño, encontrando espectros de peligro uniforme para cualquier sitio, intensidad, periodo de retorno y estado limite requerido en terrenos considerados como firmes.

El proceso continúa con la ampliación del anterior criterio a sitios de suelo blando y la presentación del peligro sísmico sobre la ciudad de Santa Fé de Bogotá llegando a estimaciones de variables nunca antes realizadas en el lugar por medio del uso de un procedimiento consistente que no involucra incertidumbres adicionales.

Una vez obtenidos el peligro y la demanda sísmica de forma apropiada, el cálculo de las pérdidas se realiza con modelos de vulnerabilidad conocida, donde no sólo existe daño debido a las distorsiones de entrepiso, sino que también se toma en cuenta la energía disipada. El análisis continúa con la deducción de espectros de índice de daño asociados a diferentes periodos de retorno en sitios de geología conocida. Posteriormente es posible encontrar variables útiles en el aseguramiento de construcciones como la pérdida anual esperada.

Desde la década de los 80 el comité de amenaza sísmica de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica(AIS), integrado por profesionales de diversas entidades, ha trabajado en la elaboración de mapas de peligro sísmico que se han incluido en diferentes versiones de los códigos de construcciones sísmo resistentes (Código Colombiano de Construcciones Sísmo Resistentes, CCCSR84 Decreto 1400 de Junio 7 de 1984 y la Norma Sísmo Resistente, NSR98) que han sido adoptados en forma de ley. Esta investigación corresponde a un planteamiento alterno basado en válidas técnicas para su actualización, comparación y ampliación. La presente investigación no pretende desvirtuar la actual norma de construcciones NSR98, pero si presenta un esquema de comparación valido para futuras discusiones de su actualización.

1.2 Antecedentes

Los antecedentes más importantes de la presente investigación lo constituyen los dos estudios de peligro sísmico hechos para las normas de construcción mencionadas anteriormente. A pesar que desde 1922 fue instalada la primera estación sísmológica por los Jesuitas, el país debió esperar muchos años para interpretar y darles un significado a los diferentes registros que generaban los aparatos instalados; fue hasta que publicaron diferentes investigaciones como el ATC-3 o el "*blue book*" SEAOC, cuando se decidió tropicalizar estos procedimientos.

En 1972, Sarria y Atuesta, (AIS,1996) desarrollaron un primer mapa de peligro a partir de la identificación de zonas con liberaciones de energía similares; esto con la información histórica y la poca información instrumental que podía brindar el Instituto Geofísico de los Andes de la Universidad Javeriana. Para 1978 el anterior mapa se corrigió siguiendo los mismos conceptos cualitativos de 1972, pero con mayor información.

En otra línea de investigación Estrada y Ramírez S.J. publicaron un mapa de zonificación basado en intensidades de Mercalli modificada; para 1979 (Sarria, 1995) Interconexión eléctrica S.A. (ISA), teniendo como objetivo definir el riesgo de los grandes proyectos que manejaba, como Chivor, Salvajina y Guavio patrocinó un proyecto para recopilar, procesar, actualizar y ordenar la información existente generando una base de datos útil para los posteriores análisis de riesgo.

Hacia 1980 Sarria, Bernal y Echeverry, publicaron un primer trabajo que consideraba los efectos de fuente y atenuación de la energía (AIS 1996). En ese trabajo los eventos no tenían relación alguna con las fuentes que los generaban. Asimismo los estudios de ISA avanzaban en forma paralela generando información que se utilizaría para el estudio de "*requisitos sísmicos para edificios*" de la futura norma CCCSR-84. El procedimiento seguido en aquel momento fue utilizar la regionalización de Sarria de 1978 la cual para la época era el mejor trabajo disponible, y asignarle a cada región un valor de la aceleración y de velocidad utilizando los mismos valores que se tenían en los estudios de amenaza sísmica disponible en todo el país.

Hasta 1984 se publicó el primer estudio de amenaza sísmica de Colombia como parte de la adaptación del ATC-3 al país. El estudio presentó mapas de peligro con intensidades tales como aceleración pico efectiva y velocidad pico efectiva. Posteriormente, en 1991, se conformó un nuevo equipo para la revisión de la norma CCCSR-84; esto llevó a una gran recolección de datos y organización de los eventos por fuentes, para poder generar los mapas de aceleración máxima y aceleración de umbral de daño utilizados por la NSR98.

Por otro lado en materia de microzonificaciones, desde la década de los 80 se iniciaron estudios por parte de la agencia Ingeominas adscrita al Ministerio de Minas y Energía para la zonificación geotécnica de Bogotá. Dicha labor se efectuó mediante diversas técnicas hasta llegar a una distribución de zonas que para hoy se tienen bien definidas y delimitadas. En la década de los 90 varios fueron los sismos que sacudieron a la ciudad; provenientes de los sistemas Romeral, Frontal y zona de Benuiof. Estos eventos alarmaron a las autoridades debido a sus fuertes efectos

en la ciudad. Las autoridades distritales responsables del planeamiento físico de la ciudad iniciaron entonces un plan para realizar el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad. Fue así como en 1992 se acordó realizar el proyecto de forma conjunta con la Universidad de los Andes e Ingeominas. Dicho trabajo fue terminado en 1997 con la presentación del informe correspondiente. También Medellín, Cali, Pereira, Manizales y Armenia cuentan con informes similares realizados por diversas entidades.

1.3 Resumen

En el capítulo II, "*Leyes de atenuación*" a partir de los trabajos de Hanks y McGuire (1981), Joyner y Boore (1984), Luco (1985) y Ordaz (1992) se ha desarrollado un procedimiento para estimar las intensidades máximas del suelo con base en modelos sismológicos del espectro radiado. En el presente trabajo, esto se repite para diversas distancias y magnitudes, y las intensidades calculadas se comparan con las registradas durante sismos colombianos, con el fin de determinar los parámetros relevantes del modelo sismológico del espectro y así poder llegar leyes de atenuación de diversas intensidades sísmicas que cumplen con los requisitos de desviación y error medio mínimos. Se hace ver que el método presentado es poderoso, ya que con él pueden también derivarse leyes de atenuación para cantidades de interés para la ingeniería sísmica, como velocidad, desplazamiento, energía u ordenadas espectrales, mediante simples relaciones teóricas.

Se hace una comparación con el reciente sismo de Armenia, Quindío, Colombia, (1999) para estaciones situadas sobre terreno firme y se comprueba el buen comportamiento de la ley propuesta. Además, se encuentran buenas aproximaciones para ordenadas espectrales. Se muestra que este enfoque es especialmente útil para regiones del mundo en que no se tienen bases de datos amplias de registros de movimiento fuerte, como es el caso de Colombia.

Se estudia el problema de predicción de movimientos fuertes de sismos en su zona epicentral, esto es, cuando la distancia mínima entre el sitio y el foco sísmico es comparable a la dimensión característica de la zona de la falla. Se presenta un modelo sismológico de fuente en que se toma en cuenta explícitamente su tamaño finito, superando así la hipótesis de fuente puntual. Las predicciones del modelo se comparan con los datos recopilados de la Red Sismológica Nacional de Colombia (RSNC) en el lapso 1993-2000; lo que permitió la calibración de los parámetros libres del modelo sismológico.

Hasta ese punto todos los análisis realizados son deterministas, verificándolos en todo momento con datos obtenidos en el pasado. Sin embargo, un problema fundamental de la ingeniería sísmica consiste en tratar de predecir las futuras intensidades para el diseño de estructuras; para ello se desarrolla el capítulo III, "*Demanda Sísmica*".

El capítulo III presenta los conceptos probabilistas necesarios, para la construcción de un modelo de peligro, útil en la elaboración de mapas de valores asociados a periodos de retorno esperados de diferentes intensidades sísmicas de interés en el diseño de las estructuras. Para este capítulo se pasa del esquema de lo que ha sucedido (determinista), al de que podría llegar a suceder (probabilista). Se presenta un procedimiento que permite el cálculo de la demanda sísmica para el diseño de estructuras en varios niveles de comportamiento y escenarios de diseño tomando como ejemplo la República de Colombia.

El primer aspecto en tratarse es la presentación de las nuevas tendencias de diseño sismorresistente que están tomando fuerza entre diversos grupos de investigación en el mundo; se establece la necesidad futura de implementar el diseño de estructuras para varios escenarios de diseño. Posteriormente se realiza la evaluación del peligro sísmico en una región determinada para condiciones de suelo firme teniendo en cuenta un modelo consistente que permite la identificación de cualquier intensidad en cualquier escenario de diseño requerido, así como la forma de representarlas analíticamente. La parte final plantea cada una de las variables que forman parte del

comportamiento estructural bajo acciones sísmicas y su influencia para llevar los espectros de peligro uniforme a demanda sísmica útil en el diseño de estructuras. El enfoque se basa fundamentalmente en encontrar la demanda sísmica asociada a cualquiera de los índices de desempeño que se planteen no sólo en el diseño, sino en la revisión de estructuras existentes.

Hasta ese momento todo el análisis se ha realizado para condiciones de suelo firme o roca; esto no representa los efectos locales que se generan por condiciones geotécnicas de un sitio particular. Por lo cual en el capítulo IV "*Demanda sísmica con efectos locales de suelo*" se realiza esta extensión mediante la aplicación de las funciones de transferencia y la generación de leyes de atenuación para esos sitios particulares. Se estudia el proceso no lineal de la propagación de ondas en medios estratificados y se aplica al caso particular de la sábana de Santa Fé de Bogotá, donde los efectos locales pueden llegar a ser fuertes, con las consecuentes repercusiones económicas y sociales.

En el capítulo IV, se realiza la evaluación del peligro sísmico mediante un modelo consistente que incluye el efecto de las condiciones locales geotécnicas en la ciudad, siguiendo la información recabada en el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad realizado por Ingeominas y Uniandes (1997). En este capítulo, los espectros de amplitudes de Fourier (*EAF*) evaluados en el capítulo II son multiplicados en el dominio de la frecuencia por las funciones de transferencia (*FT*) no lineales de un depósito particular, calculadas para cada nivel de intensidad.

El anterior proceso genera el *EAF* en la superficie del depósito en cuestión, del que se pueden encontrar sus valores esperados máximos mediante la teoría de vibraciones aleatorias. Al realizar el anterior proceso con todas las combinaciones de magnitud y distancia epicentral es posible obtener leyes de atenuación de un sitio particular de forma consistente. Finalmente el cálculo del peligro sísmico del sitio se realiza de manera convencional, con lo que es posible obtener las tasas de excedencias de los diferentes periodos estructurales para la generación de espectros de respuesta de peligro uniforme con periodo de retorno determinado.

El proceso es tal que dichas leyes de atenuación son incorporadas ahora por zonas y no por fuentes como en el capítulo III al modelo de peligro sísmico, para la generación de los mapas de riesgo teniendo en cuenta los efectos locales. Aunque existen estudios previos de microzonificación sísmica en Bogotá, esta es la primera vez que se utiliza este procedimiento en el sitio.

El capítulo V "*Riesgo sísmico*", corresponde al cálculo de las pérdidas asociadas al peligro sísmico evaluado anteriormente; dicho capítulo se basa en las variables asociadas al peligro y la vulnerabilidad estructural. En el capítulo se pretende determinar de manera racional las pérdidas asociadas al peligro sísmico de una región en estudio y la vulnerabilidad estructural de las edificaciones que se encuentran circunscrita en la misma; se centra en definir la evaluación de la vulnerabilidad estructural introduciendo conceptos novedosos.

La parte inicial del capítulo busca determinar el daño estructural de forma espectral incluyendo las componentes de distorsión de entropía y energía histerética disipada por los sistemas, mediante técnicas que se han descrito en los capítulos anteriores. Se calculan leyes de atenuación espectrales de índice de daño de una estructura de vulnerabilidad conocida, que permite el cálculo de tasas de excedencia de este tipo de variables para las condiciones de sismicidad de la región.

El tratamiento que se sigue es la evaluación de la pérdida anual esperada con las tasas de excedencia de índice de daño previamente evaluadas. Se presentan algunos ejemplos en la sábana de Santa Fé de Bogotá, lugar cuyo peligro sísmico con efectos locales, ha sido evaluado con particular interés. El anterior análisis es importante para fines prácticos en la industria aseguradora.

2 LEYES DE ATENUACIÓN.

La toma de decisiones de diseño por sismo requiere de descripciones cuantitativas de la sismicidad, tales como las intensidades que un temblor dado generaría en una región en la cual interese determinar el riesgo sísmico. Al hablar de intensidad es usual referirse al parámetro o conjunto de ellos que caracterizan el movimiento, en términos de los cuales se puede predecir la respuesta de un sistema estructural. La evaluación del peligro sísmico en un sitio requiere de leyes de atenuación de intensidades y de la identificación de las fuentes potenciales de temblores cercanos, para las cuales se formulen modelos matemáticos de atenuación regional que se combinen con la información instrumental y subjetiva en cualquier sitio de interés.

La estimación del peligro debe hacer uso máximo de la información disponible, por lo que es deseable contar con modelos de atenuación que tomen en cuenta las características de la fuente en lo que respecta a la forma de los patrones de radiación de energía en distintos tipos de ondas, así como las trayectorias y atenuación de las ondas y su modificación por efecto de las condiciones locales.

Los sismólogos han dedicado mucha atención a las características del movimiento a grandes distancias, a las llamadas distancias telesísmicas, lo que ha permitido obtener valiosa información sobre la estructura interna de nuestro planeta. Sin embargo, hasta hace pocas décadas se ha empezado a estudiar el campo cercano o zona vecina a la fuente, que es precisamente lo más relevante para fines de ingeniería.

Las relaciones de atenuación usadas hasta hace pocos años, eran exclusivamente empíricas y omitían toda consideración sobre mecanismo focal y las ondas que ahí se producen; por lo cual sufren de limitaciones e incongruencias. En términos generales las diferentes medidas de intensidades sísmicas tales como aceleración, velocidad y desplazamiento crecen con la energía liberada (aunque se ha descubierto que la aceleración se satura para grandes magnitudes) y decrecen con la distancia al foco. Las características del medio influyen en la distribución espacial de la energía, siendo las más importantes el amortiguamiento por absorción, la no linealidad de los materiales, la estratificación, la geología, la topografía particular y, por último, la forma en que la energía es liberada en la fuente misma, esto es, el mecanismo focal.

Las relaciones de atenuación antiguas proponían simetría radial de las intensidades sísmicas con respecto al foco o región en que se libera la energía; por lo cual no resulta sorprendente que esas expresiones tuvieran fuertes incertidumbres. Podría suponerse que la inclusión explícita de una forma funcional que provea información del mecanismo de la falla y de las principales irregularidades geológicas en las trayectorias de las ondas sísmicas podría conducir a la reducción de la incertidumbre. Actualmente se tiene una comprensión grande sobre los efectos de la estructura geológica y del mecanismo focal en el proceso de ruptura.

En la República de Colombia se han usado leyes de atenuación como las de Donovan (1972), McGuire (1973) y Esteva (1974) que han sido derivadas a partir de datos sísmicos de otras regiones del mundo y que no representan de forma adecuada la tectónica del territorio. También se han hecho esfuerzos por deducir leyes que satisfagan así sea de forma parcial este problema (Ojeda y Martínez, 1998). Estos esfuerzos se han encaminado a calibrar parámetros de leyes propuestas por Boore, Joyner y Fumal (1997) para el ambiente norteamericano o Gajardo en Venezuela, con la intención de estimar una variable: la aceleración máxima del suelo.

El inconveniente fundamental de esto radica en que la calibración de estas leyes requiere de mucha información, mucha más que la que se cuenta actualmente en bases de datos de sismos colombianos; por lo cual, la correlación no será adecuada a menos que esta base crezca aun más, y esto puede tardar mucho tiempo.

En este trabajo de investigación se propone estudiar la atenuación de las ondas para tratar de calibrar los principales parámetros que la gobiernan, de forma tal que se obtengan espectros de amplitudes de Fourier representativos. Lo que sigue es un proceso puramente teórico que nos lleva a una intensidad pico que coincide, en sentido estadístico, con las registradas.

El éxito del modelo se basa en que tiene tanto fundamentos teóricos como empíricos, ideal para el caso colombiano donde un modelo empírico falla por falta de información que lo respalde. Podría pensarse que al existir más información el modelo empírico clásico de deducir leyes sobrepasaría al teórico, pero este último también se respalda en dicha información.

2.1 Caracterización de los espectros de amplitudes de Fourier (EAF)

Los temblores de origen tectónico se deben a desplazamientos relativos de fallas geológicas. Las principales fallas son las fronteras entre las placas que conforman la corteza terrestre, las cuales se deslizan sobre una capa blanda llamada astenósfera con lentos movimientos relativos entre ellas. Para explicar esto han surgido diversas teorías que coinciden en aceptar que existen procesos de convección que generan un gradiente térmico necesario para desplazar las placas y hacerlas chocar entre sí.

Estudios indican que la tierra se está enfriando y que la tectónica de placas es una etapa de evolución geológica del planeta; de cualquier forma, las altas temperaturas que la tierra conserva en su interior explicarían, junto con las diferentes densidades, los mecanismos de convección. La corteza está entonces sujeta a cambios en sus estados de esfuerzos y deformaciones. El aumento de esfuerzos hasta niveles que sobrepasan la resistencia de los materiales inicia un proceso de ruptura que, de acuerdo con la teoría de Reid, es una liberación súbita de la deformación acumulada.

La ruptura se inicia en un punto y se propaga bajo condiciones dinámicas que aun no son bien comprendidas debido a lo poco que se conoce del comportamiento de las rocas a las altas presiones y temperaturas que se supone existen en las profundidades donde se generan sismos. No obstante, puede aceptarse que con la liberación de esfuerzos en una parte de la falla se aumentan estos en otra parte, con lo que continua el proceso de ruptura, siguiendo un principio de redistribución de esfuerzos poco conocido.

Debido a que las fronteras de las fallas son irregulares la ruptura estará asociada a una caída de esfuerzos después de un proceso gradual de incremento del esfuerzo. Esta caída tiene una historia temporal que depende de las propiedades físicas de la falla, tales como resistencia a la fricción, rugosidad y temperatura, entre otras. En ciertos casos en que es excedida la resistencia estática a la fricción se puede tener deslizamiento asísmico.

La sacudida de un sismo en un lugar cualquiera puede ocurrir debido a temblores próximos o lejanos. En el primer caso el movimiento es rico en altas frecuencias, mientras que en el segundo caso la mayor parte de la energía del espectro se sitúa en las zonas de periodos largos. La influencia sobre una estructura con un periodo propio característico será, por tanto, muy diferente según sea su distancia al foco sísmico. Por lo cual se impone la necesidad de definir claramente cuándo un sismo puede considerarse próximo y cuando no. Con esta finalidad, en sismología se han acuñado los conceptos de campo cercano y campo lejano.

Para grandes longitudes de onda y distancias, similares a las dimensiones de la fuente, los temblores pueden modelarse como fuentes puntuales; el uso de fuentes puntuales ha permitido un considerable avance en la descripción de fuentes más complejas, en particular las de origen tectónico. Desde el punto de vista sismológico un emplazamiento puede considerarse situado en campo lejano cuando su distancia al origen es suficiente como para atenuar las ondas de cuerpo. Desde esta punto de vista las ondas, caracterizadas por el predominio de las bajas frecuencias, pueden ser aproximadas con un frente plano y analizadas usando la teoría de rayos. Algunos fenómenos físicos que afectan la propagación de ondas, como la dispersión, la atenuación, y la difracción, cobran gran importancia en este caso y son motivo de investigación por parte de la sismología moderna.

Dado que el tamaño del terremoto es clave para acotar el campo lejano, a veces la otra zona, - el campo cercano -, ha sido definido en ingeniería como la región en torno a la fuente sísmica situada a una distancia más pequeña que la longitud de la fractura, parámetro que como se explicará más adelante se relaciona directamente con la magnitud del sismo. Para este caso el foco dejará de ser puntual y comenzará a tener dimensiones finitas. En cualquier caso, en el campo cercano las ondas sísmicas poseen siempre alta frecuencia y por tanto pequeña longitud de onda.

Los problemas sísmicos fueron abordados inicialmente en el campo lejano, principalmente debido a que los equipos de registro desarrollados fueron sismógrafos, fácilmente saturables a distancias cercanas del foco. Posteriormente se desarrollaron equipos capaces de registrar altas frecuencias, lo cual permitió obtener registros sísmicos que han favorecido el estudio del proceso de fractura en el foco. Se han propuesto muchas teorías y modelos que se han comparado con las observaciones, la mayoría de ellos basados en la teoría de dislocaciones o en teorías generalizadas de fuentes puntuales, en las cuales la propagación de la fuente simula el fenómeno de ruptura.

2.1.1 Análisis

La comprensión del problema sísmico dio un paso fundamental cuando en 1910 Shida observó que la polaridad del primer impulso de la onda *P* registrada en una estación sísmica dependía del azimut de la estación respecto al epicentro. En otras palabras, la primera llegada era hacia arriba, indicando compresión del suelo sobre el sismómetro, o hacia abajo indicando dilatación. Esto hizo ver que el mecanismo que origina un terremoto no puede ser de tipo explosivo ya que a este siempre lo corresponderían polaridades compresivas. Observaciones más completas permitieron comprobar que la distribución de polaridades dividía el área alrededor del epicentro en cuatro regiones de similar extensión, de manera que los cuadrantes con predominio de compresiones estaban limitados por los de dilataciones. La distribución de ondas que modela una fuente es comúnmente llamada patrón de radiación y es motivo permanente de investigación por parte de sismólogos.

La solución para el campo de desplazamientos en un medio elástico, infinito, homogéneo e isotrópico debido a una carga puntual, fue planteada hace más de un siglo y medio por Stokes; sin embargo, sólo hasta principios del siglo XX Nakano la aplicó para representar eventos sísmicos; fue él, quien considerando una carga puntual con una variación $f(t)$, dedujo el campo de desplazamiento en coordenadas cartesianas de la siguiente forma:

$$u = \frac{1}{4\pi\rho} \left\{ \frac{\partial^2}{\partial x^2} (\phi - \psi) + \nabla^2 \psi \right\} \quad (2.1)$$

$$v = \frac{1}{4\pi\rho} \left\{ \frac{\partial^2}{\partial y^2} (\phi - \psi) \right\} \quad (2.2)$$

$$w = \frac{1}{4\pi\rho} \left\{ \frac{\partial^2}{\partial x \partial z} (\phi - \psi) \right\} \quad (2.3)$$

donde u , v y w son los desplazamientos en las direcciones x , y y z respectivamente; las funciones potenciales ϕ y ψ están definidas como:

$$\phi = \frac{1}{r} F \left(t - r/\alpha \right) \quad (2.4)$$

$$\psi = \frac{1}{r} F \left(t - r/\beta \right) \quad (2.5)$$

siendo α y β , las velocidades de onda dilatacional (onda P) y cortante (onda S) respectivamente, r la distancia al epicentro y $F(t)$ esta relacionada con $f(t)$ mediante:

$$f(t) = \frac{\partial^2 F(t)}{dt^2} \quad (2.6)$$

El movimiento puede descomponerse en desplazamientos radiales y transversales, y haciendo los respectivos cambios de coordenadas; a partir de la solución de las ecuaciones 2.1-2.3 pueden obtenerse las correspondientes a combinaciones de fuerzas puntuales que dan origen a diferentes mecanismos focales.

Una explosión, por ejemplo, puede ser representada por seis fuerzas que se generan de un punto hacia fuera en cada uno de los ejes coordenados; un sólo par de fuerzas sobre un plano genera equilibrio en desplazamientos pero tiene un momento resultante; asimismo la aplicación de cuatro fuerzas, es decir un doble par sobre cuadrantes opuestos, genera en un sistema con fuerzas y momentos nulos; este es conocido como fuente puntual de doble par. Debido a esta característica de resultante nula, la fuente de doble par es empleada con frecuencia para representar temblores, pues en ellos las fuerzas están en equilibrio antes y después del sismo. De las ecuaciones 2.1-2.3 puede obtenerse que la solución para el doble par esta dada por:

$$u = -\frac{1}{4\pi\rho} \left\{ 2 \frac{\partial^3}{\partial x^2 \partial y} (\phi - \psi) + \frac{\partial}{\partial y} \nabla^2 \psi \right\} \quad (2.7)$$

$$v = -\frac{1}{4\pi\rho} \left\{ 2 \frac{\partial^3}{\partial y^2 \partial x} (\phi - \psi) + \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 \psi \right\} \quad (2.8)$$

$$w = -\frac{1}{4\pi\rho} \left\{ 2 \frac{\partial^3}{\partial y \partial x \partial z} (\phi - \psi) \right\} \quad (2.9)$$

en donde las relaciones 2.4-2.6 siguen siendo validas, pero $f(t)$ representa los pares. Para el campo lejano los campos de desplazamientos en coordenadas esfericas pueden escribirse como:

$$u_r = \frac{1}{4\pi\rho} \frac{1}{\beta^3 r} H_1(t, r, \alpha, \beta) \text{Sen}^2 \theta \text{Sen}(2\phi) \quad (2.10)$$

$$u_\theta = \frac{1}{4\pi\rho} \frac{1}{\beta^3 r} H_2(t, r, \alpha, \beta) \text{Sen} \theta \text{Cos} \theta \text{Sen}(2\phi) \quad (2.11)$$

$$u_\phi = \frac{1}{4\pi\rho} \frac{1}{\beta^3 r} H_3(t, r, \alpha, \beta) \text{Sen} \theta \text{Cos} \theta \quad (2.12)$$

donde u_r , u_θ y u_ϕ son los desplazamientos en coordenadas esféricas y H_1 , H_2 y H_3 , son funciones que se pueden obtener de forma similar a ϕ y ψ .

Los patrones de radiación definen la forma en que se distribuyen angularmente las ondas generadas de la fuente. Por ejemplo, considerando el campo lejano, si $\theta=90^\circ$ los desplazamientos radiales u_r , provocados en este caso por las ondas P , estarían modulados por la función $\text{sen}2\phi$ y los desplazamientos u_ϕ , generados por las ondas S , lo serian por la función $\text{cos}2\phi$. De esta forma los patrones de radiación de ondas S y P se encuentran desfasados.

En 1923, Nakano mediante la teoría de elasticidad, suponiendo una tierra elástica, infinita e isotrópica dedujo los patrones de radiación para los modelos de par sencillo y par doble, esto llevo a la derivación de las primeras ecuaciones de desplazamiento para el modelo de par doble; que finalmente fue aceptado como correcto modelador del fenómeno. Se ha discutido mucho de la bondad de doble par para modelar temblores, debido a que el patrón de radiación en el campo lejano para las ondas P es el mismo que el del par simple; en el caso de ondas S no sucede así, sin embargo, el modelo de doble par fue ganando adeptos y en la década de los 60 era ya el modelo aceptado. De esta forma mediante el estudio de la polaridad de los primeros movimientos, se han podido establecer las características del patrón de radiación para el doble par que aproxima el inicio de un temblor y contar con información del mecanismo en la fuente.

Lo anterior fue corroborado mediante estudios de mecanismos basados en las componentes de las ondas S , el ángulo de polarización o en ondas superficiales, que permitieron establecer que el modelo de doble par de fuerzas es el que mejor describe el mecanismo focal de un terremoto.

Para describir la fenomenología de la radiación de alta frecuencia provocada por temblores, a partir de estudio sismológicos, Aki (1967) estudio el modelo de dislocación de Haskell (1964), en el que una ruptura bajo esfuerzo cortante se propaga a través de una falla rectangular, la cual está dentro de un espacio elástico, isotropo e infinito. Aki dedujo que los desplazamientos en campo lejano debido a las ondas P y S , son, en coordenadas polares:

$$U_R = \frac{1}{4\pi\beta^3 R} \left(\frac{\beta}{\alpha} \right)^3 \text{Sen}(2\theta) \text{Sen}(\phi w) \int_0^L D \left(\zeta, t - \frac{R - \zeta \text{Cos}(\theta)}{\alpha} \right) d\zeta \quad (2.13)$$

$$U_{\theta} = \frac{1}{4\pi\beta^3 R} \text{Cos}(2\theta)\text{Cos}(\phi w) \int_0^L D\left(\zeta, t - \frac{R - \zeta \text{Cos}(\theta)}{\alpha}\right) d\zeta \quad (2.14)$$

$$U_{\phi} = \frac{1}{4\pi\beta^3 R} \text{Cos}(2\theta)\text{Sen}(\phi w) \int_0^L D\left(\zeta, t - \frac{R - \zeta \text{Cos}(\theta)}{\alpha}\right) d\zeta \quad (2.15)$$

Donde U_R , U_{θ} y U_{ϕ} son los desplazamientos en dirección radial, angular y longitudinal respectivamente, w es el ancho de la falla, L la longitud. $D(x,t)$ es la función de dislocación. El sistema de coordenadas es tal que $x=R\text{cos}(\theta)$, $y=R\text{sen}(\theta)$ y $z=R\text{sen}(\theta)\text{Cos}(\phi)$. Usando funciones espaciales y temporales de autocorrelacion, Aki(1967) dedujo que el espectro de amplitudes de Fourier del desplazamiento provocado por las ondas S puede expresarse de la siguiente forma:

$$U(\omega) = \frac{1}{4\pi\rho\beta^3 R} \frac{wD_0L}{\sqrt{1 + \left(\frac{\text{Cos}(\theta)}{\beta} - \frac{1}{v}\right)^2 \left(\frac{\omega}{k_L}\right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{\omega}{k_T}\right)^2}} \quad (2.16)$$

donde D_0 es el desplazamiento promedio de la falla, $v=k_T/k_L$. Aki estudió el caso particular cuando $\theta=0$ y además considerando la definición de momento sísmico como:

$$M_0 = \mu w L D_0 \quad (2.17)$$

pudo definir el espectro de amplitudes de desplazamiento como sigue a continuación:

$$U(f) = \frac{R_{\theta\phi}}{4\pi\rho\beta^3} \frac{M_0}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \frac{1}{R} \quad (2.18)$$

donde $R_{\theta\phi}$ es el patrón de radiación, ρ es la densidad de masa del material, y f_c es la llamada *frecuencia de esquina*. El término $1/R$ modela la atenuación geométrica de las ondas de cuerpo en el campo lejano; después se verá cómo este varía a medida que se aleja de la fuente para reflejar mejor la atenuación de las ondas a grandes distancias. Este espectro contiene una parte plana en la zona de bajas frecuencias, cuya amplitud es proporcional a M_0 .

Para altas frecuencias, el espectro decae como función de f^{-2} , por lo que es llamado modelo "omega cuadrada" (ω^2) y las dos zonas del espectro se cortan aproximadamente en la frecuencia de esquina, como se puede ver en la figura (2.1). Esta frecuencia se relaciona con la dimensión del radio de la fuente de la siguiente forma (Brune, 1970):

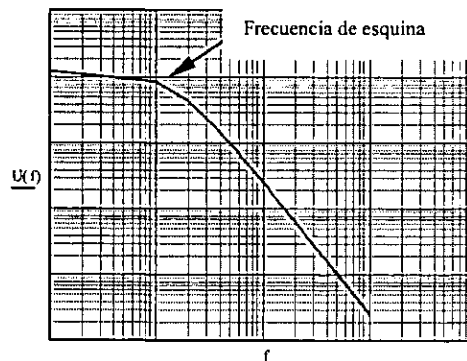


Figura. 2.1: Espectro de amplitudes de Fourier de desplazamiento típico en un lugar cercano la falla

$$r_0 = 2.34 \frac{\beta}{\omega_c} \quad (2.19)$$

donde r_0 es el radio equivalente de una falla circular en km., para la caída de esfuerzos y el momento sísmico que se tiene en consideración y $\omega_c = 2\pi f_c$. El espectro de la ecuación 2.18, al ser multiplicado por ω^2 dará como resultado el espectro de amplitudes de Fourier de aceleraciones:

$$A(f) = CR_{\Theta\phi} S(f) \frac{1}{R} \quad (2.20)$$

donde C es un término constante que depende de las propiedades del material, dado por:

$$C = \frac{1}{4\pi\rho\beta^3} \quad (2.20)$$

el término $S(f)$ es llamado espectro de fuente de Brune (1970), quien suponiendo que la dislocación en el borde de la falla es de la forma $1-e^{-t/\tau}$ llego a un resultado similar; actualmente esta relación es llamada modelo de Brune, el parámetro τ (o $k_T^{-1} = 2\pi f_c$ en el modelo de Aki) debe ser de orden r_0/β donde r_0 es una dimensión característica definida anteriormente de la zona de ruptura; el término $S(f)$ puede ser evaluado por la siguiente relación; Una forma típica del espectro de amplitudes de aceleraciones se muestra en la figura 2.2:

$$S(f) = \frac{M_0 \cdot f^2}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \quad (2.21)$$

Brune (1970), con base en un modelo de falla circular encontró relaciones entre la frecuencia de esquina, el momento sísmico y la dimensión de la falla, de tal forma que la frecuencia de esquina para el modelo es:

$$f_c = 4.9 \cdot 10^6 \beta \cdot \sqrt[3]{\frac{\Delta\sigma}{M_0}} \quad (2.22)$$

En la expresión 2.22 $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzos medida en bares, β está dada en km/seg y M_0 en dinas-cm.

El término $A(f)$ de la ecuación 2.20 representa el espectro de aceleraciones en un medio ideal; las condiciones bajo las cuales se va modificando este espectro a medida que el movimiento avanza se describen a continuación:

Atenuación Regional. Es llamada también absorción anelástica y puede ser utilizada como un indicador de las posiciones de la litósfera (zona de relativa baja absorción y por tanto elevado valor de Q) y de la astenósfera (alta absorción y Q pequeña) en una determinada región. Para una zona de subducción el valor de Q para las ondas P ,

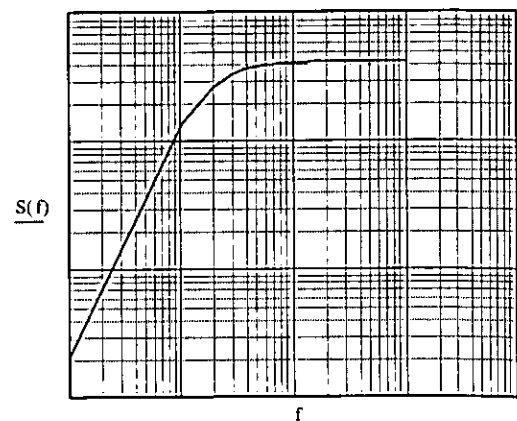


Figura 2.2: Espectro de amplitudes de Fourier de aceleraciones típico en un lugar cercano a la falla

Q_p toma valores próximos a 1000 para la litósfera, entre 200 y 500 para la astenósfera y de 1000 a 3000 para la corteza oceánica que se introduce bajo la placa continental. Este parámetro toma en cuenta la energía disipada por procesos viscosos, comportamiento no lineal de la roca o disipación por calor. Esta atenuación depende de las propiedades de la roca, la frecuencia y de la distancia recorrida; está muy ligada a las características tectónicas locales. Será necesario calibrar este parámetro para nuestro modelo de atenuación en el ambiente colombiano; bajos valores de Q están asociados a regiones sísmicamente activas, mientras que altos valores representan zonas estables. Se ha visto que una forma apropiada de representar este tipo de atenuación es mediante la multiplicación de $A(f)$ por un filtro con término exponencial decreciente con la forma $e^{-\pi f^2 R/\beta Q}$ donde $Q=Q_0 * f^\epsilon$, aquí Q_0 y ϵ son constantes para una zona de la corteza en análisis; estos últimos parámetros son los que será necesario tabular en función del mejor nivel de correlación que se obtenga de una base de datos de sismos de la región.

Decaimiento de la alta frecuencia. Como se aprecia en la ecuación 2.19, el espectro de Brune predice amplitud constante para $f \gg f_c$. Esto no puede ser así, en primer lugar por consideraciones energéticas, y además porque, como se observa en los espectros reales, a medida que se avanza en distancia, las altas frecuencias se van filtrando y las amplitudes de aceleración van decayendo de una forma más rápida que lo predicho por la atenuación regional. Dicho decaimiento se ha atribuido tanto a efectos de fuente como a efectos de las capas superficiales. Boore(1983) utiliza la frecuencia de corte introducida por Hanks (1982), f_{max} , para modelar el abrupto decaimiento de la energía de alta frecuencia mediante un filtro Butterworth pasabajas. Singh et al. (1982) encontraron que este decaimiento podía ser representado mediante una expresión exponencial de la forma $e^{-\pi k}$, donde k es un factor que depende del sitio y que será motivo de calibración en nuestro estudio. Además, se ha visto que el parámetro k tiene variación con la distancia de la forma $\kappa=\kappa_1+R/Q_1$.

Partición de la energía en dos componentes. Como la energía del espectro fuente es total, se supone una partición en dos componentes ortogonales horizontales, por lo que se involucra el factor $\sqrt{1/2}$, suponiendo que las componentes son iguales en ambas direcciones.

Corrección por superficie libre. Se aplica un factor de 2 para predecir las amplificaciones de onda al llegar a la superficie debido al brusco cambio de impedancias.

Patrón de radiación. Se usarán los recomendados en la literatura internacional (Boore 1983; Boatwright, 1984) que oscilan entre 0.55 y 0.63.

Atenuación geométrica. El término $1/R$ implica la predominancia de ondas de cuerpo para distancias cercanas al epicentro; sin embargo a mayores distancias, la predominancia es de ondas superficiales. Este efecto debe tomarse en cuenta transformando el término $1/R$ en $(R^*R_x)^{-1/2}$, donde R_x es la distancia epicentral a partir de la cual predominarán las ondas superficiales.

Introduciendo estos efectos se puede describir el viaje de las ondas S a través del medio y así establecer el espectro de amplitudes de aceleración en cualquier sitio particular. En estas condiciones, la ecuación original 2.18 se transforma en la siguiente:

$$A(f) = \frac{2}{\sqrt{2}} R_{\oplus} \phi^{CMo} \frac{f^2}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \frac{e^{\left(\frac{-\pi R}{\beta Q_0 f^\epsilon}\right)} e^{\left(-\pi\left(\kappa_1 + \frac{R}{Q_1}\right)f\right)}}{R} \quad (2.23)$$

Este modelo es llamado de "fuente puntual" y representa el EAF en un sitio deseado después del viaje de las ondas afectado por las variables mencionadas, dichas variables son las que reflejan el proceso de atenuación de amplitudes para altas frecuencias. Formas típicas de estos espectros para diferentes distancias pueden observarse en la figura 2.3:

Dicho modelo ha sido aplicado en muchas zonas del mundo, para distancias de hasta 100 km. Después de esa distancia el movimiento deja de estar controlado por las ondas S.

Se ha observado que a distancias focales muy pequeñas, comparables con el tamaño de la ruptura, el modelo de fuente puntual falla. Por lo cual para contar con un modelo útil en las cercanías de la fuente, Singh *et al.* (1989) desarrollaron un modelo sísmológico que tiene en cuenta el tamaño finito de la zona de ruptura. El modelo contempla una falla circular de radio r_0 que rompe con intensidad uniforme a lo largo del área. El punto de observación P esta situado justo arriba del foco que se localiza a una distancia R_0 sobre el hipocentro. El área de ruptura se divide en elementos de tamaño diferencial ds_i ; además se supone que la ruptura de cada elemento ocurre aleatoriamente distribuida sobre el área de ruptura S . Así el EAF puede ser descrito en cercanías del punto P como (Papageorgiu y Aki, 1985, Joyner y Boore, 1986):

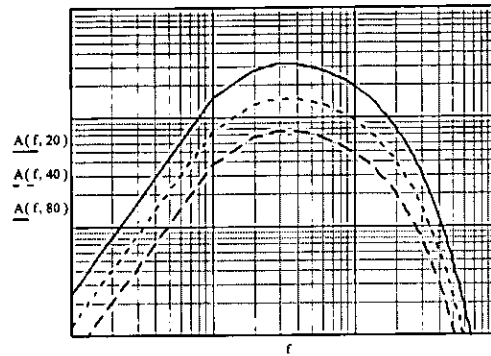


Figura 2.3: Espectro de amplitudes de aceleración para diferentes distancias epicentrales.

$$A(f) = \sqrt{\sum_{i=1}^n (A_i(f))^2} \quad (2.24)$$

donde n es el número de elementos en que se divide S . y $A_i(f)$ es el espectro radiado por el elemento i , dado por:

$$A_i(f) = \frac{2}{\sqrt{2}} R_{\theta\phi} C M_0 f_c^2 \frac{e\left(\frac{-\pi R_i}{\beta Q_0}\right)}{R_i} e^{-\pi\kappa f} \frac{\partial S_i}{\partial S} \quad (2.25)$$

Si n se hace suficientemente grande, la sumatoria se puede reemplazar por una integral de modo que la expresión queda:

$$A(f)^2 = 4R_{\theta\phi}^2 C^2 M_0^2 f_c^4 \frac{e(2\pi\kappa f)}{\pi r_0^2} \int_0^{r_0} \int_0^{2\pi} \frac{e\left[\frac{-2\pi\sqrt{r_0^2 + R_0^2}}{\beta Q_0}\right]}{r^2 + R_0^2} r \partial r \partial \theta \quad (2.26)$$

al resolver esta expresión se llega al modelo de fuente finita:

$$A(f)^2 = 4R_{\Theta\phi} C^2 (Mof_c^2)^2 \frac{e^{\left[-2\pi\left(\kappa_1 + \frac{R}{Q_1}\right)f\right]}}{(r_o)^2} \left[E1(\alpha R_0) - E1\left[\eta\sqrt{(r_o^2 + R_0^2)}\right] \right] \quad (2.27)$$

donde $E1()$ es la integral exponencial (Gautschi y Cahill, 1965) y $\eta=2\pi/\beta Q_0$, esta integral sólo tiene solución numérica.

El modelo de fuente finita parte de la suposición de que el observador se encuentra a una distancia cercana. Como ya se vio anteriormente, el radio de la falla equivalente crecerá a medida que aumente la magnitud; si esto sucede, y teniendo en cuenta que las ondas sufren todos los fenómenos de atenuación descritos anteriormente, la contribución de ondas que vienen del cada vez más lejano perímetro sufrirá los procesos exponenciales de atenuación, haciendo que la aceleración no crezca de forma indefinida. Este comportamiento es el que provoca la saturación de la aceleración para magnitudes muy grandes y distancias cercanas al epicentro.

En efecto, se ha observado de registros de movimientos fuertes en sitios localizados sobre la zona de ruptura de grandes temblores costeros de México, que para magnitudes grandes ($M>7$) las aceleraciones máximas del terreno, A_{max} , no crecen como lo predicen los modelos usuales de atenuación (ver, por ejemplo Idriss, 1985). Esto sugiere que existe un fenómeno de saturación de A_{max} al aumentar la magnitud, algo que muchas de las leyes usuales de atenuación no predicen de forma adecuada. En resumen, la definición del EAF es la siguiente:

Si $R < R_x$,

$$(A(f))^2 = 4R_{\Theta\phi} C^2 (Mof_c^2)^2 \frac{e^{\left[-2\pi\left(\kappa_1 + \frac{R}{Q_1}\right)f\right]}}{(r_o)^2} \left[E1(\alpha R_0) - E1\left[\eta\sqrt{(r_o^2 + R_0^2)}\right] \right]$$

Si $R > R_x$,

$$A(f) = \frac{2}{\sqrt{2}} R_{\Theta\phi} C M_o \frac{f^2}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \frac{e^{\left(\frac{-\pi R}{\beta Q_0 f \varepsilon}\right)} e^{\left[-\pi\left(\kappa_1 + \frac{R}{Q_1}\right)f\right]}}{R}$$

Se encontró que una distancia R_x para la cual existe un buen acoplamiento entre las 2 ecuaciones del EAF en la República de Colombia es de aproximadamente 100 km.

2.1.2 Leyes de atenuación a partir del EAF por medio de la teoría de vibraciones aleatorias

El EAF de aceleración en el sitio refleja el contenido de frecuencia del movimiento sísmico en cuestión. Sin embargo, hace falta la información de las fases del acelerograma y no hay forma de conocerla. Así las cosas, existiría una gran cantidad de señales que cumplirían con tener el mismo EAF y la misma duración de fase intensa, cada una de ellas con diferentes fases y, por tanto, con un diferente valor de intensidad máxima. Por esta razón, esta variable se vuelve aleatoria. Es necesario recurrir a la teoría de vibraciones aleatorias para determinar esos valores extremos asociados a cada EAF .

2.1.2.1 Teoría de vibraciones aleatorias

Sea $a(t)$, una señal de aceleración cuyo espectro de Fourier es $A(f)$ (espectro hallado previamente). Se define esta señal simétrica con respecto al origen. Además, definiendo el parámetro $\zeta(t)=a(t)/A_{cm}$, donde A_{cm} es la aceleración cuadrática media que definiremos posteriormente, se puede demostrar que bajo circunstancias generales los máximos valores de $\zeta(t)$, tienen la siguiente densidad de probabilidades:

$$P(\zeta(t)) = \varepsilon \phi\left(\frac{\zeta(t)}{\varepsilon}\right) + (1 - \varepsilon^2) \frac{1}{2} \zeta(t) e^{-\zeta^2/2} \phi\left[\zeta \frac{\sqrt{1 - \varepsilon^2}}{\varepsilon}\right] \quad (2.28)$$

$$\text{donde } \varepsilon^2 = \frac{m_0 m_4 - m_2^2}{m_0 m_4} \quad (2.29)$$

m_0 , m_2 y m_4 son los momentos estadísticos de orden 0, 2 y 4 de $A(f)^2$ que pueden ser evaluados mediante la expresión:

$$m_k = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty (2\pi f)^{k+1} (A(f))^2 df \quad (2.30)$$

también en la ecuación 2.28

$$\phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2}} e^{-\frac{x^2}{2}} \quad (2.31)$$

haciendo uso del teorema de Parseval (Papoullis, 1965) como sigue: $A_{cm} = \sqrt{\frac{m_0}{T_d}}$ (2.32)

donde, A_{cm} es la aceleración cuadrática media, (Papoullis, 1965). En la expresión anterior, T_d es la duración de la fase intensa del evento, que de acuerdo con Herrman (1985) para terrenos firmes estaría dada por:

$$T_d = \frac{1}{f_c} + 0.05R \quad (r_0 \text{ en el caso de fuente finita, km}) \quad (2.33)$$

El parámetro ε mide el ancho de banda del espectro; valores altos del parámetro dan espectros de banda ancha y valores bajos generan espectros de banda angosta, si el parámetro es igual a cero la distribución de probabilidades se transforma en distribución de Rayleigh y si es igual a 1 se transforma en distribución gaussiana. Como interesa conocer el máximo valor, es necesario derivar la expresión 2.28 de la siguiente forma:

$$P_m(\zeta(t)_{\max}) = \frac{\partial P(\zeta(t)_{\max})^N}{\partial \zeta(t)_{\max}} \quad (2.34)$$

Sustituyendo la las ecuaciones anteriores (Cartwright y Longuet-Higgins, 1956), podemos llegar al siguiente planteamiento:

$$P_m(\zeta(t)) = N \left[\phi\left(\frac{\zeta(t)}{\varepsilon}\right) - \sqrt{2\pi}k\phi(\zeta(t))\phi\left(\frac{\zeta(t)k}{\varepsilon}\right) \right]^{N-1} \left[\frac{1}{\varepsilon}\phi\left(\frac{\zeta(t)}{\varepsilon}\right) + \sqrt{2\pi}k\phi(\zeta(t))\left(\zeta(t)\phi\left(\frac{\zeta(t)k}{\varepsilon}\right) - \frac{k}{\varepsilon}\phi\left(\frac{\zeta(t)k}{\varepsilon}\right)\right) \right]$$

A partir de esta ecuación es posible calcular los momentos estadísticos de $\zeta(t)_{max}$ de forma simple mediante:

$$E(\zeta(t)^k) = \int_{-\infty}^{\infty} \zeta(t)^k P_m(\zeta(t)_{max}) d\zeta(t)_{max} \quad (2.35)$$

$$\text{donde el término } k \text{ tiene la siguiente forma: } k^2 = 1 - \varepsilon^2 \quad (2.36)$$

De esta última expresión puede demostrarse (Cartwright y Longuett-Higgins, 1956; Davenport, 1964) que si el logaritmo natural de N no es demasiado pequeño, son válidas las siguientes aproximaciones asintóticas:

$$E(\zeta(t)_{max}) = \sqrt{2\ln(N)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2\ln(N)}} \quad (2.37)$$

donde γ es la constante de Euler ($= 0.577\dots$) y N es el número esperado de valores extremos, que se puede definir de la siguiente forma:

$$N = \frac{T_d}{\pi} \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad (2.38)$$

El valor esperado de la aceleración máxima puede deducirse mediante:

$$E(A_{max}) = A_{cm} E(\zeta(t)_{max}) \quad (2.39)$$

En vista de las ecuaciones 2.30, 2.32, 2.33, 2.37, 2.38 y 2.39, es posible estimar A_{max} si se conocen el EAF y la duración de fase intensa de un sismo. A_{max} resulta ser entonces una función del momento sísmico, de la distancia focal, y de los parámetros libres $\Delta\sigma$, Q_0 , ε , k_1 , Q_1 , ρ , β y $R_{0\phi}$. Por otra parte, entre el momento sísmico y la magnitud existe la siguiente relación propuesta por Hanks y Kanamori:

$$\text{Log}_{10}(M_0) = 1.5M_w + 16.1 \quad (2.40)$$

Donde M_w es la magnitud de momento. En estas condiciones, puede estimarse A_{max} como función de magnitud y distancia si se conocen los parámetros libres $\Delta\sigma$, Q_0 , ε , k_1 , Q_1 , ρ , β y $R_{0\phi}$.

2.2 Datos y procedimiento de análisis

El procedimiento de análisis propuesto consiste en generar leyes de atenuación mediante el ajuste de los parámetros libres, de suerte que se minimice la dispersión con respecto a aceleraciones observadas en territorio colombiano. Obsérvese que el efecto de los parámetros libres ρ , β y $R_{0\phi}$ es el mismo (los tres son constantes de proporcionalidad). Por esta razón, se fijan los dos primeros y se deja libre el tercero. Nótese que, en este problema, la solución óptima en el sentido de mínimos cuadrados no puede ser obtenida directamente o con soluciones cerradas, por tratarse de un problema fuertemente no lineal. Por otra parte, mientras que en las soluciones lineales de mínimos cuadrados se obtienen simultáneamente error cuadrático mínimo y error

medio nulo, en los problemas no lineales no necesariamente ocurre así. En el presente trabajo se procedió iterativamente hasta encontrar soluciones con error medio tendiente a cero (para no subestimar o sobrestimar sistemáticamente) y error cuadrático medio mínimo.

Para realizar el análisis se separaron los sismos de Colombia en dos tipos representativos de la tectónica del territorio: 1) las aceleraciones registradas durante la ocurrencia de sismos en las zonas de subducción y de Benioff bajo la placa continental (“*Subducción*”); y 2) las registradas durante sismos de fallas activas en el territorio nacional (“*Activa*”). Se tienen en total más de 200 eventos registrados en la Red Sismológica Nacional de Colombia (RSNC), de los cuales fueron descontados algunos que presentaban efectos de sitio visibles, patrones anómalos de radiación o posibles errores en las mediciones de los aparatos.

