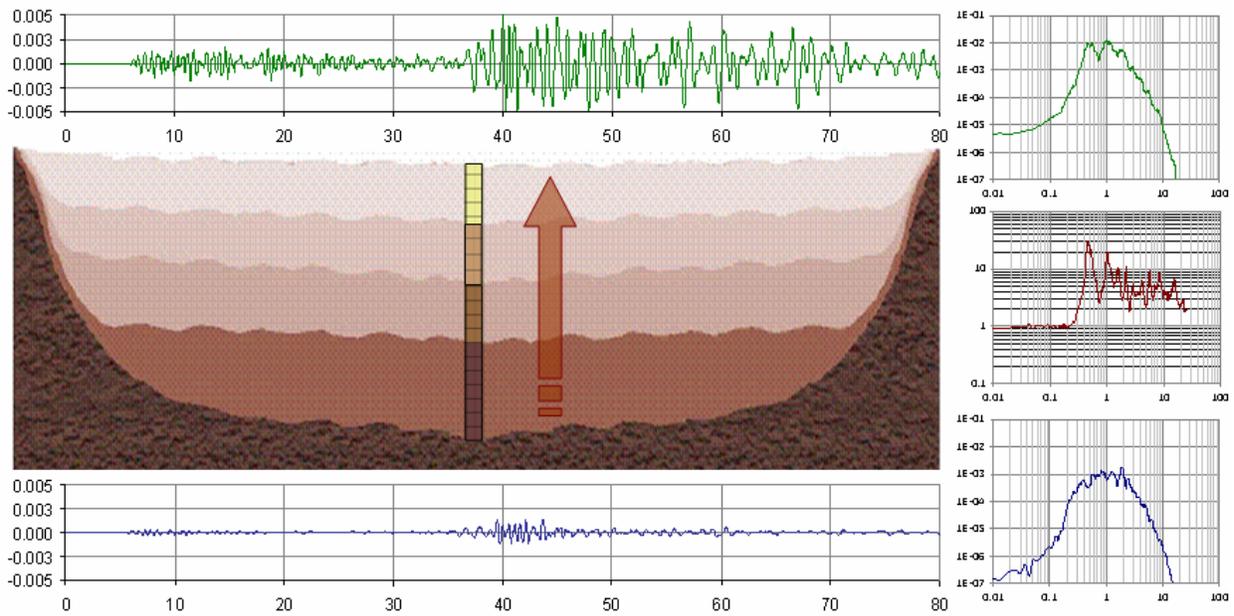


RESPUESTA DINÁMICA DEL SUBSUELO Y EFECTOS DE SITIO



CAPÍTULO 5 RESPUESTA DINÁMICA DEL SUBSUELO Y EFECTOS DE SITIO

5.1 INTRODUCCIÓN

5.1.1 Generalidades

La respuesta dinámica de los suelos genera grandes diferencias tanto en amplitud como en el contenido frecuencial de registros en superficie en comparación con las señales en terreno firme (p.e. sismo de México 1985). Los cambios en las señales sísmicas generados por la propagación de onda en los estratos de suelo inciden directamente en las solicitaciones y el comportamiento de las edificaciones ante un terremoto. Por esta razón para generar diseños adecuados en el desarrollo de obras civiles en países con amenaza sísmica alta o intermedia (como es el caso de Colombia) es de vital importancia estimar los efectos de amplificación o deamplificación sísmica generados por los estratos de suelo que componen el perfil estratigráfico.

En la actualidad se dispone de un gran número de procedimientos numéricos para estimar la respuesta dinámica del subsuelo. Estos procedimientos consideran en mayor o menor medida la complejidad del comportamiento dinámico de los suelos, en los cuales se evidencia un claro comportamiento no lineal. De todas las metodologías disponibles la que ha sido utilizada con mayor frecuencia es la propagación unidimensional de onda cortante utilizando un modelo lineal equivalente. Este procedimiento se basa en el concepto de la matriz propagadora planteado por Haskell en 1953.

Gracias al desarrollo de los computadores ha sido posible utilizar métodos que representan de mejor manera el comportamiento del entorno en el cual se desarrollan los problemas de la ingeniería. En particular la utilización de nuevas metodologías en el análisis de la respuesta dinámica del suelo ha arrojado resultados más cercanos a lo registrado en eventos sísmicos ocurridos en los últimos años.

La metodología de análisis implementada en el estudio de Microzonificación Sísmica de los municipios de Palmira, Tuluá y Buga [Ordaz, 1994] permite estimar intensidades sísmicas (aceleración espectral, aceleración máxima, velocidad máxima ó desplazamiento máximo del terreno, etc) con una tasa de ocurrencia dada, teniendo en cuenta no solo las características de las fuentes sísmicas (geométricas y de sismicidad) sino también los efectos que induce sobre las ondas sísmicas la propagación en un perfil de suelo. Con base en estos resultados es posible determinar zonas con comportamiento sísmico “homogéneo” en las cuales se pueda establecer recomendaciones específicas para el diseño y construcción de edificaciones.

La respuesta sísmica local o respuesta de sitio ha sido reconocida internacionalmente como un aspecto fundamental en los estudios de microzonificación sísmica de ciudades. Las metodologías propuestas en la actualidad para la evaluación de estos efectos de sitio pueden ser empíricas o teóricas, cada una de las cuales tiene ventajas y desventajas. Por un lado, los modelos teóricos, como los utilizados en los estudios de Microzonificación Sísmica de Popayán o los estudios de Microzonificación Sísmica de Bogotá permiten el análisis de sensibilidad de

diferentes factores y posibilitan el estudio de respuesta ante diferentes señales de entrada que representarían sismos hipotéticos futuros.

Sin embargo, este tipo de análisis requiere información geotécnica detallada y métodos computacionales avanzados. Por otro lado, existen los métodos empíricos que se basan en datos registrados ya sea de movimientos fuertes o débiles del terreno para diferentes ubicaciones en el área bajo estudio. Estos registros se analizan de diferentes maneras para obtener los períodos predominantes de vibración y las amplificaciones del terreno con respecto a registros en roca. Estos últimos métodos han tenido mucha difusión en los últimos años, especialmente en zonas de alta sismicidad donde es posible registrar una gran cantidad de eventos sísmicos de baja magnitud en lapsos de tiempo relativamente cortos. Sin embargo para su adecuada implementación requieren de un buen número de equipos lo cual implica altas inversiones iniciales y costos importantes asociados al mantenimiento de los equipos que conforman la red.