Se generó una ley de atenuación para cada uno de estos dos casos y una ley general (“*Nacional*”), que incluye todos los registros. Para nuestro análisis *R* se tomó como la distancia hipocentral, y la variable que se intenta predecir es la aceleración neta registrada, definida como la raíz de la suma de las componentes horizontales al cuadrado dividida entre dos:

$$A_n = \sqrt{\frac{A_{ns}^2 + A_{eo}^2}{2}} \tag{2.41}$$

Los datos de aceleraciones registradas en Colombia se muestran en catálogos separados por tipos de fuentes en las siguientes tablas 2.1 y 2.2:

Tabla 2.1: Registros de aceleraciones máximas de las zonas activas de Colombia

<i>Activa</i> SISMO	M _L	COORD LAT N	ESTACI LONG W	A neta (gal)	R Km	A calc (gal)	<i>e_m</i> 0.0070 Error	<i>σ</i> 0.568 E ²
El Porvenir (Casa.)	4.9	4.93	73.08	43.17	15.60	72.89	-0.52	0.27
La Uruvia (Boya.)	5.7	4.93	73.08	89.14	26.76	73.37	0.19	0.04
Sabanalarga (Casa.)	4.6	4.93	73.08	11.33	28.68	20.58	-0.60	0.36
Armenia (QUIN.)	5.9	4.64	75.68	62.17	30.99	70.98	-0.13	0.02
Bolívar (Anti.)	3.5	5.66	75.91	6.73	31.55	3.83	0.56	0.32
Bolívar (Anti.)	4.7	5.66	75.91	16.92	34.46	17.04	-0.01	0.00
Sabanalarga (Casa.)	5	4.93	73.08	20.44	36.56	21.86	-0.07	0.00
Santa Cecilia (Risa.)	3.6	5.25	75.82	2.50	41.12	2.70	-0.08	0.01
Une(Cund.)	3.7	4.18	73.64	3.19	44.24	2.74	0.15	0.02
Armenia (QUIN.)	5.9	4.78	75.64	57.83	45.33	39.30	0.39	0.15
Sabanalarga (Casa.)	5.0	4.76	73.14	6.05	51.57	11.99	-0.68	0.47
Chameza (Casa.)	4.6	4.90	73.30	25.14	54.68	6.55	1.35	1.81
Santa Cecilia (Risa.)	3.6	5.66	75.91	2.67	55.18	1.48	0.59	0.35
S.J.cie Rioseco (Cund.)	4.8	5.04	75.12	4.94	60.28	7.04	-0.36	0.13
Bolívar (Anti.)	4.7	5.74	76.55	4.65	66.87	5.33	-0.14	0.02
Bolívar (Anti.)	3.5	5.25	75.82	1.67	72.12	0.76	0.79	0.63
Bolívar (Anti.)	4.7	5.29	76.25	3.86	79.87	4.09	-0.06	0.00
Bolívar (Anti.)	4.7	5.25	75.82	7.98	81.14	3.99	0.69	0.48
Sta. Isabel (Anti.)	5.2	6.37	75.00	28.21	82.94	7.31	1.35	1.82
S.J.de Rioseco (Cund.)	4.8	5.39	75.16	3.73	84.50	4.28	-0.14	0.02
Sta. Isabel (Anti.)	5.2	6.21	74.84	23.63	91.76	6.30	1.32	1.75
Armenia (quin.)	5.9	5.04	75.12	9.65	98.05	12.88	-0.29	0.08

<i>Activa</i> SISMO	M _L	COORD		ESTACI LONG W	A neta (gal)	R Km	A calc (gal)	e_m	σ
		LAT N						0.0070	0.568
								Error	E ²
Armenia (Quin.)	5.9	5.3	75.57	6.95	101.62	12.24	-0.57	0.32	
Garagoa (Boya.)	5.6	4.18	73.64	4.75	109.21	7.85	-0.50	0.25	
Bolivar (Anti.)	4.7	5.39	75.16	4.98	111.90	2.37	0.74	0.55	
Cedros (Boya.)	5.3	4.18	73.64	3.136	112.99	5.18	-0.50	0.25	
Armenia (Quin.)	5.9	5.42	75.72	7.13	113.39	10.45	-0.38	0.15	
El Porvenir (Casa.)	4.9	4.18	73.64	2.85	114.83	3.00	-0.05	0.00	
Armenia (Quin.)	5.9	3.76	74.89	6.11	118.25	9.83	-0.47	0.23	
Tauramena (casa.)	6.5	4.18	73.64	24.30	122.53	17.64	0.32	0.10	
Tauramena (Casa.)	6.5	4.71	73.99	16.23	122.86	17.57	-0.08	0.01	
Armenia (QUIN.)	5.9	5.39	75.16	15.75	126.44	8.89	0.57	0.33	
La Uruia (Boya.)	5.7	4.71	73.99	3.19	128.29	6.91	-0.77	0.60	
Tauramena (Casa.)	6.5	4.33	73.86	18.04	128.70	16.46	0.09	0.01	
La Uruia (Boya.)	5.7	4.18	73.64	5.59	130.35	6.74	-0.19	0.04	
Sabanalarga (Casa.)	4.6	4.18	73.64	1.42	131.63	1.55	-0.09	0.01	
S.J.de Rioseco (Cund.)	4.8	4.18	73.64	1.32	132.53	2.05	-0.44	0.19	
Tauramena (Casa.)	6.5	4.64	74.08	48.19	134.49	15.46	1.14	1.29	
Tauramena (Casa.)	5.5	4.18	73.64	5.47	134.51	5.04	0.08	0.01	
Sabanalarga (Casa.)	5	4.18	73.64	2.76	135.95	2.59	0.06	0.00	
La Uruia (Boya.)	5.7	4.33	73.86	2.77	136.07	6.30	-0.82	0.67	
Armenia (QUIN.)	5.9	3.66	76.71	3.31	138.91	7.71	-0.84	0.71	
Tauramena (Casa.)	5.5	4.33	73.86	2.26	139.73	4.74	-0.74	0.55	
La Uruia (Boya.)	5.7	4.64	74.08	5.62	140.35	6.00	-0.07	0.00	
Armenia (QUIN.)	5.9	5.66	75.91	5.50	141.37	7.50	-0.31	0.10	
Tauramena (Casa.)	5.4	4.18	73.64	2.65	143.98	3.98	-0.41	0.16	
Armenia (QUIN.)	5.9	4.28	74.43	5.47	144.92	7.22	-0.28	0.08	
Armenia (QUIN.)	5.9	5.07	74.59	4.99	146.25	7.11	-0.36	0.13	
Armenia (QUIN.)	5.9	5.68	75.33	3.30	148.44	6.95	-0.74	0.55	
Armenia (QUIN.)	5.9	3.38	74.8	11.93	154.24	6.54	0.60	0.36	
Yali (Anti.)	4.7	5.39	75.16	4.50	156.03	1.32	1.23	1.50	
Tauramena (Casa.)	6.5	4.85	74.33	12.61	156.40	12.40	0.02	0.00	
Armenia (QUIN.)	5.9	5.56	74.89	5.89	158.34	6.27	-0.06	0.00	
Armenia (QUIN.)	5.9	4.85	74.33	2.57	162.73	6.01	-0.85	0.72	
Sta. Isabel (Anti.)	5.2	5.56	74.89	9.88	163.25	2.48	1.38	1.91	
Riosucio (Choc6)	6.3	6.18	75.55	9.75	176.05	8.35	0.15	0.02	
Cedros (Boya.)	5.3	5.06	74.59	1.47	176.99	2.46	-0.51	0.26	
Yopal (Casa.)	5.7	4.18	73.64	4.23	179.83	4.00	0.06	0.00	
Tauramena (Casa.)	6.5	5.06	74.59	19.18	184.05	9.68	0.68	0.47	
La Uruia (Boya.)	5.7	5.06	74.59	2.18	187.85	3.72	-0.54	0.29	
Tauramena (Casa.)	5.5	5.06	74.59	1.62	189.09	2.85	-0.57	0.32	
Armenia (QUIN.)	5.9	2.71	75.43	4.26	192.18	4.57	-0.07	0.00	
Riosucio (Choc6)	6.3	5.66	75.91	4.80	198.30	6.91	-0.36	0.13	
Tauramena (Casa.)	5.4	5.06	74.59	1.47	202.46	2.21	-0.41	0.17	
Riosucio (Choo6)	6.3	5.26	76.56	5.51	222.36	5.72	-0.04	0.00	
Tauramena (Casa.)	6.5	5.56	74.89	10.06	225.49	6.99	0.36	0.13	

Activa SISMO	M _L	COORD		ESTACI	A neta (gal)	R Km	A calc (gal)	e_m	σ
		LAT N	LONG W					0.0070 Error	0.568 E ²
Tauramena (Casa.)	6.5	5.04	75.12	6.34	242.48	6.19	0.02	0.00	
Riosucio (Choo6)	6.3	5.25	75.82	4.01	243.43	4.90	-0.20	0.04	
Tauramena (Casa.)	6.5	5.39	75.16	13.35	250.46	5.86	0.82	0.68	
Tauramena (Casa.)	6.5	3.76	74.89	6.40	257.69	5.58	0.14	0.02	
Tauramena (Casa.)	6.5	6.29	74.94	6.04	264.14	5.35	0.12	0.01	
Páez (Cauca)	6.4	5.04	75.12	2.94	265.30	4.74	-0.48	0.23	
Páez (Cauca)	6.4	4.85	74.33	6.27	294.61	3.93	0.47	0.22	
Páez (Cauca)	6.4	5.39	75.16	8.36	299.85	3.81	0.79	0.62	
Tauramena (Casa.)	6.5	5.42	75.72	1.28	312.20	3.98	-1.14	1.29	
Tauramena (Casa.)	6.5	7.86	72.52	4.62	321.29	3.77	0.20	0.04	
Tauramena (Casa.)	6.5	2.72	75.44	2.72	376.79	2.79	-0.03	0.00	

Tabla 2.2. Registros de aceleraciones máximas en zonas de subducción de Colombia

Subducción SISMO	M _L	COORD		ESTACI	A neta (gal)	R km	A calc (gal)	e_m	σ
		LAT N	LONG W					-0.0023 Error	0.658 E ²
Subduccion	6.60	5.26	75.81	211.00	20.01	369.90	-0.56	0.32	
Subduccion	5.80	4.23	76.33	29.00	44.07	59.03	-0.71	0.51	
Subduccion	6.60	4.23	76.33	117.00	46.84	113.88	0.03	0.00	
Subduccion	6.60	4.51	75.63	33.00	67.19	67.95	-0.72	0.52	
Subduccion	5.80	3.88	76.58	28.00	72.16	27.94	0.00	0.00	
Subduccion	6.60	4.25	75.93	98.00	90.89	47.14	0.73	0.54	
Subduccion	6.50	3.88	76.58	83.00	96.40	39.65	0.74	0.55	
Subduccion	5.10	5.26	75.81	6.00	99.78	7.71	-0.25	0.06	
Calima (Valle)	6.60	3.88	76.58	28.83	107.20	38.05	-0.28	0.08	
Calima (Valle)	6.60	3.66	76.71	53.42	114.64	34.76	0.43	0.18	
Risaralda (Cald.)	6.60	5.01	75.42	13.90	115.16	34.55	-0.91	0.83	
Risaralda (Cald.)	6.60	5.42	75.72	13.51	115.27	34.50	-0.94	0.88	
Subduccion	6.50	5.02	75.42	56.00	117.91	30.24	0.62	0.38	
Subduccion	6.60	4.23	76.33	24.00	119.49	32.85	-0.31	0.10	
Pueblo Rico (Risa.)	4.90	5.25	75.82	8.39	125.52	4.09	0.72	0.52	
Risaralda (Cald.)	6.60	5.66	75.91	60.33	127.79	29.92	0.70	0.49	
Subduccion	6.60	4.51	75.63	37.00	130.23	29.14	0.24	0.06	
Risaralda (Caid.)	6.60	4.46	75.62	31.31	131.98	28.59	0.09	0.01	
Calima (Valle)	6.60	4.26	75.94	60.83	136.08	27.37	0.80	0.64	
Pueblo Rico (Risa.)	4.90	5.66	75.91	4.47	137.50	3.51	0.24	0.06	
Risaralda (Cald.)	6.60	5.56	74.89	33.20	151.35	23.45	0.35	0.12	
Risaralda (Cald.)	6.60	4.23	76.33	19.16	162.52	21.09	-0.10	0.01	
Calima (Valle)	6.60	5.26	76.56	33.11	163.02	20.99	0.46	0.21	
Calima (Valle)	6.60	4.46	75.62	42.23	165.05	20.60	0.72	0.51	
Calima (Valle)	6.60	2.95	76.71	9.59	166.17	20.39	-0.75	0.57	
Otanche (Boya.)	5.90	5.06	74.59	2.80	180.85	8.14	-1.07	1.14	
Subduccion	6.60	5.42	75.72	32.00	182.54	17.65	0.60	0.35	
Calima (Valle)	6.60	5.25	75.82	37.25	190.66	16.48	0.82	0.67	
Risaralda (Cald.)	6.60	6.37	75.00	24.61	194.77	15.93	0.43	0.19	

Subducción SISMO	M _L	COORD		ESTACI LONG W	A neta (gal)	R km	A calc (gal)	e_m	σ
		LAT N						-0.0023 Error	0.658 E ²
Subduccion	6.60	5.04	75.12	12.00	206.25	14.53	-0.19	0.04	
Otanche (Boya.)	5.90	5.39	75.16	8.74	207.83	6.44	0.31	0.09	
Calima (Valle)	6.60	5.42	75.72	11.92	209.30	14.19	-0.17	0.03	
Calima (Valle)	6.60	5.29	75.56	7.24	210.29	14.08	-0.66	0.44	
Calima (Valle)	6.60	2.47	76.59	13.75	211.46	13.95	-0.01	0.00	
Otanche (Boya.)	5.90	5.04	75.12	3.57	213.62	6.14	-0.54	0.29	
Calima (Valle)	6.60	2.44	76.63	4.46	214.08	13.67	-1.12	1.25	
Risaralda (Caid.)	6.60	4.64	74.08	4.23	218.27	13.24	-1.14	1.30	
Otanche (Boya.)	5.90	4.18	73.64	3.59	222.71	5.71	-0.46	0.22	
Risaralda (Gaid.)	6.60	3.66	76.71	19.53	224.54	12.63	0.44	0.19	
Calima (Valle)	6.60	5.04	75.10	4.36	230.32	12.11	-1.02	1.04	
Calima (Valle)	6.60	3.76	74.89	5.39	233.16	11.86	-0.79	0.62	
Calima (Valle)	6.60	5.39	75.16	28.44	246.67	10.78	0.97	0.94	
Nido de Bucaramanga	5.50	6.29	74.94	6.40	253.69	2.70	0.86	0.75	
Nido de Bucaramanga	5.70	6.29	74.94	9.17	256.29	3.44	0.98	0.96	
Risaralda (Caid.)	6.60	6.37	77.46	6.63	263.69	9.60	-0.37	0.14	
Nido de Bucaramanga	6.00	5.56	74.89	7.97	271.66	4.51	0.57	0.32	
Calima (Valle)	6.60	5.56	74.89	5.63	279.16	8.67	-0.43	0.19	
Calima (Valle)	6.60	5.06	74.59	3.91	279.60	8.65	-0.79	0.63	
Nido de Bucaramanga	5.70	5.56	74.89	6.05	280.97	2.89	0.74	0.54	
Risaralda (Cald.)	6.60	2.95	76.71	6.69	286.49	8.28	-0.21	0.05	
Risaralda (Cald.)	6.60	2.72	75.44	3.43	289.05	8.15	-0.86	0.75	
Nido de Bucaramanga	5.60	5.56	74.89	4.84	292.24	2.35	0.72	0.52	
Nido de Bucaramanga	5.50	5.06	74.59	1.23	292.83	2.04	-0.51	0.26	
Nido de Bucaramanga	5.10	5.56	74.89	3.83	295.52	1.13	1.22	1.49	
Nido de Bucaramanga	5.90	5.39	75.16	7.98	295.88	3.39	0.86	0.73	
Calima (Valle)	6.60	4.85	74.33	3.29	297.56	7.73	-0.85	0.73	
Subduccion	6.40	5.26	75.81	4.00	307.36	5.79	-0.37	0.14	
Nido de Bucaramanga	5.50	5.39	75.16	3.85	310.69	1.81	0.75	0.57	
Nido de Bucaramanga	5.70	5.39	75.16	5.26	311.12	2.37	0.80	0.63	
Calima (Valle)	6.60	4.64	74.08	7.59	317.81	6.84	0.10	0.01	
Nido de Bucaramanga	6.00	5.04	75.12	2.02	320.40	3.29	-0.49	0.24	
Nido de Bucaramanga	5.60	5.39	75.16	5.05	320.80	1.95	0.95	0.90	
Nido de Bucaramanga	5.50	5.39	75.16	3.37	321.09	1.70	0.69	0.47	
Nido de Bucaramanga	6.00	4.18	73.64	1.13	327.46	3.16	-1.03	1.05	
Risaralda (Cald.)	6.60	2.47	76.59	8.04	328.24	6.43	0.22	0.05	
Calima (Valle)	6.60	4.71	73.99	3.09	328.57	6.42	-0.73	0.54	
Calima (Valle)	6.60	6.29	74.94	6.29	328.70	6.42	-0.02	0.00	
Risaralda (Cald.)	6.60	2.44	76.63	3.68	332.57	6.28	-0.53	0.28	
Risaralda (Cald.)	6.60	7.86	72.52	2.65	480.82	2.95	-0.11	0.01	

Estos registros corresponden a un periodo comprendido entre 1993 y 2000, ya que a partir de entonces fue instalada la Red Sismológica Nacional de Colombia (RSNC), la cual cuenta con equipos lo suficientemente precisos como para confiar en sus resultados; antes de esto existían diferentes equipos pero operados de forma independiente por diversas instituciones que no permitían un cubrimiento tan preciso como el que ahora se tiene.

2.3 Resultados

Los resultados se condensan en la tabla 2.3. Las leyes de atenuación de aceleración máxima de suelo, A_{max} resultantes se muestran en la figura 2.3:

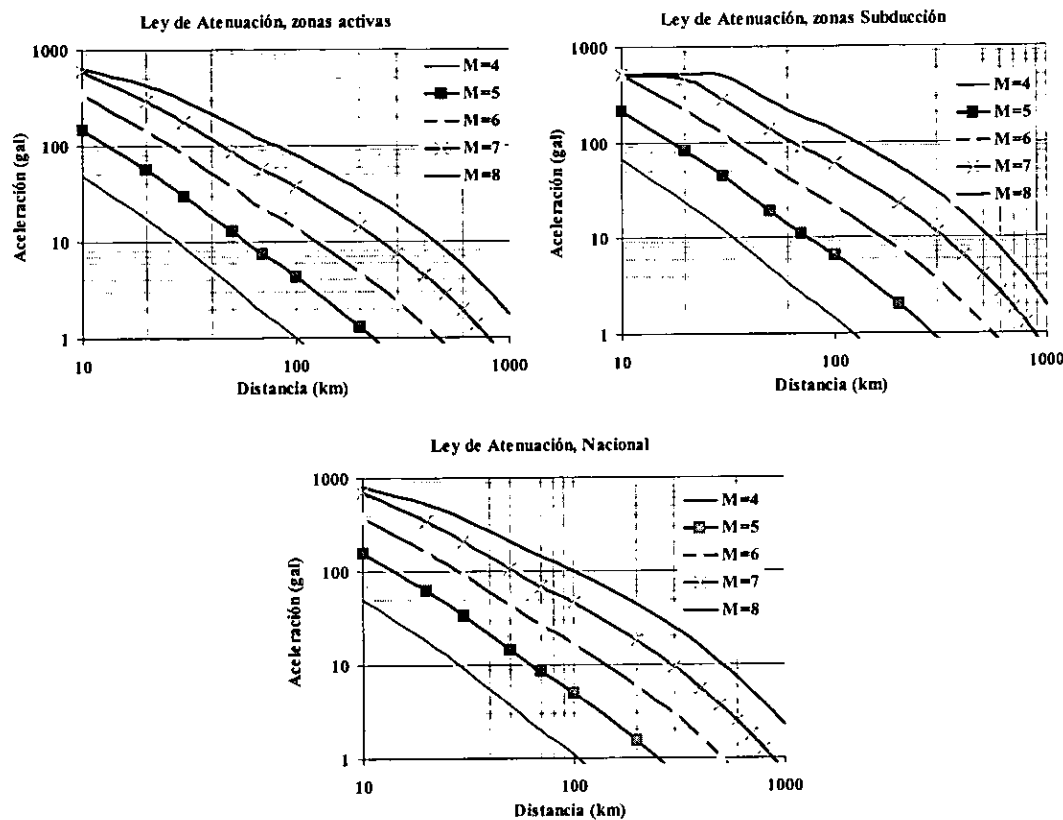


Figura 2.3: Leyes de atenuación de A_{max} para las zonas tectónicas del territorio Colombiano

Tabla 2.3: Resultado de la calibración de parámetros para cada caso analizado.

ZONA	Q1	ϵ	Q0	$R_{\theta\phi}$	K_1	σ	$\Delta\sigma$	e_m
Activa	3600	1.0	750	0.6	0.008	0.56	125	0.007
Subducción	3800	1.5	750	0.6	0.010	0.65	250	-0.002
Promedio nacional	3800	1.5	750	0.6	0.012	0.65	185	-0.007

e_m es el error medio, que se define como el promedio de los logaritmos de los cocientes entre aceleraciones observadas y calculadas; e_m es una medida del sesgo de la estimación. σ es la desviación estándar de los logaritmos naturales

Para los sismos de fallas activas la desviación estándar es de 0.56, mientras que para subducción es de 0.65. Si se incluyen todos los sismos ("nacional") se obtiene un valor de $\sigma=0.65$. En términos generales, los errores medios son aceptablemente bajos. El desempeño de estas leyes fue comparado, desde el punto de vista estadístico, con el de las usadas en el desarrollo del Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia (AIS, 1996), utilizando la misma base de datos de aceleraciones que se ha utilizado en el presente trabajo. Los resultados se presentan en la tabla 2.4:

Tabla 2.4. Comparación estadística de las diferentes leyes usadas. Se analiza el desempeño de diversas leyes de atenuación (filas de la tabla) cuando se utilizan diversas bases de datos (columnas de la tabla)

Ley	ACTIVA		SUBDUCCION		NACIONAL	
	σ	e_m	σ	e_m	σ	e_m
Donovan I ⁺	1.14	0.91	0.78	-0.42	0.97	-0.66
DonovanII ⁺	1.47	-1.28	1.06	-0.83	1.26	-1.05
McGuire ⁺	1.47	-1.31	1.18	-0.97	1.35	-1.14
Promedio ⁺	1.44	-1.25	1.06	-0.83	1.24	-1.04
Activa*	0.56	0.007	-	-	-	-
Subducción*	-	-	0.65	-0.002	-	-
Nacional*	-	-	-	-	0.65	0.007

⁺Leyes consideradas en el Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia

*Leyes obtenidas en este estudio

e_m fue además graficado para cada tipo de fuente con respecto a la distancia, para poder visualizar su comportamiento a medida que se alejan del epicentro los diferentes eventos; el resultado en las leyes "activa" y "subducción", presenta un grado aceptable de simetría para todas las distancias comprobando así el bajo error medio o sesgo, como se puede observar en la figura 2.4:

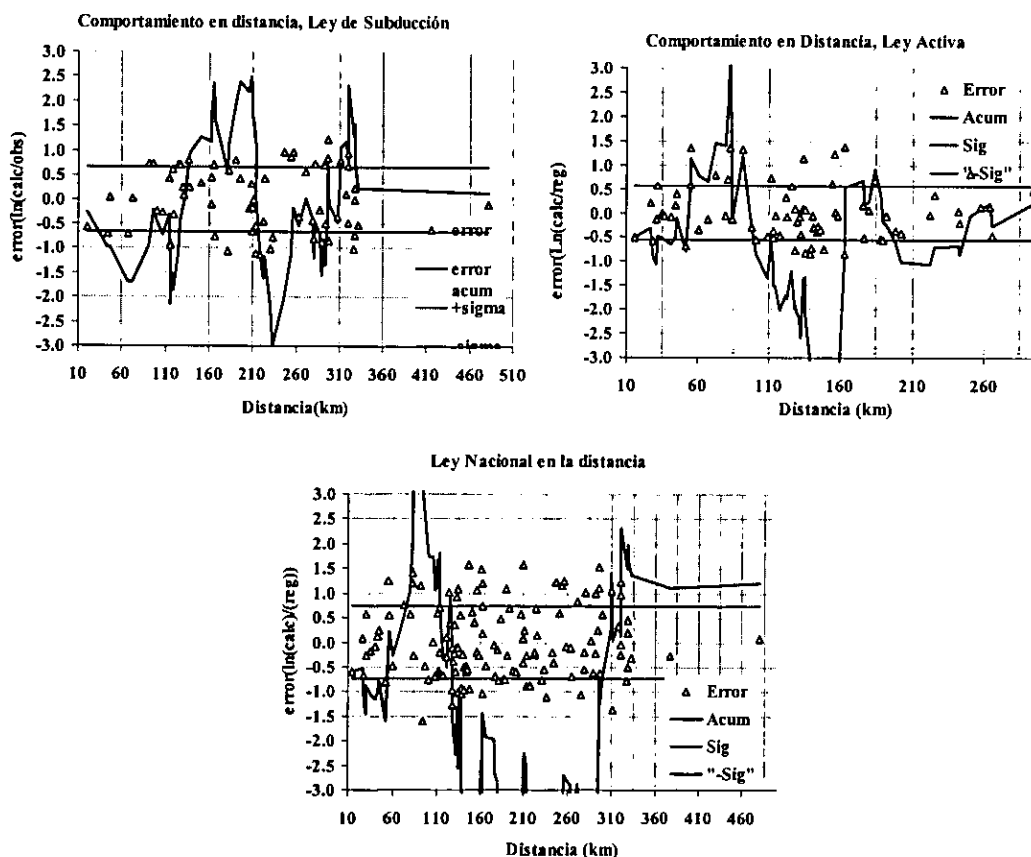


Figura 2.4: Comportamiento del error en la distancia de las diferentes leyes de atenuación.

Se observa que, en general, las leyes usadas en el Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia (AIS, 1996) tienen desviaciones estándar mayores que las determinadas en este estudio y, además, sobrestiman sistemáticamente las aceleraciones observadas. También se nota que, para igual magnitud y distancia, la ley para sismos de subducción predice aceleraciones más altas que

para los temblores continentales; esto se refleja, principalmente, en un mayor valor de la caída de esfuerzos (ver tabla 2.3). En todas las leyes se observa la saturación de A_{max} en altas magnitudes y y cortas distancias.

2.4 Comentarios

Es importante hacer notar que, puesto las leyes de atenuación se han construido a partir de modelos teóricamente admisibles, los rangos de aplicación de esta ley, en magnitud y distancia, son muy probablemente mayores que los de los datos disponibles. Las leyes de atenuación aquí derivadas no tienen una expresión matemática sencilla. En términos generales, esto no es un inconveniente. Sin embargo, los valores aquí obtenidos podrían ajustarse a expresiones matemáticas sencillas, lo cual, desafortunadamente, introduciría una incertidumbre adicional innecesaria.

Es interesante señalar que el enfoque aquí presentado puede extenderse para obtener leyes de atenuación de otros parámetros de interés para la ingeniería sísmica. Por ejemplo, si los EAF de las ecuaciones 2.23 y 2.27 se dividen por ω y ω^2 se obtienen los espectros de amplitudes de Fourier de velocidad y desplazamiento del suelo, respectivamente. Si a estos espectros se aplica el procedimiento de vibraciones aleatorias descrito, se obtienen leyes de atenuación para velocidad máxima y desplazamiento máximo del suelo; asimismo, usando el EAF de velocidades resulta sencillo evaluar la energía, como el área bajo la curva del EAF de velocidades elevado al cuadrado. En la figura 2.5 se presentan estas leyes de atenuación para el caso "Nacional".

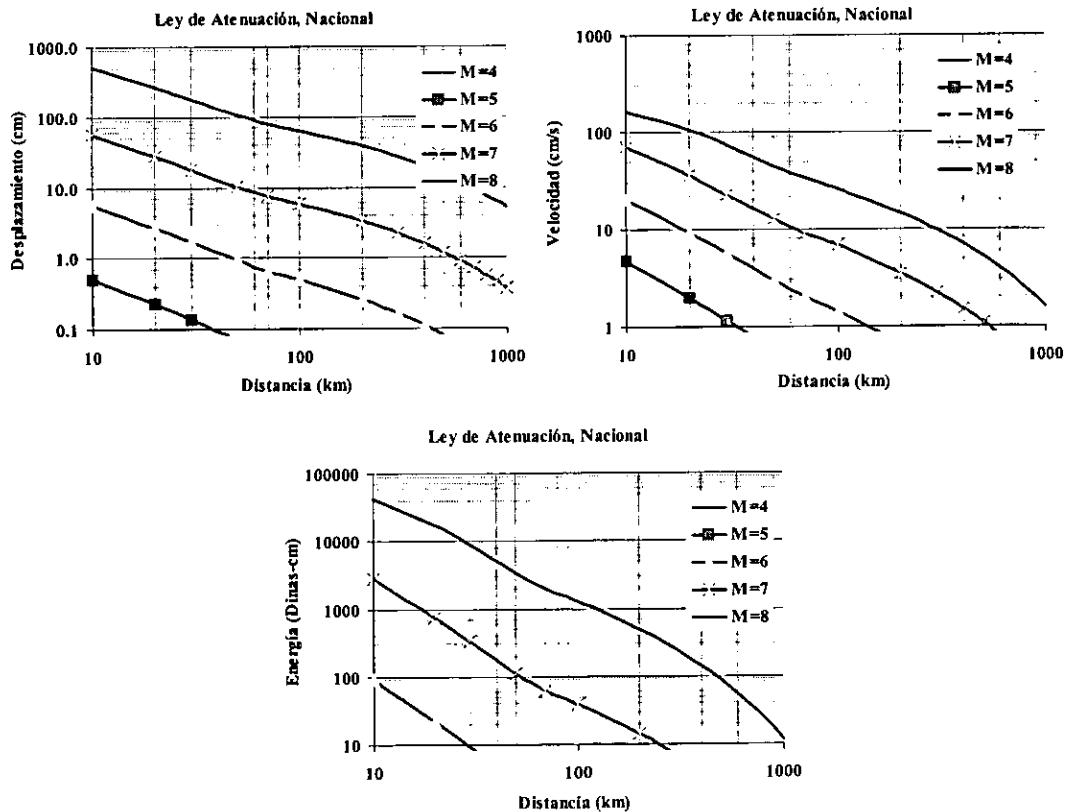


Figura 2.5: Leyes de atenuación de desplazamiento, velocidad y energía para el caso nacional

Se ha visto cómo, a partir del espectro de amplitudes de Fourier de las ecuaciones 2.23 y 2.27, es posible estimar una intensidad pico que es útil para fines de diseño, mediante el

tratamiento de teoría de vibraciones aleatorias que se le hace a la señal. Se hace necesario un proceso adicional para evaluar cualquier tipo de espectros a partir de los mismos principios expuestos anteriormente.

Udwadia y Trifunac, (1973), desarrollaron una método para calcular espectros de respuesta de sistemas de un grado de libertad a partir del espectro fuente usando funciones de transferencia que lleven la intensidad del *EAF* fuente a intensidad de *EAF* de un oscilador simple de la siguiente forma:

$$|Y(f)| = |A(f)| * |H(f)|$$

donde $H(f)$ es la función de transferencia de aceleración del suelo a pseudoaceleración, velocidad del suelo a pseudovelocidad o desplazamiento del suelo a desplazamiento espectral de un oscilador de un grado de libertad con frecuencia f_0 y relación de amortiguamiento crítico ξ ; por ejemplo, la función de transferencia para el caso de las aceleraciones, calculada a partir de la transformada de Fourier de la ecuación diferencial de equilibrio dinámico de un sistema de un grado de libertad tiene la siguiente forma:

$$H(f) = \frac{1}{1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2 + 2\xi i \left(\frac{f}{f_0}\right)} \quad (2.42)$$

La aplicación del procedimiento de vibraciones aleatorias permite estimar el valor de la respuesta máxima que tendría este oscilador ante el sismo caracterizado por el *EAF* correspondiente. Si esto se repite para varios periodos, se habrá calculado el espectro de respuesta y, consecuentemente, leyes de atenuación para las ordenadas espectrales deseadas.

Conviene hacer notar que en este caso, la duración de fase intensa, T_d , no debe ser la duración de la excitación sino la duración de la respuesta del oscilador, T_r . Esta puede obtenerse con la siguiente expresión, debida a Joyner y Boore (1983):

$$T_r = T_d + \frac{u^3}{2\xi f_0 \pi \left(u^3 + \frac{1}{3}\right)} \quad (2.43)$$

donde $u = T_d/T_0$, siendo T_0 , el periodo natural del oscilador. Nótese que la función de transferencia del oscilador de un grado de libertad debe ser la que corresponda a la respuesta espectral deseada. Así, por ejemplo, si se desean leyes de atenuación para la pseudoaceleración, habrá de usarse la función de transferencia de aceleración del suelo a pseudoaceleración espectral.

También se podrían usar funciones de transferencia de depósitos estratificados y así obtener el espectro en la superficie para la posterior generación de espectros teniendo en cuenta efectos locales; esto hace parte del capítulo IV de este trabajo de investigación.

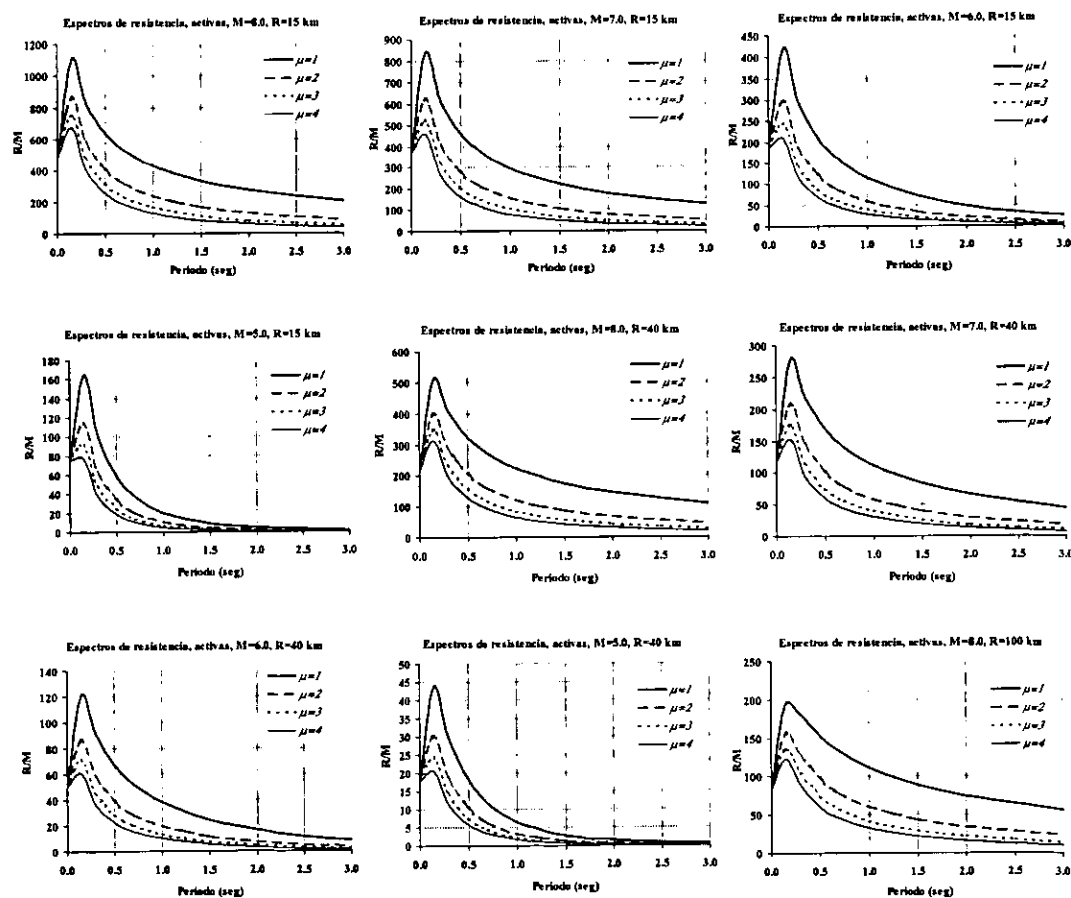
Finalmente, este proceso se puede ampliar para estimar espectros de respuesta elastoplástica (resistencia) usando, por ejemplo, el procedimiento de Ordaz y Pérez Rocha (1998), quienes desarrollaron una expresión para obtener espectros elastoplásticos a partir del espectro elástico de desplazamiento normalizado con respecto al desplazamiento máximo del terreno. La expresión propuesta, la cual es independiente de las condiciones de suelo, tiene la siguiente forma:

$$R_{\mu}(T) = 1 + \left(\frac{x(T)}{x_{MAX}} \right)^{\beta(\mu)} \quad (\mu - 1) \text{ donde } \beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (2.44)$$

$x(T)$ es el espectro elástico de desplazamiento y $R_{\mu}(T)$ es el cociente entre la resistencia necesaria para obtener comportamiento elástico y la resistencia necesaria para alcanzar una demanda de ductilidad especificada, μ . La resistencia (por unidad de masa) necesaria para alcanzar la demanda de ductilidad μ , es decir, la ordenada del espectro inelástico, puede obtenerse dividiendo la ordenada espectral de pseudoaceleración por R_{μ} . En el caso del desplazamiento inelástico la ordenada elástica de desplazamiento debe ser multiplicada por el término μR_{μ} .

En la figura 2.6 siguiente se presentan, para el caso de fuentes "Activas", espectros de respuesta para diferentes demandas de ductilidad, magnitudes y distancias epicentrales para relación de amortiguamiento crítico, $\xi=0.05$. Estas figuras constituyen leyes de atenuación para relación de amortiguamiento crítico, $\xi=0.05$. Estas figuras constituyen leyes de atenuación para la relación de amortiguamiento crítico, $\xi=0.05$. Estas figuras constituyen leyes de atenuación para la relación de amortiguamiento crítico, $\xi=0.05$. Estas figuras constituyen leyes de atenuación para la relación de amortiguamiento crítico, $\xi=0.05$.

Los factores de reducción siguen siendo validos para reducir espectros de diseño evaluados mediante teoría de peligro sísmico de forma directa, siempre y cuando se cuente con el desplazamiento máximo asociado al período de retorno en cuestión, después de aplicar el modelo probabilístico descrito en el capítulo III.



Continúa en la siguiente página

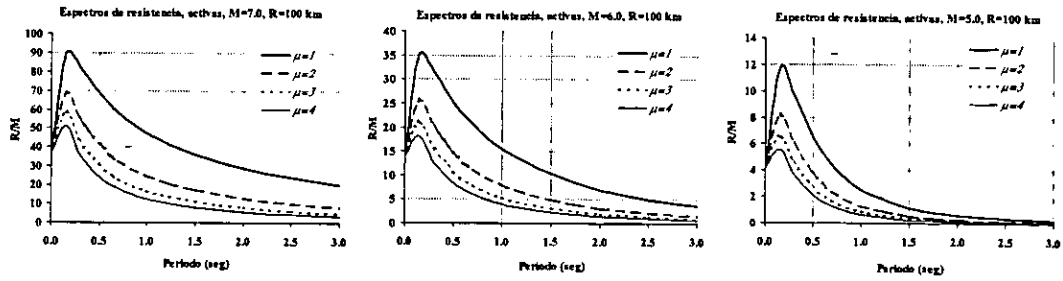


Figura 2.6: Espectros de resistencia por unidad de masa, para diferentes distancias epicentrales, magnitudes y demandas de ductilidad (gal).

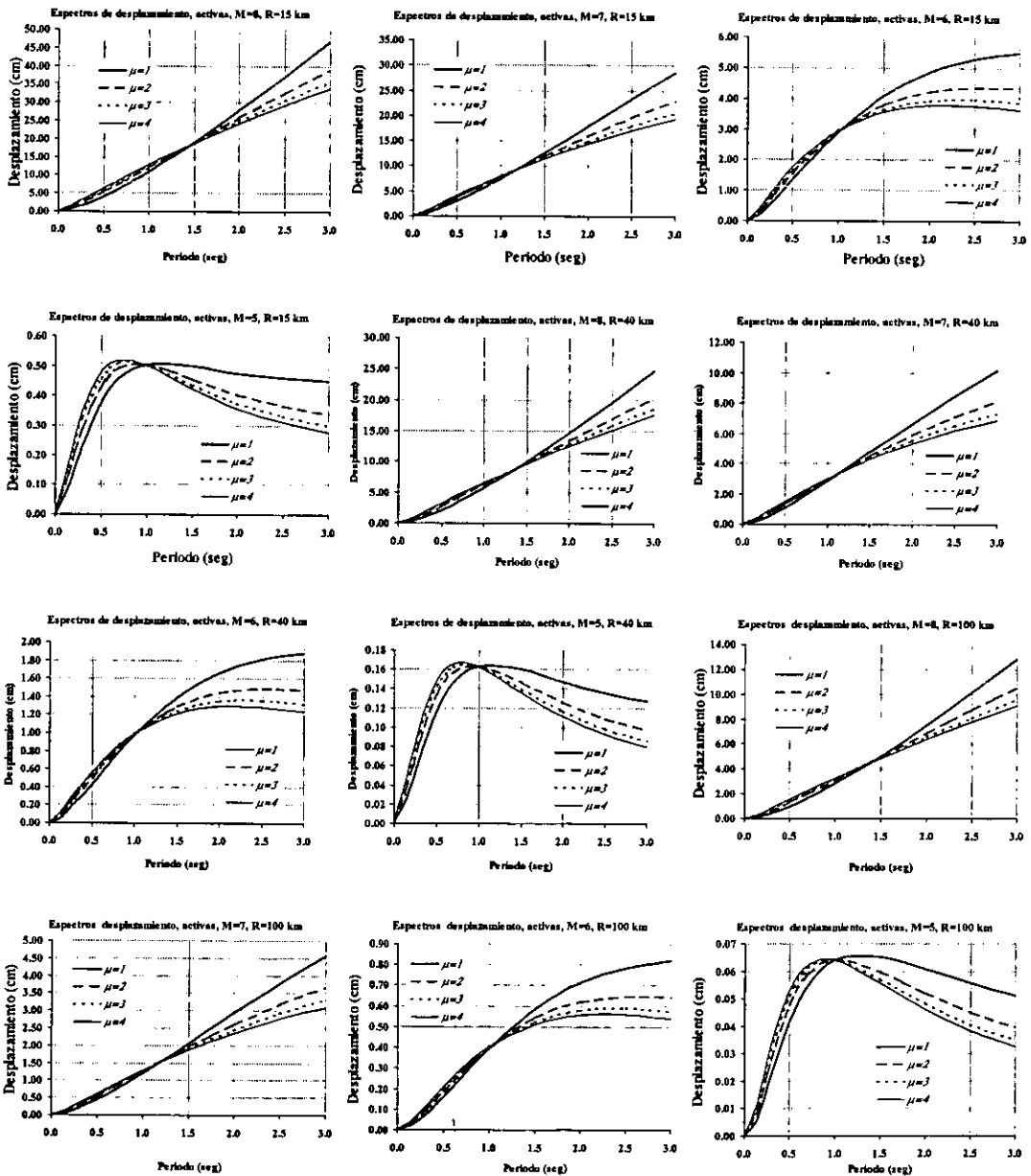


Figura 2.7. Espectros de desplazamiento inelástico, para diferentes distancias epicentrales, magnitudes y demandas de ductilidad (cm).

2.5 El sismo del 25 de enero de 1999 en Armenia, Quindío, Colombia

En este inciso se hace una comparación entre aceleraciones y espectros de respuestas calculadas y observadas durante el sismo del 25 de enero de 1999, en la zona del Quindío, Colombia. Este sismo con $M_L=5.9$, según agencias internacionales (6.2 Ingeominas, agencia nacional de Colombia), localizado en la región andina de Colombia como se observa en la figura 2.8, fue registrado por diferentes estaciones acelerográficas, de donde se recopilaron los datos de aceleración máxima del suelo en sus diferentes componentes (norte, sur y vertical). En total más de 30 estaciones de diferentes redes acelerográficas registraron el evento.

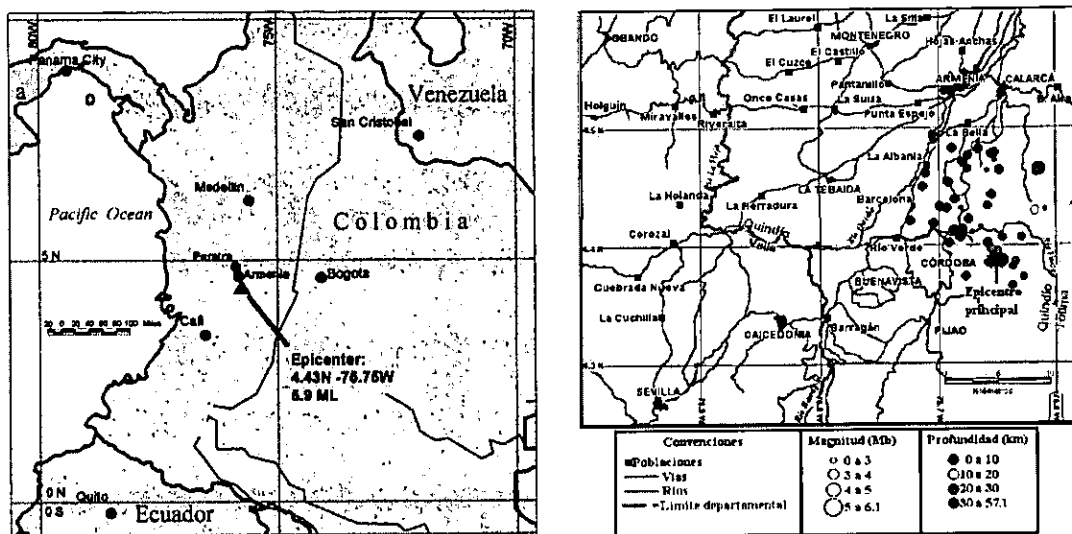


Figura 2.8: Localización nacional y regional del epicentro del sismo de Armenia Colombia, 25 de Enero de 1999; tomado de Earthquake Engineering Research Institute, EERI.

Se recopiló la información acelerográfica de sitios tanto en terreno firme como en suelo blando, pudiendo con esto generar la siguiente tabla donde se condensa la información necesaria para una comparación con lo expuesto anteriormente

Tabla 2.5 : aceleraciones netas registradas en diferentes estaciones del territorio Colombiano

CIUDAD	ESTACIÓN	Geología	Coordenadas Estación		Aceleración Máxima Registrada (gal)			R Neta	R (Km)
			LAT N	LONG E	E-W	N-S	Vert		
Popayán	Invias	Suelo	2.47	-76.59	5.93	2.86	4.44	4.65	236.61
Popayán	ISS	Suelo	2.47	-76.59	5.67	5.67	4.83	5.67	236.61
Cali	Cali	Suelo	3.42	-76.53	21.60	7.95	17.18	16.28	143.00
Buenaventura	Buenaventura	Suelo	3.88	-77.08	15.31	3.71	20.71	11.14	162.91
Armenia	Armenia	Suelo	4.5	-75.8	518.10	446.70	580.00	483.72	21.63
Santa Fe de	Ingeominas	Suelo	4.64	-74.08	3.81	1.94	5.60	3.02	184.61
Bogotá	Gaviotas	Suelo	4.64	-74.08	3.78	1.62	4.39	2.90	184.61
Filandia	Filandia	Suelo	4.69	-75.62	554.90	182.20	477.80	412.98	37.12
Pereira	Castañares	Suelo	4.84	-75.75	207.80	95.84	141.50	161.81	50.78
Manizales	Manizales	Suelo	5.02	-75.42	85.72	57.52	102.20	72.99	77.35
Pereira	Clros	suelo	4.84	-76.68	180.60	73.60	188.50	137.90	117.99
Pereira	Cmazp	suelo	4.81	-75.69	253.20	99.10	290.70	192.26	47.66
Pereira	CSTRC	suelo	4.88	-75.63	181.30	63.30	259.30	135.79	55.77

CIUDAD	ESTACIÓN	Geología	Coordenadas		Aceleración Máxima Registrada (gal)				R
			Estación						
Pereira	CPER2	Suelo	4.84	-75.75	210.30	97.40	145.80	163.88	50.78
Filadelfia	Filadelfia	Roca	5.3	-75.57	8.27	5.32	9.44	6.95	101.62
Riosucio	Riosucio	Roca	5.42	-75.72	7.46	6.79	6.45	7.13	113.39
Andes	Andes	Roca	5.66	-75.91	6.16	4.76	10.11	5.50	141.37
Sonson	Sonson	Roca	5.68	-75.33	3.76	2.78	6.10	3.30	148.44
Toche	Toche	Roca	3.65	-76.09	3.58	2.80	2.72	3.22	95.35
Prado	Hidroprado	Roca	3.76	-74.89	6.79	5.35	5.62	6.11	118.25
Calima	Calima	Roca	3.88	-76.58	2.37	1.47	2.23	1.97	113.41
Bogotá	Ingeominas	Roca	4.64	-74.08	1.16	0.75	1.19	0.98	184.61
Bogotá	San Bart.	Roca	4.64	-74.08	1.74	0.90	1.37	1.38	184.61
Pereira	Altolibare	Roca	4.64	-75.68	83.33	28.02	48.38	62.17	30.99
Pereira	Cper1	Roca	4.78	-75.64	77.70	25.50	49.80	57.83	45.33
Arbelaez	Cande	Roca	4.28	-74.43	6.16	4.67	10.10	5.47	144.92
Betania	Cbeta	Roca	2.71	-75.43	5.27	2.92	6.93	4.26	192.18
Bogota	Cnsba	Roca	4.64	-74.08	1.57	1.12	1.17	1.36	184.61
Bogota	Crosa	Roca	4.85	-74.33	3.18	1.76	4.20	2.57	162.73
Colombia	Ccol	Roca	3.38	-74.8	15.00	7.72	13.90	11.93	154.24
Dagua	Cdagu	Roca	3.66	-76.71	3.17	3.45	3.96	3.31	138.91
Guaduas	Cguad	Roca	5.07	-74.59	6.26	3.25	6.34	4.99	146.25
NorcasiA	Cnorc	Roca	5.56	-74.89	6.97	4.55	6.61	5.89	158.34
Pensilvania	Cpens	Roca	5.39	-75.16	21.10	7.14	25.00	15.75	126.44
Villahermosa	Cvill	Roca	5.04	-75.12	6.48	12.01	5.42	9.65	98.05

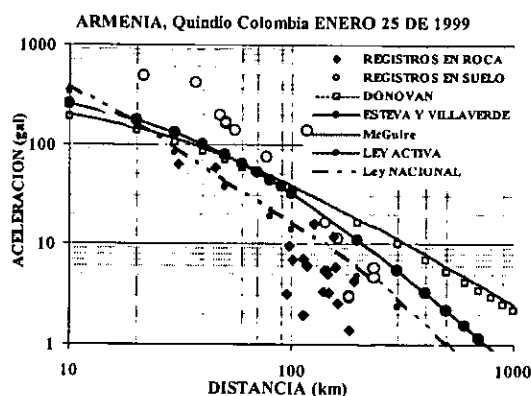


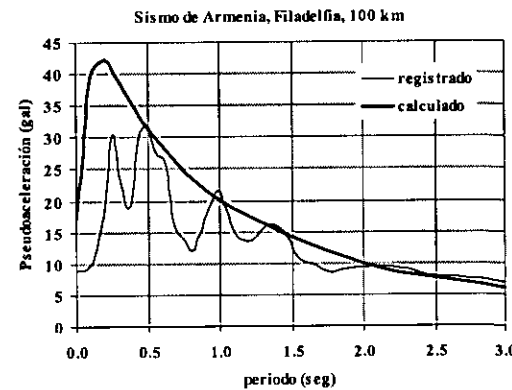
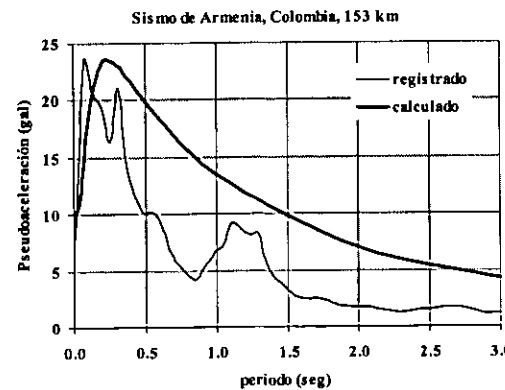
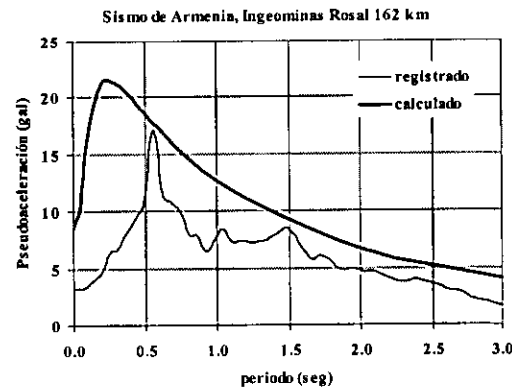
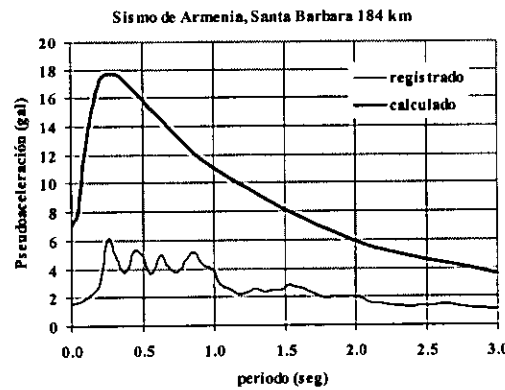
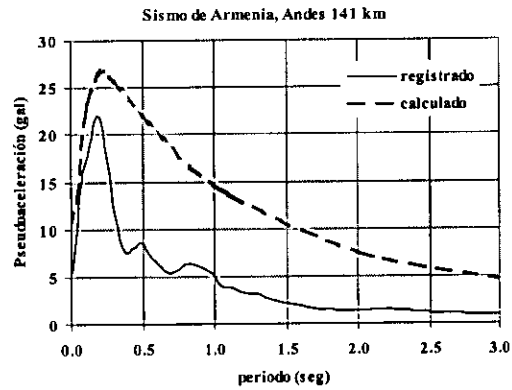
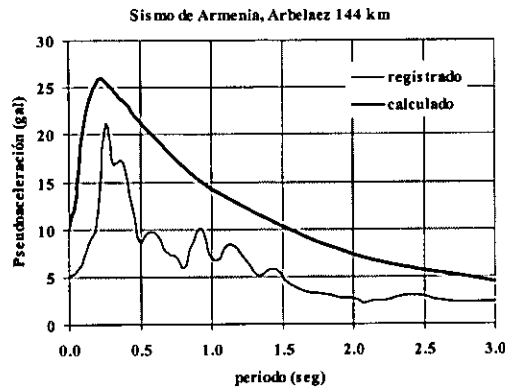
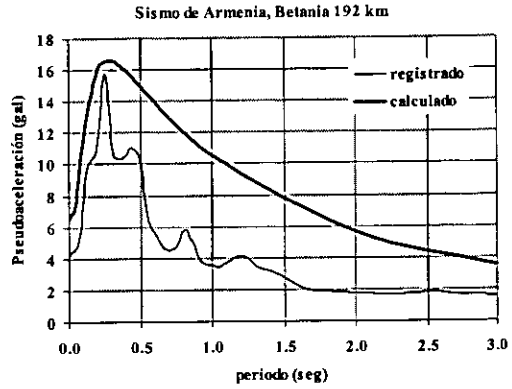
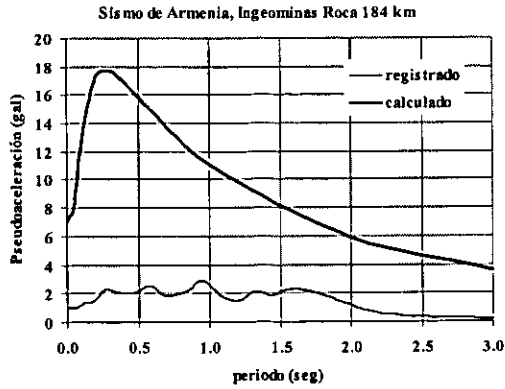
Figura 2.9: Comportamiento de diferentes leyes de atenuación, sismo de Armenia 25 de Enero de 1999.

sobrestimación que se tiene con las leyes usadas en el estudio de amenaza sísmica de Colombia, especialmente a grandes distancias.