Dentro de los métodos empíricos se utilizan entonces las señales que puedan provenir de sismos pequeños y que sean registrados tanto en roca como en los suelos relativamente más blandos dentro de la zona de estudio. Estos datos son vitales ya que permiten conocer confiablemente, aunque sea a pequeñas amplitudes y por lo tanto probablemente en el rango elástico y de bajo amortiguamiento de los suelos, las características dinámicas de la respuesta de sitio. Con base en estas mediciones y utilizando modelos analíticos de los depósitos de suelo complementados con ensayos de laboratorio de muestras extraídas del mismo perfil de suelo se puede llegar a predecir de manera confiable la respuesta sísmica del subsuelo ante sismos de mayor intensidad. Por otro lado, cuando no se dispone de información de sismos menores o cuando se desea estimar la respuesta en sitios en los cuales no exista instrumentación sísmica, se ha propuesto utilizar registros de ruido sísmico ambiental, llamados comúnmente 'microtrepidaciones', 'microtremores' ó 'microsismos'.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente y con el alcance establecido, el presente capítulo incluye fundamentalmente la evaluación de la respuesta sísmica de los depósitos utilizando modelos unidimensionales en los que se analiza principalmente la eventual amplificación de las señales en el rango completo de frecuencias, sin tener en cuenta efectos topográficos o heterogeneidades en los depósitos subsuperficiales. La respuesta dinámica del subsuelo se conjuga con los modelos de amenaza sísmica presentados anteriormente para obtener la amenaza sísmica final a nivel de la superficie del terreno.

5.1.2 Metodologías de análisis

Durante un sismo, se presentan principalmente dos tipos de respuesta de sitio que pueden llegar a producir problemas de consideración. Uno en el que el suelo modifica el contenido frecuencial y la amplitud del sismo, haciéndolo más destructivo; en el otro el suelo mismo falla y se fisura, moviéndose horizontal y verticalmente.

Dentro de la literatura disponible, Finn (1991), Sanchez-Sesma et al (1988), Seed et al (1972), presentan las distintas aproximaciones que generalmente se usan para determinar la respuesta de sitio:

- *Estudio mediante métodos empíricos* que se basan en datos registrados ya sea de movimientos fuertes o de movimientos débiles del terreno para diferentes ubicaciones en el área bajo estudio. Estos registros se analizan de diferentes maneras para obtener los

períodos predominantes de vibración y las amplificaciones del terreno con respecto a registros en roca. Estos últimos métodos han tenido mucha difusión en los últimos años, especialmente en zonas de alta sismicidad donde es posible registrar un buen número de eventos sísmicos de baja magnitud en lapsos de tiempo relativamente cortos.

- *Registro de microtrepidaciones*, cuando no se dispone de información de sismos menores o cuando se desea estimar la respuesta en sitios en los cuales no exista instrumentación sísmica, se ha propuesto utilizar registros de ruido sísmico ambiental, llamados comúnmente ‘microtrepidaciones’ o ‘microtremores’
- *Estudio de la respuesta dinámica de sitio*, mediante modelos analíticos de propagación unidimensional de ondas de cortante, en los cuales el sitio es un medio semi-infinito estratificado en las distintas capas de material de suelo que componen el perfil (Schnabel et al., 1972). Este tipo de análisis es capaz de modelar la respuesta no-lineal e identificar las características más importantes de los movimientos sísmicos en superficie; el período de vibración de la columna de suelo, el corrimiento del período fundamental al ir incrementando la intensidad del movimiento sísmico y la amplificación o deamplificación de las aceleraciones a distintas frecuencias.

Investigaciones adelantadas por Lermo (1994) y otros han demostrado que el uso de métodos empíricos basados en factores de amplificación o relaciones espectrales derivadas de movimientos sísmicos de baja intensidad pueden no ser aplicables para estimar la respuesta de sitio frente a un movimiento sísmico fuerte.

5.1.3 Casos históricos – Efectos de sitio

Los estudios de la respuesta de sitio son esenciales para definir y entender el papel que juega el perfil geológico, las propiedades estáticas y dinámicas del suelo y la topografía en la respuesta sísmica de un sitio. Los efectos de sitio han contribuido enormemente a las muertes humanas y a los daños en las construcciones en los terremotos. Para ilustrar lo anterior, la Tabla 5.1 contiene una lista parcial de los sismos que han ocurrido en los últimos 70 años en el mundo, donde los efectos de sitio han sido importantes.

Dos sismos que han sido cruciales para entender la incidencia de las condiciones de sitio en la respuesta sísmica local y verificar las capacidades de los métodos mencionados anteriormente son el sismo de México (Michoacán) de 1985 y el sismo de Lomapieta de 1989.

Tabla 5.1 Sismos en que los efectos de sitio han sido importantes

SISMO	AÑO
Nigata	1964
Alaska	1964
Caracas	1967
Nihonkai-Chubu, Japón	1983
México	1985
Kalamata, Grecia	1986
Armenia, URSS	1988
Loma Prieta, USA	1989
Filipinas	1990
Armenia, Colombia	1999

El estado del conocimiento en materia de amplificación y deamplificación de los movimientos sísmicos en términos de la aceleración pico ha sido resumido en la Figura 5.1 (Singh, 1988). De acuerdo con ésta, la deamplificación en los suelos blandos comienza a partir de 0.1g y empieza a ser importante alrededor de 0.3g.

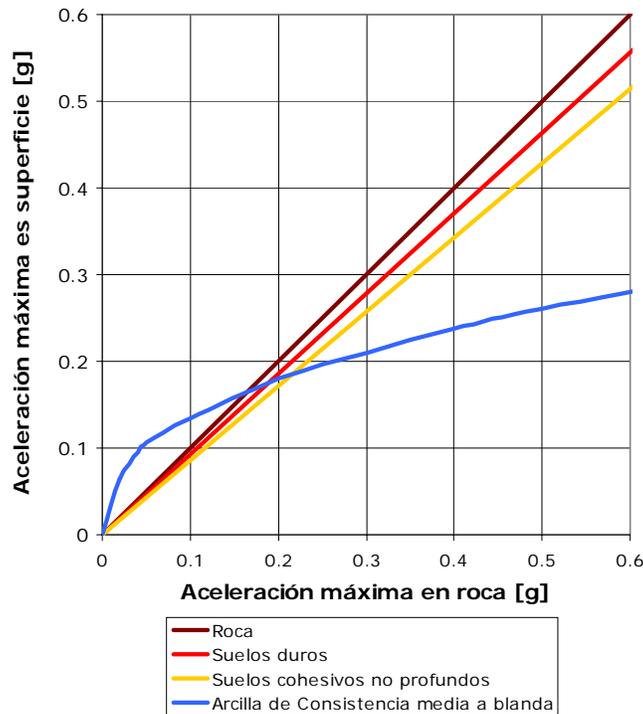


Figura 5.1 Amplificación y deamplificación de los movimientos sísmicos en términos de la aceleración pico (Fuente : Seed & Idriss, 1983)

La respuesta sísmica de los suelos arcillosos de México, y de los suelos blandos de California en el sismo de Lomapieta, cambió este punto de vista. Idriss (1990) proporciona una visión corregida de la amplificación o deamplificación y el resultado de sus investigaciones basadas en modelos unidimensionales de propagación ondulatoria se presenta en la Figura 5.2. En esta nueva versión, se aprecia que una mayor amplificación se atribuye ahora a los suelos blandos y que el rango en que la amplificación ocurre, subió de 0.1g a 0.4g. Al analizar las Figuras 5.1 y 5.2 surge un interrogante: ¿Por qué el entendimiento de la respuesta sísmica cambió tan dramáticamente de 1983 a 1990?. Una primera aproximación a la respuesta puede darse en términos de un mejor conocimiento por parte de los ingenieros del comportamiento dinámico de los suelos de alta plasticidad, tales como las arcillas de México.