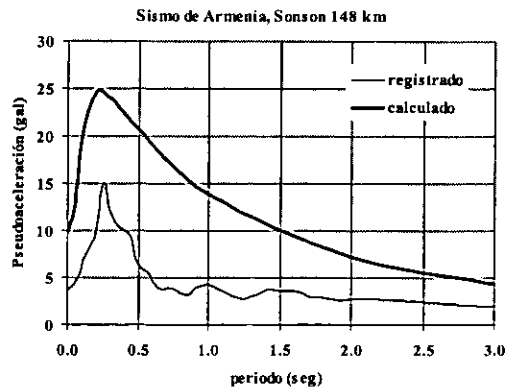
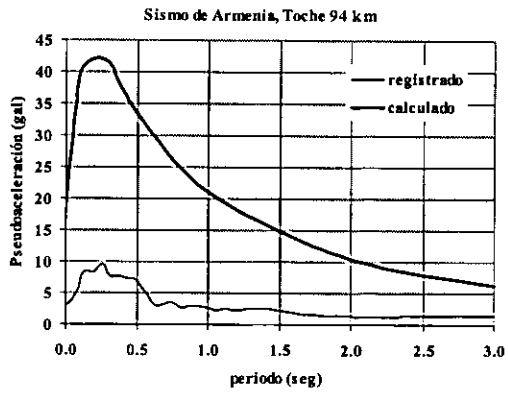
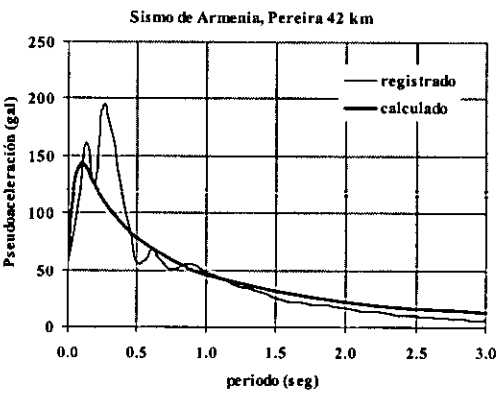
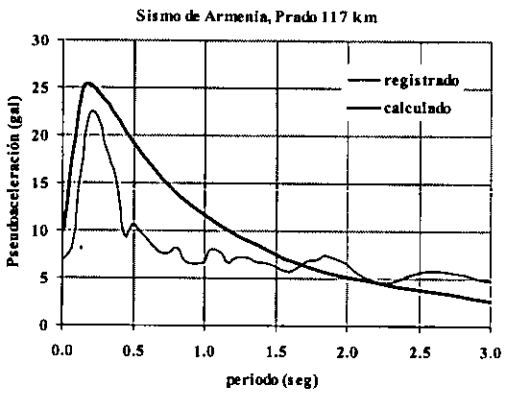
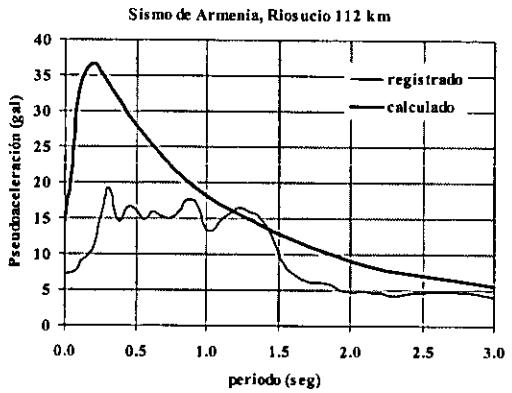
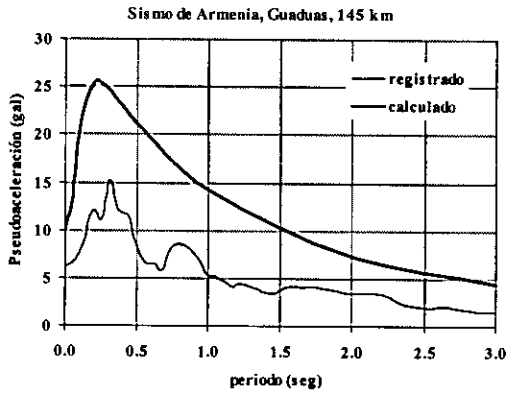
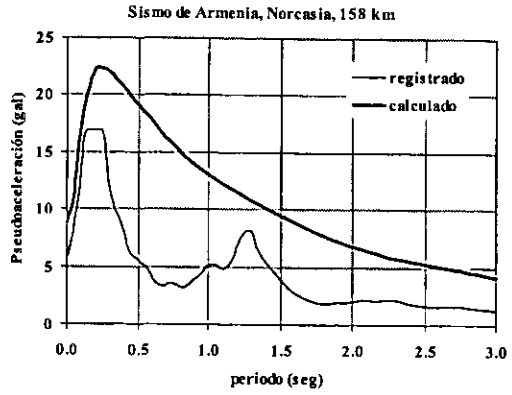
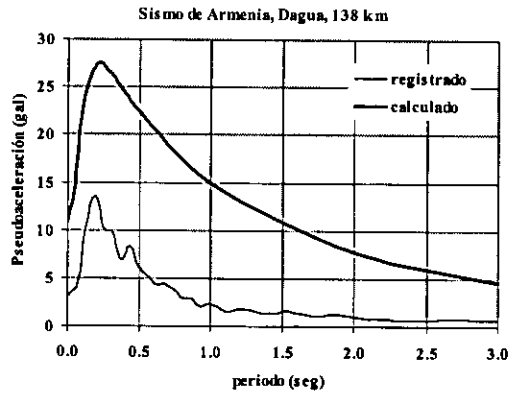
En la figura 2.10 se comparan espectros de respuesta observados durante el sismo de Armenia con los predichos por la ley de atenuación "Nacional"; estos se calcularon para estaciones en roca, observándose una correlación en ordenadas espectrales aceptable.

Se comparan los valores de la aceleración neta registrada, contra la correspondiente aceleración calculada con las leyes de atenuación "Activa" y "Nacional" que se han presentado en este estudio, para magnitud 5.9. En la figura 2.9 se comparan las curvas de atenuación correspondientes a las ecuaciones consideradas en los estudios de amenaza sísmica para Colombia, como son las de Donovan, Esteva y Villaverde y McGuire y las leyes nacional y activa evaluadas en el presente estudio.

Se observa una correlación aceptable con las leyes "Activa" y "Nacional" así como la



Continúa en la siguiente página



Continúa en la siguiente página

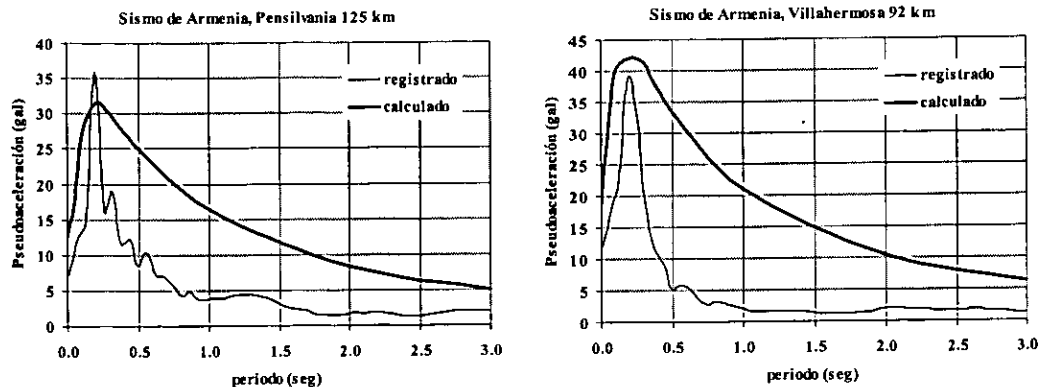


Figura 2.10: Comparación de espectros de respuesta en roca registrados y calculados para el sismo de Armenia, 1999.

Se observa que, tratándose de la aceleración máxima registrada, los resultados son mejores con las leyes de atenuación propuestas que con cualquier otra ley aplicada. Las ordenadas espectrales calculadas forman envoltentes sobre las observadas con un aceptable desempeño, a pesar que en el proceso de determinación de las leyes de atenuación sólo se impuso la restricción de obtener errores mínimos para A_{max} y no para otras ordenadas espectrales.

El procedimiento que aquí se ha descrito podría ampliarse teniendo como función objetivo la minimización simultánea de los errores en todas las ordenadas espectrales. Esto, sin duda, conduciría a leyes de atenuación espectrales más precisas.

2.6 Tratamiento de incertidumbres

El tratamiento zonificado del territorio debe continuar, ya que se ilustraron diferencias entre los parámetros de cada región. El uso generalizado de la magnitud M_L no es recomendable ya que está es la que presenta saturación a más bajas magnitudes. Se consultaron catálogos en bases de datos internacionales como de la agencia USGS o Harvard de los sismos más grandes, (estos evalúan la magnitud a partir de ondas telesísmicas de periodo muy largo), y se encontraron fuertes diferencias en algunos sismos, tanto que este aspecto debe ser motivo de profunda revisión para una mejor calibración.

Se ha tomado la decisión de usar la magnitud de momento sísmico para todos los casos; dicha magnitud para valores menores de 7.5 resulta ser similar a la magnitud de ondas de superficie M_s , por tanto sólo será necesario convertir las actuales a M_s , ya que ningún registro sobrepasa este valor; aunque existe una expresión derivada por Ojeda(1998) que relaciona magnitud local y magnitud de ondas de superficie para sismos colombianos, esto se realizó con pocos registros, por lo cual el procedimiento se debe realizar a partir de la base de datos internacionales mencionadas anteriormente. Es indispensable seguir recopilando información de eventos que alimenten la base de datos que aun sigue siendo deficiente, asimismo la información de estaciones con detalles de información geológica es útil para desechar los posibles efectos locales que están induciendo y que no son posibles prever e identificar en este análisis hasta el momento.

3 DEMANDA SÍSMICA.

Demanda sísmica es la fracción de intensidad del peligro sísmico que actúa en una estructura después de tener en cuenta conceptos de comportamiento estructural, tales como demanda de ductilidad, sobrerresistencia, interacción con el suelo y otros.

Para fines de este capítulo "*peligro sísmico*" se define como la medida de la frecuencia de sismos y su intensidad para un sitio determinado y un periodo de tiempo preestablecido; es decir, el peligro sísmico depende únicamente de las condiciones naturales que ofrece el ambiente. Para estimar el peligro sísmico de una estructura se hace necesario conocer aspectos tales como: 1) ubicación de epicentros e identificación de fuentes sismogénicas; 2) con qué frecuencia se presentan los eventos en una fuente; 3) distribución de los tamaños de eventos, 4) intensidades después del viaje del tren de ondas; esto es, efectos de atenuación del tren ondulatorio.

Es bien conocida la tendencia mundial de incorporar nuevos criterios que permitan conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras ante un evento determinado. Hoy en día no es posible conocer con precisión el nivel de daño esperado; por lo cual, aun cuando las estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren de reparación del daño no esperado. Lo anterior se comprobó con los sismos de México, Loma Prieta, Northridge y Hyogoken-Nanbu (Kobe) entre otros, después de los cuales se aceleró la investigación en los llamados procedimientos de diseño sísmico por desempeño (DSD).

Las nuevas tendencias de diseño pretenden lograr estructuras con "*comportamiento sísmico*" predeterminado (nivel de comportamiento) con igual probabilidad de alcanzar un estado límite específico (desempeño objetivo), cuando se sometan a las sollicitaciones sísmicas dadas por un espectro de diseño de peligro uniforme asociado a cada nivel de funcionalidad. Lo anterior establece necesariamente varios escenarios de diseño y verificación, para los cuales debe conocerse la demanda asociada a un periodo de retorno preestablecido. Este capítulo pretende establecer un procedimiento general para la deducción de la demanda sísmica, en términos de cualquier índice de desempeño sísmico de interés, para cualquier nivel de comportamiento o funcionalidad establecido.

La mayoría de los reglamentos actuales de diseño sísmico tienen como objetivo lograr estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia que eviten fallas con pérdidas materiales y humanas durante un sismo de gran intensidad. Desafortunadamente, la imposibilidad de conocer con precisión el nivel de daño esperado hace que aun cuando estas estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren reparación del daño no esperado.

El diseño sísmico actual de la norma de construcciones de Colombia, NSR98 plantea para estructuras convencionales un escenario único de diseño para el cual se requiere que la estructura proteja la vida de sus ocupantes; esta norma plantea un comportamiento no lineal de las edificaciones y admite un daño que se busca controlar, sobresimplificando el problema; la filosofía

de diseño entonces extrapola ese escenario y reconoce de antemano que para una demanda menor los daños serán menores; sin embargo, como se mencionó anteriormente, durante varios sismos pasados las estructuras han cumplido con su objetivo de preservar vidas, pero los daños y costos de reparación han sido grandes, aún en sismos menores al de diseño; esto impulsó a muchos grupos de investigación principalmente en Japón y Estados Unidos a la búsqueda de una "nueva filosofía de diseño" que permita predecir el daño de una mejor forma y establecer el comportamiento sísmico de las estructuras para cualquier demanda sísmica.

Las nuevas tendencias de diseño sismorresistente siguen el mismo principio de preservar vidas mencionado anteriormente, pero buscan llegar a construcciones con un comportamiento dinámico predecible para cualquier demanda que llegue a solicitarla. Básicamente lo nuevo de la idea es diseñar para varios estados de funcionalidad asociados a sus respectivas demandas. Según Fajfar (1998) las nuevas tendencias de diseño por desempeño no son un concepto nuevo. Versiones simplificadas de este hacen parte de los procedimientos actuales de diseño en muchos países del mundo; el diseño por desempeño corresponde a una extensión, generalización, formalización y cuantificación del diseño a estado límite de la práctica actual. De hecho, en el capítulo de estructuras vitales de la norma colombiana (NSR98) ya se plantea un método de diseño y verificación para dos estados de comportamiento. Entre las principales iniciativas que propusieron la divulgación de estos procedimientos, se encuentran los informes *Vision 2000*, *FEMA-273* y *274*, *NEHRP* y *ATC-33* y *40* entre otros.

Ejemplo de los niveles de desempeño que hasta ahora se han considerado se encuentran en las recomendaciones emitidas por la SEAOC (1995) (Structural Engineering Asociation of California), a través de su reporte "*Vision 2000*". En la figura 3.1 izq. se presentan los objetivos de comportamiento propuestos, relacionados con los niveles de desempeño sísmico y las diferentes intensidades sísmicas, denominadas niveles de demanda sísmica. En esta figura, cada una de las líneas diagonales representa un objetivo de desempeño, el eje vertical representa las intensidades sísmicas de diseño, mientras que el eje horizontal muestra los diferentes niveles de funcionalidad. El presente capítulo trabaja exclusivamente sobre el eje vertical de la demanda sísmica; la definición de los niveles de funcionalidad va mas allá del alcance de este trabajo.

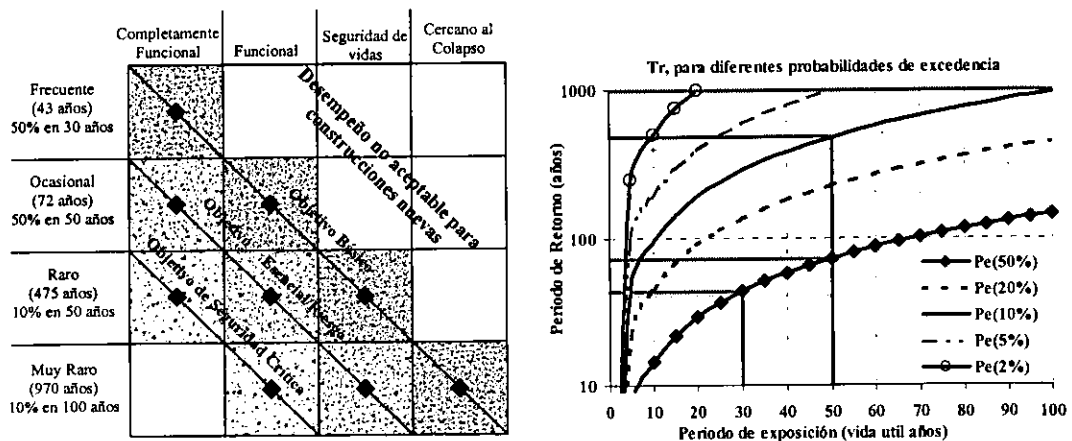


Figura 3.1 izq: Objetivos de desempeño. *Vision 2000* (1995); **der.:** Periodos de retorno dada probabilidad de falla

La figura 3.1 der. relaciona el periodo de exposición o vida útil de una estructura con el periodo de retorno de las intensidades, para diferentes probabilidades de excedencia de un nivel de comportamiento, siempre y cuando el proceso sea de Poisson. La figura 3.1 der. presenta la relación entre probabilidad de excedencia y vida útil con el periodo de retorno del sismo asociado a cada nivel de funcionalidad. Cabe hacer notar que los objetivos de comportamiento recomendados por "*Vision 2000*", son un refinamiento de los objetivos de la mayoría de los reglamentos actuales.

En lo que respecta a demanda sísmica, tal vez un aspecto "nuevo" de las nuevas tendencias de diseño sismorresistente es la incorporación de la intensidad en términos de cantidades diferentes a la aceleración espectral; por ejemplo: el diseño basado en desplazamientos y controlado por deformaciones desarrollado por Priestley (1993) y Moehle (1992), el diseño basado en energía y controlado por daño acumulado planteado desde los 50 por Housner y completado por Krawinkler (1997) y el diseño por capacidad ideado desde los 70 por Freeman (1973).

A continuación se presenta un método general para evaluar diferentes demandas asociadas a distintos niveles de desempeño sísmico objetivo.

3.1 Peligro sísmico

El peligro sísmico se cuantifica en términos de los periodos de retorno (o sus inversos, las tasas de excedencia) de intensidades sísmicas relevantes en el comportamiento de las estructuras. La tasa de excedencia de una intensidad sísmica se define como el número medio de veces, por unidad de tiempo, en que el valor de esa intensidad sísmica es excedido.

Es posible determinar el peligro sísmico contando las veces en que se han excedido valores dados de intensidad en el sitio de interés. Sin embargo, la determinación directa rara vez se puede realizar porque no se dispone de catálogos completos de las aceleraciones que han producido en un sitio los sismos pasados. Por lo anterior, resulta necesario calcular el peligro sísmico de manera indirecta. Para ello, se evalúa primero la tasa de actividad sísmica en las fuentes generadoras de temblores, y después se integran los efectos que producen, en un sitio dado, los sismos que se generan en la totalidad de las fuentes. A continuación se describe, la manera de hacer la evaluación del peligro sísmico. La primera parte a investigar es la tectónica del territorio y la sismicidad que las fuentes generan en una región determinada.

3.1.1 Tectónica Colombiana

Colombia es un ambiente interesante desde el punto de vista de la sismo tectónica, ya que sobre su territorio se han podido identificar los límites de tres placas continentales. Estas placas (Nazca, Caribe y Sur América) interactúan creando esfuerzos de compresión, tracción y corte dentro de la región. Como consecuencia de lo anterior se presentan flexiones y cizallas que generan acumulación de energía. Las zonas más activas sísmicamente hablando, están localizadas en la región andina del país (figura 3.2 izq. y 3.2 der.), la cual esta compuesta por tres cordilleras: occidental, oriental y central; de estas la más antigua es la central y la más reciente es la oriental, (Sarria, 1995) conformando un ambiente morfológico complejo que en la actualidad sigue siendo motivo de investigación. Las fuentes con mayor sismicidad se describen brevemente a continuación.

Zona de Subducción: presenta muchos hipocentros de sismos con $M > 5$, esta Subducción se ha dividido en dos zonas principales. Segmento Sur: corresponde a la zona en las inmediaciones de la frontera de Colombia y Ecuador, aproximadamente desde la latitud 1N hasta la latitud 5.5N. Segmento Norte: desde la latitud 6.5N hasta 7.4N, en su extremo norte encuentra la prolongación de la Fosa centroamericana;. A esta actividad se le debe la fuerte actividad en la zona limítrofe de Colombia y Panamá

Son notables las concentraciones de epicentros en las zonas como el límite Colombia-Panamá, región del antiguo Caldas y el Nido de Bucaramanga; estas son las zonas del país donde existe el mayor peligro sísmico actualmente.

Han sido localizadas zonas de Beniof en el ambiente de subducción (figura 3.2.der.), las cuales han sido identificadas mediante la ubicación de los hipocentros, esto ha llevado a establecer que dichas zonas son más superficiales mientras más al norte se encuentren, y más profundas mientras más al sur, lo cual involucra necesariamente un cambio en buzamiento de las zonas subducidas.

Además de subducción existen en el territorio una serie de fallas geológicas activas, las cuales se encuentran limitadas por la zona de Subducción y la falla Frontal de la Cordillera Oriental. La mayor parte de estas fallas tienen dirección N-S; las que revisten mayor importancia son la Romeral y la Frontal cuyas características más importantes se anotan a continuación:

Falla Romeral: Su traza atraviesa Colombia de norte a sur en una longitud de mas de mil kilómetros, conformando un amplio corredor, que en algunos sectores tiene decenas de kilómetros, dentro del cual se desprenden muchas ramas o pequeñas fallas, que han provocado tragedias como la de Popayán (1983) y Armenia (1999). En su tramo norte la actividad se ve fuertemente reducida. Esta falla constituye la mayor amenaza sobre ciudades como Medellín, Manizales, Armenia y Pereira (de hecho fue la culpable del reciente sismo en Armenia), que se encuentran a unos cuantos kilómetros de su traza.

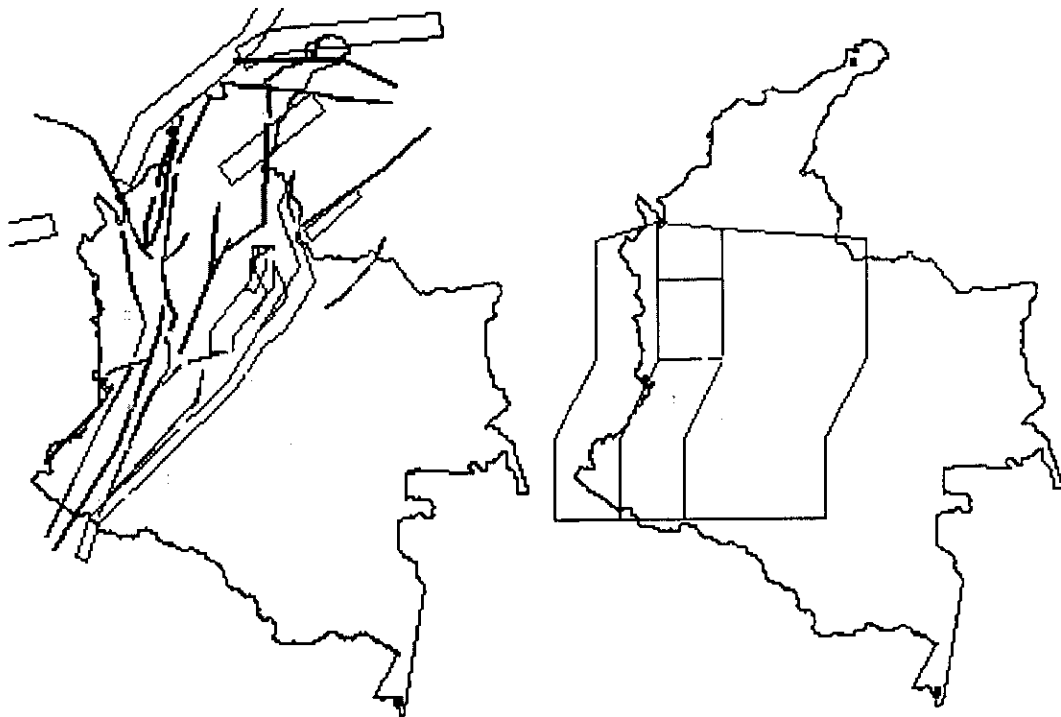


Figura 3.2 izq.: Distribución de fuentes sísmicas activas continentales; der.: Distribución de las zonas de subducción y Beniof en el territorio

Falla Frontal: Divide el territorio Andino y los llanos orientales que hacen parte del Escudo Guayanés. Es posible que esta falla conforme el límite suroriental de la placa Caribe; algunos autores han tejido la idea a partir de la sismicidad, de una nueva microplaca denominada "Macondo", lo cual no tiene sustento suficiente aun. Sobre su zona sur se han localizado importantes eventos con magnitudes próximas a 7 y profundidades bajas, sobre todo en la zona del departamento de Huila. En su parte norte la sismicidad es mas moderada y existen estudios detallados (debidos a grandes proyectos hidroeléctricos como Guavio y Chivor) que muestran que la actividad y el riesgo son intermedios aunque no bajos, debido a que se ha identificado una especie de brecha sísmica en este sector. Esta falla impone el máximo riesgo sobre Santa Fe de Bogotá que se encuentra a tan sólo decenas de kilómetros.

A pesar de ser estas fuentes las más estudiadas existen además muchas más fallas en el territorio colombiano. Una descripción detallada se puede consultar en el estudio de amenaza sísmica de Colombia (AIS, 1996)

Sobre los mecanismos focales no existe aun un estudio detallado de las fallas en el territorio y esto constituye motivo de investigación actual. De todas formas a pesar de la escasa información recogida, varios investigadores han planteado la posibilidad de un límite sur oriental de la placa Caribe a lo largo del flanco oriental de la cordillera oriental de Colombia, justamente en la falla Frontal. En el país desde hace más de tres décadas se han realizado trabajos de investigación de las diferentes fallas para la evaluación de la amenaza y riesgo sísmico; para el primer código sismorresistente de Colombia (CCCSR-84) se realizó un primer estudio de estas, que permitió definir 32 sistemas de fallas.

Con base en información tectónica y sismológica, el estudio de amenaza sísmica de Colombia AIS(1996) realizó un análisis para determinar los parámetros de sismicidad más relevantes tales como, frecuencia de sismos, λ , pendiente de la curva de recurrencia beta, β y magnitudes máximas, M_u y mínimas, M_o de cada fuente; en todos los casos se usó una base de datos correspondiente al lapso de 1957 a 1995. En la derivación de estas variables se introduce una primera incertidumbre correspondiente a la asignación de eventos a las fuentes; sobre todo en la zona andina donde muchas fuentes se encuentran superpuestas (figuras 3.2).

Tabla 3.1. Parámetros de sismicidad de las fuentes activas de Colombia (adaptada de AIS, 1996)

FUENTE	M_o	M_u	λ_o (#eventos / año)	β	Prof. Prom(Km)
Arco de Dabeiba	4.0	6.5	0.21	1.043	30
Bahía Solano	4.0	7.5	0.606	0.988	28
Beniof intermedia 1*	4.0	8.0	0.228	0.945	72
Beniof intermedia 2*	4.0	8.0	0.152	0.945	72
Beniof intermedia 3*	4.0	8.0	0.380	0.945	72
Beniof profunda	4.0	7.5	6.45	1.643	165
Boconó	4.0	8.0	0.052	0.770	38
Bolívar	4.0	6.0	0.051	0.464	16
Bucga-Sta Marta Norte	4.0	6.5	0.105	1.732	29
Bucga-Sta Marta sur	4.0	6.5	0.264	1.474	39
Cauca	4.0	7.0	0.132	1.709	26
Cimitarra	4.0	6.5	0.078	1.637	16
Compresión Sur Caribe-E	4.0	6.0	0.105	2.188	27
Compresión S. Caribe-O	4.0	6.0	0.131	1.209	27
Cuiza	4.0	7.0	0.105	1.274	24
Espiritu Santo	4.0	6.5	0.105	1.339	32
Fallas del Magdalena	4.0	7.0	0.078	1.852	19
Frontal Cordillera Oriental	4.0	8.0	1.16	0.988	22
Garrapatas	4.0	6.5	0.105	2.123	30
Ibagué	4.0	6.5	0.394	2.697	31
Junín-Sambiambi	4.0	7.0	0.052	1.384	33
Murindó-Atrato	4.0	7.5	0.843	1.057	18
Normal Panamá Pacífico	4.0	7.0	0.184	1.583	24
Oca	4.0	7.4	0.053	1.113	23
Palestina	4.0	6.5	0.132	1.344	21
Perijá	4.0	6.5	0.157	1.415	24
Puerto Rondón	4.0	6.5	0.078	0.616	19
Romeral	4.0	7.6	0.215	1.037	28
Romeral-Norte	4.0	6.5	0.052	0.849	40
Salinas	4.0	6.5	0.158	1.997	30
Sinú	4.0	6.0	0.105	0.531	23
Suárez	4.0	6.5	0.105	1.686	33

FUENTE	M_0	M_u	λ_0 (#eventos / año)	β	Prof. Prom(Km)
Subducción	4.0	8.6	7.89	1.393	26
Uribante-Caparo	4.0	7.0	0.079	0.758	18

* Fuentes modificadas en este estudio.

El Estudio AIS (1996) realizó los análisis de regresión para los parámetros siguiendo un modelo de regresión simple, sin considerar el tratamiento bayesiano que es usado en muchos países. Esto no es un inconveniente mayor en las fuentes con mucha información; sin embargo, en las fuentes de pocos registros la variación puede ser grande. El estudio propuso los valores para 32 fuentes reconocidas como activas en el territorio colombiano. Estas fuentes se pueden observar en la figura 3.2 donde se aprecia una gran afluencia de fallas en el territorio andino de la nación, las cuales efectivamente son las que generan una gran concentración de epicentros (figura 3.4 izq.). En la tabla 3.1 se muestran los valores de los parámetros de sismicidad de las fuentes activas usadas en la presente investigación; estos parámetros son los mismos que los determinados en el estudio AIS (1996) con la excepción de la zona de Benioff intermedia, que fue subdividida por razones que se expondrán más adelante.

3.1.2 Modelo de sismicidad local de Poisson.

En un modelo de sismicidad de Poisson, la actividad de la i -ésima fuente sísmica se especifica como función de la tasa de excedencia de las magnitudes, $\lambda(M)$, que ahí se generan. La tasa de excedencia de magnitudes mide qué tan frecuentemente se generan en una fuente temblores con magnitud superior a una dada. En el presente estudio, para todas las fuentes sísmicas la función $\lambda(M)$ es una versión modificada de la relación de Gutenberg y Richter (1944). En estos casos, la sismicidad queda descrita de la siguiente manera (Cornell y Vanmarcke, 1969):

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}} \quad (3.1)$$

donde M_0 es la mínima magnitud relevante, tomada igual a 4.0 en este estudio. λ_0 , β , y M_u son parámetros que definen la tasa de excedencia de cada una de las fuentes sísmicas. Estos parámetros, tomados del estudio AIS (1996) se presentan en la tabla 3.1. En la figura 3.3 se muestran dos tasas de excedencia para zonas sísmicas distintas, una para una zona de alta sismicidad capaz de generar sismos con $M > 8$ y otra de baja sismicidad.

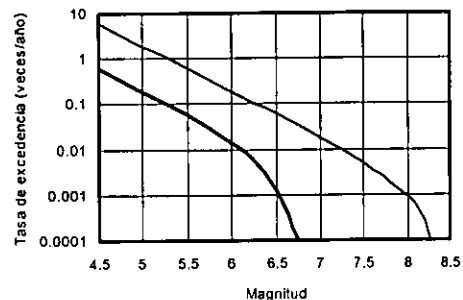


Figura 3.3: Tasas de excedencia de fuentes para el modelo de sismicidad de Poisson.

3.1.3 Sismicidad considerada como proceso del temblor característico

Al analizar los datos de sismos en diversas regiones del mundo, se ha observado que en determinadas provincias sismotectónicas la ley Gutenberg-Richter subestimaría o sobrestimaría la sismicidad. Un ejemplo de esto ocurre en la zona de subducción mexicana, donde los tiempos entre eventos no se parecen a una distribución exponencial, y más bien los tiempos entre sismos presentan periodicidad. Por otra parte, hay ausencia de ciertas magnitudes sísmicas, es decir, los sismos parecen preferir ciertos tamaños. Para considerar este comportamiento se han desarrollado modelos de temblor característico, donde el tamaño de los sismos depende del tiempo que ha transcurrido sin temblar. En este modelo se considera que la magnitud, condicionada al tiempo,

tiene distribución normal. Como la magnitud de un temblor está correlacionada con el tiempo que hubo que esperar para que aquel ocurriera, se dice que sigue un modelo de deslizamiento predecible (Kiremidjian *et al*, 1984). Por lo cual la magnitud esperada se puede definir de la siguiente forma (Jara y Rosenblueth, 1988):

$$E(M | T00) = \max(M_0, D + F * \ln(T00)) \quad (3.2)$$

donde $E(M|T00)$ es el valor esperado de la magnitud del próximo evento, dado que han transcurrido $T00$ años desde la última ocurrencia de un temblor característico de magnitud mayor o igual que M_0 ; M_0 es la magnitud umbral, y D y F parámetros que definen cómo aumenta la magnitud con el tiempo transcurrido desde la última ocurrencia de un sismo característico. En el modelo del temblor característico la tasa de excedencia de la magnitud $\lambda(M)$ cambia en función del tiempo y está dada por:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \left[1 - \phi \left[\frac{M - E(M | T00)}{\sigma_M} \right] \right] \quad (3.3)$$

donde $T00$ es el tiempo medio que ha transcurrido sin eventos con $M > M_0$, σ_M es la desviación estándar de la magnitud de los temblores característicos y ϕ denota distribución normal estándar. No existe evidencia de la existencia de brechas sísmicas en Colombia; sin embargo, durante este siglo (siglo XX) han existido dos muy grandes temblores de subducción en la zona de Tumaco, Nariño, al sur del país cerca de la frontera con Ecuador; sus magnitudes fueron de 8.9 y 7.6 y han sido separados por un tiempo entre eventos de aproximadamente de 70 años, intervalo poco menor al tiempo de brecha sísmica de la zona de subducción mexicana. Sin embargo, no se puede llegar a demostrar similitud en estos procesos. Por lo cual hasta el momento la evaluación del peligro sísmico sobre Colombia se realiza siguiendo el proceso de ocurrencia de Poisson para todas las fuentes incluyendo la subducción.

3.1.4 Estimación Bayesiana de parámetros de sismicidad

El proceso de sismicidad de los sismos pequeño e intermedios como se comentó sigue el modelo Poisson múltiple, donde la tasa de excedencia de cada una de las magnitudes, definida como el valor esperado del número de temblores con magnitud mayor o igual a M por unidad de tiempo; esta expresada según Cornell y Vanmarcke. En este proceso los tiempos entre eventos se encuentran exponencialmente distribuidos y puede demostrarse que la distribución no se altera al aumentar el tiempo transcurrido sin temblar. Por lo cual es un proceso "amnesico" o carente de memoria. Los datos estadísticos, sin embargo, muestran que la distribución de los tiempos entre eventos con magnitudes grandes resulta ser muy diferentes a la exponencial. Se ha encontrado que los grandes temblores ocurren siguiendo procesos de periodicidad o renovación.

Siguiendo la definición de $\lambda(M)$ en la ecuación 3.1, así como la función de densidad de probabilidad de las magnitudes, es posible escribir esta última de la siguiente forma (Newmark y Rosenblueth, 1973):

$$f_m = \frac{\beta e^{-\beta M}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_U}} \quad (3.4)$$

Ya que se trata de un proceso de Poisson, la densidad de probabilidades del tiempo entre temblores con $M > M_0$ es exponencial con tasa de ocurrencia λ_0 . Con esta, y con la función de densidad de probabilidad de la magnitud de cada temblor, podemos calcular la verosimilitud de la historia sísmica como (Esteve, 1970):

$$L_{E|\lambda_0, \beta, M_u} = \alpha \lambda_0^n e^{-\lambda_0 T} \left(\frac{\beta}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}} \right)^n e^{-\beta \hat{s}} \quad (3.5)$$

donde n es el número de eventos ocurridos; T es el tiempo total cubierto por el catálogo y \hat{s} es la suma de diferencias entre cada magnitud y la magnitud umbral así:

$$T = \sum_{i=1}^n t_i \quad \hat{s} = \sum_{i=1}^n (M_i - M_0) \quad (3.6)$$

De acuerdo con el teorema de Bayes, la densidad a posteriori de los parámetros es igual al producto de la verosimilitud del evento por la densidad a priori de tales parámetros. Para λ_0 y β elegidos a priori densidades gamma, con la siguiente forma:

$$f'_{\lambda_0}(\lambda_0) = \alpha \lambda_0^{m'-1} e^{-\lambda_0 t'} \quad \text{y} \quad f'_{\beta}(\beta) = \alpha \beta^{m'-1} e^{-\beta s'}$$

Donde n' , m' , t' y s' son parámetros condensan nuestra información previa, y que normalmente se fijan con base en regiones tectónicamente similares. Para M_u se fijara con fines ilustrativos una densidad arbitraria $f_u(M_u)$. Aplicando el teorema de Bayes obtenemos que

$$L_{\lambda_0, \beta, M_u} = \lambda_0^{n''-1} e^{-\lambda_0 t''} \beta^{m''-1} e^{-\beta s''} [1 - e^{-\beta M_u}]^{-n} f_u(M_u) \quad (3.7)$$

donde $m''=m'+n$, $n''=n'+n$, $t''=t'+T$ y $s''=s'+\hat{s}$. Se observa que λ_0 tiene a posteriori, distribución gamma, y que el valor esperado de este parámetro es n''/t'' , siendo su coeficiente de variación $1/\sqrt{n''}$. En general, el término entre paréntesis cuadrados es cercano a la unidad, por lo que β tiene aproximadamente distribución gamma con $E(\beta)=m''/s''$ y $c^2 \beta=1/m''$. Una aproximación de primer orden consiste en tomar los parámetros que son inciertos con un valor igual a su esperanza.

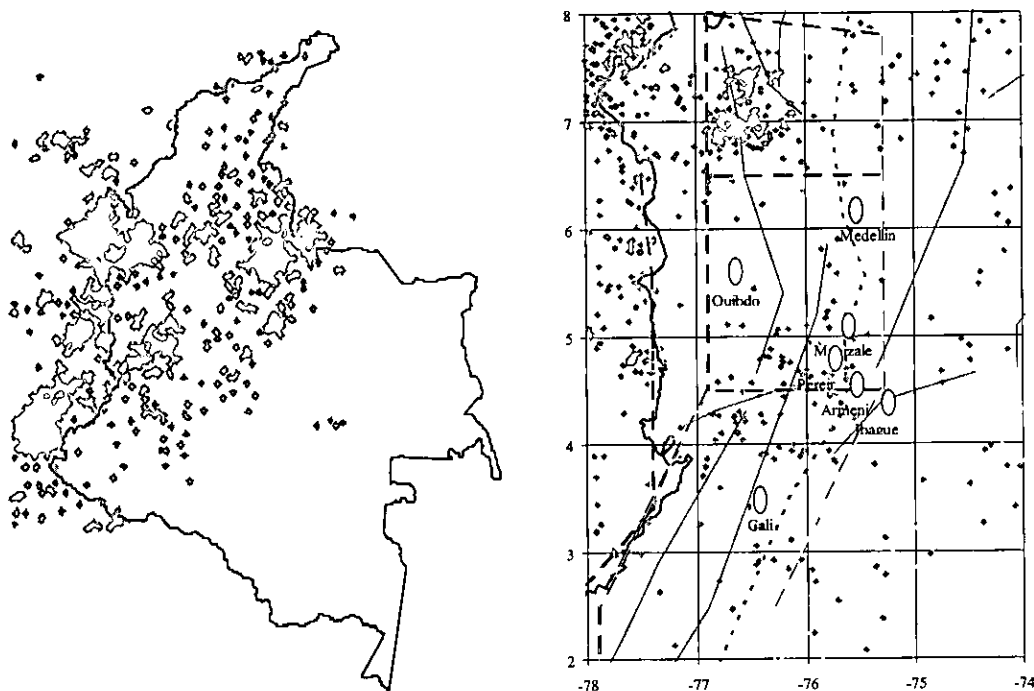


Figura 3.4 izq.: Distribución de epicentros desde 1960 $M_b > 4.0$; der.: distribución de epicentros en zona de Benniof intermedia

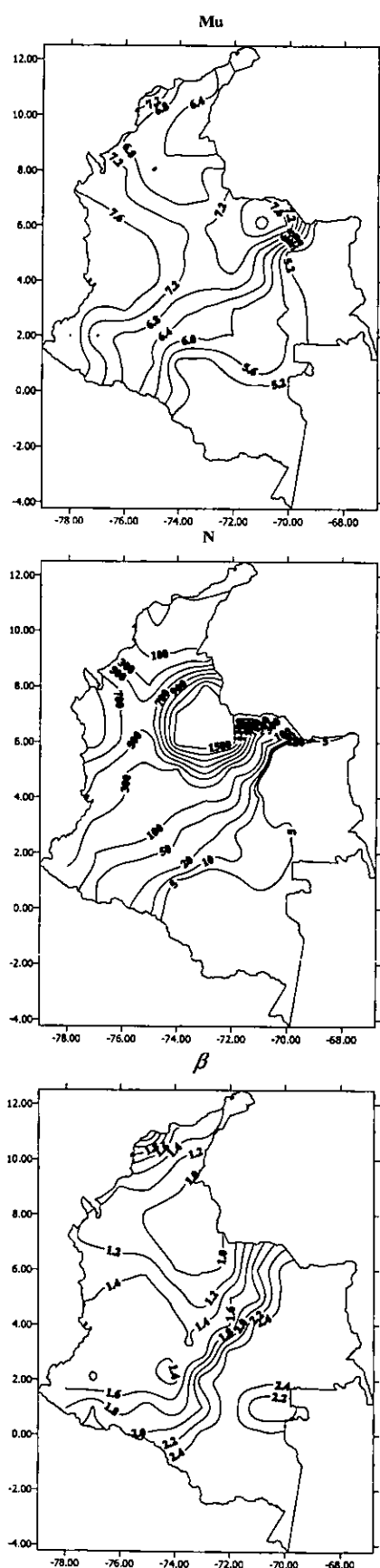


Figura 3.5: Distribución de los parámetros de sismicidad en el territorio

Teniendo en cuenta que la primera red telesísmica mundial fue instalada alrededor de 1960, en esta investigación se realizó una recolección de todos los sismos con $M_b > 4.0$, en el territorio colombiano desde la fecha; el resultado fueron más de 6000 eventos registrados por diferentes redes tales como USGS-NEIC y HARVARD. Lo anterior sirvió de base para evaluar de forma bayesiana los parámetros de sismicidad. El proceso consistió en calcular los parámetros en sitios distantes 50 Km. entre sí; en la figura 3.4 izq. se representan los eventos asociados a una magnitud mayor de 4.0 desde 1960 en Colombia, la figura 3.4 der. muestra los epicentros en el lapso para profundidades entre 50 y 80 km., en la zona occidental del país, lugar donde se ubica la zona de Beniof intermedia, zona que fue motivo de análisis en esta investigación.

La distribución del parámetro β , la magnitud última esperada de ondas de cuerpo M_u , y la distribución del número de eventos, N sobre la zona de Beniof intermedia, muestra variación a lo largo y ancho de la fuente, llevando a la conclusión de que muchas de las fuentes deben ser subdivididas debido a que los parámetros varían a lo largo de su trazo; un ejemplo de ello es realizado en este estudio para la zona en cuestión, que fue subdividida en tres segmentos, de tal suerte que la suma de la sismicidad de los segmentos corresponde a la sismicidad total propuesta por el estudio AIS (1996).

Lo anterior fue realizado con el mismo criterio que en la subducción mexicana donde se tienen 11 segmentos con sus respectivos parámetros teniendo en cuenta la distribución de epicentros. Es claro que existe incertidumbre en los estudios actuales en la asignación de los eventos y en la estimación bayesiana de los parámetros, teniendo que ser motivo de futuras correcciones

Así como en la zona de Beniof, el análisis se extendió a todo el territorio nacional, con lo que fue posible llegar a mapas de los parámetros de sismicidad evaluados de forma bayesiana como en la figura 3.5; en esta figura es posible observar la variación de los parámetros sobre la extensión de fallas grandes, en especial las fallas Frontal y Romeral; sin embargo, la revisión de los parámetros para cada una de las fallas no se realizó en este trabajo porque va más allá del alcance del mismo. Los mapas de la figura 3.5 pueden representar una solución al problema de asignación de eventos a las fuentes; una posible solución futura, alterna a la presente, sería tener fuentes de tamaño finito con la equidistancia usada, de tal suerte que los parámetros hallados puntualmente se usen en cada una de ellas; para así poder contar con un análisis de comparación sobre estos aspectos.

3.1.5 Atenuación de las ondas sísmicas

Una vez determinada la tasa de actividad de cada una de las fuentes sísmicas, es necesario evaluar los efectos que, en términos de intensidad sísmica, produce cada una de ellas en un sitio de interés. Para ello se requiere saber qué intensidad se presentaría en el sitio en cuestión, hasta ahora supuesto en terreno firme, si en la i -ésima fuente ocurriera un temblor con magnitud dada.

A las expresiones que relacionan magnitud, posición relativa fuente-sitio e intensidad se les conoce como *leyes de atenuación*, las cuales ya se evaluaron en el capítulo II. Usualmente, la posición relativa fuente-sitio se especifica mediante la distancia focal, es decir, la distancia entre el foco sísmico y el sitio. Las leyes de atenuación pueden adoptar muy diversas formas. En este estudio se utilizan diferentes leyes de atenuación dependiendo del tipo de sismo o mecanismo focal, esto es, sismos de subducción o sismos continentales. Como se verá más adelante, se considera que las intensidades sísmicas relevantes no son sólo las ordenadas del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones, sino que además intervienen otras medidas complementarias de intensidad.

La compatibilidad espectral es la propiedad que relaciona a los espectros de diferentes intensidades entre sí, y resulta de una extrema utilidad ya que permite el uso de los *EAF* para el cálculo de las diversas intensidades que se han mencionado; por el contrario esto no existe en leyes de atenuación deducidas mediante modelos de regresión comunes en los cuales las relaciones espectrales entre aceleración, velocidad y desplazamiento no necesariamente se cumplen y es necesario el análisis de regresión por separado para cada intensidad. La compatibilidad espectral existe debido a que mediante la teoría sismológica del espectro radiado fue posible establecer todas las características de las amplitudes del movimiento en el dominio de la frecuencia.

3.1.6 Cálculo de peligro sísmico

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, el peligro sísmico puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura. El peligro, expresado en términos de las tasas de excedencia de intensidades a , se calcula mediante la siguiente expresión (Esteve, 1970):

$$\nu(a | R_0, p) = \sum_{n=1}^{n=N} \int_{M_0}^{M_u} -\frac{\partial \lambda}{\partial M} \Pr(A > a | M, R_0) dM \quad (3.8)$$

donde la sumatoria abarca la totalidad de las fuentes sísmicas, N , y $\Pr(A > a | M, R)$ es la probabilidad de que la intensidad exceda un cierto valor, dadas la magnitud del sismo, M , y la distancia entre la i -ésima fuente y el sitio, R . Las funciones $\lambda(M)$ son las tasas de actividad de las fuentes sísmicas, mismas que se describieron anteriormente en la ecuación (3.1 y 3.3). La integral se realiza desde M_0 hasta M_u , lo que indica que se toma en cuenta, para cada fuente sísmica, la contribución de todas las magnitudes.

Conviene hacer notar que la ecuación anterior sería exacta si las fuentes sísmicas fueran puntos. En realidad son volúmenes, por lo que los epicentros no sólo pueden ocurrir en los centros de las fuentes sino, con igual probabilidad, en cualquier punto dentro del volumen correspondiente. Al calcular se debe tomar en cuenta esta situación subdividiendo las fuentes sísmicas en diversas formas geométricas, en cuyo centro de gravedad se considera concentrada la sismicidad de la fuente. En vista de que se supone que, dadas la magnitud y la distancia, la intensidad tiene distribución lognormal, la probabilidad $\Pr(A > a | M, R_i)$ se calcula de la siguiente manera:

$$\Pr(A > a | M, Ro) = \phi \left(\frac{1}{\sigma_{Lna}} \ln \frac{\text{med}(A | M, R_i)}{a} \right) \quad (3.9)$$

siendo $\phi(\cdot)$ la distribución normal estándar, $\text{Med}(A|M, R_i)$ la mediana de la intensidad (dado por la ley de atenuación correspondiente) y σ_{lna} la desviación estándar del logaritmo natural de a .

En la ecuación 3.9 se incluyen tanto la ley de atenuación, como la incertidumbre en ella. Sin embargo, para la zona sismogénica, los parámetros p que definen la curva de tasas de excedencia de la magnitud, no son deterministas. Por tanto, para calcular la tasa de excedencia no condicionada, $\nu(a)$ procede calcular el valor esperado con respecto a las variables inciertas, por lo que la expresión de cálculo de la tasa de excedencia de la aceleración es:

$$\nu(a) = \int_{R(p)} \nu(a | p) P_p(P) dp \quad (3.10)$$

donde $P_p(p)$ es la densidad conjunta de probabilidades de los parámetros que definen a $\lambda(M)$. La ecuación proporciona la contribución de una fuente, y cuando se consideran varias fuentes basta sumar las contribuciones de todas las fuentes sísmicas, para obtener la tasa de excedencia total.