El sismo de México y el de Lomapieta sirven para ilustrar los dos tipos principales de respuesta de sitio. El de México ilustra el tipo de respuesta en el que el suelo modifica el contenido frecuencial y la amplitud del sismo, haciéndolo más destructivo. Por otro lado, el sismo de Lomapieta ilustra el tipo de respuesta en el que el suelo mismo falla y se fisura, moviéndose horizontal y verticalmente, generando complementariamente problemas de licuefacción.

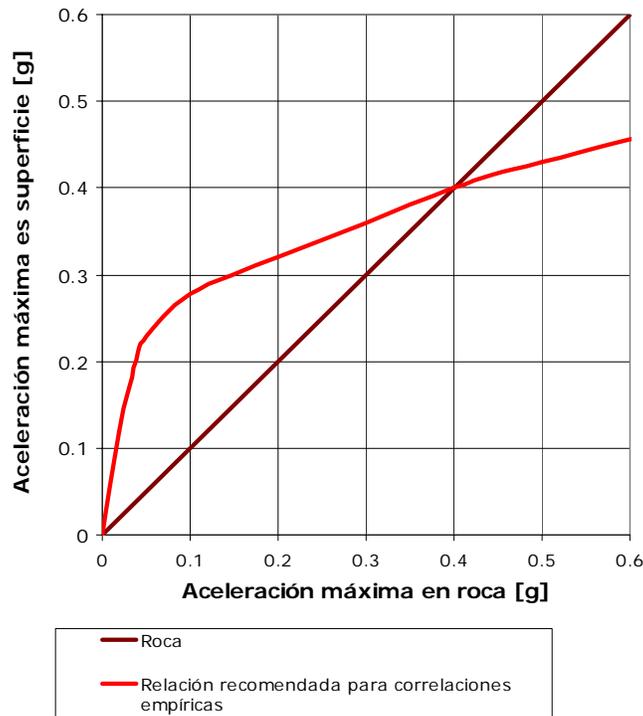


Figura 5.2 Corrección de la amplificación y deamplificación (Fuente : Idriss, 1990)

5.1.3.1 Sismo de México

En Septiembre 19 y 21 de 1985 dos grandes eventos sísmicos ($M_s=8.1$ y 7.5) ocurrieron en el segmento de la zona de subducción de la costa pacifica Mexicana (Chávez-García y Bard, 1994). El rompimiento se originó en el contacto de la placa Continental con la placa de Cocos, ubicándose el epicentro en la zona de silencio sísmico de Michoacán (Romo, 1986). El choque principal consistió de dos subeventos separados 26 segundos en el tiempo. La aceleración pico en la zona epicentral fue inusualmente baja (0.2 g a 20 km del epicentro).

El sismo de México causó fuertes daños en el valle de Ciudad de México, ubicado aproximadamente a 400 km de la zona epicentral. Las consecuencias de este sismo dejó trazos fuertes en la economía y en la vida diaria de la ciudad. Las aceleraciones máximas en la zona lacustre de la ciudad fueron del orden de las producidas en la zona epicentral y dejaron más de 50.000 personas sin hogar y pérdidas de billones de dólares (Chávez-García y Bard, 1994).

La importancia del sismo de México y sus consecuencias para la vida de una ciudad moderna construida de acuerdo con unos reglamentos sísmicos, ha dejado una enorme inquietud para los investigadores en sismología, ingeniería sísmica, dinámica de suelos y dinámica estructural. Los resultados de 65 proyectos de investigación, financiados por el Gobierno de México y de los Estados Unidos han sido publicados en tres números especiales de la Revista *Earthquake Spectra* en 1988 y 1989.

El estudio de los efectos de sitio y de las características de los registros sísmicos en ciudad de México, es muy importante ya que es el primer caso en el que se cuenta con gran cantidad de registros y se conoce en forma aceptable las características del subsuelo.

El valle de Ciudad de México se ha dividido en tres zonas de acuerdo con su formación geológica y geotécnica. La zona de los cerros, la zona de transición y la zona lacustre. Mientras que en la zona epicentral las aceleraciones registradas fueron bajas, dada la magnitud del sismo, las ondas sísmicas fueron sorprendentemente amplificadas dentro del valle de Ciudad de México, especialmente en la zona lacustre y la larga duración de los registros en dicha zona ha sido un aspecto aún investigado por distintos grupos técnicos a lo largo del mundo (Sanchez-Sesma et al, 1988; Singh et al, 1988).

En México se presentaron sitios en que las aceleraciones pico en suelo blando (zona lacustre) fueron del orden de 3 y 5 veces las aceleraciones registradas en roca (zona de los cerros) y la respuesta del subsuelo, permaneció esencialmente elástica no obstante, de ser el pico de aceleración de 0.2 g, lo cual es explicable al analizar las curvas normalizadas de módulo de corte contra deformación por cortante (G/G_{max} vs. γ) y de amortiguamiento contra deformación por cortante (Romo & Jaime, 1987), las cuales se presentan en la Figura 5.3. El módulo de corte, no muestra una degradación substancial para deformaciones menores a 0.1%, con lo cual la respuesta permanece elástica porque no ocurre una considerable pérdida de rigidez para las deformaciones desarrolladas en el sismo.

Dentro de las investigaciones adelantadas en Ciudad de México y presentadas en el *Earthquake Spectra*, es de resaltar la de Seed et al (1988) en la que se establece que los efectos en Ciudad de México tienen una enorme diferencia en intensidad y en los daños a edificios en distintas zonas de la ciudad. También allí se establece que la respuesta de sitio, es sensitiva a pequeños cambios en la velocidad de la onda de cortante del estrato superficial de arcilla de Ciudad de México, razón por la cual es necesario realizar una aproximación probabilística a la respuesta de sitio, que tome en cuenta las incertidumbres en las mediciones de la velocidad de la onda de cortante y en las características de los movimientos en la base rocosa.

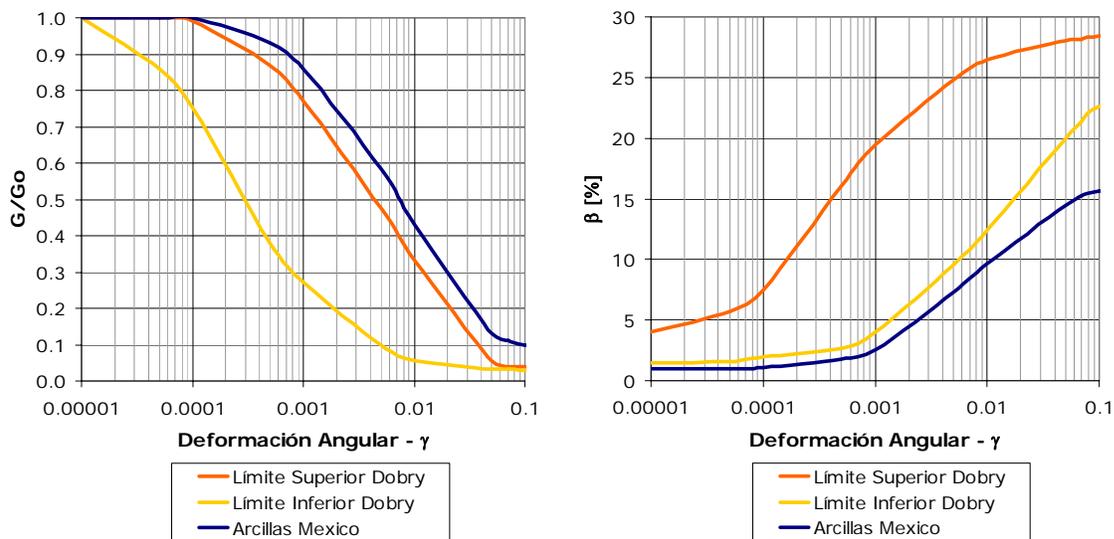


Figura 5.3 Relación entre modulo de cortante y coeficiente de Amortiguamiento vs Deformación (Fuente Dobry & Vucetic, 1987)

La metodología seguida por Seed et al (1988) para caracterizar la respuesta de sitio en Ciudad de México incluye el muestreo de suelos en las distintas estaciones acelerométricas ubicadas

en Ciudad de México y su correspondiente caracterización dinámica en el laboratorio, mediante ensayos de columna resonante y triaxial cíclico, determinación de las curvas normalizadas de módulo de corte contra deformación por cortante (G/G_{max} vs. γ) y de amortiguamiento contra deformación por cortante (β vs. γ) (Romo & Jaime, 1987), definición del registro de aceleraciones que mejor representaba los movimientos sísmicos en la formación rocosa (resultó ser el correspondiente a la UNAM), formulación de modelos unidimensionales tipo SHAKE (Schnabel et al, 1972) de los diferentes sitios de las estaciones acelerométricas y comparación de sus respuestas en términos del espectro de aceleración medido con el calculado usando los modelos.

El ajuste encontrado por Seed et al (1988) es calificado por ellos mismos como de “bueno a muy bueno”. Sin embargo, el alcance de los resultados de Seed et al (1988) ha sido cuestionado seriamente por Chávez-García y Bard (1994) ya que según ellos, para los valles de depósitos aluviales como el de ciudad de México, existe una paradoja tiempo-frecuencia para los modelos de propagación unidimensional; cuando se alcanza un buen ajuste en las funciones de transferencia (espectro de Fourier de la Señal en superficie dividido por el espectro de Fourier de la señal en roca), la simulación en el dominio del tiempo, presenta amplitudes más grandes que las registradas. Por otro lado, cuando se modifica el modelo para obtener un buen ajuste en términos de la respuesta espectral amortiguada, se obtienen funciones de transferencia de una amplitud muy baja respecto a las medidas. Sánchez-Sesma et al (1988) explican la paradoja tiempo-frecuencia como una consecuencia de la saturación del espectro de respuesta, esto es que el espectro de respuesta aunque es una herramienta muy versátil, no refleja las peculiaridades de los movimientos sísmicos y posee una poca sensibilidad a la duración del sismo y a la reflexión y difracción de las ondas sísmicas en las fronteras del valle de México (efectos 2D y 3D) (Chávez-García y Bard, 1994) lo que conlleva a la generación de ondas de Rayleigh y Love que quedan “atrapadas” en la superficie del valle generando resonancias con las ondas de cortante, lo cual hace que los registros en la zona lacustre de Ciudad de México sean inusualmente largos.

Como consecuencia de lo anterior, muchos investigadores han propuesto modelos más sofisticados de amplificación de tipo bidimensional (Chávez-García y Bard, 1994; Sanchez-Sesma et al, 1988) y a menor escala modelos tridimensionales. Lógicamente el costo de estas sofisticaciones es el requerimiento de recursos computacionales de alto nivel, dada la complejidad numérica y el tamaño de las redes de Elementos Finitos que se necesitan para poder representar adecuadamente la geometría del valle de Ciudad de México. Lo anterior conlleva finalmente a que lo que se encuentra en los artículos internacionales son modelos “cualitativos” o soluciones analíticas para casos 2D ó 3D llenas de suposiciones y limitaciones, que pueden dar algunas luces acerca de la respuesta sísmica de cuencas de depósitos aluviales pero no necesariamente reflejan la realidad observada.

5.1.3.2 Sismo de Lomaprieta

El 17 de Octubre de 1989 ocurrió un sismo de magnitud $M_s=7.1$ de 20 segundos de duración en la zona central de California. El epicentro se ubicó en el lugar denominado Lomaprieta, 16 km al este del pueblo costero de Santa Cruz (Ceresis, 1990). El sismo fue sentido en un área de 1'000.000 km² y produjo daños considerables en la zona epicentral, en la zona densamente poblada de la Bahía de San Francisco y en la ciudad de San Francisco. Según datos de Céresis (1990), el sismo causó 62 muertes, cerca de 3.000 heridos y dejó a más de 12.000 personas sin hogar; el costo de los daños se ha estimado en 7 billones de dólares.

El sismo de Lomaprieta se originó en la ruptura de un segmento de 40 km de longitud de la falla San Andrés bajo las montañas de Santa Cruz.

Se obtuvieron 125 registros en 93 estaciones de la Red del programa de instrumentación de California. En los registros también se incluyen los obtenidos en estructuras especiales tales como presas, viaductos y muelles.

Las mayores aceleraciones horizontal y vertical registradas ambas en la zona epicentral fueron 0.64g y 0.47g respectivamente. En la ciudad de San Francisco las aceleraciones variaron entre 0.09g en Rincón Hill al este de San Francisco a 0.21g en Presidio al oeste. En las islas de Yerbabuena y en Treasure se registró en roca 0.60g y 0.16g respectivamente.