El peligro sísmico se expresa, entonces, en términos de la tasa de excedencia de valores dados de intensidad sísmica. Como se ha indicado, en este capítulo la intensidad sísmica, a , se mide con las ordenadas del espectro de respuesta de diversas intensidades.

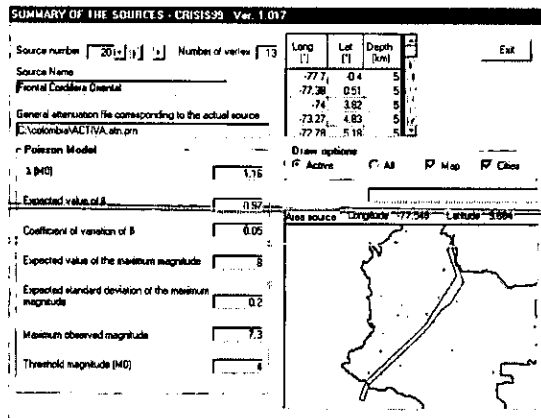


Figura 3.6: Cuadro de dialogo de fuentes de CRISIS99 en los análisis de peligro de Colombia.

El cálculo de peligro sísmico implica la solución de integrales múltiples. Para ello se usó el programa CRISIS99 desarrollado por Ordaz *et al.* (1999) que emplea métodos numéricos conocidos. Para la evaluación del peligro en Colombia se construyó un modelo con las 34 fuentes descritas anteriormente, con su geometría y buzamiento según estudio AIS (1996); la forma interactiva de inclusión de datos en CRISIS99 se aprecia en la figura 3.6. A cada una de las fuentes se le asignó su correspondiente ley de atenuación. Así, las zonas de subducción y Benuiof quedaron con la ley de subducción y las restantes llevaron la ley activa, todas deducidas en el capítulo II.

Se realizó el cálculo de peligro a cada décimo de grado de latitud y longitud geográfica, es decir, a una distancia entre sí de aproximadamente 10 km. en toda la nación para cada fuente, cada periodo estructural e intensidad de interés.

3.2 Resultados

La figura 3.7 izq. muestra las tasas de excedencia de la aceleración máxima del suelo de cada una de las fuentes que aportan peligro a Santa Fé de Bogotá. La figura 3.7 der. muestra las tasas totales, es decir, las que resultan de sumar las contribuciones de cada fuente, para las ordenadas del espectro de pseudoaceleraciones en diferentes periodos estructurales.

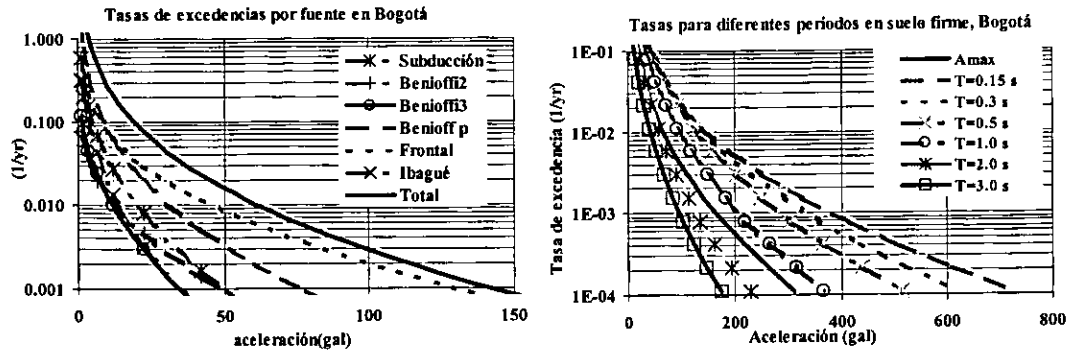


Figura 3.7 izq.: tasas de excedencia por fuente y total para el caso de A_{max} en Bogotá; der.: Tasas de excedencia totales para pseudoaceleraciones espectrales en varios periodos estructurales.

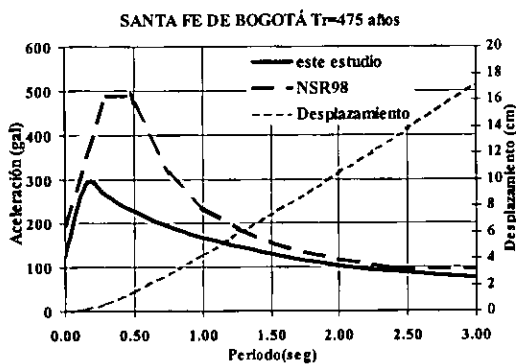


Figura 3.8: Espectros de peligro uniforme en Bogotá para un periodo de retorno de 475 años

Si sobre la figura 3.7 der. se establece una tasa de excedencia para un estado de funcionalidad es posible trazar líneas horizontales que interceptan a las curvas de las tasas de los diferentes periodos estructurales; por ejemplo, al establecer un periodo de retorno de 475 años, (tasa de 0.0021/año) resulta posible encontrar los puntos de periodo espectral, que al ser unidos generarán un espectro de tasa o peligro uniforme, como el mostrado en la figura 10; aquí además este se compara con el espectro de la norma sismorresistente de Colombia (NSR 98), que para este caso tiene el mismo periodo de retorno.

El esquema puede extenderse a cualquier intensidad de interés; por ejemplo la figura 3.8 muestra además el espectro de desplazamiento de peligro uniforme para el mismo periodo de retorno.

Lo anterior se realizó en un sólo lugar, pero se puede extender a tantos lugares como se desee; por ejemplo, la figura 3.9 izq. representa la distribución del desplazamiento máximo del suelo, D_{max} para un periodo de retorno de 475 años en condiciones de suelo firme para una región que contiene a Bogotá; La figura 3.9 der. representa las mismas condiciones de peligro anteriores pero ahora en términos de A_{max} ; esta figura muestra el fuerte incremento del peligro conforme más al oriente de la ciudad se desee calcular; el trazo de la falla Frontal es claro en la figura; esta fuente establece el máximo aporte de peligro sobre la ciudad, como se pudo observar en las tasas de la figura 3.7 izq.

La figura 3.9 der. muestra de forma dramática como a tan sólo 40 km. el peligro sísmico prácticamente se duplica sobre la ciudad más importante de Colombia creando de esta forma una preocupación en la asignación del peligro sobre Bogotá.

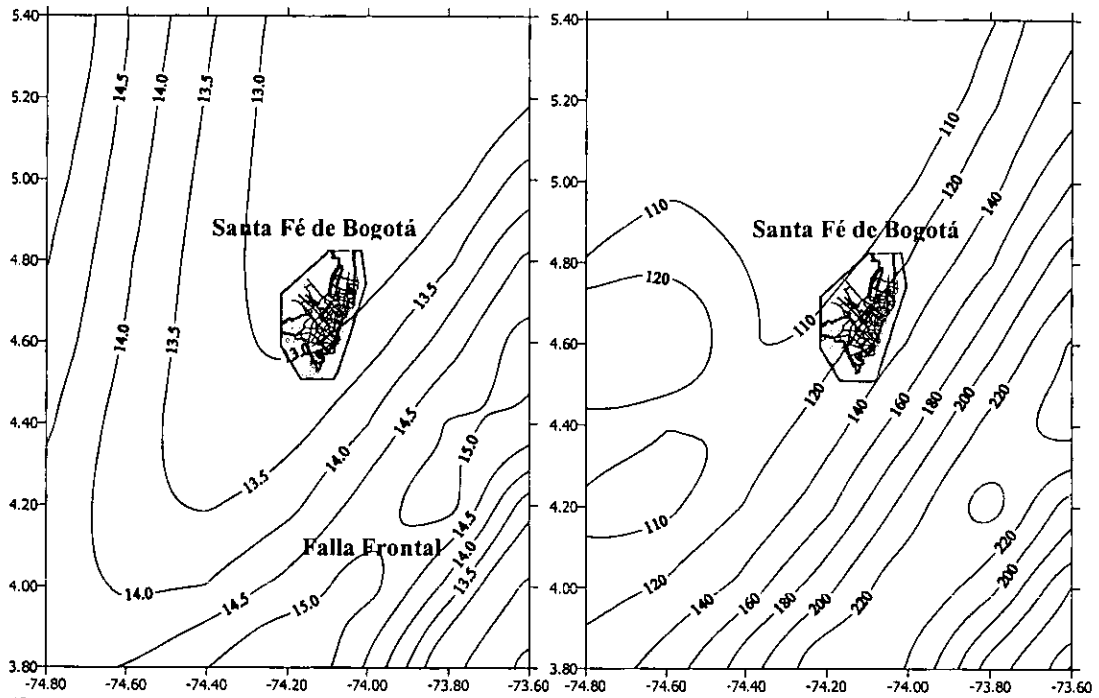


Figura 3.9 izq.: Distribución regional de D_{max} en las cercanías de Bogotá; $Tr=475$ años, suelo firme (cm); der.: Distribución regional de A_{max} en las cercanías de Bogotá, $Tr=475$ años, Suelo firme (gal) $\xi=0.05$.

En la búsqueda de la claridad de todas las variables que se involucran en el diseño sísmico, la duración de la fase intensa de los movimientos, así como la energía de entrada en las estructuras resultan útiles para la definición de criterios tales como la degradación estructural; la figura 3.10, muestra la distribución regional de dichos parámetros generados a partir de leyes de atenuación construidas del modelo sísmológico descrito en el capítulo II.

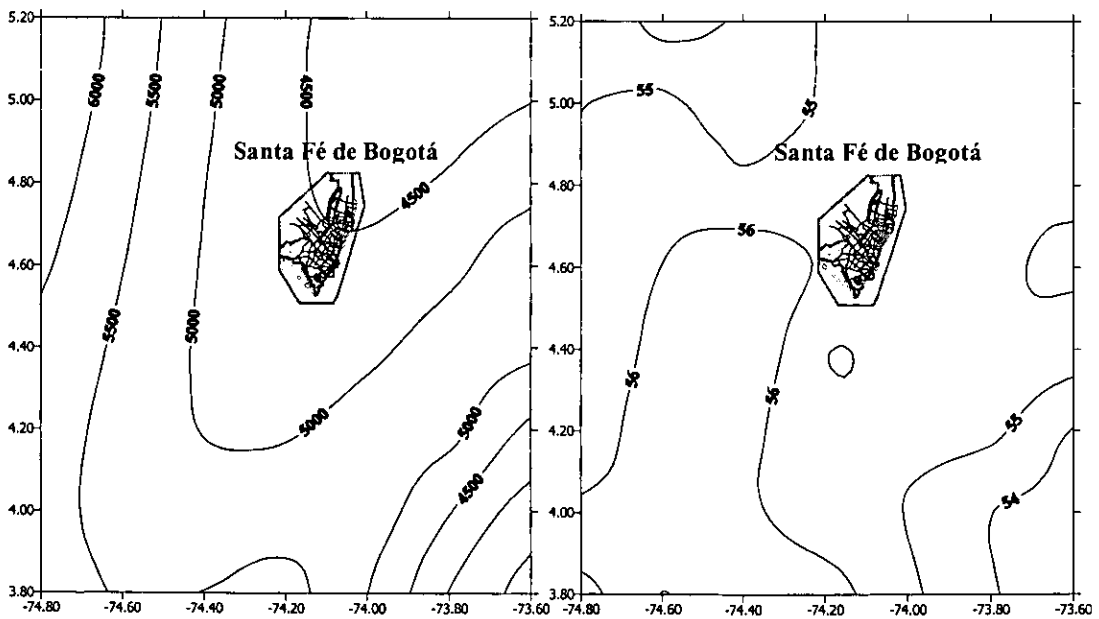


Figura 3.10 izq.: Distribución regional de la energía máxima, E_{max} en las cercanías de Bogotá; $Tr=475$ años, suelo firme (dinas-cm); der.: Distribución regional de la duración de la fase intensa en las cercanías de Bogotá, $Tr=475$ años, Suelo firme (seg).

El anterior proceso se puede realizar en todas las regiones de interés necesarias para poder encontrar mapas útiles para la identificación de una intensidad en cualquier lugar del territorio; en las figuras 3.11, 3.12 y 3.13 se presentan los mapas de Colombia con las distribuciones de aceleración máxima del suelo en terreno firme y para osciladores de diferentes periodos estructurales, $\xi=0.05$ y periodo de retorno de 475 años.

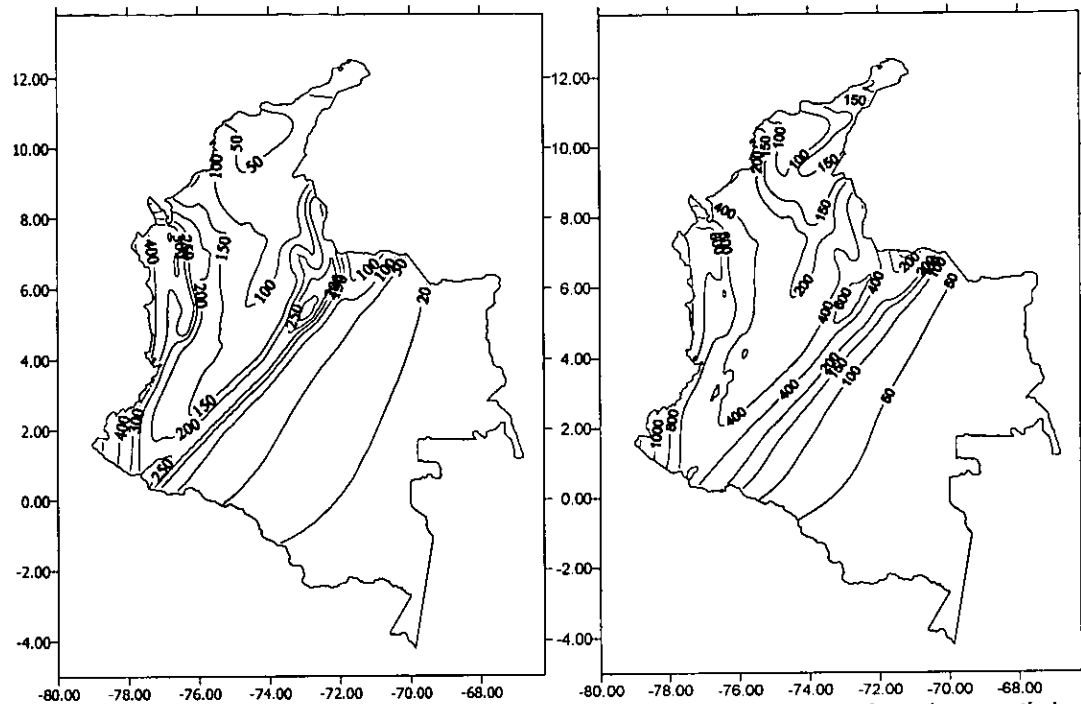


Figura 3.11: izq.: aceleración máxima en suelo firme, (gal) $T_r=475$ años ; der.: aceleración en osciladores de $T=0.15$ seg. (gal) $T_r=475$ años. $\xi=0.05$

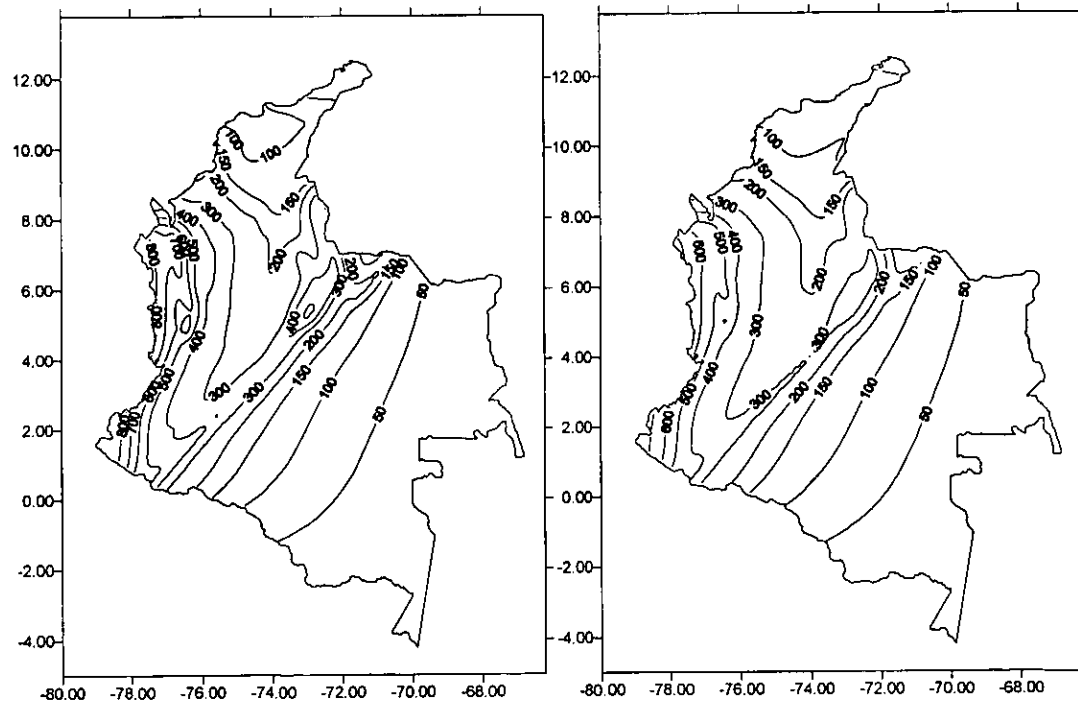


Figura 3.12: izq.: :: aceleración en osciladores de $T=0.3$ seg. (gal) $T_r=475$ años; der.: aceleración en osciladores de $T=0.5$ seg. (gal) $T_r=475$ años. $\xi=0.05$

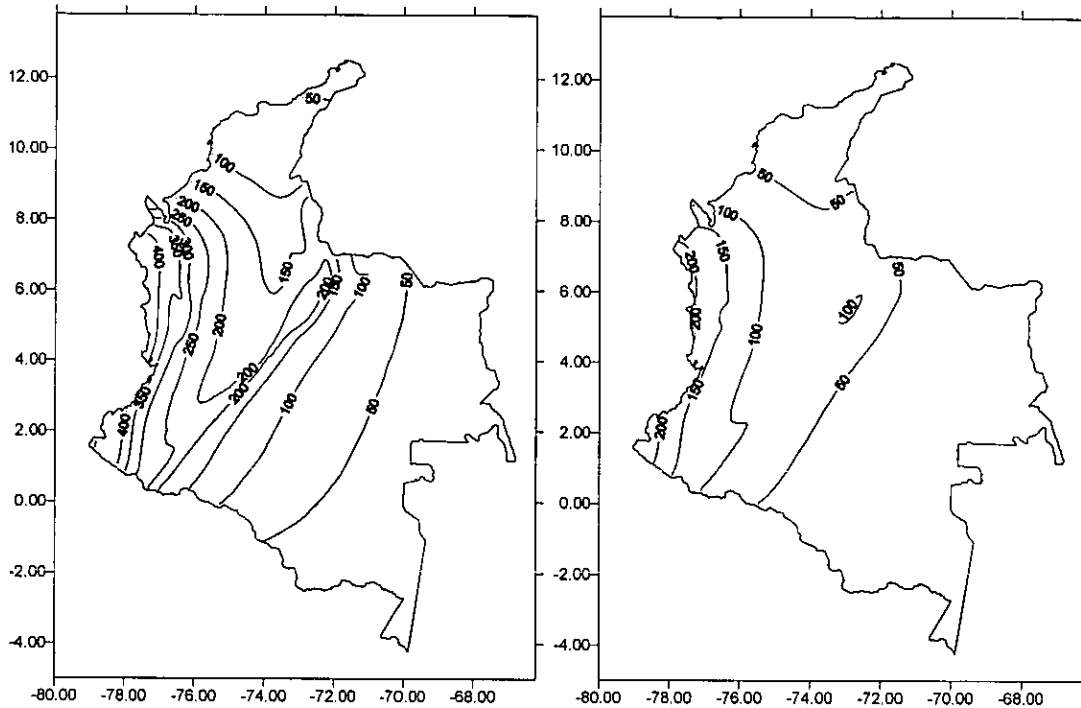
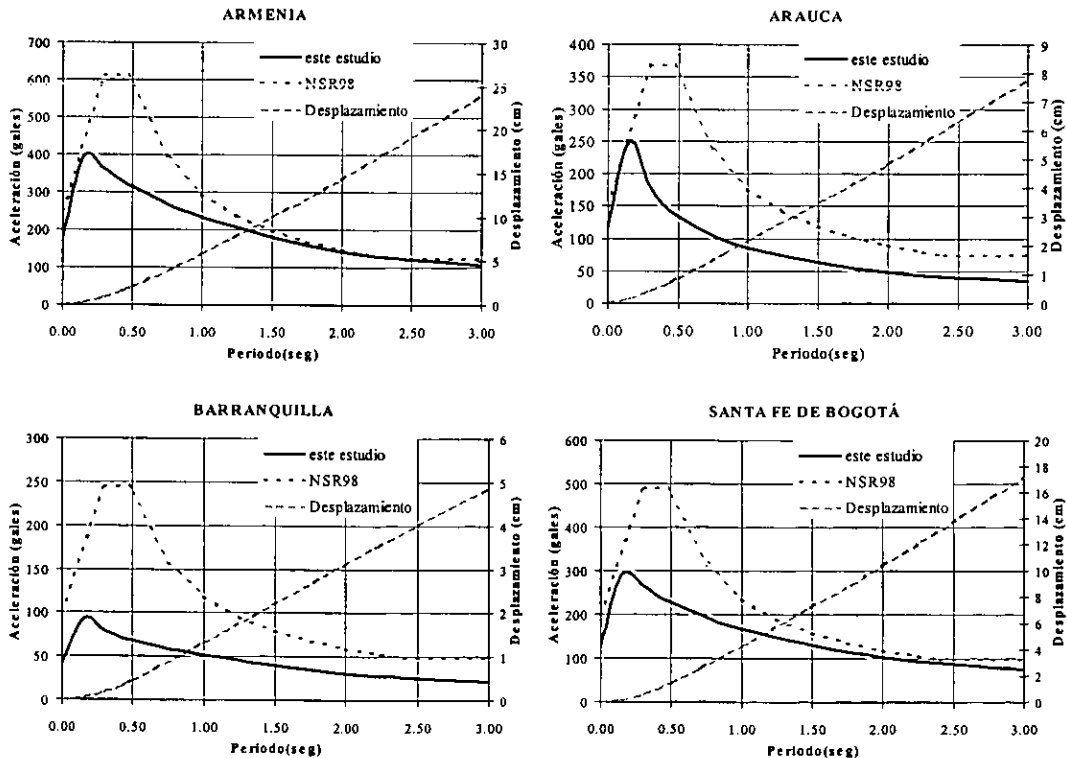
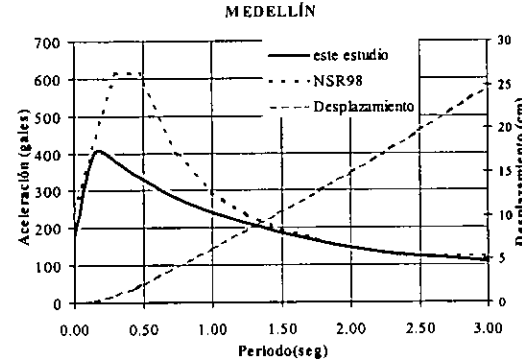
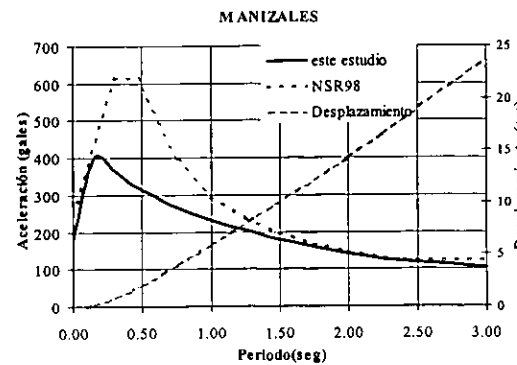
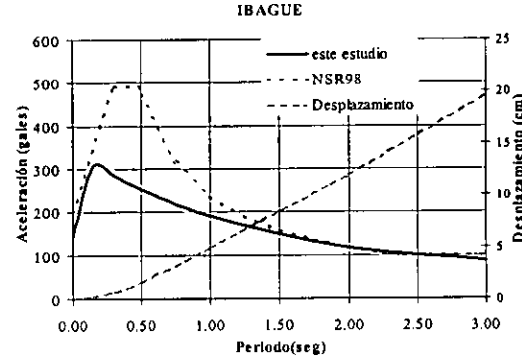
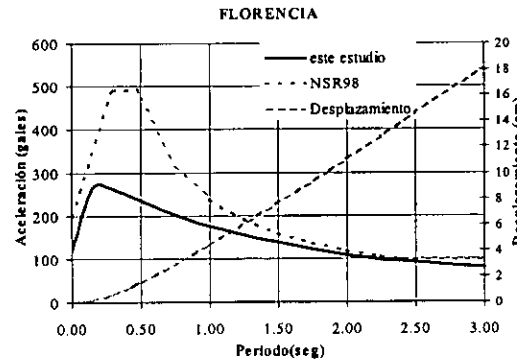
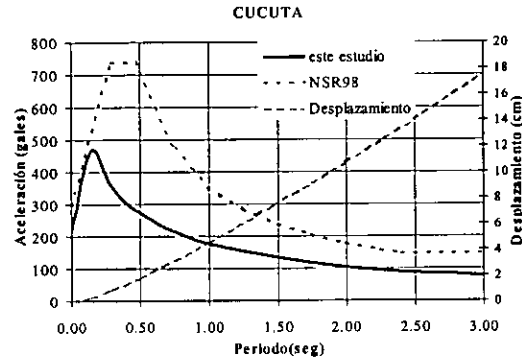
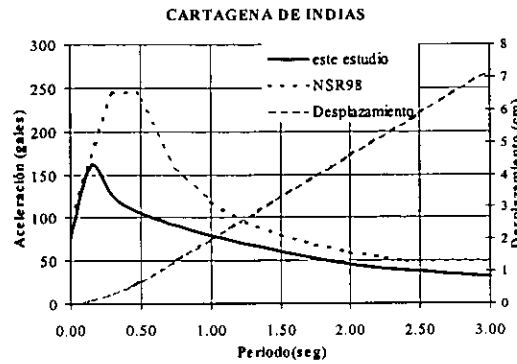
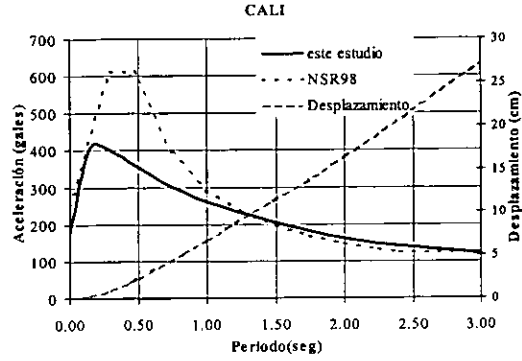
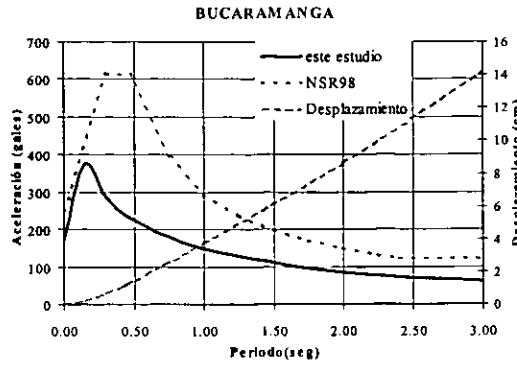


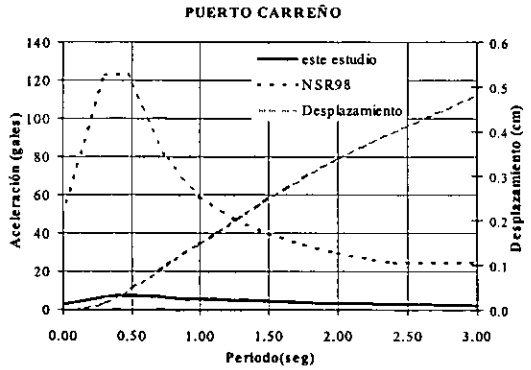
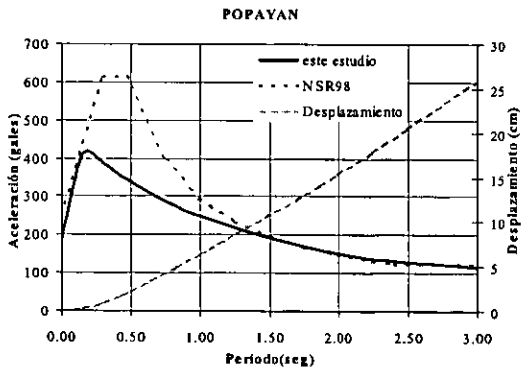
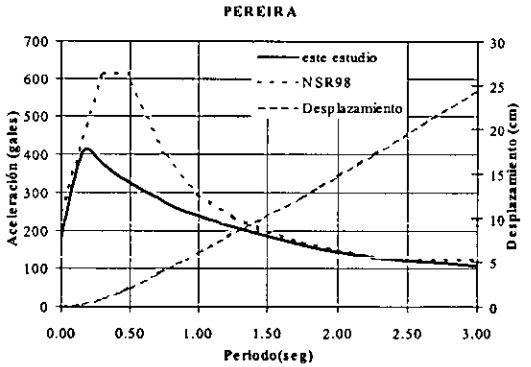
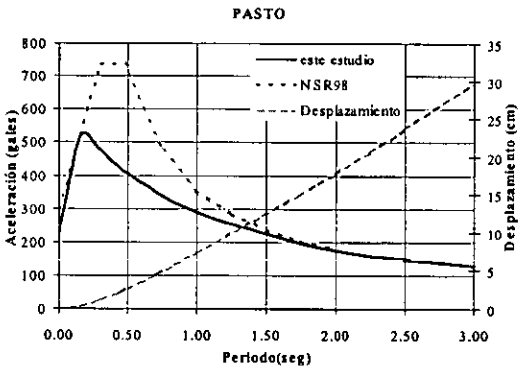
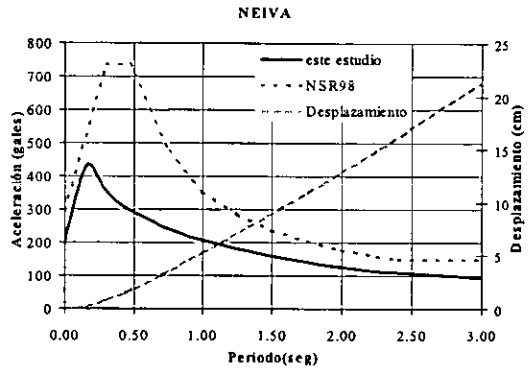
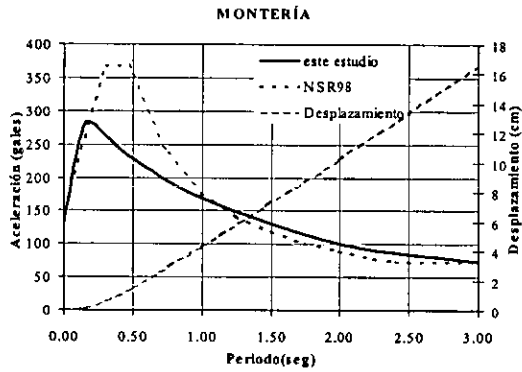
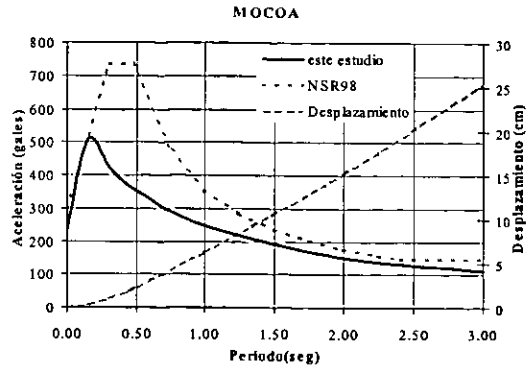
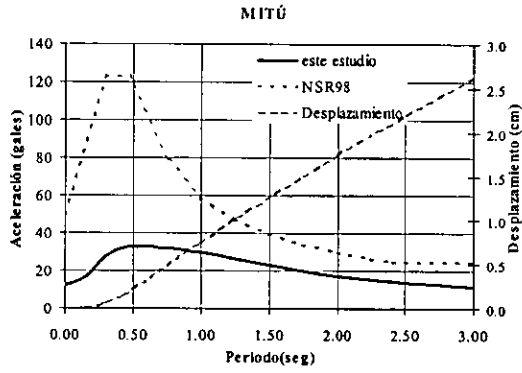
Figura 3.13: izq.: pseudoaceleración espectral en osciladores de $T=1.0$ seg. (gal) $Tr=475$ años; der.: aceleración en osciladores de $T=3.0$ seg (gal); $Tr=475$ años. $\xi=0.05$

La generación de espectros de peligro uniforme (en este caso de pseudoaceleración) en este esquema de mapas se realiza mediante la identificación de cada ordenada espectral para el sitio de interés; las restantes intensidades de interés tales como seudovelocidad y desplazamiento espectral se logran mediante las simples relaciones teóricas que brinda la dinámica estructural; en la figura 3.14 a continuación se muestran los espectros de estos mapas en las principales ciudades.

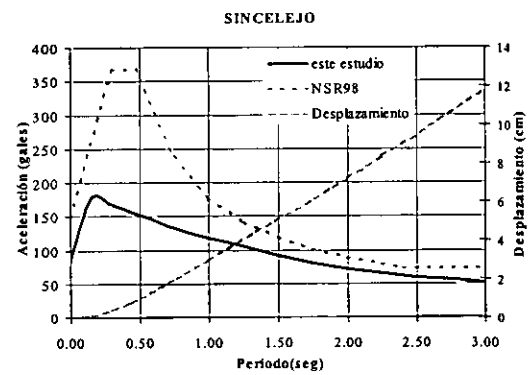
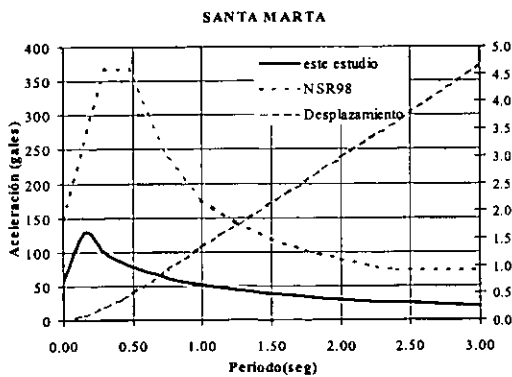
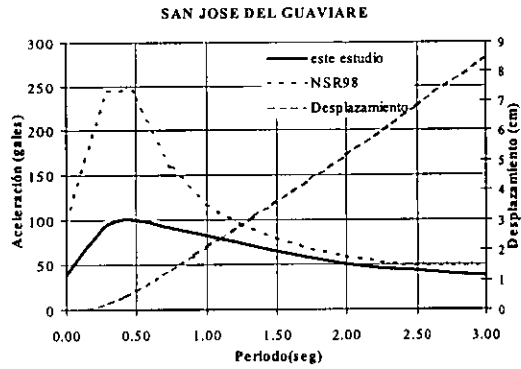
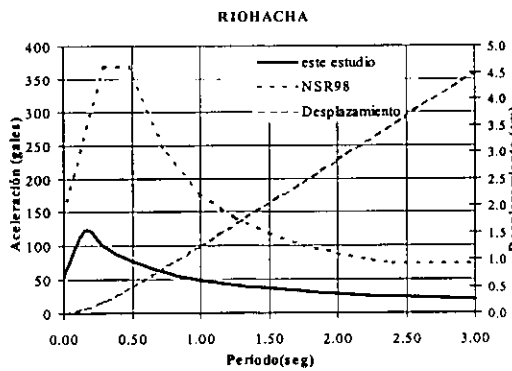
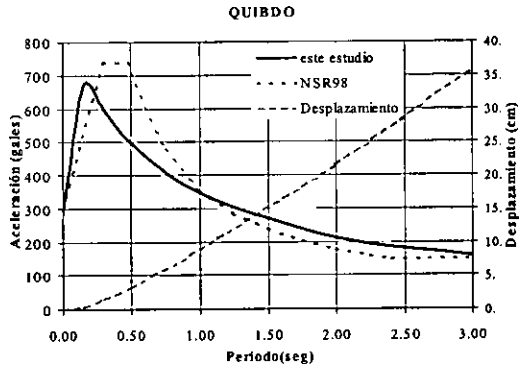
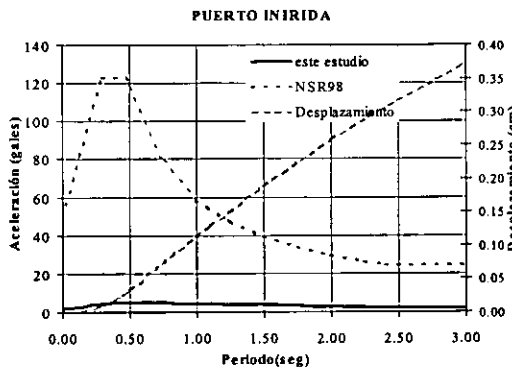
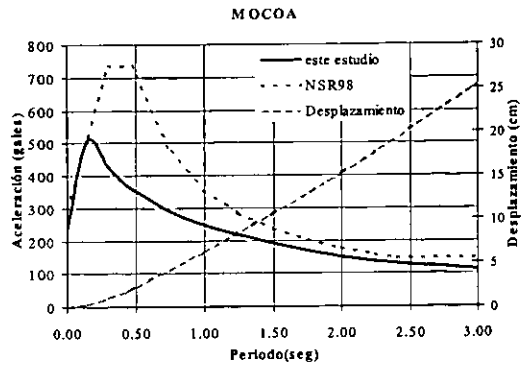
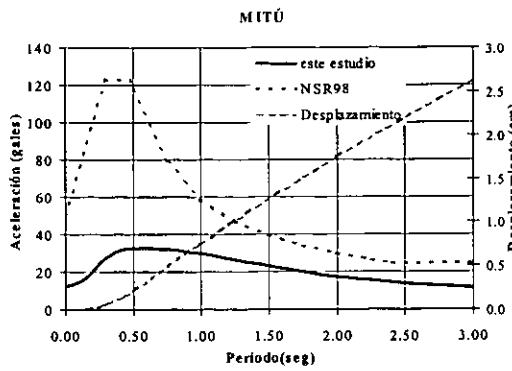




Continúa en la siguiente página



Continúa en la siguiente página



Continúa en la siguiente página

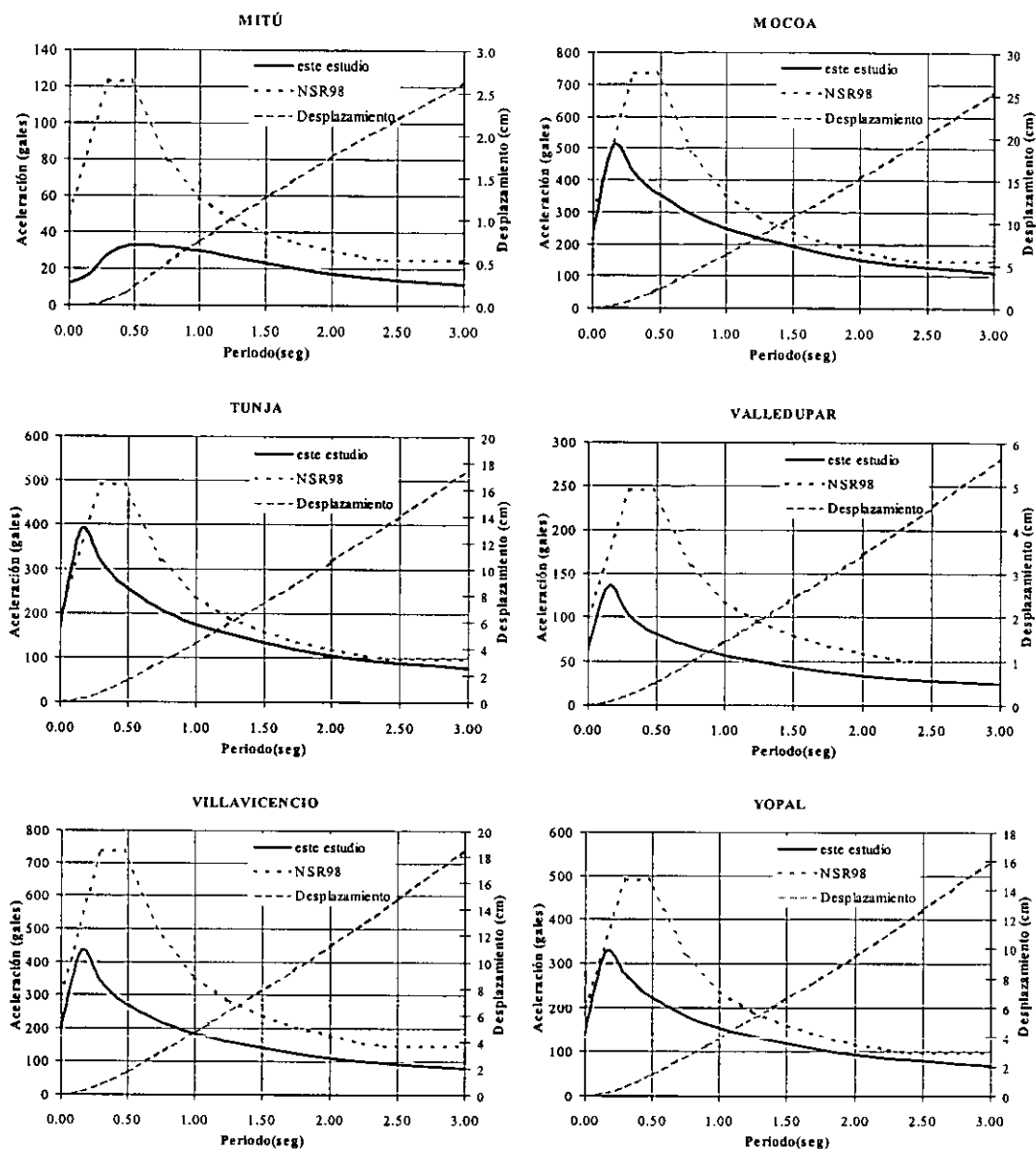


Figura 3.14: Espectros de aceleración y desplazamiento en ciudades de Colombia, (gal) $T_r=475$ años. $\xi=0.05$

Para el caso del desplazamiento o la velocidad máxima del suelo es necesario generar leyes de atenuación de estos parámetros a partir de los espectros fuentes de los mismos y posterior uso de la teoría de vibraciones aleatorias. En la figura 3.15 se aprecian los mapas de estas variables para $T_r = 475$ años y condiciones de suelo firme y $\xi=0.05$.

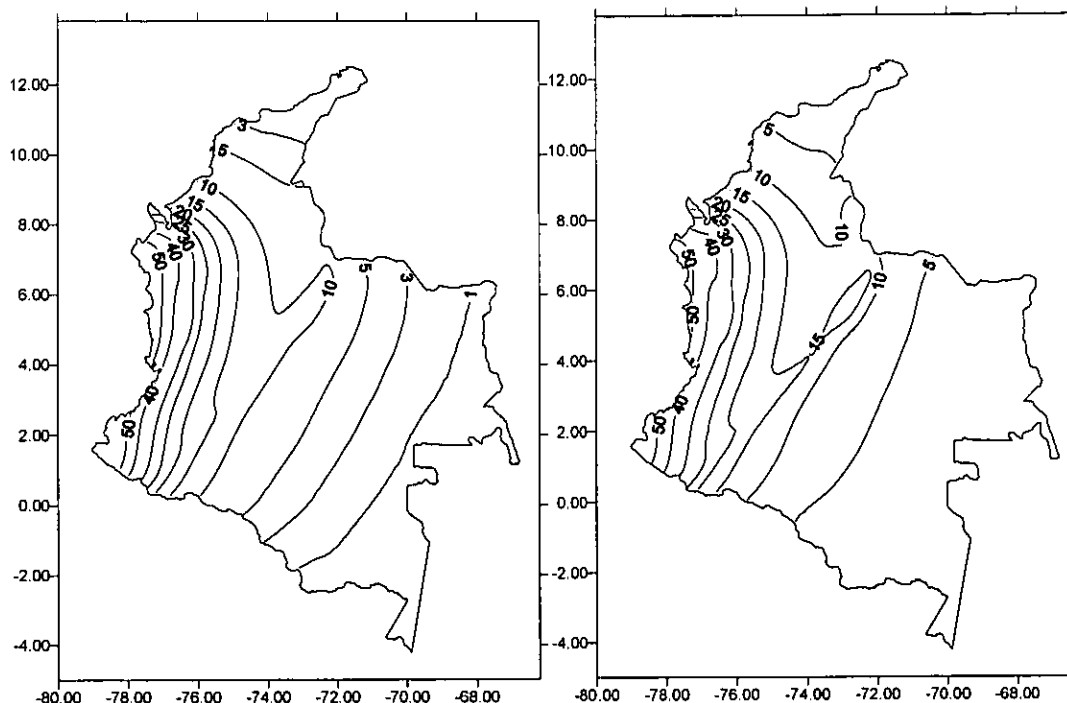


Figura 3.15 izq.: desplazamiento máximo del suelo (cm), $T_r=475$ años; der.: velocidad máxima del suelo (cm/s); $T_r=475$ años. $\xi=0.05$

Bajo este planteamiento una vez localizado el sitio de interés se buscan los mapas para cada ordenada espectral y se construye el espectro de peligro uniforme; estos mapas pueden tener asociado cualquier periodo de retorno para determinar la intensidad a una probabilidad de falla y vida útil prescrita a un cierto nivel de desempeño en sus diferentes estados de funcionalidad.

3.2.1 Estructuras Vitales o Esenciales

Para este capítulo se definen como estructuras vitales o edificaciones indispensables, aquellas que funcionan para atender a la comunidad durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a algún lugar alterno. En este grupo se incluyen estructuras tales como hospitales de alto nivel de complejidad, así como centros de salud que dispongan de servicios de cirugía y atención de urgencias. También edificaciones de centrales telefónicas, de telecomunicación y radiodifusión, las obras de infraestructura para plantas de energía, y las obras de acceso a las anteriores, también es necesario proteger a los Bomberos, policías, rescatistas, soldados y todas las personas entrenadas para las labores de ayuda, rescate y organización después de un evento sísmico.

Es práctica de las normas colombianas usar espectros de diseño para estructuras civiles convencionales asociados a un periodo de retorno de **475 años**. Estos están relacionados a una probabilidad de excedencia de **10%** en una vida útil de **50 años** (figura 3.1 der.); para estructuras vitales o esenciales la actual norma de construcciones colombianas NSR98 plantea un factor de amplificación de **1.3** para el espectro de diseño; sin embargo, en este planteamiento se desconoce el periodo de retorno para el cual se encuentran diseñadas las estructuras. Las estructuras vitales deben ser diseñadas con procedimientos más detallados que las convencionales, por lo menos se debe mantener la condición de peligro uniforme en los espectros de diseño; por lo cual en el presente trabajo se propone una probabilidad de excedencia de **5%** en un periodo de vida útil de **50 años** (figura 3.1 der.); esto genera un periodo de retorno de **974 años**, por tanto su tasa de excedencia será **0.00102/año**.

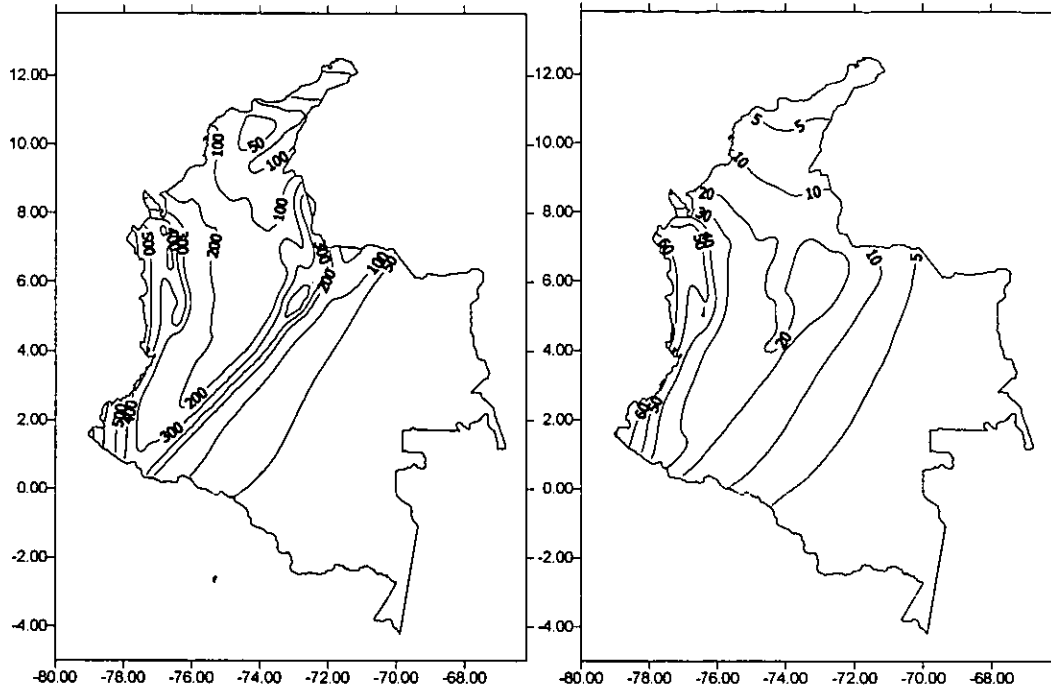


Figura 3.16: izq.: Aceleración máxima del suelo $T_r=975$ años, (gal); $\xi=0.05$ der. : Aceleración máxima del suelo $T_r=10$ años; (gal); $\xi=0.02$

Para fines de verificación se usan los llamados "movimientos sísmicos de umbral de daño", dentro del cual se supone que la estructura debe permanecer en el rango elástico; el espectro asociado a este movimiento tiene probabilidad de excedencia de 80% en un lapso de 15 años, es decir, un periodo de retorno de aproximadamente 10 años. Además estos espectros son calculados para un amortiguamiento de 2% del crítico. En la figura 3.16 se presentan los mapas de aceleración máxima del suelo para los periodos de retorno de 975 años y 10 años respectivamente.

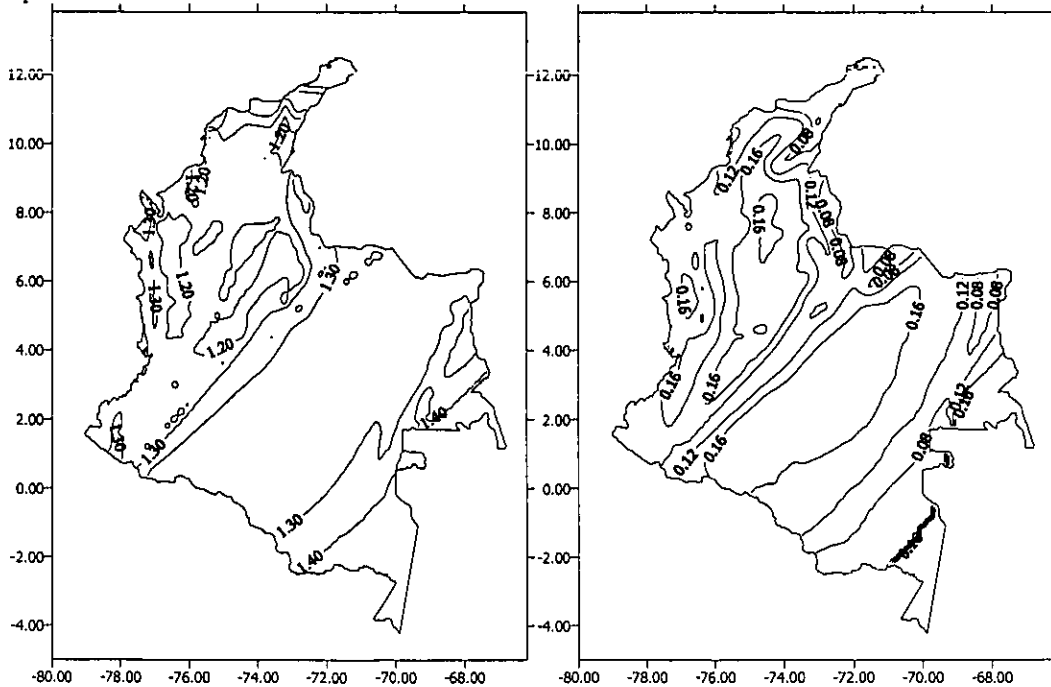


Figura 3.17 izq: Coeficientes de importancia de espectros para estructuras vitales; der.: coeficientes de espectros de verificación para estructuras vitales.