Los efectos de sitio más notorios del sismo fueron los siguientes:

- Licuefacción de suelos en la zona epicentral y en el distrito de Marina en la Ciudad de San Francisco.
- Deslizamiento de laderas y caída de rocas en las montañas de Santa Cruz cerca de la región epicentral (Ceresis, 1990).
- Amplificaciones de los movimientos sísmicos en los suelos blandos lo que causó daños importantes a las construcciones de las poblaciones cercanas a la zona epicentral y especialmente en la bahía de San Francisco, en donde las características del suelo (rellenos hidráulicos de arena y estratos profundos de arcilla) magnificaron enormemente los movimientos sísmicos.

Análisis realizados a los registros de aceleraciones obtenidos en suelos blandos en el sismo de Lomaprieta (Seed et al, 1989) indican una máxima amplificación (en el orden de 3 a 6) para períodos largos.

Algunas conclusiones acerca de lo observado en la respuesta de sitio en los sismos de México y Lomaprieta son las siguientes:

Los sismos de México y Lomaprieta poseen algunas características en común. En ambos, los depósitos de arcilla o suelos blandos, suprayacen estratos de roca mucho más rígida localizada a no más de 100-200 m y la definición de “roca” es clara. En ambos, los picos de aceleración son relativamente pequeños ($a_{max} \approx 0.05$ a 0.1g) y fueron amplificados 2 a 4 veces por efecto del suelo. Las ordenadas de los espectros de respuesta fueron amplificadas más, en el orden de 8 a 15 para el sismo de México y 3 a 6 para el sismo de Lomaprieta.

Los efectos observados en los sismos mencionados llaman la atención hacia la posibilidad de que en otros sitios se generen efectos de amplificación equivalentes. Los sismos de Armenia (1999) y Pizarro (2004) son una demostración de que estos efectos ocurren en las ciudades colombianas (eje cafetero y departamento del Valle del Cauca correspondientemente), no solo en los depósitos compuestos por suelos volcánicos superficiales sino en las zonas de rellenos antrópicos ó zona con suelos arcillosos blandos.

5.2 MARCO TEÓRICO: MÉTODOS DE PROPAGACIÓN DE ONDA UNIDIMENSIONAL

5.2.1 Formulación General

Los movimientos del terreno en superficie en un depósito de suelos no saturado horizontal pueden ser atribuidos principalmente a la propagación vertical de las ondas cortantes desde la formación rocosa. En esos casos el depósito de suelo puede ser considerado como una viga unidimensional de cortante, debido a que los movimientos en el terreno inducidos por la excitación sísmica en la base son únicamente resultado de la deformación de cortante del suelo.

Uno de los primeros intentos para calcular los movimientos de las capas de suelo sujetas a vibración en la base fue realizado por Jacobsen en 1930. Jacobsen asumió que el suelo se comporta como un material viscoelástico lineal y que la rigidez del suelo es constante con la profundidad, y que el movimiento en la base es horizontal, armónico y simple. Jacobsen utilizó este procedimiento para estimar la amplificación del suelo para depósitos aluviales.

Kanai, Herrera y Rosenblueth y otros investigadores estudiaron con mayor profundidad el mismo problema. La ecuación utilizada por estos investigadores para modelar la respuesta del depósito de profundidad finita ante un movimiento horizontal era:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left[G(z) \frac{\partial u}{\partial t} \right] = -\rho a_g \quad (1)$$

En la cual:

- ρ : densidad de masa del suelo.
- c : amortiguamiento viscoso
- u : desplazamiento relativo
- z : altura desde la superficie del depósito
- t : tiempo
- a_g : aceleración horizontal en la base del depósito
- $G(z)$: módulo de cortante a una profundidad z .

Si $G(z)$ es constante con la profundidad la ecuación se reduce a una ecuación diferencial parcial lineal hiperbólica. Si la aceleración a_g es cero, entonces el valor de u en la ecuación anterior corresponde al desplazamiento absoluto a una profundidad z .

Ambraseys consideró que la rigidez del depósito se incrementa linealmente con la profundidad, es decir $G(z) = k * z$, en donde k es una constante. La amplificación del subsuelo y el periodo natural del depósito fueron calculados analíticamente.

En el comienzo de la década de los 70's se desarrollaron un gran número de investigaciones con el fin de determinar las variables que rigen la rigidez de los suelos con la profundidad, en estas investigaciones se encontró que el módulo de cortante (G) en depósitos compuestos por suelos granulares aumenta en proporción a la raíz cuadrada ó la raíz cúbica de la presión de confinamiento. Idriss y Seed utilizaron una variación descrita por la siguiente ecuación

$G(z) = k \cdot \sqrt[3]{z}$, en la cual k es una constante de proporcionalidad. Introduciendo este término en la ecuación 1 se obtiene una ecuación diferencial parcial hiperbólica de segundo orden, la solución de esta ecuación se obtuvo por el método de separación de variables.

Para analizar un depósito con material lineal elástico con variación irregular, Idriss y Seed utilizaron un modelo con masas concentradas. La solución con masas concentradas era esencialmente la utilización del método de las diferencias finitas para resolver la ecuación de estado.

En 1927 Sezawa asumió que el suelo se comporta como un sólido de Voight (es decir, un resorte conectado en paralelo con un disipador viscoso) para amplitudes de deformación relativamente pequeñas. Utilizando esta suposición Kanai planteó la solución al problema de propagación vertical de ondas planas en una capa de suelo viscoelástico. La ecuación de movimiento para este sistema viscoelástico es:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \mu \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} = 0 \quad (2)$$

En la cual:

- ρ : densidad de masa del suelo.
- G : módulo de rigidez
- u : desplazamiento relativo
- z : altura desde la superficie del depósito
- μ : viscosidad del suelo
- t : tiempo

La ecuación 2 fue utilizada por Schnabel, Lysmer y Seed para calcular la respuesta de un depósito de suelo ante una señal de entrada en cualquier lugar del sistema.

Si la excitación en la base corresponde a una función armónica con amplitud máxima W y frecuencia ω , entonces la solución de la ecuación 2 es la siguiente:

$$u(z,t) = W e^{i\omega t} \frac{e^{i\omega z/v^*} + e^{-i\omega z/v^*}}{e^{i\omega H/v^*} + e^{-i\omega H/v^*}} \quad (3)$$

Por lo tanto:

$$V(z,t) = i \cdot \omega \cdot u(z,t) \quad (4)$$

Donde:

- H : espesor total del depósito.
- V : velocidad absoluta de la partícula a una profundidad z y un tiempo t .
- v^* : velocidad de cortante compleja igual a $v^* = \sqrt{(G + i\mu\omega)/\rho} = \sqrt{G^*/\rho}$ en la cual G^* es el módulo de cortante complejo.
- z : altura desde la superficie del depósito
- μ : viscosidad del suelo
- t : tiempo
- ρ : densidad

El método de las características en la forma de solución gráfica fue usado por primera vez por Westergaard en 1933, para encontrar el cortante horizontal en edificios idealizados como vigas de cortante. Este método solo podía ser utilizado si la excitación en la base tenía una forma simple (p.e. una función sinusoidal).

En la década de los 60 fueron solucionados un gran número de problemas de transientes en sistemas hidráulicos mediante el método de las características en los cuales la ecuación diferencial representativa era hiperbólica. En 1973, Streeter, Wylie y Richart utilizaron el método de las características para la propagación de ondas en suelos. Las ondas de cortante inducidas por el sismo en materiales lineales y con rigidez degradante con el desplazamiento fueron considerados por estos autores. El comportamiento del suelo en la ecuación utilizada en esta investigación fue dividido en dos términos diferentes, el primero de los términos es proporcional a las deformaciones de cortante (γ) y el segundo de los términos es proporcional al cambio de la deformación de corte. Con estas suposiciones se obtiene la siguiente expresión:

$$\tau = G \frac{\partial u}{\partial z} - \mu \frac{\partial^2 u}{\partial z \partial t} = 0 \quad (5)$$

En la cual:

- τ : esfuerzo cortante
- G : módulo de rigidez
- V : velocidad de la partícula
- u : desplazamiento relativo
- z : altura desde la superficie del depósito
- μ : viscosidad del suelo
- t : tiempo

Bajo condiciones dinámicas la ecuación de movimiento puede ser escrita como:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0 \quad (6)$$

Se debe anotar que si deriva la ecuación 5 con respecto a z y se substituye en la ecuación 6, se obtiene la ecuación 2. Debido a la velocidad es $V = \partial u / \partial t$, la ecuación 6 puede ser escrita de la siguiente manera:

$$\rho \frac{\partial V}{\partial t} - \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0 \quad (7)$$

Derivando la ecuación de estado (Ec. 5) con respecto al tiempo y utilizando la velocidad de la partícula en vez del desplazamiento, Streeter, Wylie y Richard obtuvieron la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} - G \frac{\partial V}{\partial z} - \mu \frac{\partial^2 V}{\partial z \partial t} = 0 \quad (8)$$

El tercer término de la ecuación 8 fue aproximado de la siguiente manera:

$$\frac{\partial^2 V}{\partial z \partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right) = \frac{1}{\Delta t} \left[\frac{\partial V}{\partial z} - \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right)_C \right] \quad (9)$$

En esta ecuación el subíndice C denota el valor determinado en el punto C del diagrama z-t (Fig 5.5). Mediante el uso de diferencias finitas la ecuación 8 se convierte en la siguiente expresión:

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} - \left(G + \frac{\mu}{\Delta t} \right) \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\mu}{\Delta t} \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right)_C = 0 \quad (10)$$

Las ecuaciones 7 y 10 son dos ecuaciones diferenciales parciales con dos variables dependientes (el esfuerzo cortante y la velocidad de la partícula) y dos variables independientes (la profundidad de la capa de suelo y el tiempo). El método de las características es una técnica matemática utilizada para transformar estas ecuaciones diferenciales parciales en cuatro ecuaciones diferenciales ordinarias que pueden ser resueltas mediante el uso de una técnica adecuada de diferencias finitas.

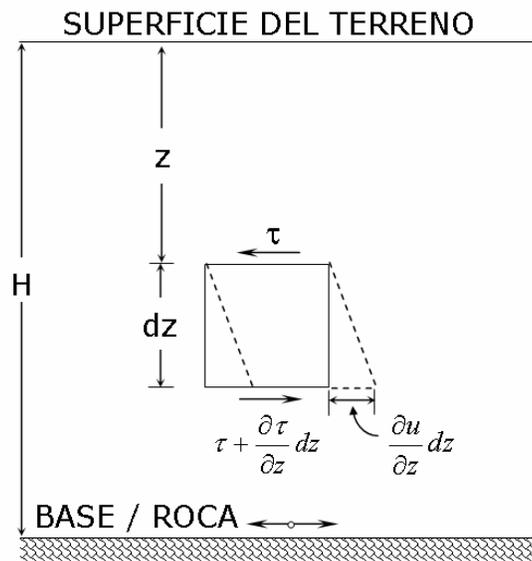


Figura 5.4 Esquema elemento unidimensional de suelo

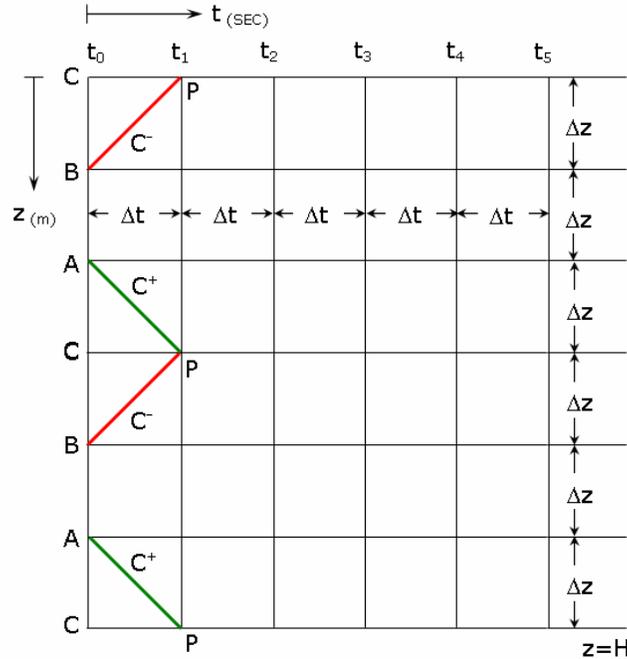


Figura 5.5 Líneas características en el plano z-t para seis divisiones de suelo

Si la ecuación 7 multiplicada por un valor desconocido θ es agregada a la ecuación 10, obteniendo la siguiente expresión:

$$\left[\frac{\partial \tau}{\partial t} + \theta \frac{\partial \tau}{\partial z} \right] - \rho \theta \left[\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{\rho \theta} \left(G + \frac{\mu}{\Delta t} \right) \frac{\partial V}{\partial z} \right] + \frac{\mu}{\Delta t} \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right)_C = 0 \quad (11)$$

Utilizando la definición de la derivada Euleriana, es aparente que los términos que se encuentran en paréntesis en la ecuación 11 se convierte en derivadas totales si:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \theta = \frac{1}{\rho} \left(G + \frac{\mu}{\Delta t} \right) \quad (12)$$

Despejando se obtiene:

$$\theta = \pm \sqrt{\frac{G}{\rho} + \frac{\mu}{\rho \Delta t}} = \pm v_s \quad (13)$$

En donde:

- G : módulo de rigidez
- μ : viscosidad del suelo
- ρ : densidad del suelo
- t : tiempo
- v_s : velocidad de onda cortante aparente del suelo.