La figura 3.17 izq. muestra los coeficientes de importancia por los cuales se tendrían que multiplicar el mapa de la figura 3.11 izq. ($Tr=475$ años), para obtener el mapa de la figura 3.16 izq. ($Tr=975$ años). Como se puede observar el valor del coeficiente varia dependiendo de la posición geográfica y no aparece constante como lo propone la norma NSR98; la figura 3.17 der. muestra los coeficientes pero esta vez para obtener el mapa de la figura 3.16 der. ($Tr=10$ años). a partir de la figura 3.11 izq. ($Tr=475$ años). Lo anterior establece una influencia de la posición de las fuentes en el comportamiento de los coeficientes de importancia para la generación de los espectros de estructuras vitales

En la figura 3.18 se presentan los espectros de peligro uniforme de diseño y verificación hallados en esta investigación para la ciudad de Bogotá sobre condiciones de suelo firme; se observa la diferencia entre el presente estudio y la norma NSR98 colombiana; esto se debe básicamente al uso de relaciones de atenuación para A_{max} , que la sobrestiman de forma sistemática en el estudio local AIS(1996).

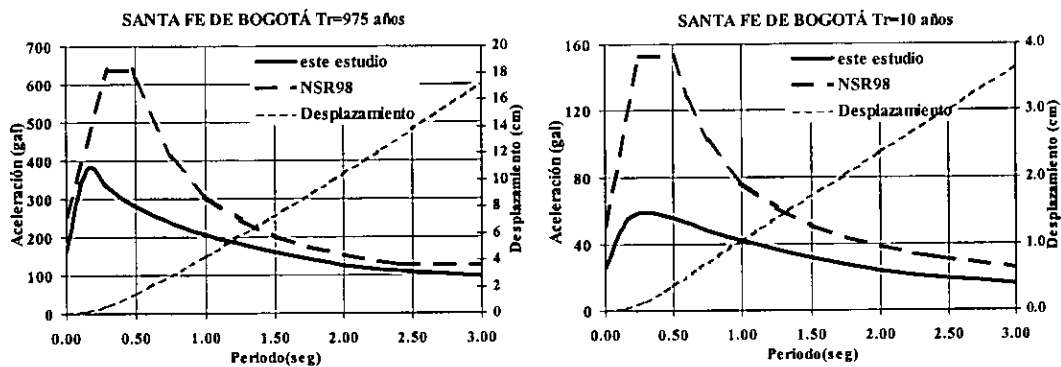


Figura 3.18 izq.: Espectros de diseño para $Tr=975$ años en condiciones de suelo firme o roca; $\xi=0.05$; der.: Espectros de verificación de servicio con $Tr=10$ años para condiciones de suelo firme o roca en Santa Fé de Bogotá, $\xi=0.02$.

3.2.2 Comentarios

La distancia a las fuentes que contribuyen al peligro en un sitio determinado tiene fuerte influencia en la forma de los espectros; en la figura 3.19 izq., se representan los espectros normalizados con respecto a A_{max} para las ciudades de Medellín y Puerto Carreño, bajo condiciones de suelo firme y periodo de retorno igual a 475 años; la primera ciudad está ubicada a unos cuantos kilómetros del sistema Romeral y la segunda se encuentra alejada de todas las fuentes por cientos de kilómetros.

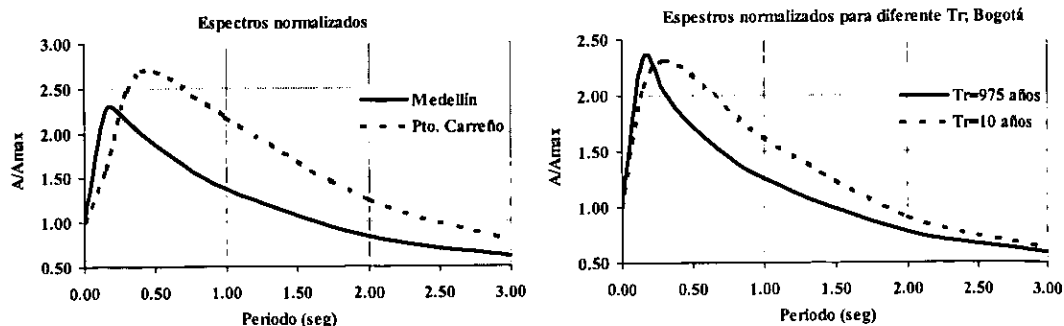


Figura 3.19 izq.: Variación de las formas espectrales con respecto a las distancias epicentrales; der.: variación de las formas espectrales con respecto al periodo de retorno.

Se observa el efecto de filtro de la alta frecuencia para el caso de Puerto Carreño; en efecto, el espectro corre su pico hacia periodos mayores, reconociendo el hecho de que la mayor distancia de viaje de las ondas filtra las altas frecuencias y logra predominio de más bajas frecuencias, las cuales logran una mayor amplitud espectral con respecto a la aceleración máxima del suelo. La cercanía de Medellín con las fuentes no genera el filtro de la alta frecuencia por la distancia recorrida, por lo que el espectro normalizado presenta amplitud máxima a más altas frecuencias; aún así, éstas no generan una amplitud espectral mayor con respecto a A_{max} que las bajas frecuencias. La figura 3.19 der. muestra el efecto del periodo de retorno en la forma del espectro; aquí para el caso de Bogotá los espectros normalizados con respecto a A_{max} muestran un mayor ancho de banda para el caso de mayor Tr ; sin embargo, la amplitud no se ve alterada.

La compatibilidad espectral definida en el inciso 3.2.3, se mantiene en todo momento y así es posible, por ejemplo, definir a partir del espectro de aceleración, los espectros de pseudovelocidad y desplazamiento espectral en condiciones de suelo firme para varios periodos de retorno en Bogotá, como se observa en la figura 3.20; estos pueden servir de base para la demanda sísmica en la aplicación de diseños por desempeño como se mencionó en la primera parte de este capítulo.

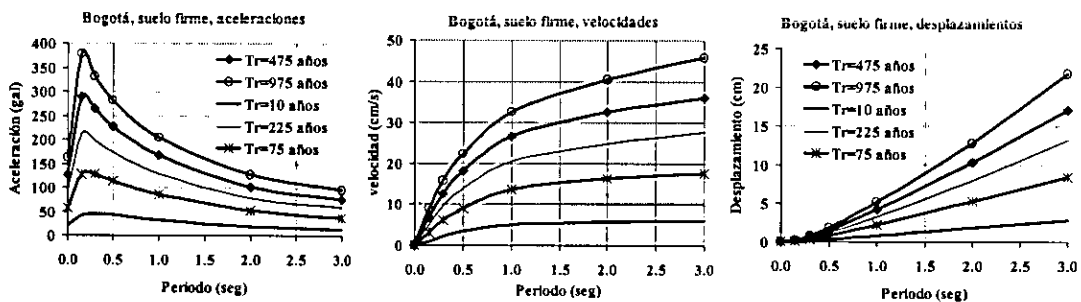


Figura 3.20 izq: Espectros sobre suelo firme en Bogotá para diferentes periodos de retorno; cen.: Espectros de velocidades en mismas condiciones der.: espectros de desplazamientos en mismas condiciones

Es práctica normal representar los espectros mediante expresiones que brindan la ordenada espectral en diferentes zonas dependiendo del periodo; generalmente es necesario contar con varias ecuaciones para representar la totalidad del espectro. Es útil entonces contar con una expresión analítica que permita el cálculo de cualquier ordenada espectral y que mantenga la compatibilidad espectral. El esquema se basa en la siguiente ecuación polinómica (Miranda *et al*, 1999):

$$a(T) = \frac{A_{max}}{1 + a_2 T^2} \left(\frac{1 + a_3 T^2 + a_4 T^4}{1 + a_5 T^2 + a_4 T^4} \right) \tag{3.11}$$

donde T es el periodo y los coeficientes a_i , pueden ser hallados mediante ciertos periodos de control, que permiten reescribir la anterior expresión hasta llegar a (Miranda *et al*. 1999):

$$a(T) = \frac{1 + \frac{k^2 (T/T_a)^2}{(1 + (T/T_a)^2)(1 + (T/T_b)^2)}}{1 + (T/T_c)^2} A_{max} \tag{3.12}$$

T_a controla el periodo inicial de la plataforma espectral, T_b controla el periodo final de la plataforma espectral de aceleraciones, T_c corresponde a la mitad del periodo correspondiente al

pico del espectro de desplazamiento y el valor k resulta ser el factor de magnificación entre el movimiento máximo del terreno y el máximo espectral de las aceleraciones. Esta expresión presenta las siguientes ventajas: 1) sólo se requiere de una ecuación para todos los periodos; 2) periodo suficientemente largo, los desplazamientos calculados tienden a los del terreno en lugar de crecer de forma monótonica, esto resulta básico para un futuro diseño por desplazamiento; 3) las formas espectrales que se obtienen reproducen en forma cercana a los espectros de respuesta. Los valores de estos coeficientes fueron hallados para las ciudades capitales del país, con periodo de retorno de 475 años y condiciones de suelo firme y se muestran a continuación en la tabla 3.2:

Tabla 3.2: Coeficientes para generación de espectros en ciudades de Colombia; $T_r=475$ años $\xi=0.05$

Ciudad	$A_{max}(gal)$	T_a	T_b	T_c	k	a_2	a_3	a_4	a_5
Arauca	120	0.05	0.5	1.7	1.15	0.35	933	400	404
Armenia	180	0.05	0.5	3.0	1.2	0.11	980	400	404
Barranquilla	50	0.05	0.5	2.5	1.2	0.16	980	400	404
Bogotá	130	0.05	0.5	3.0	1.2	0.11	980	400	404
Bucaramanga	170	0.05	0.15	2.0	1.2	0.25	1020	400	444
Cali	180	0.05	0.4	3.5	1.25	0.08	1031	400	406
Cartagena	80	0.05	0.1	2.5	1.2	0.16	1076	400	500
Cúcuta	220	0.05	0.2	2.0	1.2	0.25	1001	400	425
Florencia	120	0.05	0.5	3.5	1.2	0.08	980	400	404
Ibagué	150	0.05	0.5	3.0	1.15	0.11	933	400	404
Manizales	180	0.05	0.5	3.0	1.2	0.11	980	400	404
Medellín	180	0.05	0.5	3.0	1.2	0.11	980	400	404
Mocoa	230	0.05	0.2	2.5	1.2	0.16	1001	400	425
Montería	130	0.05	0.5	3.0	1.2	0.11	1020	400	444
Neiva	200	0.05	0.2	2.5	1.2	0.16	1001	400	425
Pasto	225	0.05	0.3	3.0	1.2	0.11	987	400	411
Pereira	180	0.05	0.3	3.0	1.2	0.11	987	400	411
Popayán	180	0.05	0.3	3.0	1.2	0.11	987	400	411
Quibdo	285	0.05	0.5	2.5	1.25	0.16	1029	400	404
Santa Marta	60	0.10	0.5	2.0	1.3	0.25	273	100	104
Sincelejo	85	0.10	0.5	3.0	1.2	0.11	248	100	104
Tunja	170	0.10	0.5	2.5	1.3	0.16	273	100	104
Valledupar	65	0.10	0.5	2.0	1.2	0.25	248	100	104
Villavicencio	200	0.05	0.5	2.0	1.2	0.25	980	400	404
Yopal	140	0.05	0.5	2.5	1.2	0.16	980	400	404

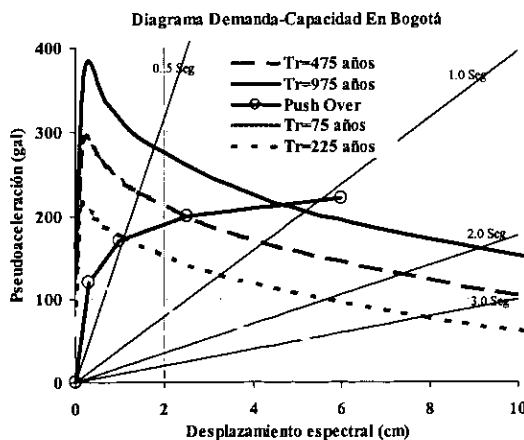


Figura 3.21: Diagrama demanda-capacidad de estructura en varios niveles de comportamiento con sus respectivos escenarios de peligro.

Los espectros de la figura 3.20 pueden ser adaptados a un esquema que brinda mayor claridad y comodidad al momento de diseñar. La figura 3.21 muestra en el espacio pseudoaceleración, S_a -desplazamiento espectral, S_d las demandas sísmicas asociadas a cada periodo de retorno de interés; para esta representación los periodos estructurales se observan como líneas radiales con pendiente ω^2 , que es la relación que existe entre S_a y S_d . Resulta posible identificar así de forma inmediata la aceleración y el desplazamiento para un periodo dado; además se puede incluir en este esquema la curva de capacidad de una estructura (obtenida por ejemplo, a partir de un análisis de empujón) tal y como se muestra en la figura 3.21, haciendo posible la verificación

de los diferentes estados de funcionalidad en la demanda sísmica respectiva.

La utilidad es grande porque mediante el análisis de empujón se identifican los periodos degradados en los diferentes estados de funcionalidad, así como las rigideces de postfluencia, demandas de ductilidad y daño asociado, esto es clave en la evaluación del comportamiento estructural, ya que, al comparar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica de diferentes escenarios de diseño es posible encontrar alternativas de diseño en la búsqueda del control del daño, tal y como se menciona en la primera parte de este capítulo.

Aunque también puede denominarse “*espectro radial*” el diagrama permite ver en una sola figura tanto la demanda sísmica como la capacidad estructural; brinda la posibilidad de decidir en un diseño dado cuál es la intensidad que gobierna, haciendo innecesaria algunas de las verificaciones actuales al final de los diseños y los predimensionamientos, porque al identificar la intensidad que gobierna y diseñar para esta, la estructura cumple con la demanda de la intensidad complementaria de forma inmediata; por ejemplo, se ha observado que los espectros en suelo firme presentan desplazamientos muy bajos (figura 3.21), por lo cual al diseñar por resistencias los desplazamientos (intensidad complementaria) cumplen automáticamente; por el contrario, en suelos blandos, los desplazamientos suelen ser mucho mayores y en ese escenario al diseñar por desplazamientos se controla de forma inmediata la resistencia.

3.3 Espectros de diseño

Los espectros de peligro uniforme elásticos hallados previamente no pueden ser usados directamente en el diseño de las estructuras; ni aun en el caso que se deseara que estas permanecieran elásticas durante el sismo de diseño. Por ello se hace necesario modificarlos por conceptos de comportamiento estructural, tales como, confiabilidad, incertidumbre en cálculo de periodos estructurales, interacción suelo estructura, sobrerresistencia, modificaciones por ductilidad y además extrapolarlos a sistemas de múltiples grados de libertad.

Múltiples investigadores han realizado trabajos sobre cada uno de los aspectos mencionados anteriormente proponiendo expresiones explícitas que tienen en cuenta el comportamiento estructural, para así llegar a predecir de la mejor forma posible la demanda sísmica en una estructura bajo todas las consideraciones tectónicas, regionales, locales y estructurales que se han mencionado a lo largo de este capítulo. Los efectos más relevantes de las consideraciones expuestas se describen brevemente a continuación.

- La reducción de resistencia lateral debido al comportamiento inelástico de la estructura R_{μ} , está definida como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica asociada a una demanda de ductilidad prescrita. Para un evento dado y una demanda de ductilidad máxima tolerable, el problema consiste en calcular la resistencia lateral inelástica $F_y(\mu=\mu_i)$, que debe tener la estructura para evitar que la demanda de ductilidad μ_i sea mayor que la prescrita μ . Esto quiere decir que si la estructura tiene menor resistencia la demanda de ductilidad será mayor que la admisible. Ordaz y Pérez-Rocha. (1998), desarrollaron un factor de reducción con una desviación menor a la de cualquier otro hallado previamente (ecuación 2.44); este se basa en la forma normalizada del espectro de desplazamiento en un sitio específico para una demanda de ductilidad μ_T , asociada a un estado de funcionalidad que depende de la demanda y su periodo de retorno, como se vio en la primera parte de este artículo.

Con base en el desplazamiento máximo asociado a un mismo periodo de retorno en un sitio determinado;(por ejemplo para Bogotá, figura 3.9 izq.), se puede aplicar el factor para evaluar los espectros de resistencia y desplazamientos asociados a diferentes demandas de ductilidad. Por otro lado, en el desarrollo de las nuevas técnicas de diseño sismorresistente,

esta siendo reconocida la rigidez de postfluencia de las estructuras; muchos de los factores de reducción que existen hasta el momento consideran estructuras elastoplásticas siguiendo los conceptos de Newmark y Veletsos (1960), dejando un vacío al respecto; en el capítulo V, se desarrolla una extensión al caso bilineal del factor de reducción de Ordaz y Pérez-Rocha.

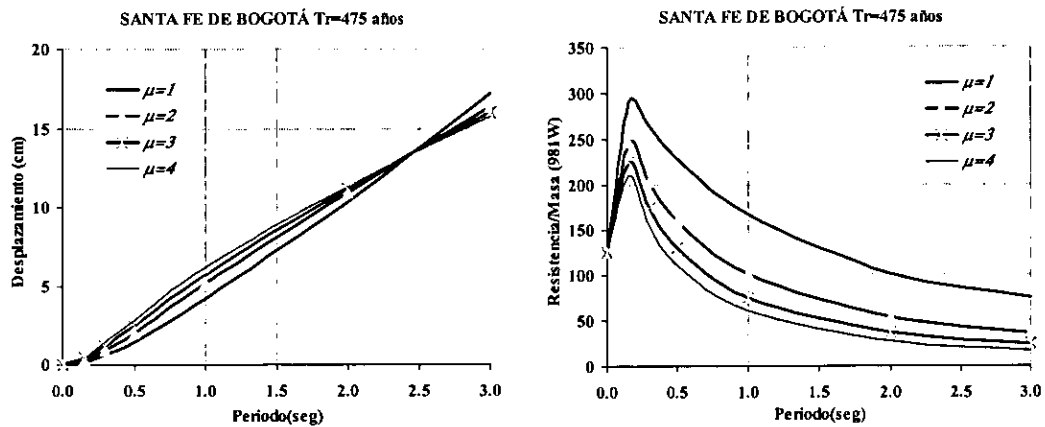


Figura 3.22: Espectros de desplazamiento(cm) y resistencias($w*981$) en Bogotá para $T_r=475$ años bajo diferentes demandas de ductilidad.

- Estudios recientes han concluido que una estructura de varios grados de libertad diseñada con la misma resistencia lateral que un sistema de un grado de libertad con periodo de vibración igual a la estructura de varios grados de libertad, puede experimentar demandas de ductilidad mayores a las del sistema de un grado de libertad, lo cual implica que la resistencia de diseño debe ser modificada para tener control sobre las ductilidades de entrepiso; este es un tema que requiere mucha investigación. Sin embargo, existen trabajos iniciales (Krawinkler, 1997, Santa Ana, 1999) basados en un número limitado de resultados.
- Las estructuras por lo general tienen una resistencia mayor a la nominal, dependiendo obviamente de las técnicas de construcción empleadas. Existen varios estudios (Miranda *et al.* 1999) que han concluido que los valores esperados de sobrerresistencia en estructuras de periodo corto son mayores que las de periodo largo; sin embargo, es necesario tomar en cuenta las técnicas de diseño de refuerzo y dimensionamiento de cada región.
- Los efectos cinemáticos e inerciales provocados entre una estructura y el suelo subyacente, debido a su flexibilidad, son llamados interacción dinámica suelo-estructura; estos efectos modifican los principales parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento de terreno en las vecindades de la cimentación. El problema siempre se ha descompuesto en una parte cinemática y otra inercial y ambas tienen diferente influencia en el comportamiento estructural.

La interacción inercial provoca alargamiento en el periodo estructural, incremento del amortiguamiento y cambios en la demanda de ductilidad con respecto a los valores que se tendrían en una estructura sobre base rígida. La interacción cinemática afecta sólo al movimiento incidente, pero reduce la traslación e induce cabeceo y torsión en la cimentación, a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación; para estructuras esbeltas este efecto puede llegar a ser importante por efectos de cabeceo. Existen soluciones parciales (Avilés y Pérez-Rocha., 1995) para el efecto inercial.

Finalmente después de todas las consideraciones previas es posible proponer la forma de la demanda sísmica de diseño asociada a cada estado de funcionalidad estructural, con un conocimiento explícito de cada una de las variables que afectan el problema.

4 DEMANDA SÍSMICA CON EFECTOS LOCALES DE SUELO.

En general se reconoce que existe una relación entre la intensidad del movimiento del terreno, la severidad del daño ocasionado a edificaciones y las condiciones locales del suelo. La ley de la conservación de la energía permite concluir que el desplazamiento de las partículas asociado a ondas sísmicas que se propagan en un cuerpo sólido, se debe incrementar al pasar de un medio de alta velocidad de propagación de onda a un medio de baja velocidad (relación de impedancia). Así teóricamente se ha determinado que la aceleración asociada con las ondas sísmicas aumenta en la superficie al pasar de un lecho rocoso (alta velocidad) a través de un estrato de sedimentos blandos (baja velocidad); el aumento depende de la relación de velocidades de propagación en los dos medios y de la profundidad de la columna del suelo. Así, las condiciones locales del subsuelo tienen un efecto sobre la amplitud y fases del movimiento en la superficie.

Desde el terremoto de 1906 en el área de la bahía de San Francisco, se constató que la severidad de los daños en las edificaciones aumentaba en rellenos de suelos blandos en relación con suelos firmes. Una investigación exhaustiva sobre el daño a edificios y las condiciones locales de suelo realizada después del terremoto de Caracas (1967), constató que a pesar de que la magnitud ($M=6.4$) fue moderada y el epicentro se localizó a 45 km. de la ciudad, la sacudida causó el colapso de cuatro edificios de 10 a 12 pisos, y muchas edificaciones altas sufrieron daños estructurales y arquitectónicos de consideración. Se determinó que el daño en edificios de más de 10 pisos fue mayor cuando la profundidad de los depósitos de aluvión subyacente excedía los 160 m; para edificios de 5 a 9 pisos, la intensidad era mayor para profundidades del aluvión de 50 a 70 m y para edificios de 3 a 5 pisos el daño tendía a incrementarse cuando el aluvión tenía una profundidades de 50 m, en suelo firme o en roca el daño fue despreciable. Se determinó así un efecto de amplificación dinámica del movimiento al pasar las ondas del lecho rocoso a través de los depósitos aluviales de Caracas. Esta distribución de daños según la profundidad de los depósitos y la altura de los edificios dañados comprobó el efecto de resonancia entre los edificios y la columna de suelo subyacente, cuyo periodo predominante de vibración aumenta con la profundidad de los estratos.

Tal vez el caso más notorio de amplificación dinámica de las ondas sísmicas es el valle de México D.F. La ciudad, asentada en su mayor parte sobre los sedimentos blandos y saturados del antiguo lago de Texcoco, ha sufrido en varias ocasiones los efectos de sismos lejanos con origen en la zona de subducción sobre la costa del pacífico. El sismo del 19 de septiembre de 1985, causado por la ruptura de la placa de Cocos frente las costas de Michoacán no fue una excepción. A pesar de la magnitud de 8.1, los daños en la costa fueron mínimos frente a los registrados en Ciudad de México a 400 km. del área epicentral, donde hubo graves daños. La condición del subsuelo tan peculiar en el valle de México, resultante de sedimentos saturados en el lecho del histórico lago de Texcoco, hizo que estos estratos lacustres mostraran periodos fundamentales de

vibración en el rango de 0.2 a 3 segundos, susceptible por lo tanto, de entrar en resonancia con ondas sísmicas de periodo largo; esta característica del subsuelo en la ciudad de México es la causa de que el movimiento en lecho rocoso producido por sismos lejanos sea amplificado en la zona del antiguo lago. Diversos registros permitieron observar el agudo comportamiento de amplificación.

El sismo de Armenia (1999) en Colombia es otra muestra de este tipo de fenómenos. La ciudad, asentada en algunas partes sobre depósitos fluvio-torrenciales de antiguas cañadas y rellenos hidráulicos de muy pobre calidad, en algunos sitios sufrió amplificaciones del orden de 5 para aceleraciones máximas del suelo, y hasta de 20 para ordenadas espectrales. De lo anterior se concluye que las características y profundidad del suelo subyacente tienen un efecto significativo sobre la intensidad del movimiento y la severidad de los daños. Las ondas sísmicas pueden ser amplificadas a través de estratos de suelos y la respuesta de los edificios puede aumentar considerablemente si el periodo natural de vibración de los mismos coincide con el periodo predominante de la columna de suelo, dándose el fenómeno de resonancia.

Por lo anterior el efecto del tipo de suelo sobre la amplitud y la naturaleza de las ondas sísmicas ha sido reconocido desde hace mucho tiempo como crucial en la estimación del peligro sísmico. Esto es importante en la ciudad de Santa Fé de Bogotá, donde las amplificaciones o deamplificaciones por geología local pueden llegar a ser notables. Bogotá, capital de Colombia esta ubicada en el centro del país sobre la cordillera oriental de los Andes colombianos a 2650 msnm. (figura 4.1 izq.) en una sabana de depósitos arcillosos y aluviales de variable profundidad que conforman un ambiente de efectos locales geotécnicos de especial interés para la ingeniería sísmica. Bogotá se encuentra rodeada de diversos sistemas de fallas que mantienen amenaza sobre toda la región andina del territorio y que generan preocupación sobre el 30% de PIB de la nación que se encuentra concentrado en la ciudad.

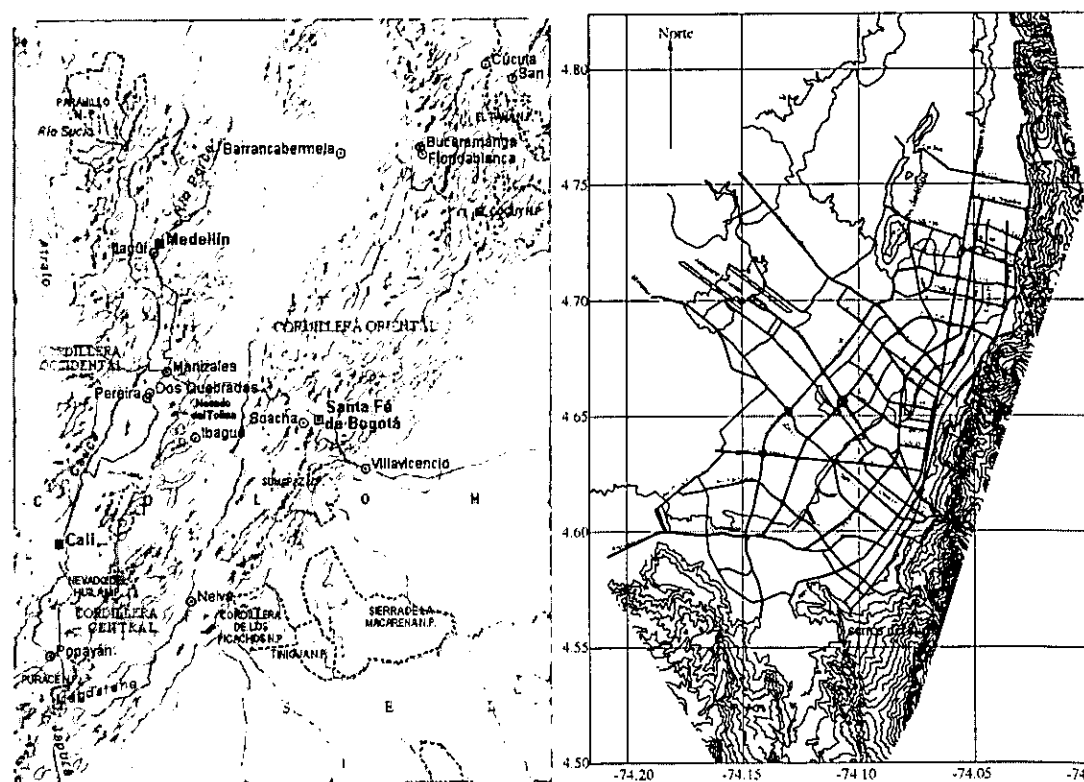


Figura 4.1 izq.: Localización de Bogotá en la región andina colombiana; der.: mapa topográfico y distribución de principales avenidas de la ciudad de Santa Fé de Bogotá.

Santa Fé de Bogotá, localizada en una sabana rodeada por cerros de roca firme consistentes de areniscas duras de las formaciones Guadalupe y Chipaque, como se observa en la topografía de la ciudad de la figura 4.1 der., tiene una zona plana drenada por el río Bogotá y de las zonas montañosas caen diferentes corrientes hacia la sabana, generando depósitos aluviales.

La sismicidad regional ha sido descrita con detalle en diversos trabajos como AIS (1996) e Ingeominas y UniAndes (MZSB, 1997). En la presente investigación la sismicidad y sus respectivos parámetros para la evaluación del peligro se mantiene igual que en el capítulo pasado.

Desde la década de los 80 se iniciaron estudios por parte de la agencia Ingeominas adscrita al Ministerio de Minas y Energía para la zonificación geotécnica de la ciudad. Dicha labor se efectuó mediante diversas técnicas hasta llegar a una distribución de zonas que para hoy se tienen bien definidas y delimitadas. En la década de los 90 varios fueron los sismos que sacudieron a la ciudad; provenientes de los sistemas Romeral, Frontal y zona de Benufo, estos eventos alarmaron a las autoridades debido a sus fuertes efectos (para la magnitud y distancia epicentral) en la ciudad. Las autoridades distritales responsables del planeamiento físico de la ciudad iniciaron entonces un plan para realizar el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad; fue así como en 1992 se acordó realizar el proyecto de forma conjunta con la Universidad de los Andes e Ingeominas; dicho trabajo fue terminado en 1997 con la presentación del informe correspondiente.

El informe de microzonificación sísmica de Bogotá (MZSB, 1997) mantiene compatibilidad con el estudio de amenaza sísmica de Colombia, AIS(1996) en la evaluación del peligro sísmico en condiciones de suelo firme en la ciudad; propone relaciones de atenuación conocidas y los parámetros de sismicidad de las fuentes cercanas, usa un modelo probabilista conocido y llega a tasas de excedencia de aceleración máxima en condiciones de suelo firme. Con la ayuda de estudios neotectónicos incrementa el valor de la aceleración máxima del suelo, A_{max} hasta un valor poco superior a 0.2g para un periodo de retorno de 475 años.

A pesar de usar un planteamiento probabilista en la estimación del peligro en condiciones de suelo firme, el estudio MZSB (1997) no realiza lo mismo en condiciones de suelo blando. El planteamiento en ese caso se basa en el uso de acelerogramas típicos de condiciones que se espera se presenten, tales como: un sismo lejano de subducción, un sismo cercano de fuentes locales o un sismo intermedio del sistema Frontal.

En el estudio MZSB (1997) los acelerogramas típicos son usados como la excitación en la base de los diferentes perfiles de suelo generados a partir de las perforaciones realizadas a lo largo de la ciudad; en la mayoría de los casos se ha usado el método lineal equivalente de propagación vertical de ondas SH en depósitos estratificados horizontales para obtener la respuesta de salida, así como sus respectivos espectros; sin embargo, este tratamiento tiene el inconveniente de que se desconoce por completo el periodo de retorno asociado de cada uno de los sismos usados. Además la selección de los espectros de diseño se realiza de manera subjetiva tratando de generar envolventes que cubran todas las incertidumbres asociadas al problema. Por supuesto dichos espectros de diseño no garantizan las condiciones de peligro uniforme porque se desconoce a que periodo de retorno se encuentran asociadas cada una de sus ordenadas espectrales.

Aunque parezca poco acertado y arbitrario, el anterior criterio de análisis hacía parte de las herramientas disponibles hasta hace pocos años para la microzonificación sísmica de ciudades en todo el mundo.

A continuación se presenta un procedimiento de evaluación del peligro sísmico en la ciudad bajo todas las consideraciones expuestas previamente, siguiendo un modelo sísmológico aceptado. En este capítulo se presenta la extensión del modelo para representar las condiciones no lineales que muestran los depósitos blandos de suelo en la ciudad de ejemplo.

4.1 Zonificación geotécnica de Bogotá.

Como se mencionó anteriormente, los estudios de zonificación geotécnica de los suelos de la sabana de Bogotá han demostrado la presencia de diferentes zonas con características geomecánicas similares; de acuerdo con el estudio MZSB (1997), es posible identificar 5 zonas principales como se describe a continuación:

Zona 1 – Cerros.

La zona de cerros se encuentra a lo largo de toda la ciudad en su flanco oriental y sur (figura 3.1 der.) se caracteriza por la presencia de formaciones rocosas compuestas por areniscas duras con capas superiores de suelos residuales con abruptos cambios orogénicos que pueden causar fuertes efectos topográficos; los suelos superficiales representan una amenaza por el posible deslizamiento ante cargas dinámicas, desde el punto de vista geotécnico esta zona se puede tratar como suelo firme, es decir presenta el mismo peligro deducido en capítulo III para el caso de suelo firme en Santa Fé de Bogotá (figuras 3.1).

Zona 2 – Piedemonte.

Esta conformada por la zona de transición entre los cerros y la zona plana de la sabana y esta constituida por material desprendido de la zona 1, depósitos coluviales y conos de deyección de materiales con una elevada capacidad portante, pero con estratigrafías heterogéneas con predominio de gravas, arenas, limos y depósitos ocasionales de arcilla; por sus elevadas propiedades mecánicas esta zona se considera con comportamiento lineal en todo el rango de aceleraciones y deformaciones; este efecto hace esperar las mayores amplificaciones en la ciudad.

Zona 3 - Lacustre A.

Esta zona esta constituida por depósitos de arcillas blandas con profundidades mayores de 50 m. Aparecen depósitos ocasionales de turba y lentes de arenas de espesor intermedio a bajo; se presenta una capa superficial preconsolidada de espesor variable y no mayor de 10 m.

Zona 4 - Lacustre B.

Tiene las mismas características de la zona 3, pero los depósitos más superficiales (30-50 m.) son en general más blandos que los anteriores; además la profundidad del basamento rocoso aumenta considerablemente hasta más de 400 m.

Zona 5 - Terrazas y Conos.

Al sur de la ciudad en los cerros que limitan la ciudad (figura 3.1 der.) aparecen las zonas de terrazas y conos formada por suelos arcillosos secos y preconsolidados de gran espesor, arenas, limos o combinaciones de ellos, pero con una mayor capacidad portante que las zonas 3 y 4; el limite entre las zonas 4 y 5 no se encuentra bien definido, por lo cual la delimitación mostrada es preliminar. La zona 5 tiene un sector donde se presentan depósitos aluviales con un elevado potencial de licuación debido a las condiciones de saturación que provocan diversas corrientes que descienden de la cordillera (superficiales y flujo subterráneo) y propiedades como densidad relativa de las arenas limpias y superficiales que se presentan.

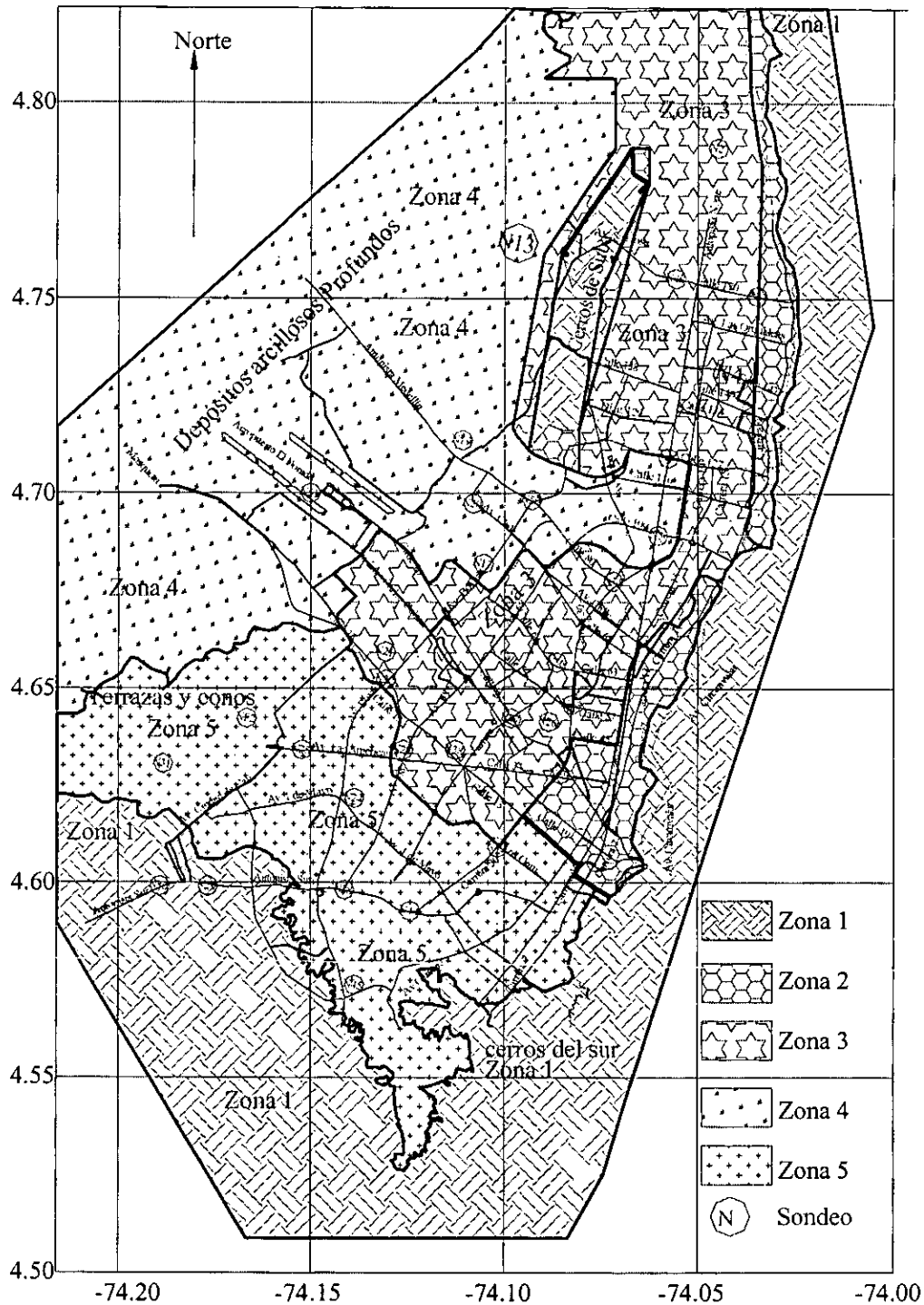


Figura 4.2: Microzonificación geotécnica de la sabana de Santa Fé de Bogotá.

La zonificación descrita siguió los conceptos definidos por los estudios de Ingeominas realizados desde los 80 y completados en el estudio MZSB (1997) y se puede observar en la figura 4.2, donde además de la zonificación geotécnica se muestra la distribución de los sondeos realizados por el estudio MZSB (Ingeominas, UniAndes 1997) para la microzonificación sísmica de la ciudad. La figura 4.2, muestra también la distribución de las principales avenidas de la ciudad para la fácil identificación de un lugar de interés; para fines de esta investigación la

zonificación geotécnica se mantiene intacta siguiendo los conceptos definidos en el estudio MZSB (1997).

En este capítulo sólo se tratan los efectos locales por condiciones geotécnicas; sin embargo, además de estos pueden presentarse efectos locales por condiciones topográficas debido a las fuertes variaciones orogénicas que generan los cerros orientales que limitan la ciudad por oriente y sur (figuras 4.1 izq. y 4.2); sobre dichos cerros existen grandes asentamientos humanos que pueden ser afectados por condiciones de amplificación topográficas o por sus efectos indirectos tales como deslizamientos y pérdida de estabilidad. Los efectos topográficos o de direccionalidad no son tomados en cuenta en este capítulo; si se desea información detallada al respecto se deberá consultar el estudio local de microzonificación sísmica de Santa Fé de Bogotá (MZSB, 1997).

4.2 Análisis

Para cuantificar los efectos locales por condiciones geotécnicas, el procedimiento que aquí se plantea consiste en evaluar funciones de transferencia de los depósitos de suelos mediante diversas técnicas, con el fin de multiplicar aquellas por los espectros fuentes hallados previamente para el caso de suelo firme y así obtener el (EAF) en el caso que nos ocupa con efectos locales. La figura 4.3 ilustra el esquema planteado; los EAF (figura 4.3 izquierda) en un sitio determinado son hallados mediante la teoría sismológica del espectro radiado desarrollada en el capítulo II.

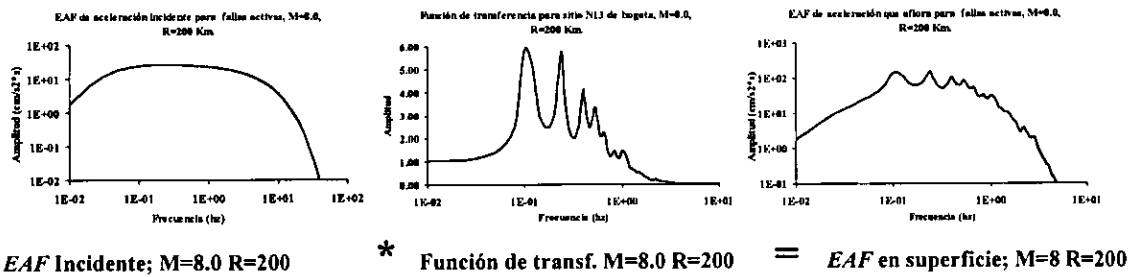


Figura 4 3: Procedimiento de evaluación de EAF representando efectos locales geotécnicos

La función de transferencia (*F.T.*) (figura 4.3 central) de un sitio determinado en este caso se calcula mediante el procedimiento lineal equivalente (Schnabel, P, B, Lysmer, J. y Seed H. B. 1972), de propagación vertical de ondas SH; puesto que se toma en cuenta el comportamiento no-lineal de los suelos, las *FT* dependen tanto de la amplitud del movimiento como de su contenido de frecuencias; por lo cual, las *FT* se evalúan para cada magnitud y distancia en cuestión. Al multiplicar punto a punto en el dominio de la frecuencia el *EAF* incidente y la función de transferencia correspondiente, es posible calcular el *EAF* del movimiento en la superficie, que incluye los efectos locales de tipo geotécnico (figura 4.3 derecha); posteriormente se sigue la *TVA* (Udwadia y Trifunac, 1974) para derivar los valores máximos a partir del correspondiente *EAF*. El uso de funciones de transferencia de osciladores para evaluar leyes de atenuación de ordenadas espectrales con efectos locales es permitido, por lo que se puede hacer la extensión a ordenadas espectrales.

El proceso se repite para cada magnitud, distancia, periodo y mecanismo focal de interés, para obtener las leyes de atenuación espectral de un sitio particular teniendo en cuenta los efectos locales por condiciones geotécnicas.

4.2.1 Funciones de transferencia no lineales en suelos blandos.

Es bien reconocido el comportamiento no lineal de las principales propiedades de los suelos, tales como rigidez y amortiguamiento, dependiendo de los niveles de deformación; la figura 4.4 muestra la variación de rigidez y amortiguamiento de diferentes suelos cohesivos y granulares con la deformación unitaria deducidos por el estudio MZSB (1997) para la región de estudio.

La variación mostrada provoca que las funciones de transferencia varíen con las intensidades; así, existe comportamiento lineal para bajos niveles de deformación (es decir la función de transferencia es constante); pero, conforme estos aumentan, la no linealidad de los materiales comienza a actuar, de tal suerte, que para las mayores intensidades posibles en un sitio se presentaran los más fuertes efectos no lineales.

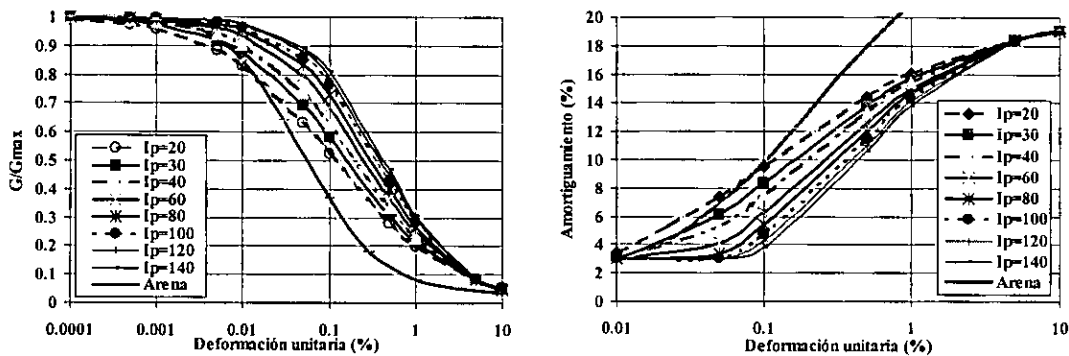


Figura 4.4 izq.: Relación de la rigidez a cortante de los suelos con la deformación; der.: amortiguamiento histerético de los suelos con la deformación usados en este estudio. MZSB Ingeominas Uniandes (1997).

La figura 4.4, muestra curvas de rigidez normalizadas con respecto al módulo de corte máximo, G_{max} y amortiguamiento histerético, para suelos cohesivos con diferentes índices de plasticidad (I_p) y además para las arenas encontradas en la zona, observándose que los efectos no lineales son mayores para menores valores de I_p . Conforme los suelos tienen mayor I_p , las funciones de transferencia permanecen lineales para mayores intensidades.

Las $F.T.$ para cada nivel de intensidad (en este caso aceleración) se generaron usando los perfiles de suelo con sus respectivas propiedades dinámicas mostradas en la figura 4.4 (MZSB, 1997) y los EAF generados a partir de la teoría sismológica del espectro radiado para suelo firme deducidos en el capítulo II, suponiendo que estos son los movimientos incidentes en la roca base en el modelo de propagación unidimensional de ondas SH .

Una vez realizado el proceso para cada EAF en todos los sondeos, fue posible construir las funciones de transferencia en cada nivel de intensidad; por ejemplo, en la figura 4.5 se muestran las FT para el sitio $N13$ (representativo de la zona lacustre B), sitio $N26$ (representativo de la zona lacustre A), sitio $N29$ (representativo de la zona de terrazas y conos) y la FT para la zona de piedemonte, que se muestra única suponiendo comportamiento lineal para todo el rango de intensidades. La FT de piedemonte fue calculada para condiciones similares en Ciudad de México (Lermo, 2000).

En la figura 4.5 se observa claramente el efecto de la no linealidad de los suelos más blandos con el incremento de la aceleración. La función de mayor amplitud corresponde a una aceleración de $0.05g$ (que corresponde a cierta combinación de magnitud y distancia); conforme aumenta la intensidad, las amplitudes de las $F.T.$ disminuyen sistemáticamente; además, los picos de las mismas se van corriendo hacia las bajas frecuencias, esto es, un incremento en los periodos

fundamentales del depósito; lo anterior se debe a la degradación de rigidez que sufren los suelos a grandes deformaciones (Figura 4.4). El fenómeno se vuelve más relevante a medida que la aceleración aumenta hasta el valor máximo de 0.6g, donde los efectos de la no linealidad llevan las amplitudes de la F.T. a los niveles más bajos; asimismo, el desfase de los periodos con respecto a los iniciales también es máximo. En muchos de los casos se presenta deamplificación (amplitudes menores que 1) en las altas frecuencias; esto quiere decir que la amplitud de las ondas que llegaran a la superficie en los bajos periodos será menor que la incidente en la base del depósito debido al alto amortiguamiento y baja rigidez que exhiben dichos suelos para altas intensidades.

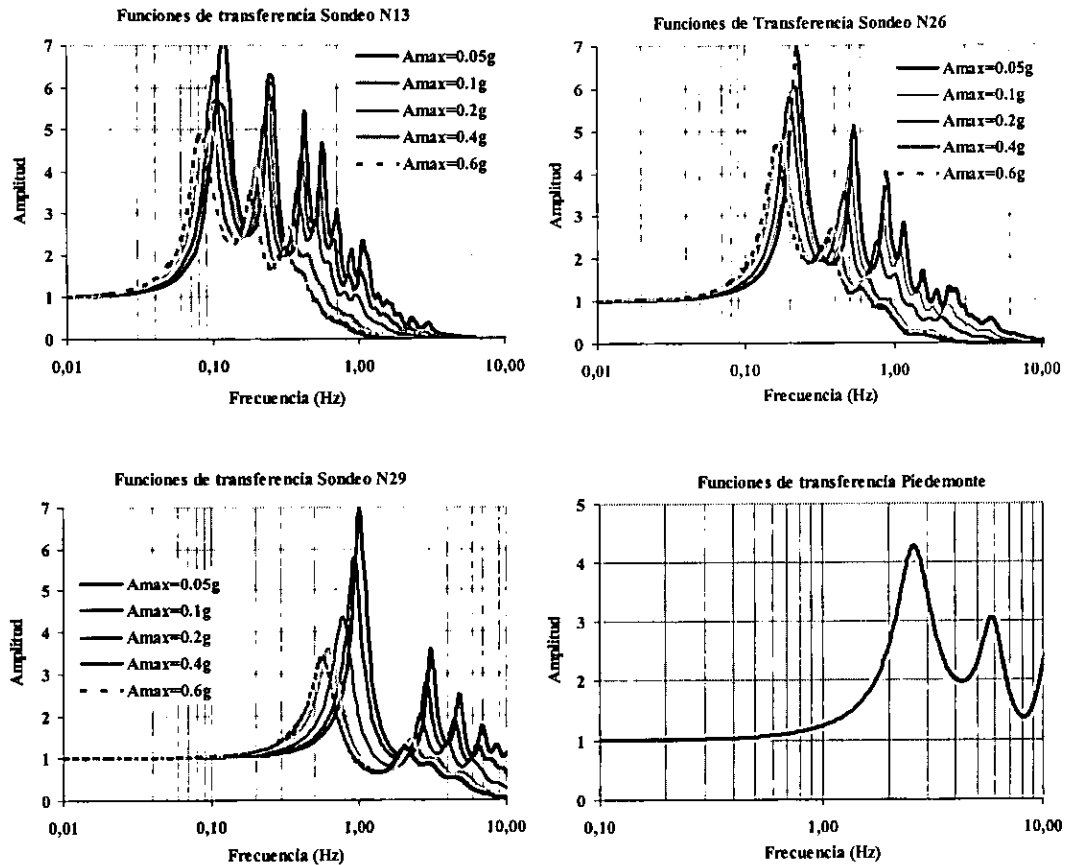


Figura 4.5: funciones de transferencia en sitios representativos de las diferentes zonas geotécnicas de la ciudad de Bogotá

El sitio *N13* esta ubicado en los depósitos más blandos, con mayor periodo de vibración, por lo que los picos de las FT se encuentran en las más bajas frecuencias. El sitio *N26*, presenta los mismos efectos de reducción en amplitud y corrimiento de picos descritos anteriormente, pero en este caso los picos se presentan en frecuencias más altas, reflejando el hecho que el sitio presenta menor periodo de vibración para todas las FT sin importar la intensidad.

El sitio *N29* representa condiciones de la zona de terrazas y conos aluviales con rigidez mayor a la de los anteriores (*N13* y *N26*); además presenta profundidad de depósitos baja por lo que las FT corren aun más los picos hacia las altas frecuencias, reconociendo el menor periodo de vibración de la zona, que se puede considerar una zona de piedemonte también. Finalmente se muestra en la figura 4.5 la función de transferencia de las zonas de piedemonte, única debido a que en esta zona se supuso comportamiento lineal en la respuesta de los depósitos. La FT de piedemonte fue deducida mediante información experta basada en registros de vibración

ambiental y microtemblores en zonas de similar morfología en la ciudad de México (Lermo, 2000).