La velocidad aparente del suelo v_s es igual a la pendiente de las líneas características en el diagrama z-t (Figura 5.5). Las ecuaciones 11 y 13 son nombradas como C^+ cuando θ es de

signo positivo y como C^- cuando θ tiene signo negativo. Estas expresiones se presentan a continuación.

$$C^+ \begin{cases} \frac{\partial \tau}{\partial t} - \rho \cdot v_s \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\mu}{\Delta t} \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right)_C = 0 & (14) \\ \frac{\partial z}{\partial t} = v_s & (15) \end{cases}$$

$$C^- \begin{cases} \frac{\partial \tau}{\partial t} + \rho \cdot v_s \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\mu}{\Delta t} \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right)_C = 0 & (16) \\ \frac{\partial z}{\partial t} = -v_s & (17) \end{cases}$$

La cantidad $(\partial V / \partial z)_C$ fue expresada en términos de una diferencia finita central para los puntos internos del diagrama z-t. Las fronteras fueron implementadas mediante un esquema de diferencias finitas hacia adelante o hacia atrás. Después de haber especificado un intervalo de tiempo conveniente, el cual deberá ser constante en todos los cálculos, las ecuaciones 14 y 16 se convierten en las siguientes expresiones:

$$C^+ = \tau_P - \tau_A + \rho \cdot v_s (V_P - V_A) + \frac{\mu}{2\Delta z} (V_P - V_A) = 0 \quad (18)$$

$$C^- = \tau_P - \tau_B - \rho \cdot v_s (V_P - V_B) + \frac{\mu}{2\Delta z} (V_P - V_A) = 0 \quad (19)$$

Resolviendo las ecuaciones 18 y 19 las cantidades desconocidas τ_P y V_P pueden ser halladas. La distancia del intervalo Δz en las ecuaciones 18 y 19 es igual a:

$$\Delta z = \Delta t \sqrt{\frac{G}{\rho} + \frac{\mu}{\rho \Delta t}} \quad (20)$$

En el caso más simple, Δz puede corresponder a un submúltiplo del espesor total del depósito. Para casos más complicados, como rigidez variando con la profundidad deben ser tratados mediante el uso de interpolaciones.

En la superficie del terreno la condición de borde es $\tau_P = 0$. Por lo tanto V_P puede ser hallado mediante el uso de la expresión C^- de la siguiente manera:

$$V_P = V_B + \tau_P - \frac{\tau_B}{\rho \cdot v_s} - \frac{\mu}{\Delta z} (V_C - V_B) \frac{1}{\rho \cdot v_s} \quad (21)$$

En la base la condición de borde consiste en la función de V_P conocida debida a la excitación sísmica bajo consideración. De acuerdo a lo anterior τ_P puede ser hallado mediante el uso de la expresión C^+ de la siguiente manera:

$$\tau_P = \tau_A + \rho \cdot v_s (V_P - V_A) - \frac{\mu}{\Delta z} (V_C - V_A) \quad (22)$$

El diagrama z-t (Figura 5.5) ayuda a entender la solución paso a paso. En un tiempo t_0 el esfuerzo de cortante τ y la velocidad de la partícula V se asumen como valores conocidos (condiciones iniciales). Si el terremoto se inicia en el tiempo t_0 y el depósito es horizontal, entonces τ y V serán cero en ese tiempo (condiciones estáticas). Estos valores permiten el cálculo de τ y V en los puntos P (un delta de tiempo después) utilizando las ecuaciones 18, 19, 21 y 22. El mismo procedimiento es utilizado en el paso siguiente.

Hasta este punto todos los métodos mencionados consideran que el suelo se comporta como un material viscoelástico, lo cual puede corresponder al caso de pequeñas deformaciones de cortante. Sin embargo la mayor parte de los suelos presentan un comportamiento altamente no lineal, Hardin y Drnevich en 1963 demostraron experimentalmente que este comportamiento puede ser aproximado a una hipérbola.

Parmelee y Seed y Idriss utilizaron una solución de masas concentradas para estimar la respuesta sísmica de un depósito estratificado aproximando el comportamiento no lineal del suelo mediante un modelo histerético bilineal. Las masas concentradas eran conectadas con un modelo de Voigt unido en serie con un amortiguador viscoso, para representar la característica de reptación (creep) del suelo. Las ecuaciones de movimiento fueron solucionadas utilizando una metodología paso a paso.

Constantopoulos modeló el suelo como una serie de masas concentradas, resortes y amortiguadores. Los resortes utilizados eran no lineales utilizando la relación de esfuerzo deformación descrita por la curva de Ramberg-Osgood. La solución fue encontrada mediante integración directa en el dominio del tiempo.

Streter, Wylie y Richart utilizaron la relación no lineal de esfuerzo deformación de Ramberg-Osgood en conjunto con las ecuaciones apropiadas de estado y movimiento. Estos investigadores utilizaron un modelo distribuido (es decir un modelo en el cual las propiedades varían con la profundidad pero se asumen constantes entre ciertas profundidades) y resolvieron el problema de propagación unidimensional de onda cortante mediante el empleo del método de las características con intervalos de tiempo e interpolaciones específicas. Este modelo es el utilizado en el programa CHARSOIL desarrollado por los mismos autores.

Gracias al aumento en la capacidad y en la velocidad de procesamiento de los computadores ha sido posible el desarrollo de metodologías más robustas para estimar los efectos de sitio. Estas metodologías incluyen complejos modelos inelásticos para representar el comportamiento del suelo y representaciones bidimensionales y tridimensionales de la realidad.

Dentro de los diferentes métodos de estimación de los efectos de sitio el que se utiliza con mayor frecuencia actualmente es el método lineal equivalente implementado en programas como: SHAKE91 (desarrollado en la Universidad de California en Berkeley por Seed, Idriss, Lysmer, Sun y Schnabel) y EERA (desarrollado en la Universidad de California del Sur por Bardet, Ichi y Lin) por su fácil manejo y la capacidad de obtener resultados rápidamente.

A continuación se describe en términos generales la metodología empleada en la presente investigación para estimar los efectos de sitio (Método Lineal Equivalente mediante el programa de cálculo SHAKE 91)

5.2.2 Programa de Análisis: SHAKE 91

El programa original (SHAKE) fue desarrollado a comienzos de la década de los 70 por Per B. Schnabel, John Lysmer y Harry B. Seed en la Universidad de California en Berkeley, el lenguaje utilizado en el programa original fue Fortran IV. Entre 1991 y 1992 Idriss y Sun implementaron una serie de cambios para generar una mayor flexibilidad en la entrada de datos y la posibilidad de correr en versión PC DOS, esta versión recibe el nombre de SHAKE91, este programa ha sido utilizado para un gran número de estudios que tratan el tema de propagación de onda y la estimación de la respuesta y las sollicitaciones de un depósito de suelo ante una movimiento sísmico. A partir del código fuente de SHAKE91 se han desarrollado una serie de programas de computador con entrada y salida de datos gráfica, entre estos programas se encuentra el EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits) desarrollado por Bardet, Lin y Tobita en la Universidad de California del Sur.