El comportamiento de las FT en suelo blando descrito anteriormente se encontró de una forma completamente teórica siguiendo los conceptos definidos; sin embargo, también fue identificado de forma experimental por Lermo (2000) para la estación de Central de Abastos en México D.F. en condiciones similares de suelo, donde pudo registrar eventos de diferente magnitud y comprobar el efecto de la no linealidad en el comportamiento de la forma de las funciones de transferencia.

4.2.2 *Períodos fundamentales de los depósitos blandos*

El estudio MZSB (1997) realizó alrededor de 40 sondeos en sitios de suelo blando de la ciudad y es posible, mediante interpolación bidimensional encontrar la FT en cualquier sitio de interés sobre la ciudad. Obviamente la precisión dependerá de la densidad de información. Al realizar todas las funciones de transferencia de los sondeos es posible identificar el período fundamental de los depósitos en condición lineal; una vez realizado el proceso en todos los sondeos y colocando objetivamente las respectivas condiciones de fronteras fue posible obtener la figura 4.6 donde se muestra la distribución de períodos del suelo en la ciudad

Como se mencionó anteriormente, las $F.T.$ se multiplican por los EAF para cada nivel aceleración con lo que es posible obtener las leyes de atenuación siguiendo los conceptos definidos en el capítulo II; sin embargo, la duración de la fase intensa de los movimientos, necesaria en la TVA deja de estar controlada por la frecuencia de esquina como en el caso de suelo firme (Herrman, 1985).

4.2.3 *Duración de la fase intensa de movimientos en suelos blandos.*

No existe estudio alguno en Santa Fé de Bogotá sobre la estimación de la duración de la fase intensa de los movimientos, fundamentalmente por la escasa red instalada y también por la falta de un número de eventos considerables; por lo cual es que para el caso será adaptada la expresión de Reinoso *et. al.* (2000) calculada para los depósitos lacustres de la ciudad de México; dicha ecuación se basa en la fracción de duración de 2.5 hasta el 97.5% de la intensidad de Arias como estimador de la fase intensa del movimiento y sus variables son: magnitud, distancia epicentral y período del depósito de la siguiente forma:

$$T_d(R, M, T_S) = 1.4 * 10^{-4} \left(e^{1.52M} + 185(R - 24)e^{0.28M} + 5680(T_S - 0.5)e^{0.44M} \right) \quad (4.1)$$

donde M es la magnitud, R distancia epicentral en km. y T_S es el periodo de vibración del suelo; la relación es válida para suelos con $T_S > 0.5$ seg.; la expresión 4.1 a diferencia de las leyes de atenuación comunes de intensidades, presenta incremento con la distancia recorrida y la magnitud, y fue obtenida por análisis de regresión de sismos recogidos durante los últimos 15 años en el valle de México con una correlación excelente, llegando a una desviación de tan sólo $\sigma_{\ln dur} \cong 0.3$.

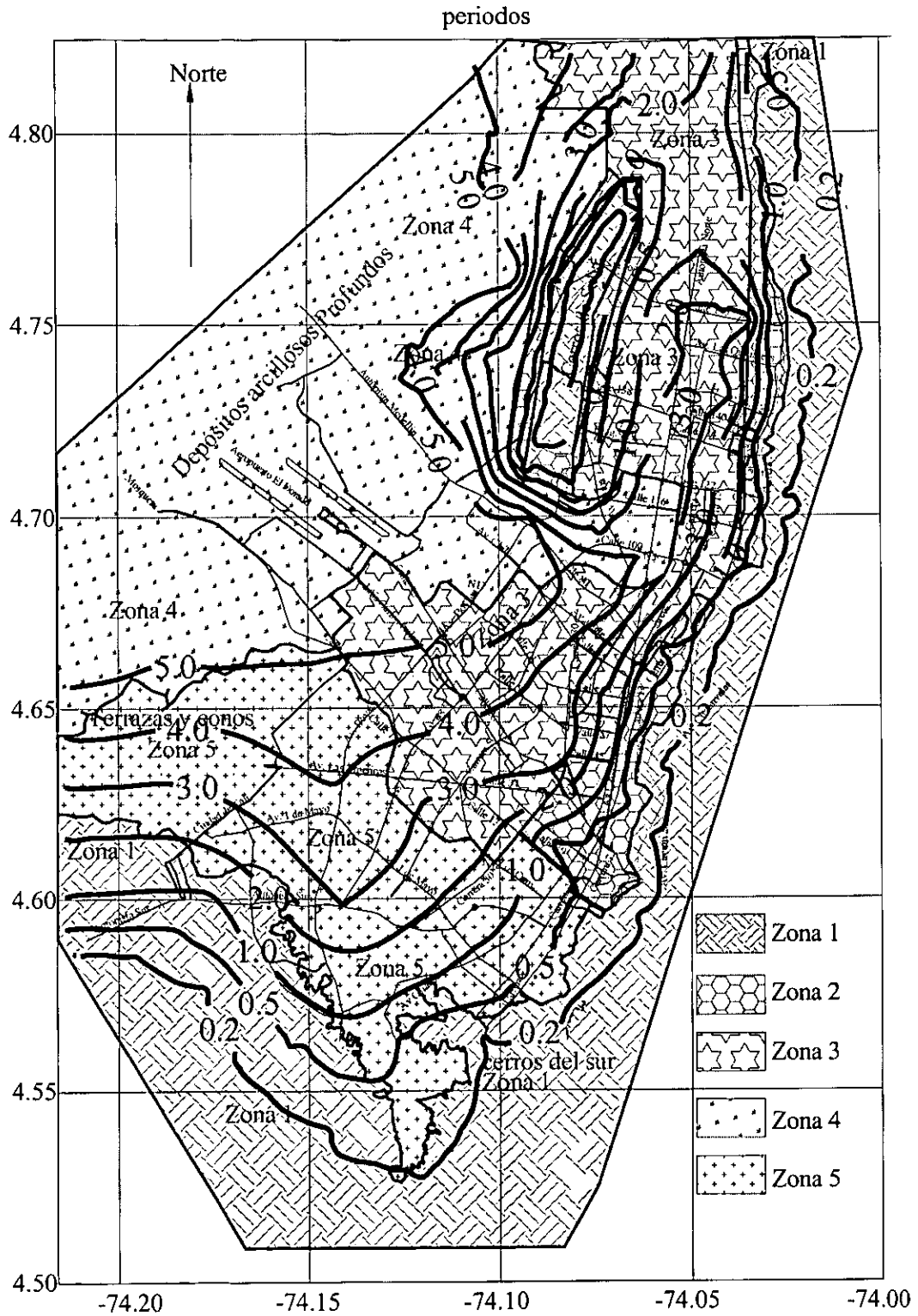


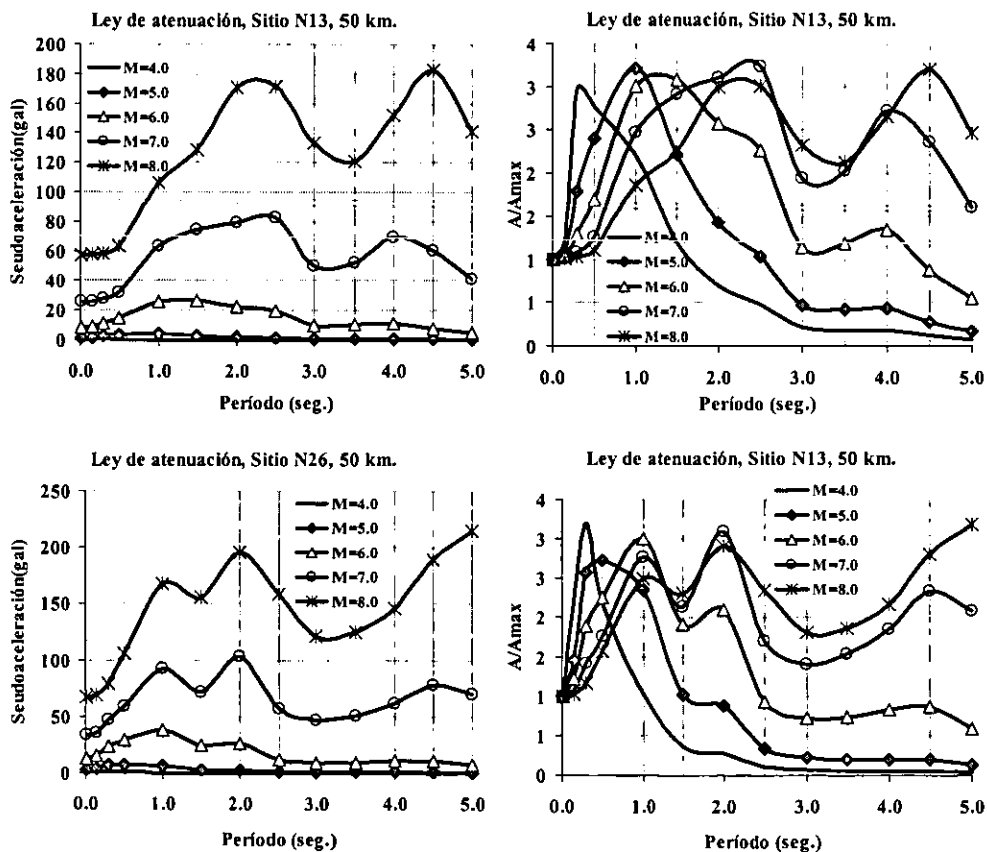
Figura 4.6: Distribución de periodos fundamentales de depósitos (seg.) en la sabana de Santa Fé de Bogotá.

4.2.4 Construcción de leyes de atenuación espectral

Contando con los *EAF* de cada sitio de sondeo y con la estimación de la duración de la fase intensa de los movimientos, es posible, como se ha mencionado mediante *TVA* (Udwadia y Trifunac, 1974) obtener los valores máximos esperados de cada *EAF*; al repetir el proceso para cada magnitud, distancia epicentral, periodo estructural y mecanismo focal es posible derivar leyes de atenuación espectral en condiciones no lineales de suelo.

Las figuras 4.7 izq. muestran las leyes espectrales no lineales de los sitios *N13*, *N26* y piedemonte para las F.T. de la figura 4.5 a distancia epicentral de 50 km.; también se muestran de forma normalizada con respecto a A_{max} en la figura 4.7 der., donde es posible observar para los sitios *N13* y *N26*, que para magnitudes menores los espectros tienen tendencia elástica, pero, conforme la magnitud aumenta, estos comienzan a presentar los fenómenos inelásticos en amplitud, desfase y ancho de banda. Lo anterior brinda explicación al comportamiento de los espectros en sitios blandos que cambian de forma para sismos de diferente intensidad. En cambio la ley de piedemonte en la figura 4.7 der. presenta igual comportamiento en todas las magnitudes debido a su comportamiento lineal.

El uso de funciones de transferencia de osciladores permite encontrar el *EAF* representativo de estructuras con diferente periodo y amortiguamiento, lo que automáticamente admite el cálculo de relaciones de atenuación de ordenadas espectrales y la construcción de espectros para cualquier magnitud y distancia deseada; el método presenta compatibilidad espectral; por lo cual al calcular, por ejemplo, el espectro de respuesta de seudoaceleraciones es posible evaluar los de seudovelocity y desplazamiento espectral, mediante las simples relaciones espectrales conocidas.



Continúa en la siguiente página

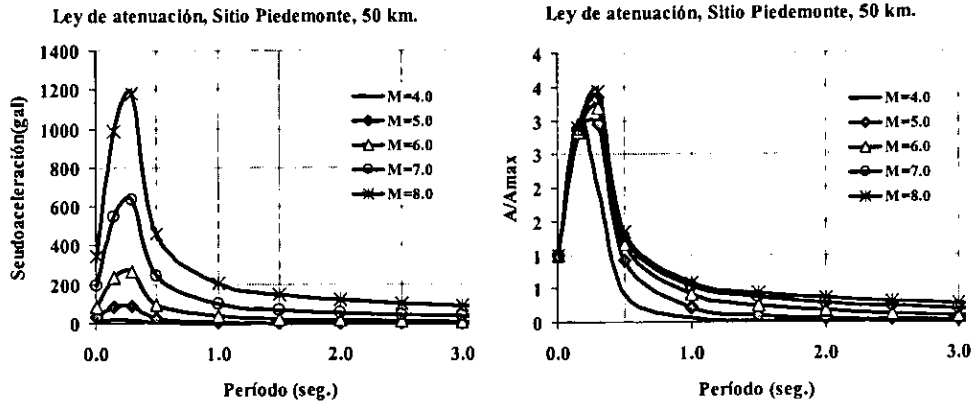


Figura 4.7 izq.: Leyes de atenuación espectral en Santa Fé de Bogotá. 50 km. Der.: Leyes de atenuación de la figura 20 izq. normalizadas con respecto a A_{max} .

Esta compatibilidad resulta útil y permite el uso de los EAF para el cálculo de las diversas intensidades que se han mencionado; por el contrario esta compatibilidad no existe en leyes de atenuación empíricas deducidas mediante modelos de regresión comunes en los cuales no se impone la compatibilidad como restricción y se hace necesario realizar el análisis de regresión por separado para cada intensidad.

Las leyes de atenuación así calculadas entonces pueden ser usadas para la comparación con registros sobre diferentes tipos de suelo; por ejemplo, la figura 4.8, muestra los espectros calculados para la magnitud y distancia epicentral conocida del sismo de Armenia, Quindío, para dos estaciones de distancias epicentrales diferentes ubicadas en sitios de estratigrafía conocida.

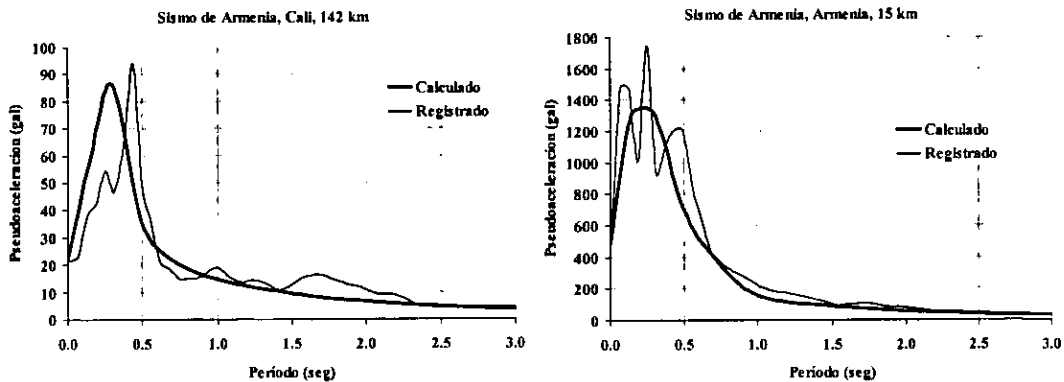


Figura 4.8 izq.: Espectros de aceleraciones del sismo de Armenia registrado en estación de suelo en Cali; Der.: Espectros de aceleraciones del sismo de Armenia registrado en estación de suelo en Universidad del Quindío, Armenia.

4.2.5 Incertidumbre en las leyes de atenuación con efectos locales

Una vez obtenidas leyes de atenuación y contando con la sismicidad de las fuentes en la región, es posible encontrar el peligro sísmico en el sitio, incluyendo los efectos locales, con un estudio convencional de peligro sísmico, pero esta vez sobre sitios puntuales (los correspondientes a los sondeos en estudio, ya que la ley de atenuación es sólo aplicable a ese lugar); sin embargo, la incertidumbre en la estimación de las leyes de atenuación con efectos locales no sigue siendo la misma que las leyes en terreno firme, ya que se establecen incertidumbres adicionales en la forma de evaluación de las funciones de transferencia; también existe incertidumbre en la calidad de sondeos, inalteración de las muestras y en la determinación de las propiedades dinámicas. Además

debe ser tomada en cuenta la incertidumbre en la estimación de la duración de la fase intensa del movimiento como se describió en el inciso 4.2.3.

Puede inferirse que entre la incertidumbre asociada al cálculo de los EAF en terreno firme y la incertidumbre relacionada a los fenómenos anteriormente descritos no existe una relación directa, por lo que hay independencia estadística entre ellas; esto hace posible encontrar la incertidumbre total por medio del criterio de la raíz de la suma de los cuadrados. Las incertidumbres de las leyes de atenuación de EAF en terreno firme, σ_{lna1} , fueron calculadas en el capítulo II y la incertidumbre por las condiciones geotécnicas, σ_{lna2} , según información experta, puede tomar valores de hasta 2/3; lo que corresponde de forma aproximada a un factor de 2; esto hace posible evaluar el nuevo valor de σ_{lna} de las leyes de atenuación asociado a los efectos locales mediante:

$$\sigma_{lna} = \sqrt{\sigma_{lna1}^2 + \sigma_{lna2}^2 + \sigma_{ln dur}^2} \tag{4.2}$$

4.2.6 Cálculo de peligro sísmico

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, el peligro sísmico puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura. El peligro sísmico se expresa, entonces, en términos de la tasa de excedencia de valores dados de intensidad sísmica y se calcula mediante el procedimiento descrito en Esteva (1970). Como se ha indicado, en este capítulo la intensidad sísmica, a , se mide con las ordenadas del espectro de respuesta de diversas intensidades. El proceso fue realizado en cada uno de los sondeos del que se pudo construir su respectiva ley de atenuación para cada ordenada espectral y mecanismo focal de interés.

4.3 Resultados

Para fines de ejemplo se muestra la figura 4.9 izq. donde se aprecian las tasas de excedencia de la aceleración máxima del suelo de cada una de las fuentes que aportan peligro al sitio blando denominado N4, (Ingeominas Uniandes 1997) el cual se ubica en los alrededores de la calle 147 con carrera 19 en el norte de la ciudad (figura 4.2). La figura 4.9 der. muestra las tasas totales, es decir, las que resultan de sumar las contribuciones de cada fuente, para las ordenadas del espectro de pseudoaceleraciones en diferentes periodos estructurales.

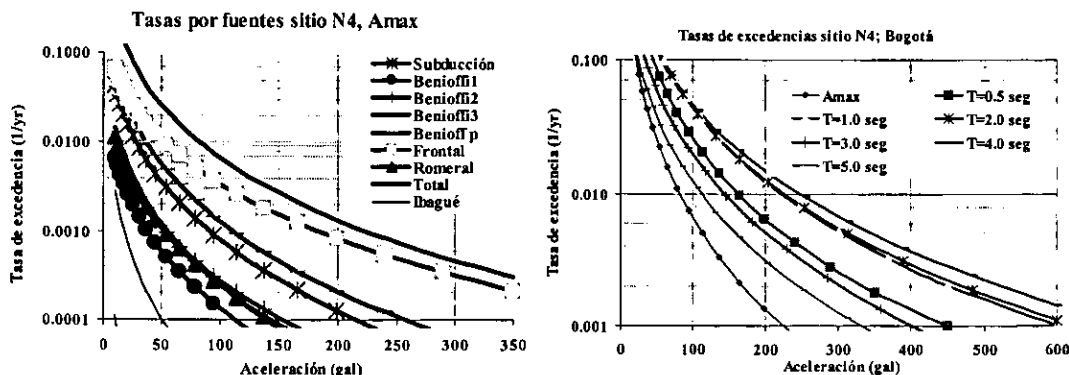


Figura 4.9: izq.: espectros de riesgo uniforme $T_r=475$ años sitio N4; der.: Tasas de excedencias sitio N4,

Si sobre la figura 4.9 der. se establece una tasa de excedencia para un estado de funcionalidad estructural, es posible trazar líneas horizontales que interceptan a las curvas de las tasas de los diferentes periodos estructurales; por ejemplo, al establecer un periodo de retorno de 475 años, (tasa de 0.0021/año) resulta posible encontrar los puntos de periodo espectral, que al ser unidos generaran un espectro de tasa o peligro uniforme, como el mostrado en la figura 4.10; aquí además este se compara con el espectro del estudio MZSB (1997) correspondiente a la zona 3, región en la cual esta ubicado el sondeo N4., que para este caso tiene el mismo periodo de retorno.

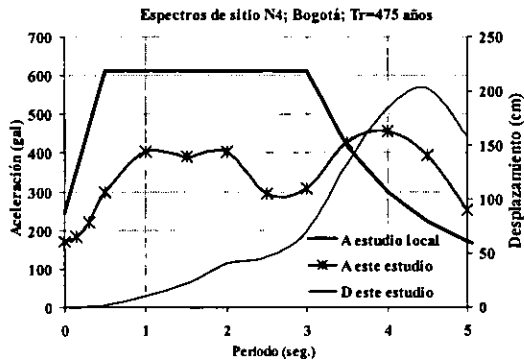
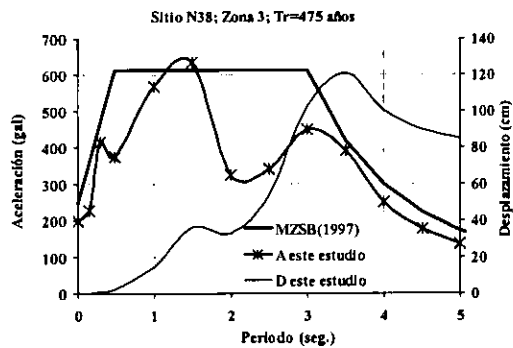
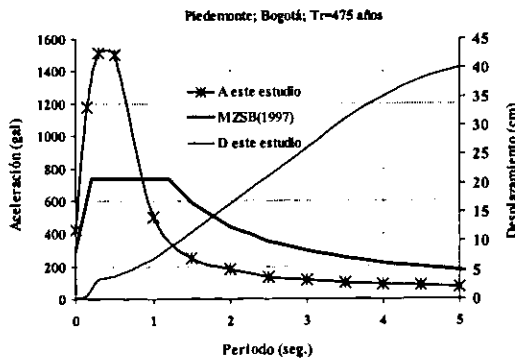
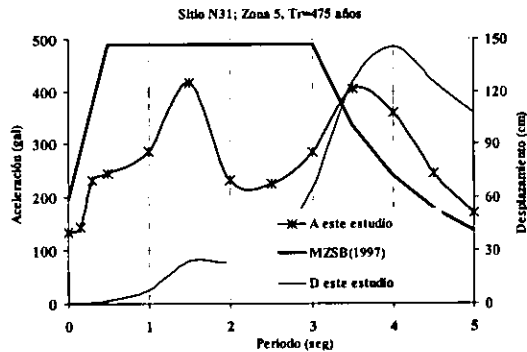
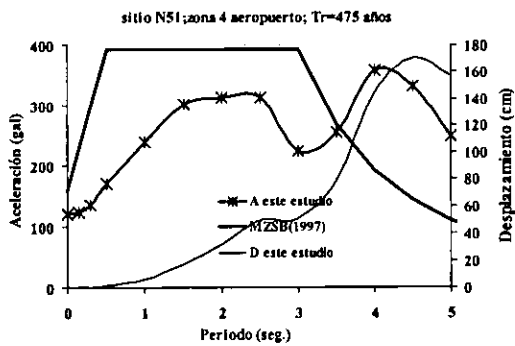


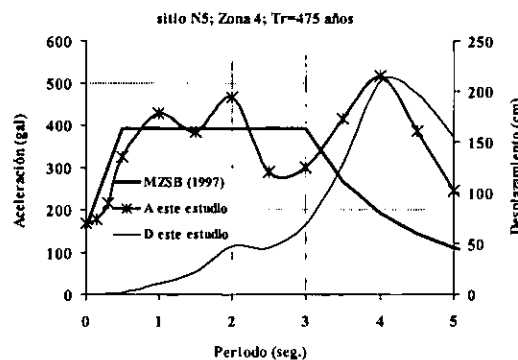
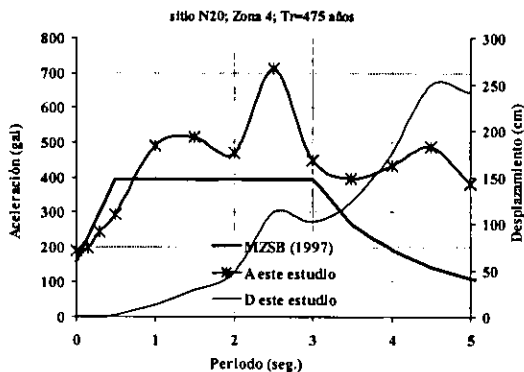
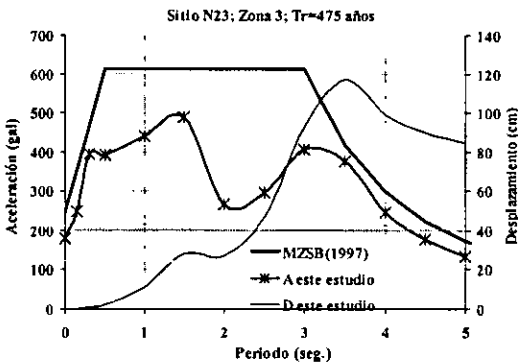
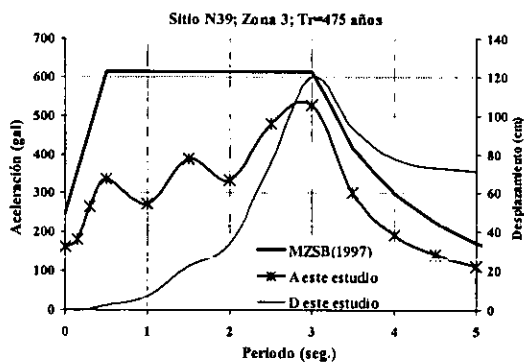
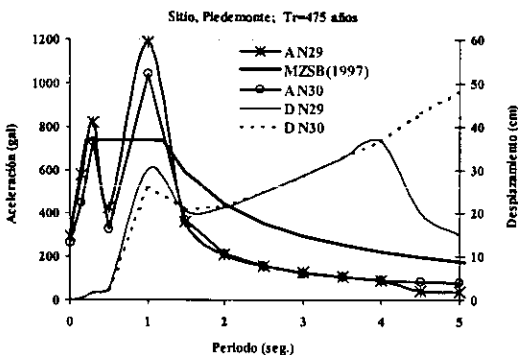
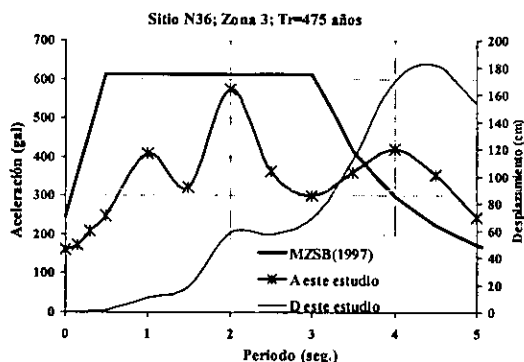
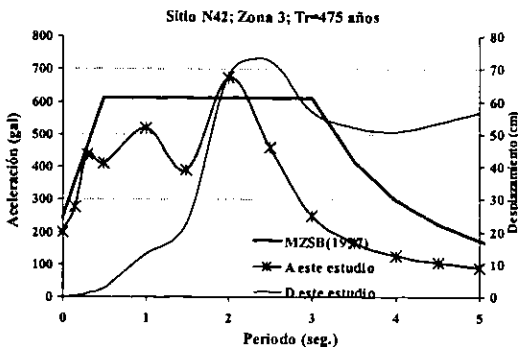
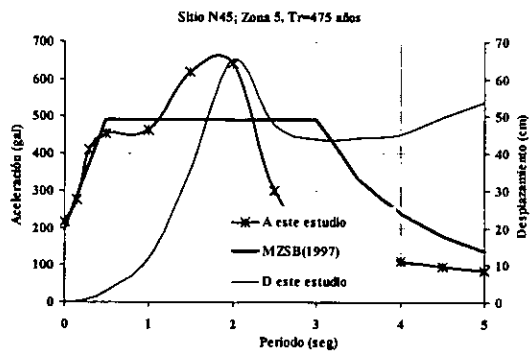
Figura 4.10: espectros de riesgo uniforme $Tr=475$ años sitio N4.

El esquema puede extenderse a cualquier intensidad de interés; por ejemplo la figura 4.10 muestra además el espectro de desplazamiento de peligro uniforme para el mismo periodo de retorno.

El proceso se realizó en la totalidad de los sondeos y fueron encontrados todos los espectros para un periodo de retorno de 475 años con fines de verificación y comparación con el estudio MZSB (1997); en la figura 4.11 es posible observar los espectros de diferentes sondeos representativos de las diferentes zonas geotécnicas.



Continúa en la siguiente página



Continúa en la siguiente página

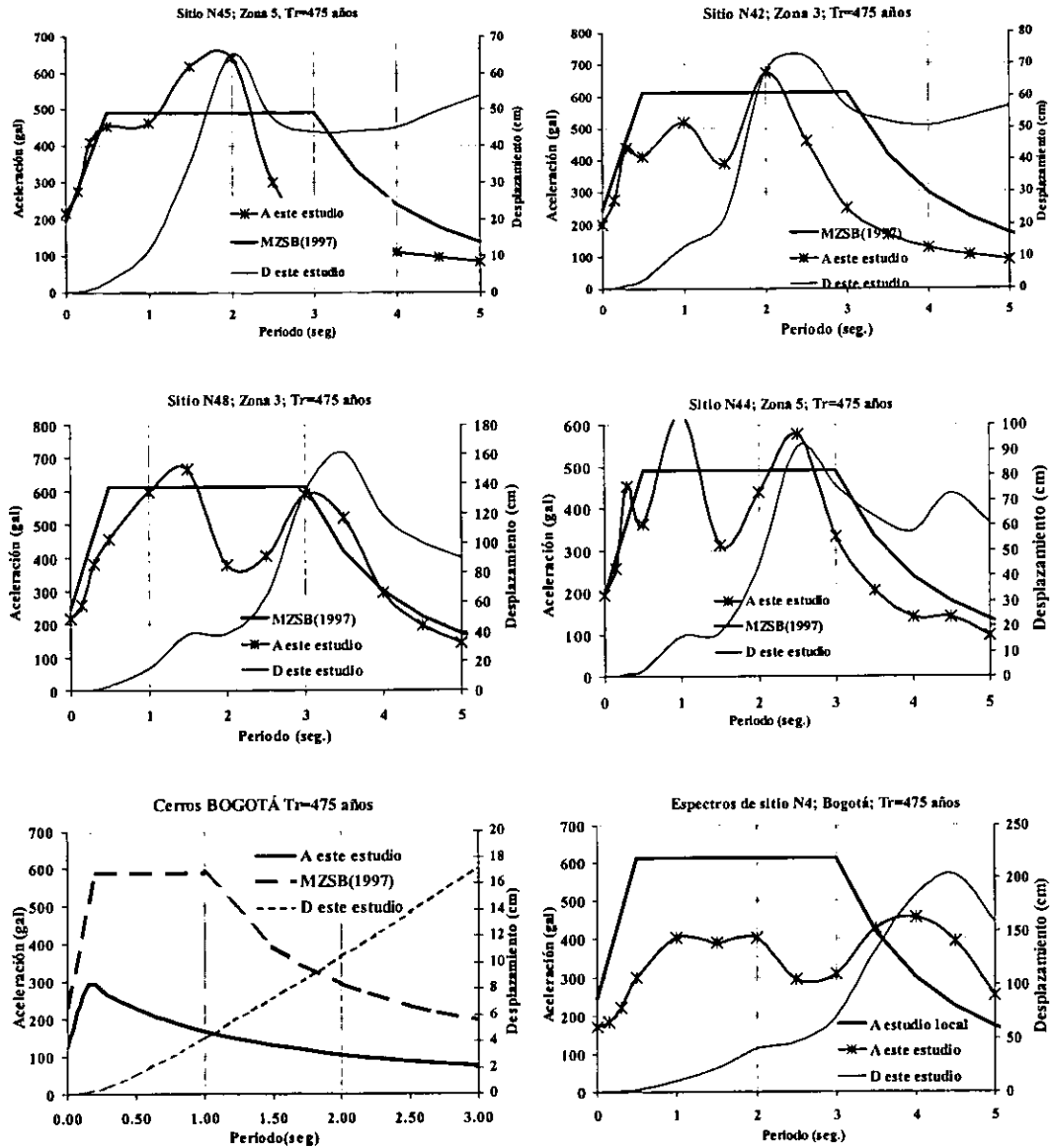
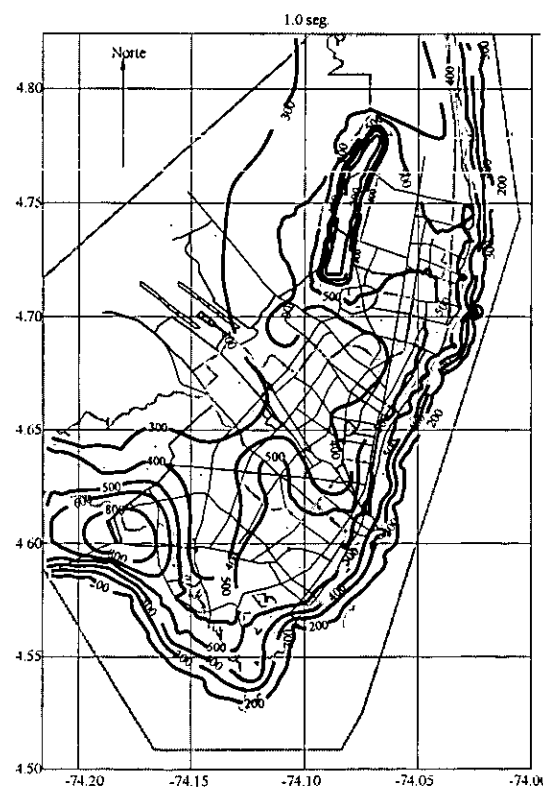
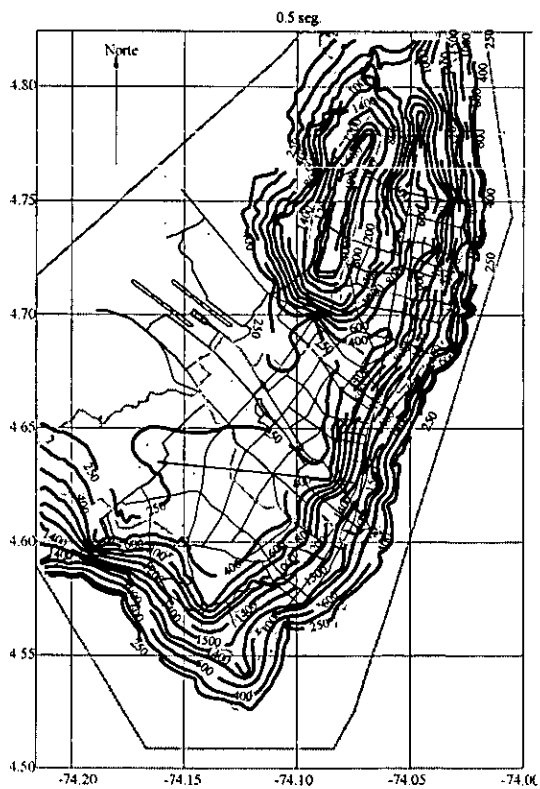
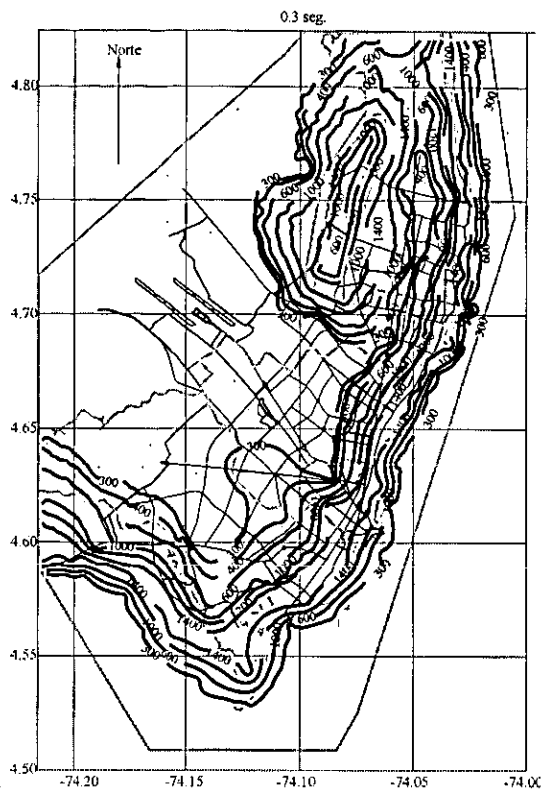
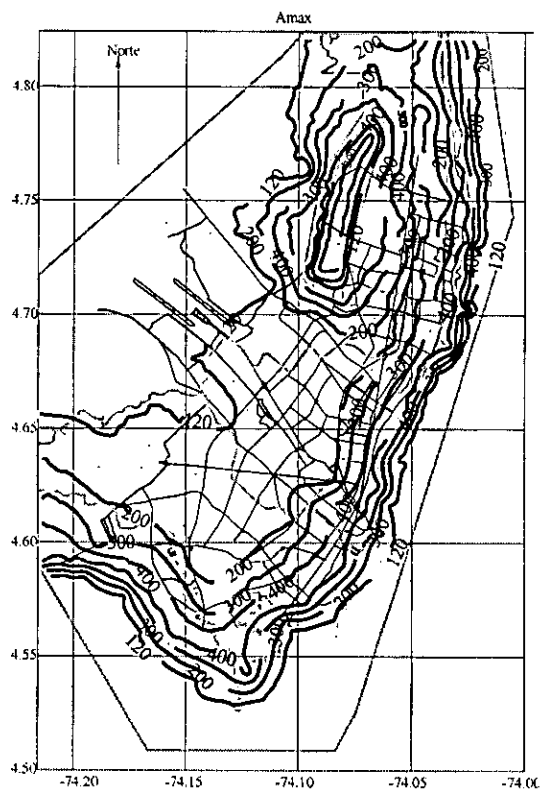


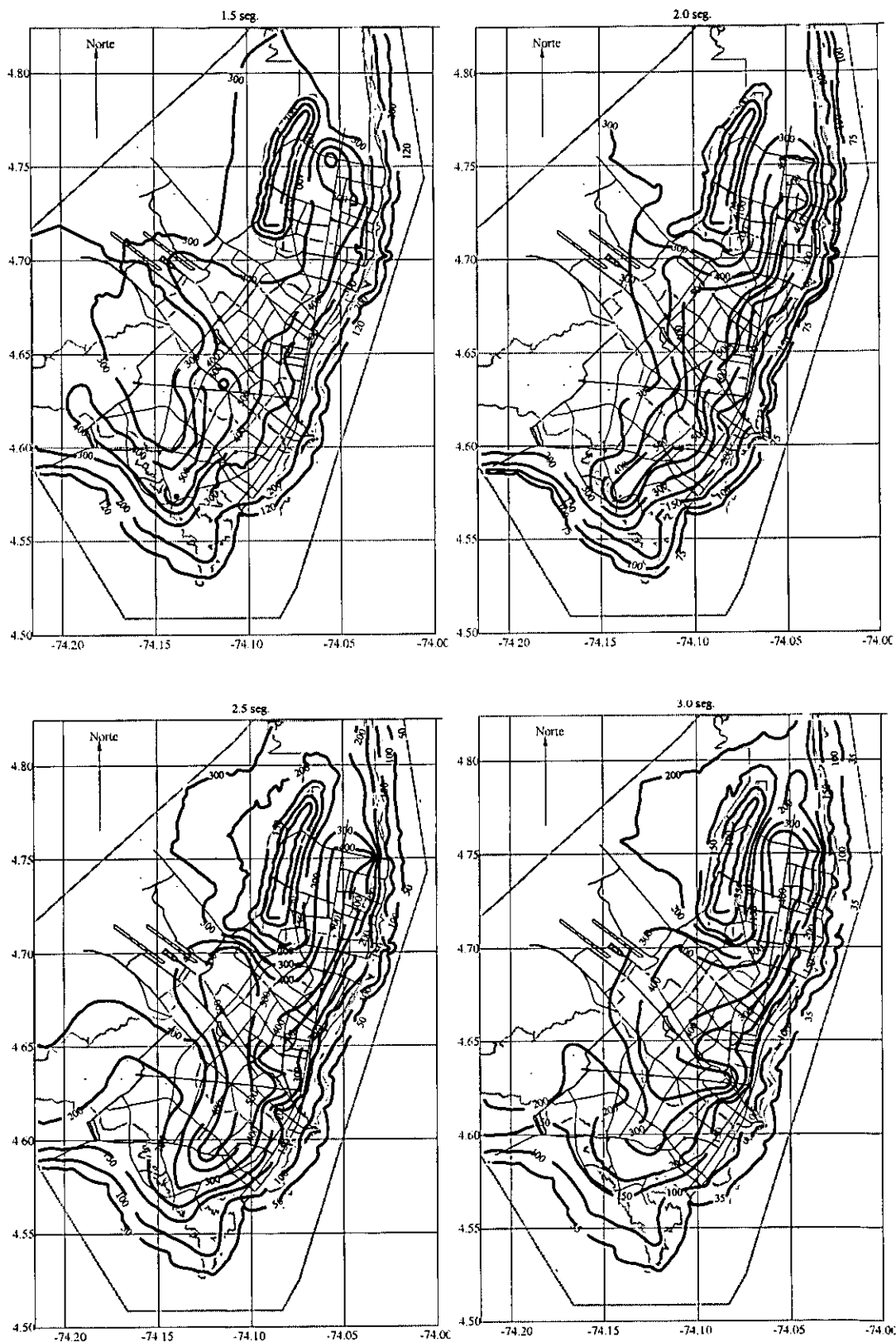
Figura 4.11: Espectros de peligro uniforme para $T_r = 475$ años (gal y cm) en diferentes sondeos representativos de las zonas geotécnicas de Santa Fé de Bogotá.

Al realizar el anterior análisis en la totalidad de los sondeos en la ciudad y colocando las respectivas condiciones de fronteras fue posible construir mapas como los de la figura 4.12, donde se representan las ordenadas espectrales para cada periodo estructural de interés en un periodo de retorno de 475 años; bajo este esquema, para encontrar el espectro en cualquier lugar basta con identificar la ordenada en cada uno de los mapas; el esquema es extrapolable a cualquier periodo de retorno e intensidad que se requieran.

Lógicamente existe incertidumbre asociada al esquema de interpolación que se use, ya que existen inexactitudes de la estimación dependiendo de la distancia y el número de sondeos con respecto al sitio de cálculo; además es necesario un esquema de interpolación bayesiano que permita la incorporación de nuevos datos o la actualización de los existentes; todo lo anterior plantea la futura necesidad de implementar un software visual que permita derivar los espectros en cualquier sitio de forma sencilla.



Continúa en la siguiente página



ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Continúa en la siguiente página

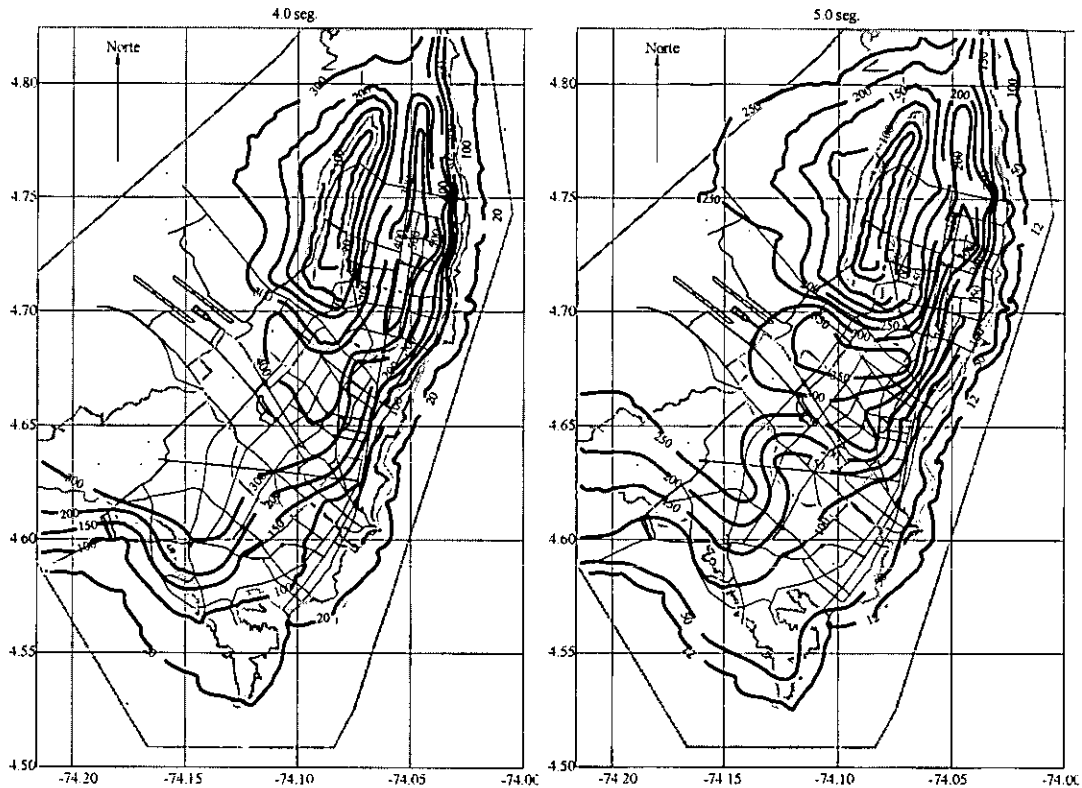


Figura 4.12: Distribución de ordenadas espectrales en Bogotá para periodo de retorno de 475 años para diferentes periodos de oscilador

4.4 Comentarios

a) La figura 4.9 der. muestra las tasas de excedencia para cada ordenada espectral en el sitio N4. Al trazar las líneas horizontales, para un periodo de retorno dado, es posible encontrar, los espectros de peligro uniforme, como se muestra en la figura 4.13 izq., donde se presentan para una probabilidad de excedencia de 50, 20 10 y 5% en una vida útil o periodo de exposición de 50 años.

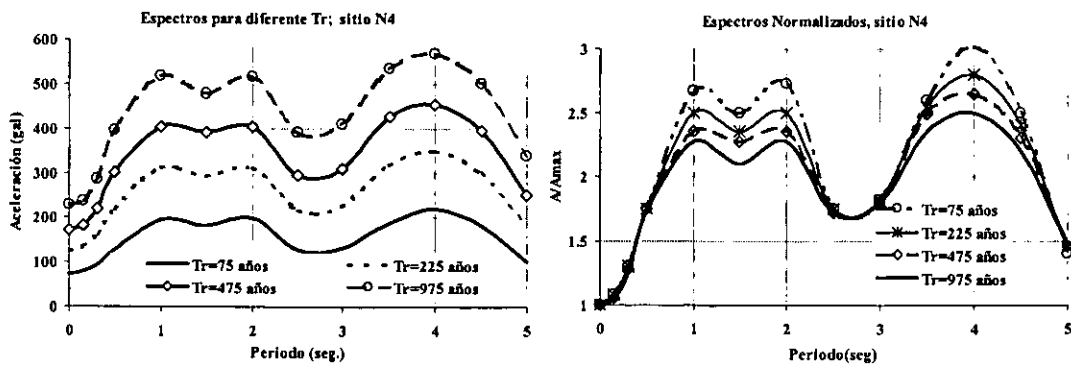


Figura 4.13 izq.: Espectros de aceleración de peligro uniforme del sitio N4 incluyendo efectos locales para diferentes periodo de retorno; der.: Espectros normalizados con respecto a A_{max} del sitio N4

La figura 4.13 der. muestra los espectros de la figura 4.13 izq. normalizados con respecto a A_{max} ; en dicha figura se pueden observar la influencia de la no linealidad, con respecto al periodo de retorno establecido. En los casos de mayor demanda (mayor periodo de retorno), este

tipo de efectos se presenta con un mayor grado de abatimiento; el espectro en dicho caso se suaviza y tiende a perder los picos que se presentan en las bajas aceleraciones donde hay efectos lineales; por ejemplo, en el periodo de 4 segundos, la amplitud normalizada resulta ser máxima en el caso de menor periodo de retorno y mínima para el mayor periodo de retorno. En el primer caso (periodo de retorno bajo) sobresalen los efectos lineales; en el segundo caso (periodo de retorno alto) los efectos no lineales se presentan en una forma más marcada; en cambio, para el caso de 3 segundos, la aceleración es menor y los efectos no lineales no alcanzan a presentarse en ningún caso; en este sitio todos los espectros presentan linealidad, por lo que se guarda la proporción entre grandes y pequeños periodos de retorno.

Lo anterior permite concluir que los espectros de peligro uniforme teniendo, en cuenta efectos locales por condiciones geotécnicas, pueden cambiar de forma dependiendo del periodo de retorno que se les asigne.

b) Como se explicó anteriormente el método mantiene compatibilidad espectral en todo momento, por lo cual es posible encontrar espectros de otras variables de interés. En la figura 4.14 se observan los espectros de desplazamiento y velocidad para diferentes periodos de retorno en las condiciones de suelo blando del sitio N4; en esta figura es posible observar la tendencia realista que se presenta durante eventos en este tipo de suelos; aquí posteriormente a un periodo de 4.0 seg. los espectros disminuyen buscando el desplazamiento y velocidad máxima del suelo. Estos espectros forman el sustento de la demanda sísmica para un posible diseño por desempeño, donde sea necesario verificar velocidades o desplazamiento máximos permisibles.

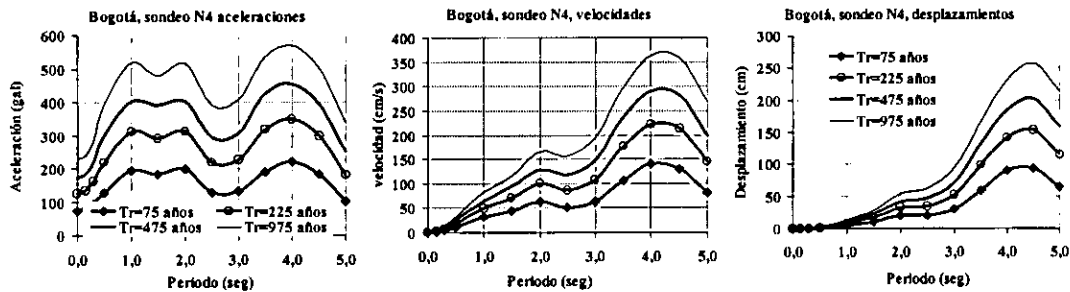


Figura 4.14: Espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento del sondeo N4 para diferentes periodos de retorno

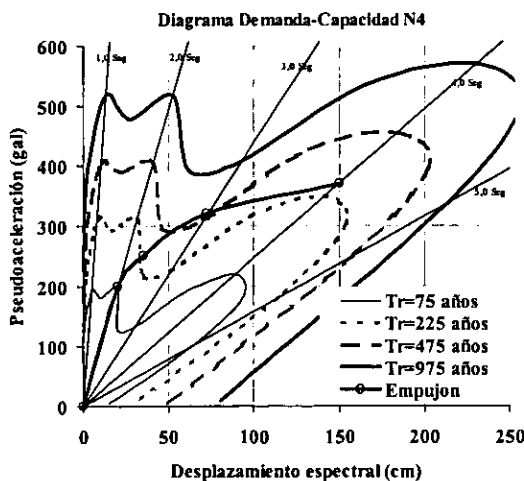


Figura 4.15: Diagrama demanda-capacidad en sitio N4 y estructura definida.

c) Los espectros de la figura 4.14 pueden ser adaptados al espacio pseudoaceleración S_a - desplazamiento espectral S_d (Figura 4.15) esquema que brinda mayor claridad y comodidad al momento de diseñar estructuras (FEMA, 273); la figura muestra las demandas sísmicas asociadas a cada periodo de retorno de interés; para esta representación los periodos estructurales se observan como líneas radiales con pendiente ω^2 , que es la relación que se mantiene entre S_a y S_d . Resulta posible identificar así de forma inmediata la aceleración y el desplazamiento para un período dado; además se puede incluir en este esquema la curva de capacidad de una estructura (obtenida por ejemplo, a partir de un análisis de empujón) tal y como se muestra en la figura 4.15, haciendo posible la verificación de los diferentes estados de funcionalidad propuestos

en nuevas tendencias de diseño sismorresistente.

d) Ha sido identificada cierta sobrestimación de la no-linealidad, cuando se usa el método lineal equivalente; esto se ha presentado en sismos como los de México 85 (Ordaz y Faccioli, 1994) y Armenia (Colombia) 99 (Ingeominas, 1999); en estos casos, los resultados usando el método nunca llegan a valores similares a los registrados. Es por lo cual que el uso de estas técnicas requiere de un gran criterio y buen juicio. Se hace necesario usar información alterna, tal como registro de microtemblores o vibración ambiental para contar con un mayor conocimiento del verdadero comportamiento de los suelos.

El comportamiento anterior ha podido verificarse experimentalmente mediante redes de instrumentación sísmica que han contado con aparatos en suelo y roca cercanos entre sí. La figura 4.16 (Miranda *et al.* 1999) muestra las aceleraciones en roca y en suelo para un mismo sismo y distancia epicentral similar. Allí se observa para aceleraciones en las estaciones ACAD y ACAS del puerto de Acapulco, el comportamiento de amplificación para bajas aceleraciones, donde los materiales se comportan de forma lineal; conforme la aceleración aumenta los suelos ingresan en rango no lineal y las amplificaciones disminuyen a un punto tal que para aceleraciones lo suficientemente grandes se presenta deamplificación de la aceleración máxima del suelo con respecto a la aceleración incidente en la base de los depósitos blandos. Por lo cual, en las zonas de alta sismicidad, cuando se trata del espectro de diseño ante colapso, es casi seguro que tenga que tomarse en cuenta el efecto del comportamiento no lineal del suelo. En vista de esto, los factores de amplificación calculados o medidos a baja amplitud no necesariamente representarán lo que ocurre durante un sismo intenso. Idriss (1990), también identificó dicho comportamiento y planteó expresiones para trazar una curva de aproximación para suelos blandos, que se encuentra en la figura 4.16 (Miranda *et al.* 1999); esta aproximación refleja niveles de amplificaciones menores a algunos hallados experimentalmente en México.

La misma figura muestra que con excepción de valores muy grandes de aceleración en roca, la aceleración máxima en terrenos firmes es aproximadamente igual a la que ocurre sobre roca. Sin embargo, para suelos blandos, en niveles bajos de aceleración en roca, la aceleración máxima sobre el depósito de suelo blando puede ser mucho mayor que la que se presenta en roca, mientras que para valores altos de aceleración en roca, el comportamiento no lineal limita las aceleraciones máximas sobre el depósito de suelo blando.

Es interesante hacer notar, sin embargo, que los valores reportados en la literatura no necesariamente son aplicables a todos los tipos de suelo blando. Por ejemplo, en la figura 4.16 (Miranda *et al.* 1999), para los sitios ACAD y ACAS puede observarse que la curva correspondiente difiere de la curva promedio reportada por Idriss (1990) para suelos blandos, a pesar de que ambos sitios serían clasificados como blandos según su definición para las estaciones presentadas de Acapulco. Para suelos muy blandos como los de México D.F. o Bogotá, que están caracterizados por velocidades de onda de corte promedio aún menores a las aquí consideradas, las amplificaciones en suelo blando con respecto a suelos firmes son todavía mayores a las mostradas en esta figura.

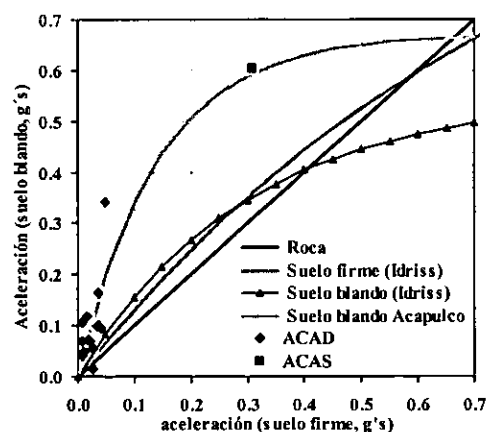


Figura 4.16: Efecto del suelo en la aceleración máxima

Nuevamente, los espectros de peligro uniforme hallados previamente representan condiciones elásticas, estructuralmente hablando, por lo que se hace necesario modificarlos por conceptos de comportamiento estructural definidos en el capítulo III.

5 RIESGO SÍSMICO.

En la deducción del riesgo sísmico son dos las variables que hacen parte fundamental del problema: el peligro sísmico y la vulnerabilidad estructural.

El peligro sísmico en un sitio depende principalmente de tres factores: la sismicidad de las fuentes sísmicas que pueden afectarlo, la distancia entre dichas fuentes y el sitio, y por último los efectos de la geología local. La sismicidad se refiere a la descripción probabilística de la frecuencia con la que ocurren sismos de diferentes magnitudes en cada fuente. Para una fuente y magnitud dada es posible estimar la intensidad del movimiento a cualquier distancia por medio de leyes de atenuación, las cuales toman en cuenta la disminución de dicha intensidad con el incremento en la distancia al epicentro o a la zona de ruptura. Finalmente el movimiento sísmico puede verse afectado por las condiciones locales del sitio. Este efecto es particularmente importante en el caso de depósitos de suelo blando, los cuales producen modificaciones muy importantes en la amplitud, contenidos de frecuencia y duración del movimiento sísmico. En los últimos 8 años se ha recabado una enorme cantidad de información acelerográfica en Colombia, lo que ha permitido mejorar el estado del conocimiento en estos tres elementos. Por lo cual, ahora es posible hacer estimaciones más confiables del peligro sísmico.

La vulnerabilidad de una estructura es la relación entre la intensidad del movimiento sísmico y el nivel de daño. Los parámetros que se utilizan para calcular el nivel de daño en una estructura son, como se mencionó la distorsión de entrepiso y la energía inducida al sistema durante los eventos. Lo anterior lleva a estimaciones de daño mucho más realistas ya que la tendencia de investigaciones anteriores usaban tan sólo la distorsión de entrepiso como parámetro de vulnerabilidad, sin tener en cuenta los efectos de la energía histerética disipada, los cuales en algunos casos pueden ser de gran importancia.

Los capítulos anteriores al presente han permitido dar las bases para la evaluación de la demanda sísmica en un sitio de interés bajo las condiciones tectónicas y locales que se puedan presentar. Por otra parte, es una realidad que hasta nuestros días la ingeniería sísmica se ha preocupado por deducir los aspectos de peligro, dejando un poco al margen los conceptos de confiabilidad, vulnerabilidad y pérdidas debida a eventos de diseño. La NSR98, norma que actualmente aplica en forma de ley para las construcciones en Colombia, trabaja de forma probabilista el problema de la demanda sísmica; sin embargo, el problema de capacidad lo aborda desde el punto de vista determinista; la norma fija el valor de resistencia y controla la distorsión de entrepiso con la que pretende asegurar el comportamiento satisfactorio de la estructura.

Para fines de este capítulo el riesgo sísmico se define como la probabilidad de que se presente cierto grado de pérdidas para un nivel de intensidad; al igual que el peligro sísmico, el riesgo se define con las tasas de excedencias derivadas para una estructura dada por medio de su vulnerabilidad. Entonces el riesgo resulta de variables como el peligro sísmico descrito en los capítulos anteriores y la vulnerabilidad estructural que nos proponemos definir en este trabajo.

5.1 ¿Qué es el daño estructural en estructuras de concreto?

Bajo acciones sísmicas, se generan fuerzas y esfuerzos que someten al nudo (unión viga-columna) a esfuerzos cortantes; la filosofía actual de diseño (RCDF93, NSR98) acepta dos mecanismos a través de los cuales se transmiten los esfuerzos al núcleo del nudo. (el núcleo es la parte central de la intersección viga-columna). El primero de ellos es el mecanismo de punta diagonal en compresión, que resulta de las fuerzas cortantes que actúan en las secciones críticas de las vigas y columnas; este mecanismo concentra los esfuerzos en una zona alrededor del puntal, el cual se forma en una diagonal que va de una esquina a otra del núcleo. El segundo mecanismo se denomina armadura; en este, la transmisión de esfuerzos se logra mediante pequeños puntales distribuidos en el núcleo del nudo, que son equilibrados por los esfuerzos en tensión del refuerzo horizontal y vertical y los esfuerzos de adherencia entre refuerzo y concreto.

El mecanismo de armadura existe únicamente cuando la adherencia se mantiene; este mecanismo es propio de los diseños según el reglamento de Nueva Zelanda. En las uniones viga-columna diseñadas con el RCDF93, ACI-ASCE-352^a o NSR98, es difícil mantener los esfuerzos de adherencia; por lo cual, cuando la fuerza de adherencia se pierde gradualmente, existe deslizamiento entre el refuerzo y el concreto, y el mecanismo de armadura se deteriora degenerando en el mecanismo del puntal diagonal en compresión. Este efecto se debe a las restricciones (principalmente en control de distorsión) que imponen los reglamentos mencionados anteriormente en sus procesos de diseño, los cuales no permiten que se forme el mecanismo de armadura para deformaciones grandes; las subestructuras que fallan con el mecanismo de punta diagonal en compresión presentan mayores deformaciones por cortante que originan una disminución en la energía histerética disipada. En investigaciones realizadas a modelos diseñados con los reglamentos de Estados Unidos, México o Colombia se ha podido verificar que (Reyes, 1999):

- Una proporción mínima de refuerzo transversal es suficiente para mantener la integridad del nudo y su resistencia hasta alcanzar distorsiones de entrepiso elevadas.
- Un incremento en la cantidad de refuerzo por cortante no lleva a una ganancia elevada en la resistencia del nudo.
- Las vigas laterales que confinan a un nudo ayudan a mantener su integridad ante cargas cíclicas, de ahí de estas tenga influencia en el comportamiento del mismo.
- El efecto de la carga axial es mínimo en el comportamiento general de las subestructuras.
- El diámetro del refuerzo longitudinal dentro del nudo respecto a sus dimensiones afecta su rigidez y su capacidad de disipación de energía; debido a esto y con el fin de mantener el mayor tiempo posible las fuerzas de adherencia, se limita la relación entre el diámetro del acero de refuerzo y el ancho del nudo.
- El refuerzo de las losas que se usan como sistemas de piso en un ancho que depende de la rotación de la unión viga-columna, incrementa la capacidad de flexión de las vigas, como consecuencia, también aumenta el esfuerzo cortante en el nudo y disminuye la relación de momentos entre la columna y la viga. Dicha relación es necesaria tenerla en cuenta para lograr articulaciones plásticas en vigas y no en columnas.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, se han podido identificar las distorsiones características de fluencia y última de estructuras hechas con criterios de diseño del ACI. Las distorsiones de inicio de daño γ_f y de colapso γ_u , han sido recopiladas en diversos trabajos (Reyes, 1999) y dependen del sistema estructural, como se puede verificar en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Distorsiones de entrepiso de comportamiento para diversos sistemas estructurales

Sistema Estructural	γ_f	γ_u
Marcos de concreto sin detallado sísmico	0.005-0.008	0.017-0.027
Marcos de concreto con detallado sísmico	0.005	0.04
Sistemas con losas planas	0.004-0.008	0.012-0.035
Sistemas de muros de concreto	0.0012	0.007-0.016
Mampostería, tabique rojo recocido	0.001	0.006
Mampost. huecas con ref. interior y dalas	0.0007	0.005
Mampost. huecas con ref. interior sin dalas	0.0005	0.003
Mamp. de concreto con castillos y dalas	0.0005	0.005
Mamp. hueca, cemento pobre	0.0003	0.001
Marcos de acero con detalle sísmico	0.0055	0.01-0.025
Marcos de acero sin detalle sísmico	0.0034-0.0114	0.024-0.034
Marcos contraventados con acero	0.004	0.02
Mampostería. No estructural	0.001	0.005
Muros de tabla roca	0.004	0.008

5.2 Cuantificación del daño estructural

Aunque existe un número importante de estudios que han concluido que la distorsión de entrepiso es el parámetro que tiene mejor correlación con el daño estructural y con el daño no estructural (Alonso *et al.*, 1996; Bertero *et al.*, 1991; Moehle, 1992 y 1996; Miranda, 1997; Priestley, 1997; Sozen, 1997); para fines del presente trabajo trabajaremos con el parámetro del índice de daño de Park y Ang (1985, 1987) que cuantifica no sólo la distorsión, sino también asocia la energía histerética.

Este estudio considera el daño a partir del índice de daño de Park y Ang (1985, 1987) modificado por Kunnath *et al.* (1990), el cual consiste en una combinación lineal de la deformación y la energía normalizada de la siguiente forma:

$$ID = \frac{x_i - x_y}{x_u - x_y} + \beta_0 \frac{E_h/m}{f_u x_u} \quad (5.1)$$

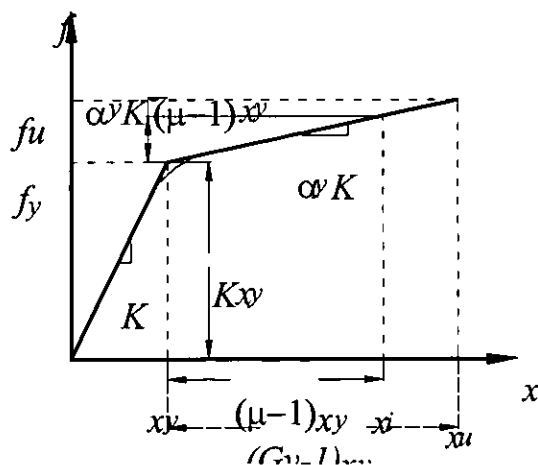


Figura 5.1: Comportamiento mecánico de estructuras con rigidez de postfluencia

El comportamiento mecánico de los sistemas equivalentes que se trabajarán en este capítulo se representa en la figura 5.1, donde es posible observar el comportamiento bilineal de las estructuras; en este caso existe una demanda de ductilidad μ , y una capacidad dúctil, G_y que relaciona los desplazamientos inelásticos últimos y los de fluencia de la forma. Además existe una rigidez de postfluencia α_y ; cuando la anterior toma valor cero el sistema se transforma en un sistema elastoplástico perfecto y las expresiones que se usan se transforman en ecuaciones útiles para sistemas elastoplásticos

En este estudio se proponen los parámetros mecánicos tales como resistencia, rigideces y capacidad dúctil para cada período

estructural en la búsqueda de la construcción de espectros de índice de daño de sistemas equivalentes de un grado de libertad con vulnerabilidad conocida.

μ , es la demanda de ductilidad que se desarrolla en una estructura de capacidad conocida para un sismo con una intensidad de período de retorno conocida definida como x_r/x_y . Para este trabajo μ , es una cantidad que se encuentra a partir de la demanda sísmica y la capacidad disponible de la estructura es decir la demanda de ductilidad es una consecuencia entre la capacidad y la demanda; mientras que la capacidad dúctil es una propiedad por completo de la estructura.

5.2.1 Procedimiento de evaluación del índice de daño

Se definen las rigideces (período inicial y de posfluencia), resistencia, f_y y capacidad dúctil, G_y de un sistema equivalente de un grado de libertad, con lo que el desplazamiento de fluencia x_y , se representa por medio de:

$$x_y = \frac{f_y}{K} \quad \text{o también} \quad x_y = \frac{f_y T^2}{4\pi^2} \quad (5.2)$$

por otro lado la demanda sísmica evaluada en términos de pseudoaceleración (S_a), permite encontrar el desplazamiento elástico x_e :

$$x_e = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (5.3)$$

Conocida la demanda sísmica en términos de pseudoaceleración (S_a) y la capacidad estructural en términos de f_y , es posible encontrar el factor de reducción de resistencia a partir de:

$$R(\mu) = \frac{S_a}{f_y} \quad (5.4)$$

$R(\mu)$, es el factor de reducción, definido como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica asociada a una demanda de ductilidad prescrita. Como se mencionó anteriormente, el modelo reconoce la rigidez de posfluencia de las estructuras; muchos de los factores de reducción que existen hasta el momento consideran estructuras elastoplásticas siguiendo los conceptos de Newmark y Veletsos (1960), dejando un vacío al respecto; en este trabajo la extensión al caso bilineal del factor de reducción de Ordaz y Pérez Rocha (1998) tiene la forma:

$$R(\mu) = 1 + \alpha_y (\mu - 1) + \left(\frac{x_e}{x_{max}} \right)^{0.388(\mu-1)^{0.173(\alpha_y \mu + 1)}} (\mu - 1 - \alpha_y (\mu - 1)) \quad (5.5)$$

x_{max} , es el desplazamiento máximo del suelo para un sismo de magnitud y distancia epicentral conocidos. Conocido $R(\mu)$, x_e y x_{max} , es posible en la ecuación 5.5 mediante iteraciones sucesivas determinar la demanda de ductilidad μ , para la demanda sísmica y resistencia estructural conocidas.

Una vez obtenida la demanda máxima de ductilidad mediante el proceso descrito anteriormente, es posible encontrar el desplazamiento inelástico máximo x_i , que está definido como el desplazamiento máximo inelástico de la estructura para estructuras que se suponen

trabajan fundamentalmente en el primer modo de vibración mediante (Miranda, 1997; Heidebrecht y Sttafford-Smith, 1973):

$$x_i = \frac{\mu}{R_\mu} \beta_i \beta_s x_e \quad (5.6)$$

β_i , es un factor de amplificación que permite la estimación de desplazamiento lateral máximo en el nivel superior de la estructura, considerando comportamiento lineal elástico, a partir del desplazamiento espectral. Este factor depende del tipo estructural y el número de plantas de la estructura. Es calculado a partir de la solución de la ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de un sistema acoplado de una viga continua de esfuerzo al corte con una viga de flexión continua, sujeta a carga lateral con distribución variable con la altura de la estructura.

β_s , es el cociente de la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión global de la estructura, en una estructura con comportamiento elástico lineal, y entre la relación de la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión global de la estructura en una estructura con comportamiento inelástico; los detalles al respecto pueden consultarse en Miranda (1997).

El desplazamiento ultimo de colapso se define a partir de la capacidad dúctil y el desplazamiento de fluencia x_y , evaluado para una resistencia y período a partir de:

$$x_u = G_y x_y \quad (5.7)$$

además en los casos de sistemas bilineales las estructuras incrementan su resistencia a partir de la de fluencia dependiendo de la rigidez de postfluencia α_y , (figura 5.1). En estos casos la resistencia ultima f_u , se describe por:

$$f_u = f_y (1 + \alpha_y \mu) \quad (5.8)$$

5.2.1.1 Cálculo de la energía histerética disipada

En la ecuación 5.1, $E_{h/m}$, es la energía histerética disipada por unidad de masa para sistemas bilineales de período conocido, definida mediante el numero de excursiones inelásticas del sistema, como la suma de las i -ésimas energías ($E_{h/mi} = 1/2 F_y (2 + \alpha_y \mu) (x_i - x_y)$) de las i -ésimas excursiones con desplazamiento alcanzado x_i :

$$E_{h/m} = F_y \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} (2 + \alpha_y \mu) (x_i - x_y) \quad (5.9)$$

n , es el numero de excursiones inelásticas; después de algunas consideraciones algebraicas y de tomar valores esperados la anterior expresión se transforma en:

$$E_{h/m} = \frac{1}{2} E(n) F_y E(\kappa) (2 + \alpha_y \mu) x_y (\mu - 1) \quad (5.10)$$

El numero esperado de excursiones de acuerdo con Vanmarcke (1976) se puede definir mediante:

$$E(n) = N e^{-r^2/2} \quad (5.11)$$

donde N es el número máximo de valores extremos definido a partir de la teoría de vibraciones aleatorias como en el capítulo II por:

$$N = \frac{T_d}{\pi} \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad (5.12)$$

T_d es la duración de la fase intensa de los movimientos definida en capítulos anteriores, y m_0 y m_2 son los momentos estadísticos de orden 0 y 2 del espectro de amplitudes de Fourier (*EAF*) de desplazamiento definido mediante la teoría sismológica del espectro radiado en el capítulo II.

El término r de la ecuación 5.11, se define como la relación entre el desplazamiento el desplazamiento de fluencia x_y y el desplazamiento cuadrático medio, x_{cm} ($r=x_y/x_{cm}$) definido mediante la *TVA* mediante:

$$x_{cm} = \sqrt{\frac{m_0}{T_d}} \quad (5.13)$$

El valor esperado de κ de la ecuación 5.10, es la relación entre los desplazamientos medios y los desplazamientos máximos. Si la distribución del comportamiento del desplazamiento se asume exponencial, se puede concluir (Vanmarcke, 1976; Karnopp and Scharon, 1965) que:

$$E(\kappa) = \frac{1}{\psi(n)} \quad (5.14)$$

donde $\psi(n)$ es la función digamma (Davis, 1964), la cual para valores enteros de n se puede calcular con la siguiente serie:

$$\psi(1+n) = -\gamma + \sum_{y=1}^{\infty} \frac{n}{n(n+y)} \quad (5.15)$$

En la ecuación 5.1, β_0 , representa el efecto de la carga cíclica en el daño estructural; para fines de este artículo se usará un valor de $\beta_0 = 0.15$, el cual se ha podido verificar con estudios experimentales como buen indicativo en las estructuras de concreto armado realizadas con reglamentos similares al ACI. Con respecto a la escala del daño para la medida de vulnerabilidad usada se reconoce: daño insignificante, $ID \leq 0.15$, daño menor, $0.15 < ID \leq 0.3$, daño significativo reparable, $0.3 < ID \leq 0.5$, daño no reparable, $0.5 < ID < 1$; colapso, $ID \geq 1.0$.

Puede observarse en la ecuación 5.1, que la componente de distorsión de entrepiso comienza a ser reconocida desde que el desplazamiento x_i , supera el valor de fluencia x_y . De este modo es posible calcular leyes de atenuación de índice de daño que permitirán, junto con la sismicidad de la región en estudio evaluar las tasas de excedencia de este parámetro para diferentes períodos estructurales siguiendo el proceso definido en los capítulos III y IV.

5.3 Construcción de leyes de atenuación de índice de daño.

Contando con los *EAF* de cada sitio de estratigrafía conocida, es posible generar los valores máximos esperados de los *EAF* tal y como se describió en los capítulos anteriores como leyes de atenuación de diferentes intensidades; por otro lado se asumen las resistencias, rigideces y capacidades dúctiles estructurales; el índice de daño para cada magnitud y distancia es evaluado como se indicó en el inciso 5.2, con lo que es posible, como se ha mencionado al repetir el

proceso para cada, magnitud, distancia epicentral, período, mecanismo focal, resistencia, rigidez y capacidad dúctil estructural hasta encontrar leyes de atenuación espectrales de índice de daño sobre sitios de estratigrafía particular para estructuras de comportamiento conocido. Es útil mencionar que las leyes de atenuación de índice de daño, son también relaciones de vulnerabilidad, pero ya no para una distorsión o intensidad sísmica, sino para diferentes combinaciones de magnitud, distancia y tipo de suelo. La continuidad que presenta el procedimiento con respecto a los capítulos pasados permite obtener leyes de atenuación espectrales de índice de daño inclusive con las condiciones locales del subsuelo presentes.

Las figuras 5.3. muestran las leyes de atenuación de índice de daño de los sitios de piedemonte para diferentes resistencias, con una capacidad dúctil de $G_y=4$; la forma de los espectros derivados para la zona de piedemonte en el capítulo anterior mantiene la influencia en los bajos períodos y el efecto de la resistencia es claro: a mayor resistencia menor índice de daño, sin importar las condiciones.

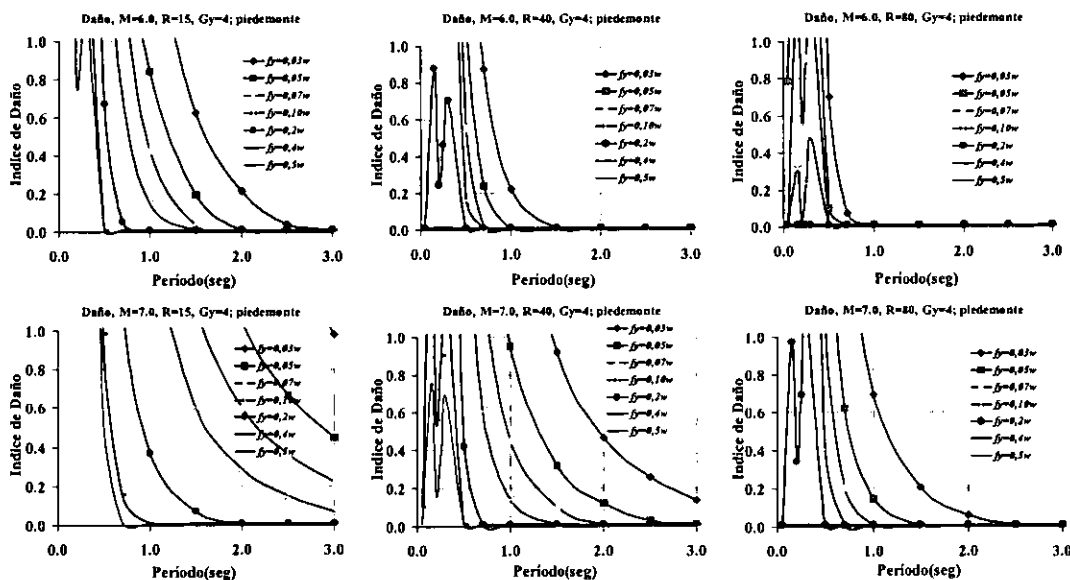
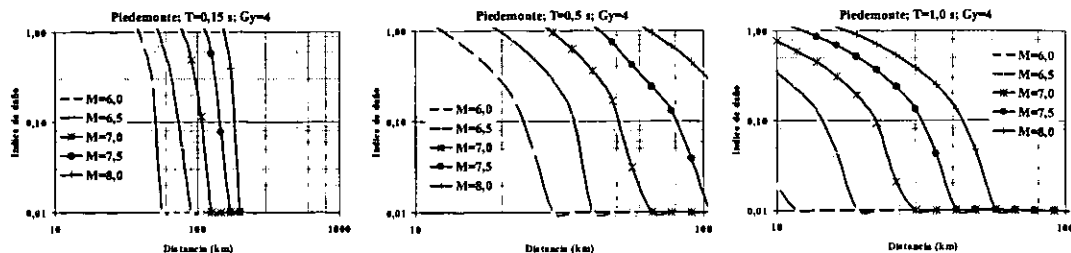


Figura 5.3: Leyes de atenuación de índice de daño en piedemonte, para diferentes resistencias de estructura y distancia; capacidad dúctil $G_y=4$.

En la figura 5.4 se aprecian leyes de atenuación de índice de daño, pero esta vez con el parámetro de resistencia f_y fijo en $0.2w$ y lo que se aprecia es la influencia del índice de daño con las capacidades dúctiles diferentes, en este caso 2 y 4. En este tipo de relación de atenuación (con la resistencia especificada) a distancias de más de 100 km. Se puede comprobar que efectivamente hay daño nulo, como en realidad se puede comprobar; por ejemplo, el sismo de Armenia a distancias de 100 km. Presentó daño nulo en cualquier estructura con resistencias mayores a $f_y=0.05w$ y capacidad dúctil mínima; esto es, todas las estructuras diseñadas con alguna normativa.



Continúa en la siguiente página

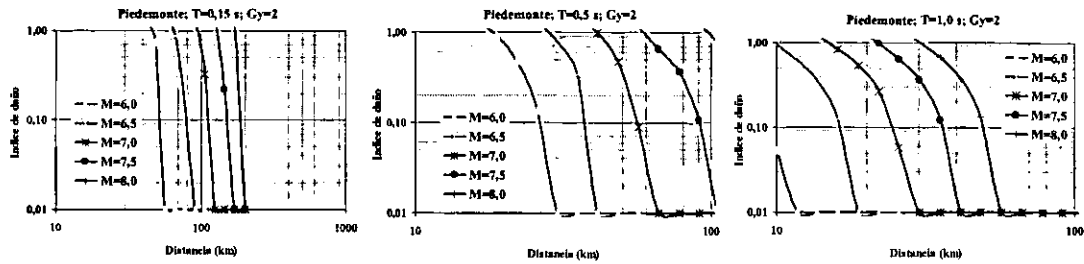


Figura 5.4: Leyes de atenuación espectral en piedemonte, con resistencia $0.2 \cdot w$ para diferentes combinaciones de magnitud y capacidad dúctil.

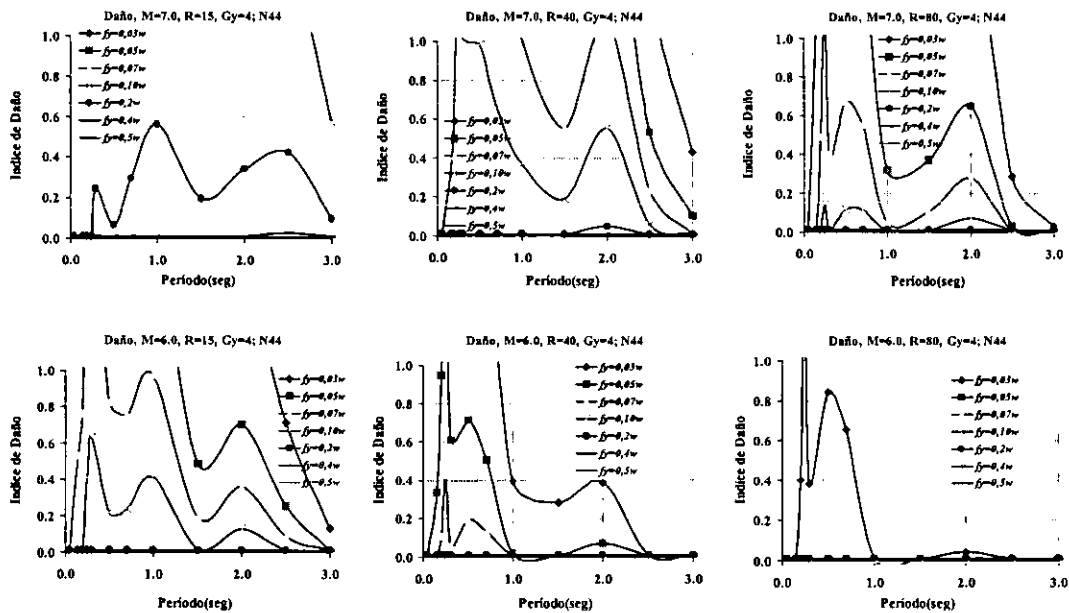


Figura 5.5: Leyes de atenuación espectral de índice de daño en N44, para diferentes combinaciones de magnitud y distancia

En la figura 5.5 es posible apreciar los mismos parámetros de la figura 5.3, pero en esta ocasión sobre los depósitos del sondeo N44 localizado en la zona 5 de la sabana de Santa Fé de Bogotá (figura 4.2); como se mencionó, el procedimiento mantiene la continuidad, por lo que es posible representar los efectos de sitios en la estimación de las leyes de atenuación de índice de daño; las leyes espectrales de la figura 5.5 muestran la predominancia de valores elevados en períodos largos en la zona, concordando con las condiciones de peligro que, en efecto en ese lugar existen.

La figura 5.6 es análoga a la figura 5.4, para este caso es visible el comportamiento no lineal de las leyes de atenuación que no presentan una tendencia tan simple como la zona de piedemonte, que se ha supuesto con comportamiento de suelos lineal; al incrementar las intensidades, los suelos tienen un componente de mayor no-linealidad por lo que la tendencia de incremento del daño se ve “amortiguada” por dicho efecto.

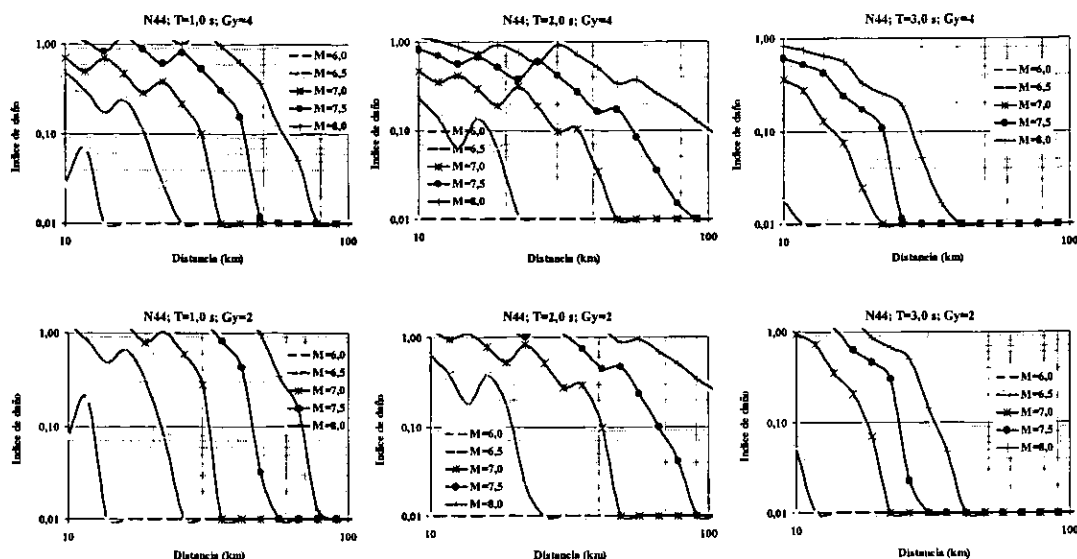


Figura 5.6: Leyes de atenuación espectral en N44, con resistencia 0.2w para diferentes combinaciones de magnitud y capacidad dúctil.

Desde el inicio del capítulo el riesgo se definió en términos de las tasas de excedencias de las pérdidas; para este momento se cuenta con las leyes de atenuación necesarias para dicho análisis de riesgo, ya que las condiciones de sismicidad se mantienen intactas como en los capítulos anteriores; sin embargo, nuevamente la incertidumbre de las leyes de atenuación, esta vez de índice de daño, no se encuentra adecuadamente definida. Para este caso la nueva incertidumbre se fundamenta en la estimación de la demanda de ductilidad μ , la cual es evaluada por medio del factor de reducción de la ecuación 5.5.

5.4 Incertidumbre en leyes de atenuación de daño.

Una vez obtenidas leyes de atenuación y contando con la sismicidad de las fuentes en la región, es posible encontrar el riesgo sísmico en el sitio, incluyendo los efectos locales con el análisis convencional que se ha venido realizando, nuevamente sobre sitios puntuales (los correspondientes a los sondeos en estudio, ya que la ley de atenuación es sólo aplicable a ese lugar); sin embargo, como se menciono, la incertidumbre en la estimación de las leyes de atenuación de índice de daño representa un punto que es necesario evaluar.

Ya que en la estimación del índice de daño resulta clave la deducción de la demanda de ductilidad, es el factor de reducción el que representa la mayor fuente de incertidumbre; esta incertidumbre en términos de desviación fue evaluad para el caso elastoplástico en Ordaz y Pérez-Rocha(1998) y para el caso bilineal se realizaron cálculos sobre 50 registros de terreno blando y 50 registros de terreno firme de sismos de México y Colombia; en la tabla 5.2 se presenta el valor de la desviación de logaritmos naturales para los diferentes suelos en varias ductilidades y rigideces de posfluencia

Aunque difícilmente se puede admitir que existe independencia estadística entre la demanda de ductilidad y la demanda sísmica; en este caso, el criterio de la raíz de la suma de los cuadrados resulta ser un limite superior conservador; tratar de establecer la correlación entre estas variables es necesario, pero va más allá del alcance de este trabajo de investigación. De esta forma las desviaciones evaluadas para las leyes de atenuación de intensidades son ahora relacionadas con las desviaciones del factor de reducción que se presentan a continuación:

Tabla 5.2: Desviación del factor de reducción para sistemas bilinéales

α_y	Suelo firme			suelo blando		
	\square	σ	\square	\square	σ	\square
	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$
0.00	0.21	0.21	0.23	0.21	0.26	0.26
0.10	0.20	0.21	0.22	0.20	0.22	0.17
0.20	0.18	0.22	0.26	0.14	0.16	0.24
0.30	0.16	0.22	0.25	0.16	0.22	0.25
0.50	0.14	0.20	0.21	0.12	0.21	0.32

5.5 Evaluación de tasas de excedencia de índice de daño

La sismicidad de las fuentes ha sido descrita con detalle en los capítulos pasados y se usará intacta en lo que sigue; el riesgo sísmico puede calcularse nuevamente considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura. El riesgo sísmico se expresa, entonces, en términos de la tasa de excedencia de valores dados de pérdida estructural y se calcula mediante el procedimiento descrito en Esteva (1970), pero esta vez contando con las leyes de atenuación de índice de daño. El proceso fue realizado en los sitios de ejemplo en este capítulo (Piedemonte y N44) de los que se pudo construir su respectiva ley de atenuación de índice de daño para cada período, resistencia, y capacidad dúctil; posteriormente los efectos se integran para conformar el riesgo total en un sitio.

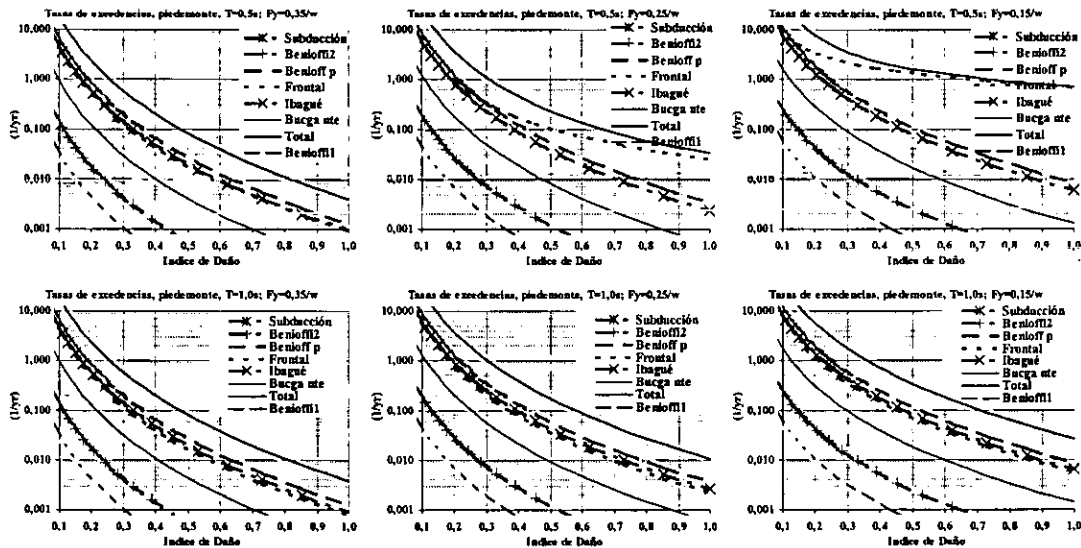


Figura 5.7: Tasas de excedencia de índice de daño por fuente para los sitios de piedemonte (Bogotá)

En la figura 5.7 se muestran las tasas de excedencia de índice de daño para cada fuente que aporta riesgo a los sitios de piedemonte para diferentes períodos, rigideces y capacidad dúctil constante ($G_y=4$); en las figuras es posible también observar la envolvente que resulta de sumar los efectos de cada fuente; son visibles tres efectos, el primero es la equivalencia de alto riesgo en los períodos bajos, los cuales concuerdan con los espectros de peligro, el segundo es que a mayor resistencia y capacidad dúctil se reduce el riesgo para todos los casos y el tercero es que en los períodos bajos, la fuente "Frontal" presenta la mayor contribución, reconociendo que su aproximación sobre la ciudad conlleva un tren de ondas de alta frecuencia que en la zona del

espectro de estructuras bajas, resulta ser más nocivo que sismos provenientes de cualquier otra fuente; en el período de 1 segundo las frecuencias predominantes de la falla Frontal no son tan fuertes por lo que su riesgo es comparable a fuentes como Bennióf profunda.

La figura 5.8, muestra los mismos resultados de la figura 5.7, pero en este caso para el sitio N44 que tiene ordenadas de riesgo en período largo apreciable, por lo cual el nivel de riesgo es alto en las zona de espectros que sitios como Piedemonte o de roca no presentan ninguna preocupación; de modo general se observa menor riesgo en el sitio.

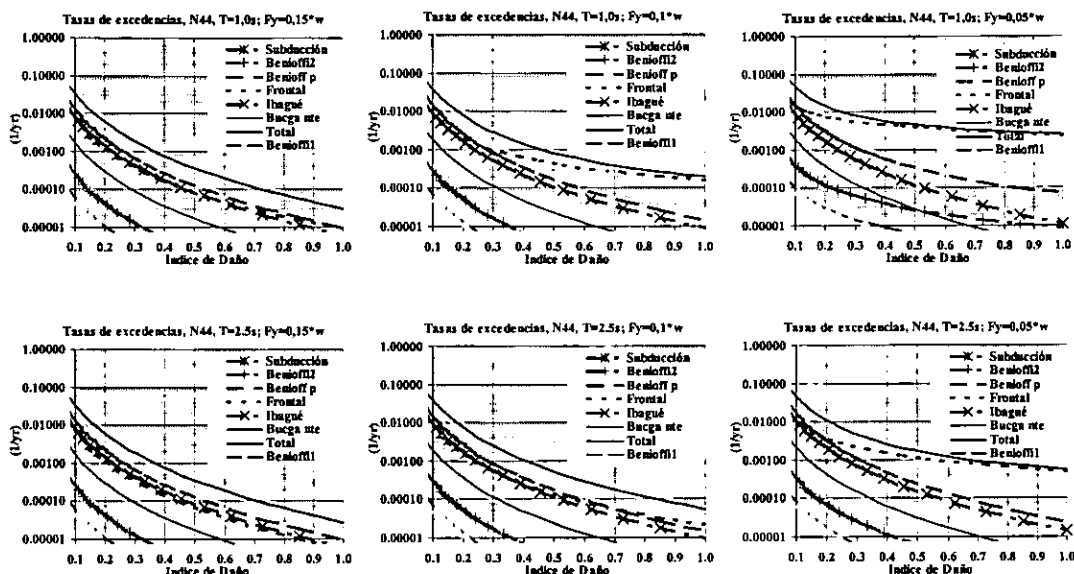


Figura 5.8: Tasas de excedencia de índice de daño por fuente para el sitio N44 (Bogotá)

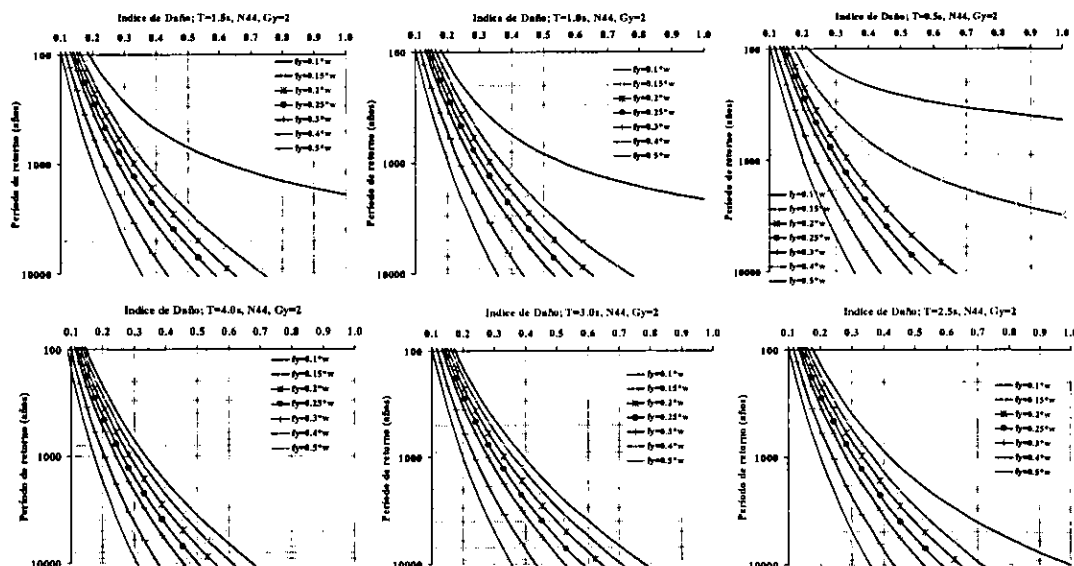


Figura 5.9: Tasas de excedencias de índice de daño para diferentes resistencias y períodos con capacidad dúctil $G_y=4$, en sitios de piedemonte en Bogotá.

Las figuras 5.7 y 5.8 se realizaron para tener una idea de la contribución de cada fuente al riesgo sísmico en los sitios mencionados; sin embargo, el proceso se puede realizar cuantas veces sea necesario para otros casos; por ejemplo, las envolventes de riesgo determinadas en el caso

anterior para una sola resistencia, se pueden realizar ahora en una sola figura para todas las resistencias de interés; además, la tasa de excedencia puede ser mostrada en términos del período de retorno, con lo que es posible obtener las figuras 5.9 y 5.10, donde se observan para diferentes períodos, resistencias y capacidades dúctiles, el valor esperado de daño para el sitio N44.

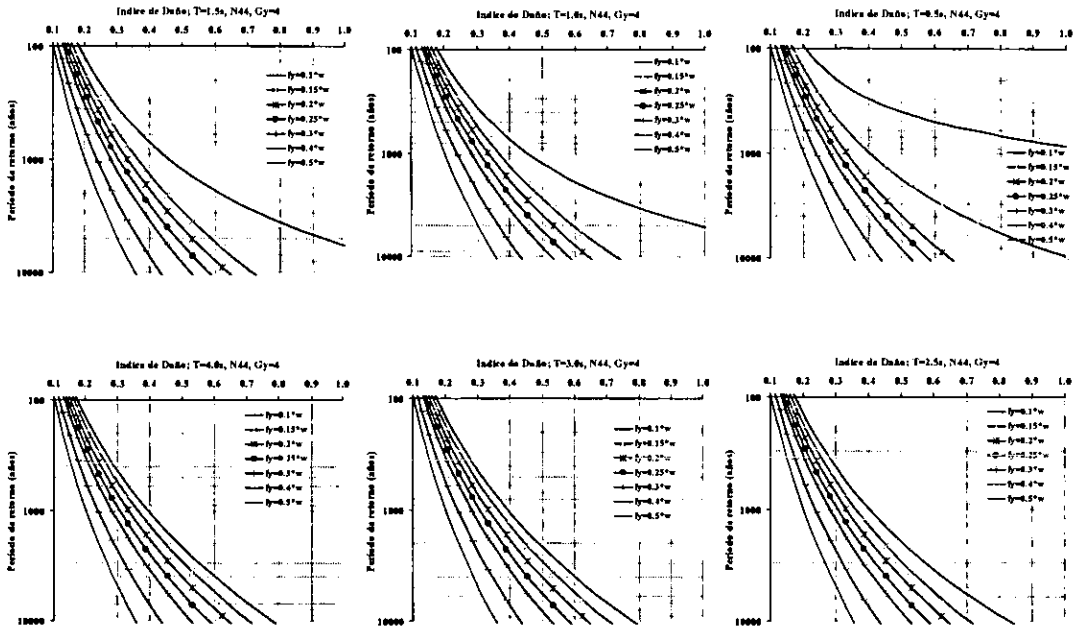


Figura 5.10: Tasas de excedencias de índice de daño para diferentes resistencias y períodos con capacidad dúctil $G_y=4$, en sitios de piedemonte en Bogotá.

En las figuras 5.11 y 5.12 se pueden observar las tasas correspondientes a los sitios de piedemonte, donde es visible el mayor riesgo.

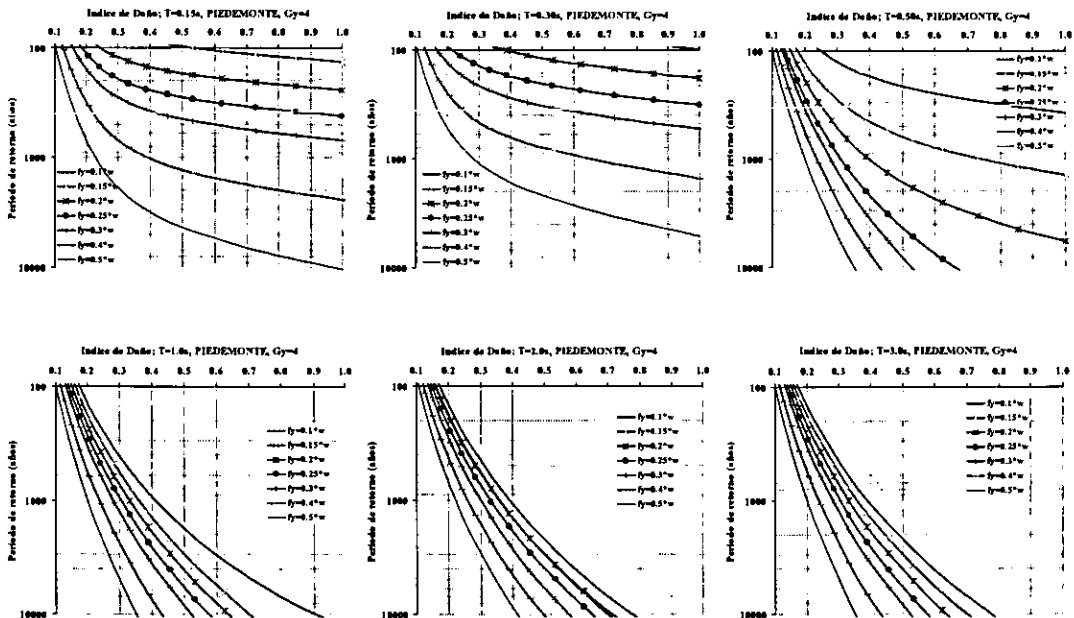


Figura 5.11: Tasas de excedencias de índice de daño para diferentes resistencias y períodos con capacidad dúctil $G_y=4$, en sitios de piedemonte en Bogotá.

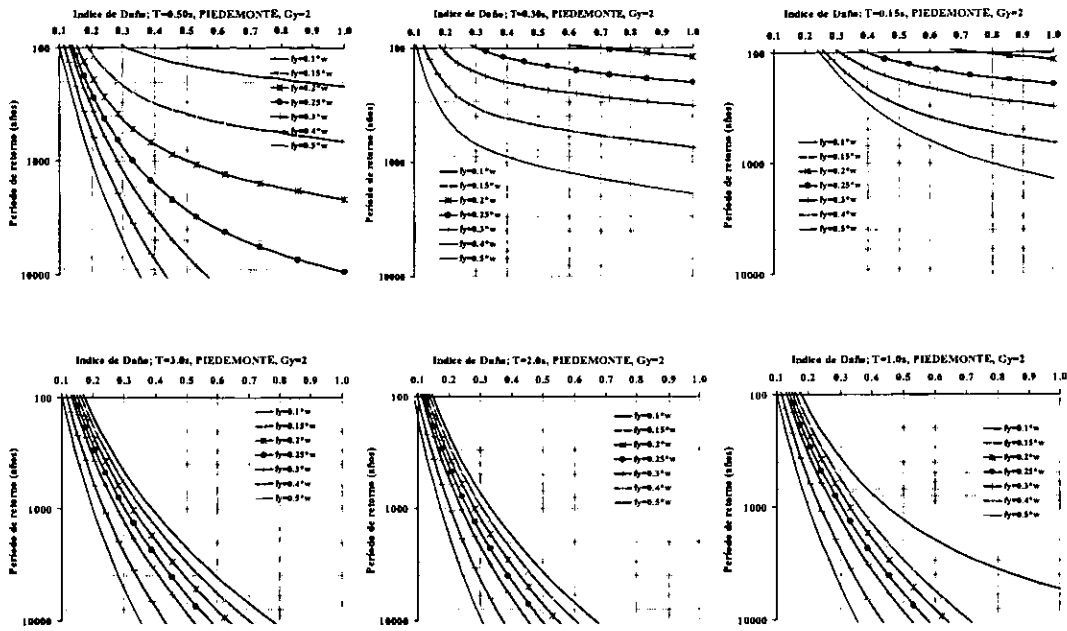


Figura 5.12: Tasas de excedencias de índice de daño para diferentes resistencias y periodos con capacidad dúctil $G_y=2$, en sitios de piedemonte en Bogotá

En el capítulo II se mencionó la tendencia de los nuevos criterios de diseño sismorresistente; allí se hizo énfasis en el desempeño de las estructuras en diferentes niveles de intensidad; las figuras precedentes presentan sustento válido y consistente para la evaluación del desempeño estructural no sólo de estructuras existentes sino también de nuevos diseños, porque presentan todo lo necesario como el período, la resistencia y la capacidad dúctil; por ejemplo, para el caso de evaluación de estructuras existentes con un análisis de empujón es posible obtener todas estas variables, identificar la curva correspondiente y verificar sus diferentes estados de funcionalidad (obviamente es necesario establecer una relación entre índice de daño y funcionalidad) contra el período de retorno asociado a cada uno de ellos. Para el caso de diseño entonces es posible seleccionar de antemano dichas variables y el diseñador podrá verificar las condiciones de riesgo para las que está diseñando su estructura.

Hay 3 preguntas que nuestras sociedades siempre pueden contestar, la primera es ¿cuánto está dispuesto a pagar?, la segunda es ¿cuanto está dispuesto a perder? Y la tercera ¿cada cuanto tiempo?; el valor de las estructuras se define mediante su rigidez, resistencia y capacidad dúctil; las figuras anteriores entonces, pueden ser adaptadas a este esquema de preguntas y mostrar en sus ejes las variables de resistencia e índice de daño (costo-pérdida); obviamente para el caso la consecuencia son curvas de igual período de retorno (isorrecurrencias).

Bajo este planteamiento es posible encontrar el sitio para un costo definido mediante G_y , F_y y T y la pérdida, ID , la intersección otorga el período de retorno para la combinación; el diseñador entonces responderá a la propuesta con un pronóstico de tiempo que deberá cumplir con ciertos requisitos mínimos. En este planteamiento el período de retorno resulta ser una consecuencia y muestra claramente el riesgo; para el caso, el objetivo puede ser el diseño controlado directamente por el daño.

Las figuras 5.13 y 5.14 muestran los diagramas de isorrecurrencias para diferentes períodos y capacidades dúctiles sobre los sitios de piedemonte de Bogotá. Las figuras 5.16 y 5.17 muestra las mismas variables pero en el sitio N44 de la capital.

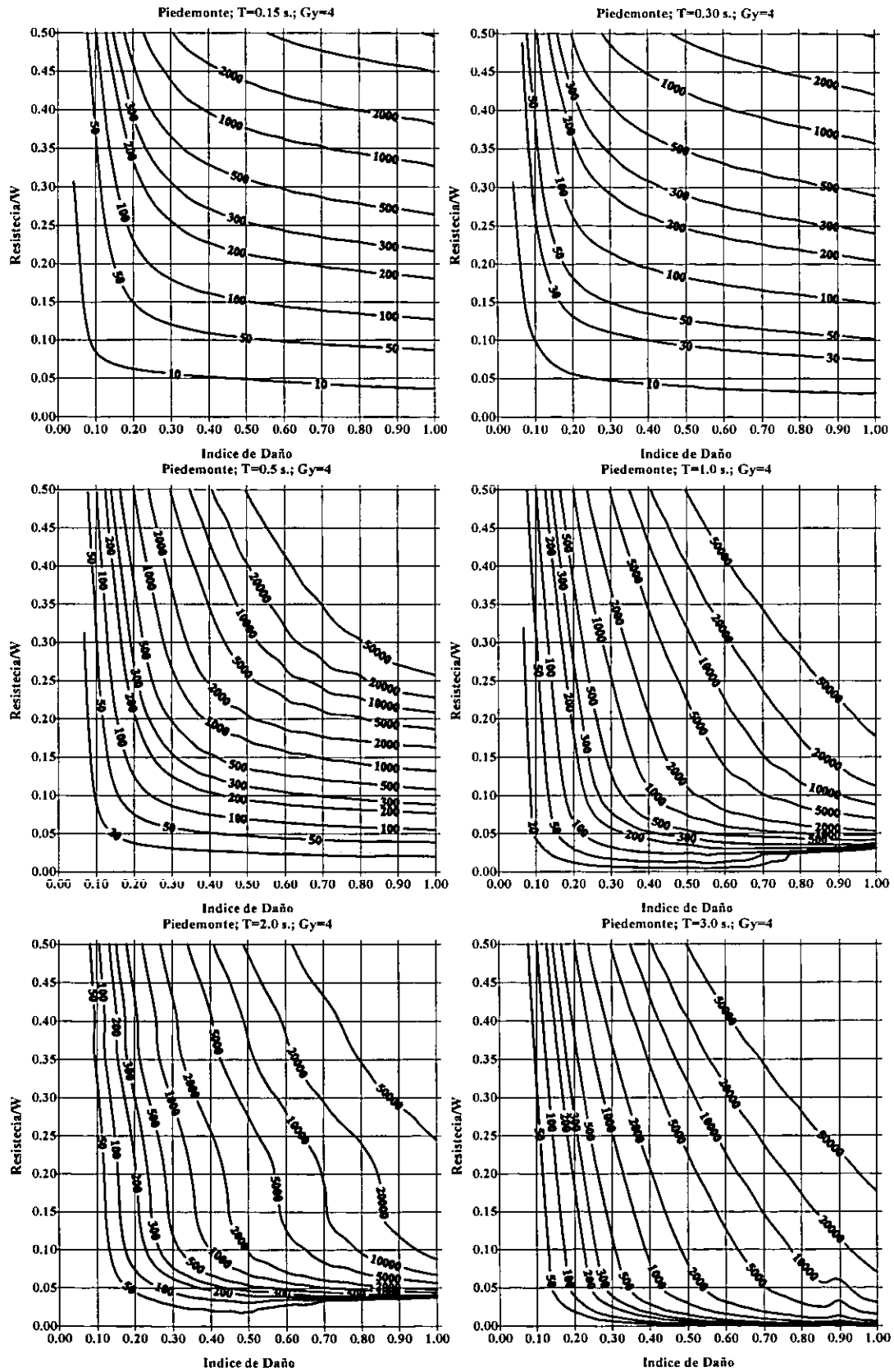


Figura 5.13: Diagramas de isorecurrencias con capacidad dúctil $G_y=4$. en sitios de piedemonte en Bogotá

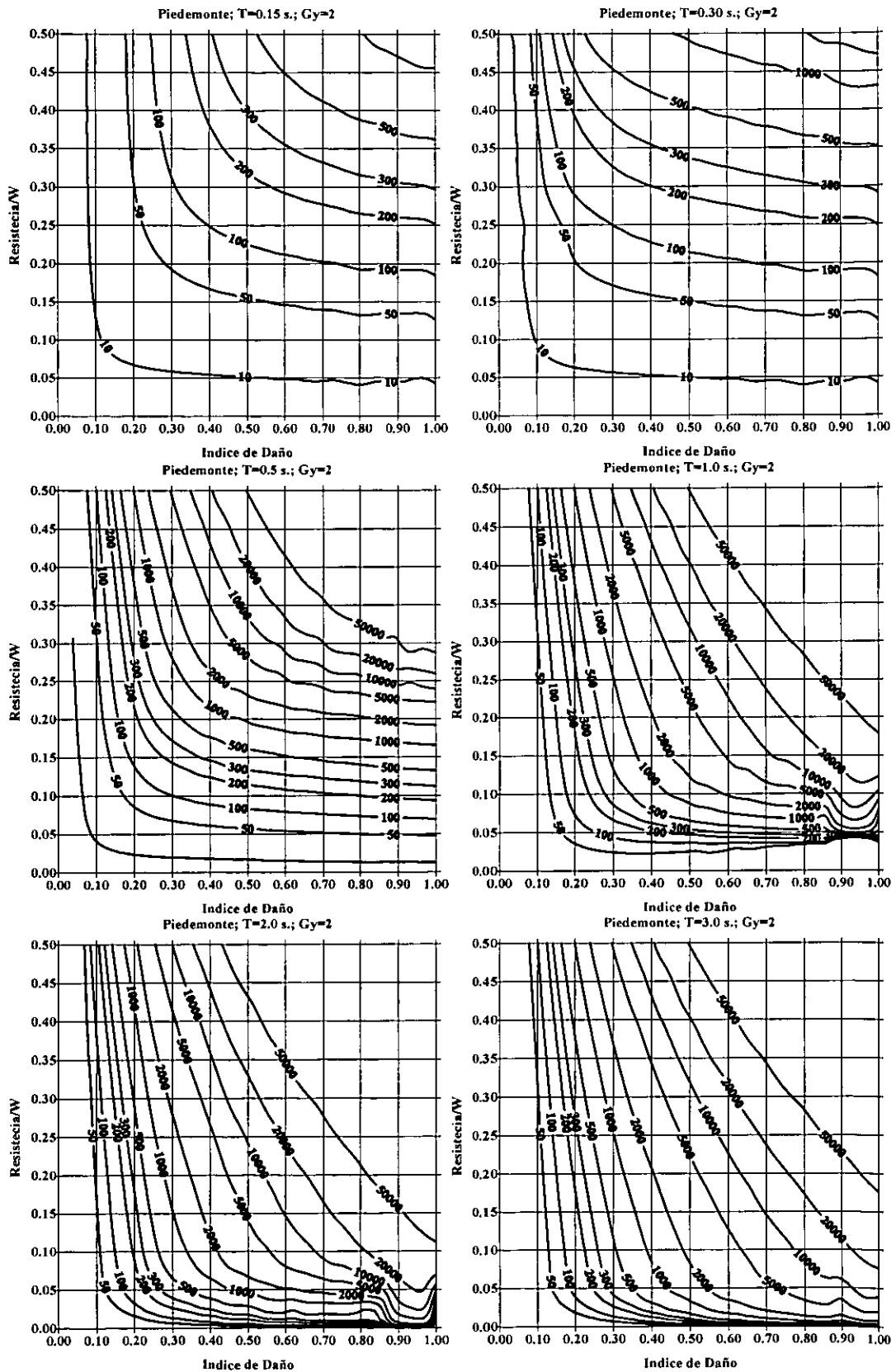


Figura 5.14: Diagrama de isorecurrencia para capacidad dúctil Gy=2. en sitios de piedemonte en Bogotá

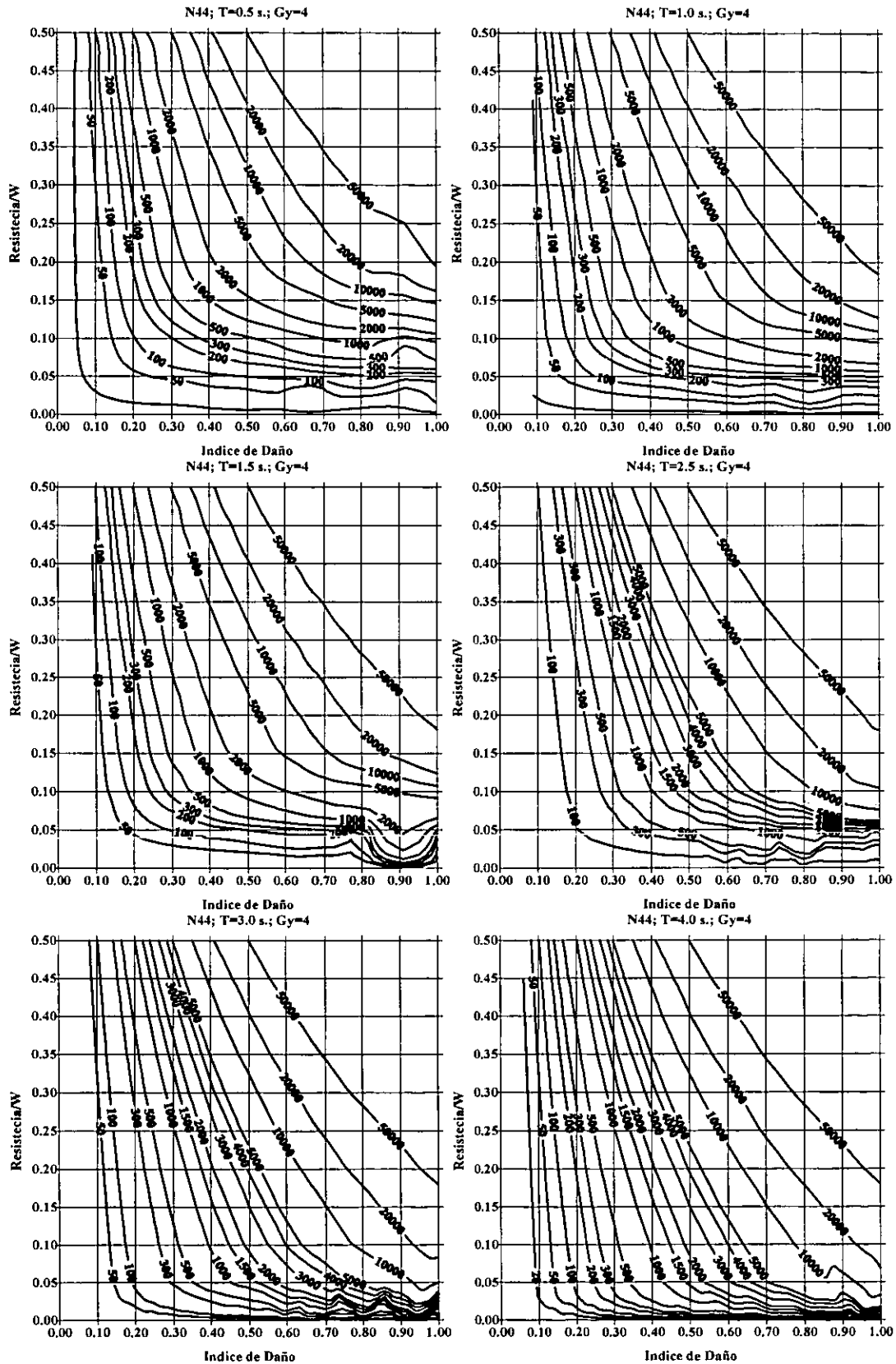


Figura 5.15: Diagrama de isorecurrencia para capacidad dúctil $G_y=4$. en sitio N44 en Bogotá

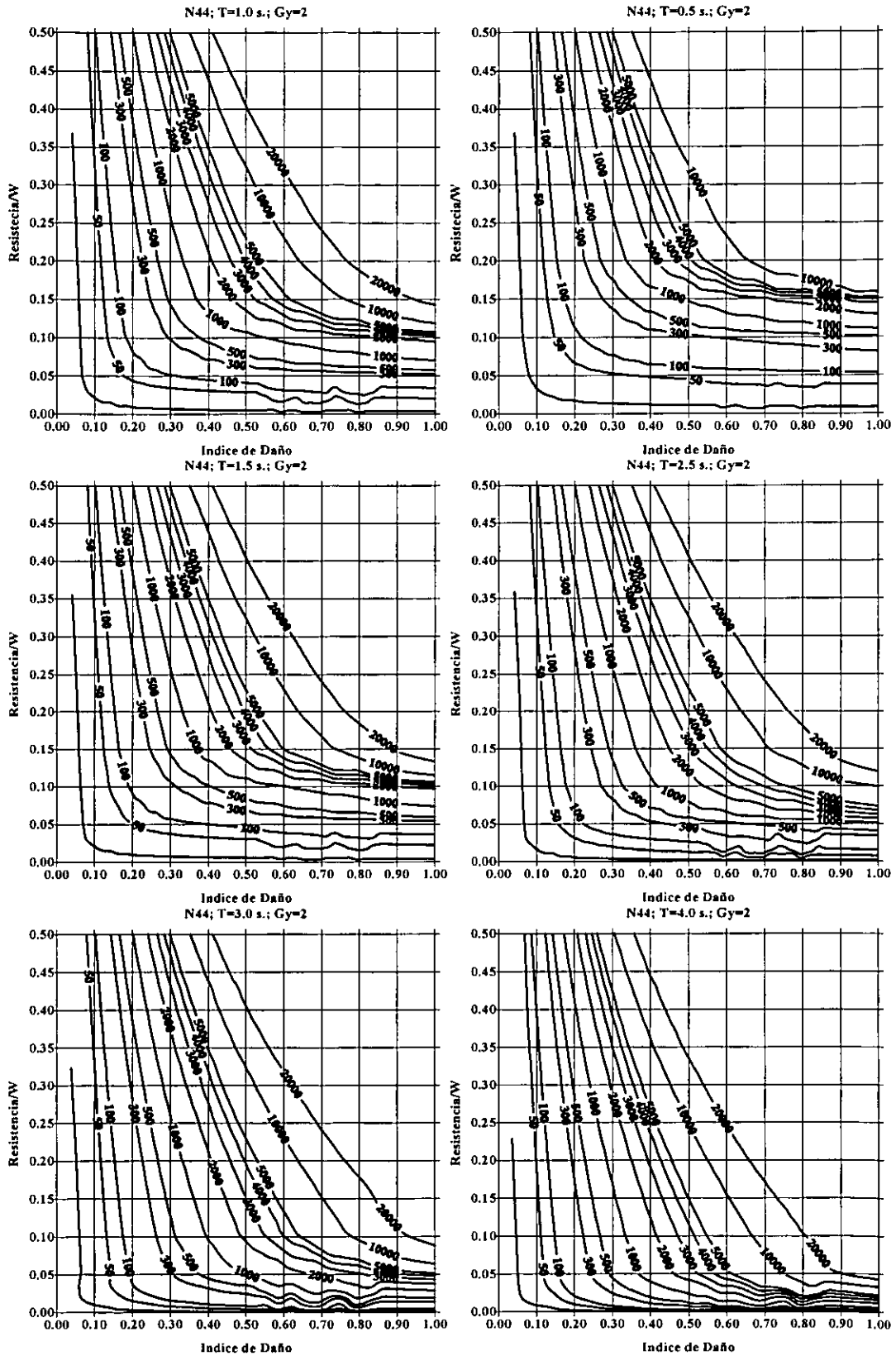


Figura 5.16: Diagrama de isorrecurencia para capacidad dúctil $G_y=2$. en sitio N44 en Bogotá

Son múltiples las combinaciones que se pueden hacer al modelo; por ejemplo, se pueden escoger las ordenadas de resistencia para daño y período de retorno constante, al hacerlo en todos los períodos la consecuencia son espectros de resistencia con isodañorecurrencia teniendo en cuenta todas las variables de sismicidad, peligro, geología local y vulnerabilidad.

5.6 Pérdida anual esperada (β_{AE})

La pérdida anual esperada se define como la esperanza de la pérdida que se tendría en un año cualquiera, suponiendo que el proceso de ocurrencia de sismos es estacionario y que a las estructuras dañadas se les restituye su resistencia inmediatamente después de un sismo. Matemáticamente, β_{AE} se define de la siguiente manera:

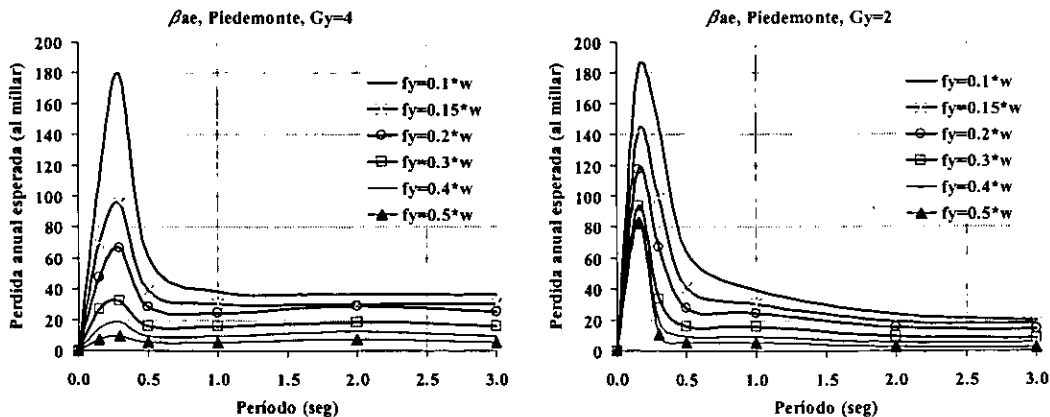
$$\beta_{AE} = \int_0^{\infty} -\frac{d\nu(ID)}{dID} E(\beta_N | ID) dID \quad (5.16)$$

donde ID es, el índice de daño, $\nu(ID)$ es la tasa de excedencia del índice de daño. La función $\nu(ID)$ mide el riesgo sísmico, e indica qué tan frecuentemente se exceden, en el sitio de interés, las pérdidas asociadas a un sismo de periodo de retorno conocido. El inverso de la tasa de excedencia es el periodo de retorno asociado a un valor de pérdidas. En este modelo, la pérdida que ocurre al presentarse un sismo con intensidad conocida es una variable aleatoria, cuyo valor no puede anticiparse, y sobre la cual sólo puede fijarse una distribución de probabilidad. El término $E(\beta_N | ID)$ es usualmente designado como vulnerabilidad estructural que para fines de este trabajo de investigación resultan tener igual proporción, esto es, $E(\beta_N | ID) = ID$.

Para determinar la prima pura de riesgo es necesario conocer el peligro sísmico y la vulnerabilidad de la estructura en cuestión. El primer factor depende de la sismicidad y la localización del inmueble y la vulnerabilidad depende de las características estructurales y, en alguna medida, también de la localización.

En la figura 5.17, pueden observarse espectros de pérdidas anuales esperadas para estructuras de diferentes resistencias y capacidades dúctiles ubicadas sobre los sitios de piedemonte y N44 de la sabana de Santa Fé de Bogotá; para este caso se ha representado la prima pura como una fracción al millar del valor total de cada inmueble.

Obviamente la tendencia continua de las figuras resulta teórica, ya que en la realidad es probable que existan saltos debido a por ejemplo, cambios del tipo estructural a partir de cierta altura o cambio de cimentación superficial a profunda, generando saltos en los costos de pérdidas.



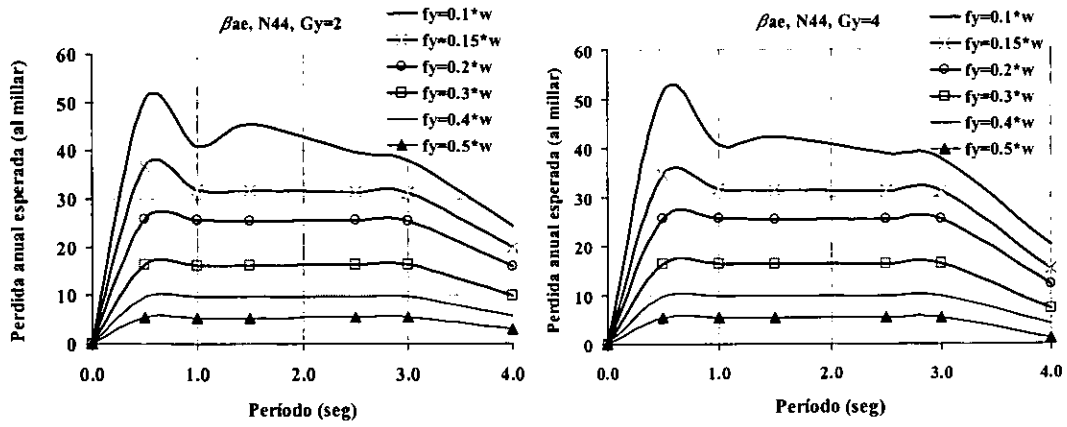


Figura 5.17: Espectros de Prima pura, para diferentes resistencias y capacidades dúctiles en los sitios N44 y piedemonte de Santa Fé de Bogotá.

6 CONCLUSIONES.

Se obtuvieron relaciones de atenuación de aceleraciones mediante un procedimiento semiempírico basado en un modelo teórico de la sismología y el uso de la teoría de vibraciones aleatorias. Los resultados son buenos, y se demuestra que las leyes aquí determinadas tienen un mejor comportamiento que otras utilizadas en estudios previos en el territorio colombiano.

Las leyes evaluadas con rigor pretenden tratar de predecir los valores para distancias y magnitudes que aun no han podido ser registradas, por lo cual se trata de extender su aplicabilidad, basándose en todas las variables de tipo sismológicas que se tuvieron en cuenta.

No se deben hacer estudios donde el punto de análisis sea sólo la aceleración pico efectiva ya que se llegara a niveles bajos de correlación, como se ha visto se hace necesario la calibración de muchos parámetros en los cuales se identifican relaciones con las características de la corteza y los efectos sobre las ondas que viajan a través de ella.

De las leyes derivadas a partir de *EAF* puede observarse que las aceleraciones no presentan valores muy elevados para magnitudes grandes y distancias cercanas sobre roca, podría pensarse que el territorio tiene un nivel bajo de sismicidad y que la amenaza sísmica es baja; sin embargo lo anterior resulta lógico si bien es cierto que las últimas tragedias sísmicas de Colombia en los últimos 50 años, no se han debido a grandes sismos, sino a sismos pequeños muy cercanos a poblaciones como en los casos de Neiva(1967, $M_B=6.3$), Popayán(1983, $M_B=5.5$), Murindó(1992, $M_S=7.2$) y Armenia(1999, $M_L=6.2$); en los que los efectos indirectos como efectos locales de suelos blandos y topografía, además de construcciones antiguas hechas sin ninguna reglamentación, hicieron de pequeños eventos una desgracia. Los únicos grandes sismos en este siglo han sido siempre en la zona de subducción (1906 $M=8.9$, 1979 $M_S=7.8$), frente las costas de Tumaco (Nariño), donde la acción de los maremotos generados ha sido el factor fundamental de devastación de la población, desafortunadamente de ellos no se cuenta con información suficiente para poder estimar el nivel de aceleración máxima generada.

Los siguientes estudios de derivación de leyes deben estar encaminados a encontrar los parámetros libres que minimicen el error con respecto a las amplitudes de cada espectro y obtener leyes de atenuación de *EAF* consistentes; esto sin duda llevara a una mejor comprensión del problema sísmico en el país.

Las nuevas tendencias de diseño pretenden diseñar estructuras que presenten comportamiento sísmico predeterminado por parte del diseñador; como se menciono, constituyen una ampliación, generalización y formalización del diseño al estado limite actual.

Es necesaria la implementación de programas de desarrollo de normas que estipulen no sólo las demanda sísmica en un lugar, sino también la vulnerabilidad estructural y las pérdidas

admisibles asociadas a cada uno de los diferentes escenarios de diseño; son necesarios estudios de confiabilidad que permitan conocer con certidumbre las reales probabilidades de falla, en la búsqueda de la optimización del diseño.

Se han presentado bases técnicas para la estimación de la demanda sísmica sobre estructuras en la República de Colombia. Estas incluyen avances en la evaluación de sismicidad, leyes de atenuación peligro sísmico. El esquema presentado brinda todas las intensidades necesarias para el desarrollo de nuevos criterios de diseño basados en desempeño estructural, para cualquier intensidad deseada.

En Colombia los reglamentos de construcción siempre han seguido los criterios de normas de otros países por medio de adaptaciones en muchos casos admisibles; si esta tendencia se mantiene resulta seguro que en el futuro se establezca la necesidad de implementar los nuevos criterios de diseño que ya están siendo motivo de investigación e implementación en Estados Unidos, Nueva Zelanda o Japón.

De modo casi general el peligro sísmico hallado en esta investigación resultó inferior al propuesto por las NSR98; Como se explicó anteriormente, esto se debe al uso de relaciones de atenuación que sobrestiman de forma sistemática las intensidades, como se detalla en el capítulo II. Sin embargo, los factores de reducción de las normas colombianas son mucho más drásticos y dividen el espectro de peligro uniforme por factores superiores a los propuestos en este artículo, llegándose a resultados de demandas similares.

De lo anterior puede concluirse que el peligro sísmico en Colombia resulta ser menor al propuesto en la NSR98; por el contrario la vulnerabilidad estructural, debido a las prácticas constructivas y la falta de uso de reglamentación e interventoría en zonas marginadas o no controladas resulta ser mayor de lo que se cree; de tal suerte que Colombia es un país de alto riesgo sísmico.

Se han podido establecer variaciones en la forma de los espectros elásticos debidas a efectos tales como, la distancia de las fuentes, periodos de retorno; esto permite una aclaración a los criterios para representación de diferentes condiciones de diseño, los cuales establecen constantes de amplificación o reducción en todo el rango de periodos; ejemplo de ello se vislumbra en el factor 1.3 para edificaciones vitales descrito en el inciso 3.2.1. También fue posible la identificación de la variación de dichos factores de forma geográfica en el territorio.

Se han presentado bases técnicas para la estimación de la demanda sísmica de estructuras sobre condiciones de suelo blando, tomando como ejemplo a Bogotá. Estas incluyen avances en la evaluación de sismicidad, leyes de atenuación y efectos de sitio. El esquema presentado brinda todas las intensidades necesarias que se puedan requerir para nuevos criterios de diseño sismorresistente.

Los resultados de peligro varían con respecto a anteriores realizados dependiendo de la región; por ejemplo, para las zonas de piedemonte se encontró mucho mayor peligro que el estudio MZSB(1997), por el contrario en las zonas firmes el peligro resultó menor; para las zonas lacustres y de terrazas los resultados mantienen el orden de magnitud; sin embargo, en los periodos largos se presentan diferencias.

Es práctica en Colombia y muchos otros lugares usar sismos de diseño con periodo de retorno (T_r) de 475 años; sin embargo, esto resulta una herencia de normas americanas que no necesariamente se aplican en la nación; por ejemplo, en las zonas de piedemonte para fines de este estudio probablemente se debería usar un T_r menor de 475 años, por el contrario en suelo firme el efecto se invierte. Por lo cual es necesario realizar estudios de vulnerabilidad, confiabilidad y pérdidas que definan cual es la pérdida que se esta dispuesto aceptar para un sismo con determinado T_r .

En la evaluación de efectos locales el problema medular, como se comentó, consiste en evaluar las funciones de transferencia de la mejor forma posible. En este ejemplo se dedujeron a partir de perforaciones con las que se obtuvo la estratigrafía y posterior uso del método lineal equivalente, esto resulta una aproximación válida; sin embargo, para el caso específico de Bogotá, la mejor forma además de lo anterior sería establecer FT empíricas generadas a partir de sismos reales; afortunadamente esto necesita una instrumentación que para el momento se acaba de instalar mediante modernos acelerógrafos en la ciudad.

Los cocientes espectrales hallados mediante instrumentación junto al conocimiento detallado de la estratigrafía han permitido a varias ciudades del mundo contar con una solución más racional al problema.

Se han podido establecer variaciones en la forma de los espectros elásticos debidas a efectos tales como, la distancia de las fuentes, periodos de retorno y efectos no lineales de los suelos blandos; esto permite una aclaración a los criterios para representación de diferentes condiciones de diseño, los cuales establecen constantes de amplificación o reducción en todo el rango de periodos.

Se han presentado bases técnicas para la evaluación del riesgo sísmico teniendo en cuenta conceptos novedosos sobre un sitio que no contaba prácticamente con estudios de este tipo; se realizó un análisis de sensibilidad para sitios característicos de la sabana de Santa Fé de Bogotá en los cuales fue posible evaluar para diferentes combinaciones de capacidad estructural el daño asociado.

Fue evaluado el riesgo consistentemente teniendo en cuenta todas las condiciones de peligro, sismicidad y efectos no lineales de estructuras y de suelo, esto llevo a un cálculo acertado de las pérdidas. Se brindaron bases para la estimación de variables útiles en la industria aseguradora tales como: la prima pura, prima neta. El riesgo evaluado muestra su utilidad en el planteamiento de futuros diseños por desempeño en el territorio.

Se hacen necesarios estudios complementarios de confiabilidad que permitan conocer cual es la verdadera probabilidad de falla asociada a la demanda evaluada en este estudio

7 REFERENCIAS

Se presentan las referencias usadas en el estudio, así como bibliografía adicional que se consideró útil en el desarrollo de esta investigación o resultar de interés para el lector.

- Abramowitz, M. And I. A. Stegun (1964), *Handbook of mathematical functions*, National Bureau of Standards, Applied Mathematics series.
- AIS(1998); *Normas Colombianas de diseño y construcción sismorresistente*, Ley 400 de 1997, decreto 33 de 1998, Santa Fé de Bogotá
- Aki. K. (1967). Scaling law of seismic spectrum, *J. Geophys. Res.* 72, 1217-1231.
- Alonso, J., Miranda, E. and Santa-Ana, P., "Inelastic Displacement Demands for Structures Built on Soft Soils," *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 1996.
- Anderson, J. G. And S. Hough (1984). A model for the shape of the Fourier amplitude spectrum of acceleration at high frequencies, *Bull. Seism. Soc. Am.* 74,1969-1994.
- Applied Technology Council (1995), " a critical review of current approaches to earthquake resistant design", Report *ATC-34*, Redwood City, California, USA.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Comité AIS 300 (1996), *Estudio general de Amenaza Sísmica de Colombia*, Santa Fe de Bogotá.
- ATC-13, (1985). Earthquake damage evaluation for California, FEMA.
- Aviles, J. Perez R. L.E. (1996) Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth, *Soil Dyn. And Earth. Eng.* 15 11-27. Elsevier, U.K.
- Bertero, V.V., Anderson, J.C., Krawinkler, H., and Miranda, E., "Design Guidelines for Ductility and Drift Limits: Review of the State-of-the-Practice and State-of-the-Art in Ductility and Drift-Based Earthquake-Resistant Design of Buildings", *Report No. UCB/EERC-91/15*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, July 1991.
- Boomer, J. J.; and Martinez-Pereira A.(1999); "The effective duration of earthquake strong motion"; *Journal of Earthquake Engng*, Vol 3, No 2, 127-172; Imperial College Press.
- Boore, D. M. y W. B. Joyner (1984). A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitude of transient signals, *Bull. Seism. Soc. Am.* 74,2035-2039.
- Boore, D. M., Joyner ,W. B. and Fumal T (1997), " Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western north American earthquakes: a summary of recent works; *seismological research letters*, Vol 68,#1
- Boore. D. M. (1983). Stochastic simulation of high-frequency ground motion based on seismological models of radiated spectra, *Bull. Seism. Soc. Am.* 73,1865-1884.
- Boore. D. M. (1986). The effect of finite bandwidth on seismic scaling relationship, *Earthquake Source Mechanic, Geophysical monograph 37* (Maurice Ewing 6), American Geophysical Union, 275-283
- Boore. D. M. And G. M. Atkinson (1987). Stochastic prediction of ground motion and spectral response parameters at hard rock sites in eastern North America, *Bull. Seism. Soc. Am.* 77,440-467.
- Boore. D. M. y J. Boatwright (1984). Average body wave radiation coefficients, *Bull. Seism. Soc. Am.* 74,1615-1621.
- Bouchon M. (1973) "Effect of topography on surface motion", *Bull. Seism. Soc. Am.* 63, pp 615 – 632.
- Brune, J. N. (1970). Tectonic Stress and the spectra of seismic S waves from earth, *J. Geophys. Res.* 75, 4997-5009.

- Brune, J. N. (1976). The physics of earthquakes string motion, *Seismic Risk and Engineering Decisions*, editors, Lomnitz and Rosembueth, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam
- Bufaliza, M. (1984), Atenuación de intensidades sísmicas con la distancia en sismos mexicanos, *tesis de maestría*, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Cartwright, D. E. y M. S. Longuet Higuins (1956). The statistical distribution of the maxima of a random function, *Proc. Roy. Soc. London*, Ser. 76, 5002.
- Castro, R., Singh, S.K., y Mena, E. (1988), An empirical model to predict Fourier amplitude spectra of horizontal ground motion, *Earthquake Spectra*, 4, 675-686.
- Chopra, A. K. (1995), *Dynamics of Structures, Theory and applications to Earthquake Engineering*; Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 07458
- Chopra, A.K. and Goel, R. (2000), "Capacity-demand diagram methods based on inelastic design spectrum", *proc 12th WCEE*, Auckland, New Zealand.
- Clough, R. And J. Penzien (1993), *Dynamics of Structures*, Mc Graw Hill, New york.
- Coppersmith Kevin y Youngs Robert (1990). Improved Methods for Seismic Hazard Analysis in the Western United States. *Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Mayo 20-24, 1990, Palm Springs, California (Vol. 1).
- Cornell, C.A. y E. Vanmarcke (1969). The mayor influences on seismic risk. *Proc.*, 4th WCEE, Santiago de Chile, vol.I,A-1,69-83.
- Cornell, C.A. y Winterstein, S.R. (1988), Temporal and magnitude dependence in earthquake recurrence models, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 1522-1537.
- CRQ – Universidad de los Andes (1997) "Microzonificación Sísmica Preliminar de la Ciudad de Armenia – Quindío".
- Davenport A G (1964)"note on the distribution of the larguest value of a random function with application to gust loading", *Proc. Inst. of C. E.* 28,187-196
- Davis, P.J. (1964). "Gamma function and related functions", in *Handbook of Mathematical Functions*, M. Abramowitz and I. Stegun, editors, Dover Publications Inc., New York.
- Donovan, N. (1973), "Earthquake Hazard for buildings", Buildings practices for disaster mitigation, Building series 46, U.S. Department of comerse, National Bureau of Standards
- Esteva L y Villaverde R (1974), Seismic risk, design spectra and structural reliability, *Memorias V congreso mundial de Ingeniería Sísmica*, Roma, Italia, 2586-2597
- Esteva L. (1970), Regionalización sísmica para fines de ingeniería; serie azul, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Esteva, L., O. Díaz, A. Terán y J. García (1988). Costos probables de daños causados en construcciones, Informe Interno 8750, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Fajfar, P. (1998) "Trends in seismic design and performance evaluation approaches", *Proceedings of the eleventh European conference on earthquake engineering*; Balkema, Rotterdam
- Fajfar, P. (1999) "Capacity Spectrum meted based on inelastic demand spectra" *Earthquake Engng. Struct. Dyn* Vol. 28, 979-993
- Federal Emergency Management Agency. NEHRP (1997) "*Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*". FEMA 274. Preparado por el Applied Technology Council.
- Freeman S. A. (1998) " Development and use of capacity spectrum method", *proc. 6th U.S. National Conference Earthquake Engng*; EERI, Oakland, CA.
- Freeman, S., A. Nicoletti J. P. and Tyrell J.V. (1975) "Evaluations of existing building for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", *proc. 1st US National Conference Earthquake Engng*, EERI, Berkeley, CA.
- Fundación ICA (1988). Experiencias derivadas de los sismos de 1985, *Noriega Editores*, México DF.
- Gautschi, W y Cahill, W, F (1965), Exponential integral and related functions, *Handbook of mathematical functions*, M Abramowitz and I, Stegun, Dover publication, New york.
- Gutenberg and Richter (1956), Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration, *Bull. Seism. Soc. Am.* 46, 105-145.
- Gutenberg, B. y Richter, C.F. (1944). Frequency of Earthquakes in California, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 34, 185-188.
- Hanks, T C (1982), f_{max} , *Bull. Seism. Soc. Am.* 72, 1867-1879.
- Hanks, T. C. y McGuire R. K. (1981) The character of high frecueny strong ground motion, *Bull. Seism. Soc. Am.* 71, 2071-2095.
- Hardin B.O., Drnevich V. P. (1972) "Shear Modulus and Damping in Soil: Design equations and curves", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol 98, No SM7,
- Hartzell, S. H. (1978), Eathquakes aftershocks as Green`sempirical function, *Gepphysical Research Letters*, 5, 104.

- Haskell, N (1964), Total energy and energy spectral density of elastic waves radiation from propagating faults, 2, a statistical source model, *Bull. Seism. Soc. Am.* 56, 125-140.
- Herrmann, R B (1985), An extension of random vibration theory estimates of strong ground motion to large distances, *Bull. Seism. Soc. Am.* 73, 157-171.
- Houston, H. y Kanamori, H. (1986), Source characteristics of the 1985 Michoacan, Mexico earthquake at short periods, *Geophys. Res. Lett.*, 13, 597-600.
- Idriss, I.M. (1990), "Response of soft soil sites during earthquakes," in J.M. Duncan, Ed., *Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium*, BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, Vol. 2, pp- 273-289.
- Ingeominas y UniAndes (1997) *Microzonificación sísmica de Santa Fé de Bogotá*; publicaciones Ingeominas; Santa Fé de Bogota; Ministerio de Minas y Energía (MZSB,1997)
- Jara, J.M. y Rosenblueth, E. (1988), Probability distribution of times between characteristic subduction earthquakes, *Earthquake Spectra*, 4, 499-529.
- Joyner, W.B. y Boore, D.M. (1981), Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the Imperial Valley, California, earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 71, 2011-2038.
- Joyner, W.B. y Boore, D.M. (1988); "Measurement, caracterización, and prediction of strong ground motions"; *Proc. Of Earthquake Engng. & Soil Dynamics II*; ASCE, Park city, Utah, June.
- Kanamori, H., Jennings, P.C., Singh, S.K. y Astiz, L. (1993), Estimation of strong ground motions in Mexico City expected for large earthquakes in the Guerrero seismic gap, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 83, 811-829.
- Karnopp, D. and Scharon, D. (1965). "Plastic deformation in random vibration", *Journal of the Acoustical Society of America* 39, No. 6, 1154-1161.
- Kelleher, J., Sykes, L. y Oliver, J. (1973), Possible criteria for predicting earthquake locations and their applications to major plate boundaries of the Pacific and the Caribbean, *J. Geophys. Res.*, 78, 2547-2585.
- Kiremidjian A. S. y Anagnos T. (1984). Stochastic Slip-Predictable Model for Earthquake Occurrences. *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.74, No.2, pp.739-755,
- Knopoff, L (1964), "Q", *Review of Geophysics*, 2 625-660
- Kostoglodov, V. y Bandy, W. (1994), Seismotectonic constraints on the convergence rate between the Rivera and north American plates, *J. Geophys. Res.*
- Krawinkler, H. (1997) "Research issues in performance based seismic engineering" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "Seismic Design *Methodologies for the Next Generation of Codes*" Memorias de International Conference at Bled, Slovenia. A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Kunnath SK, Reinhorn A. M., Park Y. J.,(1990) "Analytical model for reinforced concrete structures", *Journal of Struct. Engng.(ASCE)*; 116(4):996-1017
- Kunnath SK, Reinhorn A. M., Lobo R. F., (1992) "IDARC version 3.0: a program for the inelastic damage analysis of RC structures, Report NCEER-92-0022, National Centre for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York; USA
- Lermo, S. J.(2000) Comunicación personal, Instituto de Ingeniería; UNAM, CU, 04510.
- Luco J. E. (1985). On strong ground motion estimates based on models of the radiated spectrum, *Bull. Seism. Soc. Am.* 75,641-650.
- Martinez, S. , A. (1996), "Ecuación de atenuación de la energía sísmica en Colombia; *Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil*; Universidad Javeriana; Santa Fé de Bogotá.
- McGuire, R.K. (1973), "Seismic structural response risk analysis incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance, MIT, Department of civil engineering, research report R74-51
- McGuire, R.K. (1978), A simple model for estimating Fourier amplitude spectra of horizontal ground accelerations, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 68, 803-822.
- Meli, R. (1986). Evaluación de los efectos de los sismos de 1985 en los edificios de la Ciudad de México (3 volúmenes y 7 anexos), *Informe Interno DE/EST-V2/1*, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Meli, R. y Avila, J. (1988). Analysis of building response, *Earthquake Spectra*, 5, 1-18.
- Miranda, E. "Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Spectra", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 5, pp. 1319-1338, 1993a.
- Miranda, E. Ordaz, M. y Reinoso E. (1999) Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo; *memorias del XII Congreso de ingeniería sísmica* Morelia Michoacán.
- Miranda, E., "Assessment of the Seismic Vulnerability of Existing Buildings," *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 1996.
- Miranda, E., "Site-Dependent Strength Reduction Factors", *Journal of Structural Engineering* ASCE, Vol. 119, No. 12, pp 3505-3519, 1993b.
- Miranda, E., (1991) "Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings", *Ph. D Thesis*, University of California at Berkeley.

- Miranda, E. (1997), "Estimation of Maximum Interstory Drift Demands in Displacement-Based Design," *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, H. Krawinkler and P. Fajfar editor, Balkema.
- Miranda, E., Alonso, J., Ordaz, M. y Montoya, C., (1996) "Evaluación Simplificada del Riesgo Sísmico de Edificios en la Ciudad de México," *Reporte del Instituto de Ingeniería de la UNAM a la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros*.
- Miranda, E., and Bertero, V.V. (1994) "Evaluation of Strength Reduction Factors", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 10, No.2, pp. 357-379, 1994.
- Moehle, J.P., "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structures," *Earthquake Spectra*, Vol. 8, pp. 403-428, 1992.
- Moehle, J.P., "Displacement-Based Seismic Design Criteria," , *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 1996.
- Newmark, N M and Rosenblueth, E. (1971); *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Newmark, N. M. y Veletsos A. S (1960). Effect of inelastic behavior of simple system to earthquake motions, pp. 895-912, *Proc. of 3WCEE*, Tokio Japón.
- Newmark N. M., Hall W. J. (1982) "*Earthquake Spectra and design*"; EERI, Berkeley, CA, USA
- Ojeda, A. E. Y Martínez S. E. (1998), "Modelo para la atenuación de la energía sísmica en Colombia a partir de sismos registrados por la red nacional de acelerógrafos", *XII Jornadas Estructurales de la Ingeniería de Colombia*. Santa Fe de Bogotá.
- Ordaz, M. Y Reinoso E. (1987), Uso de la teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del reglamento para las construcciones del Distrito Federal, *Memorias VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México, A155-A167.
- Ordaz, M. Arboleda, Aguilar A (1999) "Crisis 99, sistema de computo para calcular peligro sísmico", *memorias del XII congreso nacional de Ingeniería sísmica*; Morelia, Michoacán
- Ordaz, M. Jara, J. M. Y Singh S. K. (1989), *Riesgo sísmico y espectros de diseño para el estado de Guerrero*, México, reporte del Instituto de Ingeniería, UNAM y el centro de investigación sísmica al gobierno del estado de Guerrero.
- Ordaz, M. Singh, S. K. Reinoso, E. Lermo, J. Espinosa, J. M. and Dominguez T. (1988), Estimation of response spectra in the lake bed zone of the valley of Mexico, *Earthquake Spectra*, 4, 815-834.
- Ordaz, M. y Faccioli, E. (1994). Site response analysis in the Valley of Mexico: Selection of input motion and extent of non-linear soil behaviour, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 23, 895-908.
- Ordaz, M. y Pérez R., L. E. (1998), Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic system: a new approach, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 27, 889-901.
- Ordaz, M. y Reinoso, E. (1987), Uso de teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del reglamento para las construcciones del Distrito Federal, *Memorias VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, A155-A167.
- Ordaz, M. y Singh, S.K. (1992), Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 82, 24-43.
- Ordaz, M., Arboleda, J. y Singh, S.K. (1995). A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.* 95.
- Ordaz, M., J.M. Jara y S.K. Singh (1989b), Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero, *Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México, D40-D56.
- Ordaz, M., Singh, S.K. y Arciniega, A. (1994), Bayesian attenuation regressions: an application to Mexico City, *Geophys. J. Int.*, 177, 335-344.
- Ordaz, M., Singh, S.K., Reinoso, E., Lermo, J., Espinoza, J.M., y Domínguez, T. (1988), Estimation of response spectra in the lake bed zone of the Valley of Mexico, *Earthquake Spectra*, 4, 815-834.
- Ordaz, S., Mario G. (1992), *Estimación de movimientos fuertes ante temblores Mexicanos de subducción*, tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería, División de estudios de postgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Papageorgiou, A. And Aki, K. (1985), Scaling Law of far -field spectra based on observed parameters of the specific barrier model, *PAGEOPH* 123, 353-374.
- Papoullis, A (1965) *Probability, Random Variables and Stochastic Processes*, Mc Graw Hill, Nueva york
- Park, Y. J. Ang, A. H. S. (1985) "seismic damage analysis of reinforced concrete buildings" *ASCE J. Struct. Engng.* 111(4), 722-739.
- Park, Y. J. Ang, A. H. S. Wen Y, K, (1987) "Damage-limiting aseismic design of building" *Earthquake Spectra* 3(1) 1-26
- Poland, C. y Hom, D. (1997) "Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "*Seismic Design Methodologies for the Next Generation of*

- Codes" Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Priestley, M.J.N. (1993), "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts between Design and Reality.", *Memories of Tom Paulay Symposium: Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings*, La Jolla, CA.
- Priestley, M.J.N.(1997), "Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1 No. 1, pp. 157-192.
- Priestley, M.J.N.(2000), "Performance based seismic design" *12th WCEE*, Auckland, New Zealand
- Reinoso, E, Ordaz, M. Guerrero, R. (2000) "Influence of strong motion duration in seismic design of structures" *Proceedings of 12th WCEE*, Auckland, New Zealand.
- Reinoso, E. y J. Lermo (1991). Periodos del suelo del Valle de México medidos en sismos y con vibración ambiental, *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, Col., 2.149-2.156.
- Reyes C. (1999). Tesis Doctoral, UNAM
- Riddell R. (1995); "Inelastic design spectra accounting for soil conditios"; *Earthquake Engng. and Struct. Dyn.* Vol 24, 1491,1510.
- Rosenblueth, E. (1951). "Basis of aseismic design", *Ph.D thesis*, University of Illinois at Urbana.
- Rosenblueth, E. (1953). Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos, *Ediciones ICA*, Serie B 14, 3-12.
- Rosenblueth, E. y Meli R. (1986). The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City, *Concrete International*, May.
- Rosenblueth, E., Ordaz M., Sanchez-Sesma, F.J. y Singh S.K. (1989), Design Spectra for Mexico's Federal District, *Earthquake Spectra*, 5, 273-291.
- Sadigh, K.; Chang, C. Y.; Egan; J.A.; Makdisi, F.; Youngs, R. R.(1997); "Attenuations relationship for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data", *Seismological research letters*, Vol 68(1)
- Sandoval P. (2000) "*Diseño sísmico por desempeño*" tesis presentada como requisito parcial para obtener el grado de maestro en Ingeniería, DEPMI; UNAM; México D.F.; Coyoacán 04510.
- Santa Ana, P. (1999) "factores de reducción de resistencia lateral en sistemas de varios grados de libertad"; *memorias del XII Congreso de ingeniería sísmica* Morelia Michoacán.
- Sarria, A., (1995), *Ingeniería Sísmica*, 2 edición, Ediciones Uniandes, Santa Fe de Bogota.
- Schnabel, P, B, Lysmer, J. y Seed H. B. (1972) "Shake a computer program for the earthquake response analysis of horizontally layered sites". University of California at Berkeley, EERC Report 72-12.
- SEAOC(1995) "Vision 2000" – "*Performance Based Seismic Engineering of Buildings*" Sacramento California. Structural Engineers Association of California.
- Seed H. B. (1986) "Influencia de las condiciones locales del suelo en movimientos del terreno y en daños a edificios durante sismos", *Octava Conferencia Nabor Carrillo*, México.
- Seed H. B., Alonso J. (1974) "Effects of Soil – Structure Interaction in the Caracas Earthquake of 1967", *First Venezuela Conf. on Seismology and Earthquake Engineering*.
- Seed H., Idriss I. (1969) "The influence of soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations División*, ASCE, Vol 94, 5171, 99-137.
- Seed H.B., Ugas C., and Lysmer J. (1976) "Site-dependent spectra for earthquake-resistant design", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, 221-243.
- Singh, S K, Apsel,R, Fried, J and Brune, J N (1982), "Spectral attenuation of SH waves along the imperial fault", *Bull. Seism. Soc. Am.* 72, 2003-2016.
- Singh, S.K., Bazán, E. y Esteva, L. (1980), Expected earthquake magnitude at a fault, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, 903-914.
- Singh, S K, Ordaz, M Anderson J G. Rodriguez M Quaas, R, Mena, E Ottaviani, M y Almora, D. (1989) "Análisis of near source strong ground motion recording along the Mexican Subdction zone", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 79, 1697-1717.
- Singh, S.K., Mena, E., Anderson, J.G., Quaas, R., y Lermo, J. (1990a), Source spectra and RMS acceleration of Mexican Subduction zone earthquakes, *Pure & Applied Geophys.*, 133, 447-474.
- Sozen, M.A., "Drift-Driven Design for Earthquake Resistance of Reinforced Concrete," *Proc. EERC-CURE Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero*, Berkeley, California, January, 1997.
- Udwadia, F. E. and M. D. Trifunac, (1974), Characterization of response spectra through statistics of oscillators response, *Bull. Seism. Soc. Am.* 110, 1757-1772.
- Vanmarcke, E.H. (1976). "Structural Response to Earthquakes", in *Seismic Risk and Engineering Decisions*, C. Lomnitz and E. Rosenblueth, editors, Elsevier Publishing Co., Amsterdam.
- Youngs R.R; Chiou, S. J., Silva, W. J., Humprey, J.R (1997); "Strong ground motion attenuation relationship for subduction zone earthquakes", *Seismological research letters*; Vol. 68 (1).
- Youngs Robert R. y Coppersmith Kevin J. (1985). Implications of Fault Slip rates and earthquake recurrence model to probabilistic seismic hazard estimates. . *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 75, No. 4, pp.939-964.