El programa SHAKE 91 es el programa de computador más utilizado para resolver problemas de propagación de onda en depósitos unidimensionales de suelo. Este programa calcula la respuesta de un depósito de suelo conformado por estratos horizontales que se encuentran sobre sujetos a una transiente generada por la propagación vertical de ondas de corte. El método se basa en la solución propuesta por Kanai para la ecuación de onda y el algoritmo de transformada rápida de Fourier. El movimiento utilizado como base para el análisis puede ser aplicado en cualquiera de las capas o estratos que componen el depósito. Pueden ser analizados sistemas compuestos por estratos con propiedades básicas variables tales como rigidez, densidad, curvas de degradación y amortiguamiento. Se utiliza el modelo lineal equivalente mediante un procedimiento iterativo para obtener propiedades del suelo compatibles con las deformaciones que se presentan en cada una de las capas.

El modelo lineal equivalente consiste en una modificación del modelo de Kelvin-Voigt para tener en cuenta algunos tipos de no linealidades. La no linealidad y el comportamiento de esfuerzo deformación de los suelos es aproximado durante ciclos de carga como se muestra en la Figura 5.6. El módulo de corte equivalente, G , es tomado como el módulo secante G_s , que depende de la amplitud de deformación cortante γ . Como se muestra en la Figura 5.6, G_s para un ciclo histerético simétrico controlado por deformación es:

$$G_s = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (23)$$

En donde τ_c y γ_c son el esfuerzo y la deformación cortante respectivamente. El amortiguamiento con respecto al crítico en el modelo lineal equivalente β , se calcula para obtener la misma pérdida de energía en un ciclo de carga a la que se presenta en un ciclo de histéresis del suelo.

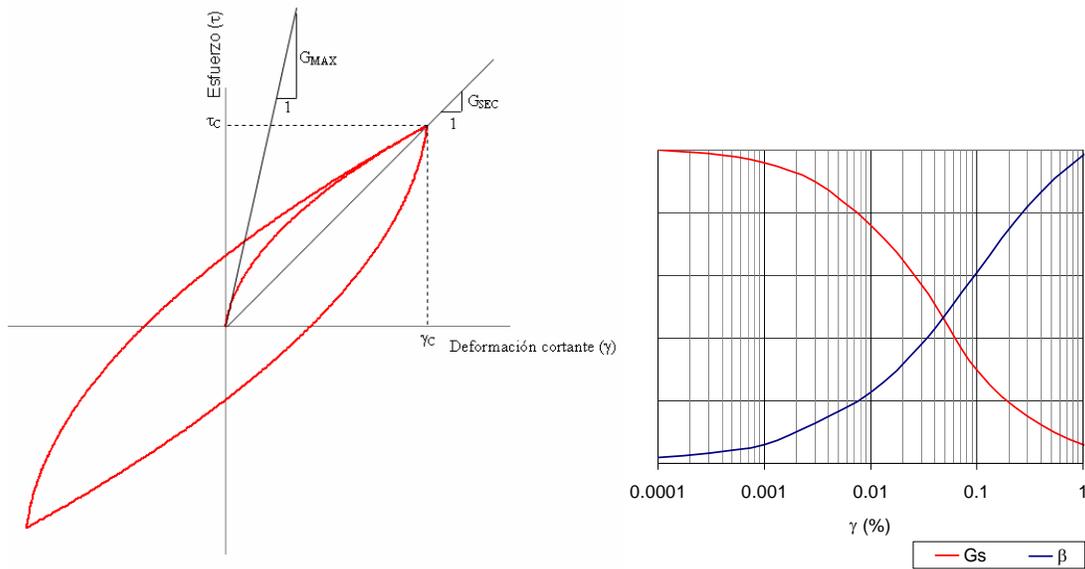


Figura 5.6 Curvas modelo lineal equivalente

Adicionalmente a la solución de la ecuación de onda el programa permite calcular espectros de respuesta, espectros de Fourier, funciones de transferencia, entre otras.

5.2.3 Programa de Análisis: DEEP SOIL

DEEP SOIL es un programa desarrollado en Visual Basic ® que permite el cálculo de efectos de sitio mediante un modelo unidimensional. En este programa el comportamiento no lineal del suelo puede ser modelado mediante un análisis lineal equivalente ó un análisis no lineal (modelo no lineal hiperbólico) paso a paso.

El programa desarrollado por Youssef Hashash y Duhee Park en la Universidad de Illinois (Urbana-Champaign) tiene una interfaz gráfica para el ingreso de datos y post procesamiento de los resultados.

Si el análisis de propagación de onda unidimensional realizado es del tipo no lineal, el amortiguamiento del suelo (amortiguamiento histerético) se introduce en el modelo a través de una nueva formulación con la cual es posible tener en cuenta modos de vibración superiores al primer modo de vibración del depósito. Esta nueva formulación representa de una forma más cercana el amortiguamiento que se presenta en procesos de propagación de onda para depósitos con profundidades superiores a 50 m (Hashash & Park, 2002).

5.3 CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE MODELOS UNIDIMENSIONALES

5.3.1 Introducción

Con el fin de desarrollar una metodología de análisis de la respuesta sísmica de depósitos de suelo basada en modelos teóricos del comportamiento del mismo, se hace necesario contar con una información básica confiable que permita realizar la calibración de los modelos. Lo ideal para lograr este objetivo sería un conjunto de registros de acelerogramas en diferentes sitios en los cuales debería conocerse en detalle las características geotécnicas básicas y las propiedades dinámicas de los suelos predominantes en el perfil. Se requerirían señales a nivel de la roca en profundidad al igual que las señales de respuesta en superficie. Estas señales en superficie deberían ser preferiblemente en campo libre para evitar la interacción con una estructura dada, la cual tiende a cambiar la forma general de la señal, tanto en amplitud como en duración y contenido frecuencial. Además deberían instalarse en sitios donde no se presenten efectos topográficos de consideración, a menos que unos instrumentos se dispongan especialmente para estudiar este tipo de fenómenos.

Una vez conformado el modelo del perfil estratigráfico en los diferentes sitios disponibles y habiendo asignado las propiedades estáticas y dinámicas a cada uno de los suelos característicos, puede obtenerse la función de transferencia correspondiente al modelo de análisis para diferentes niveles de aceleración, mediante la división del espectro de Fourier de la señal en superficie por el espectro de Fourier de entrada (registro en roca). En la Figura 5.7 se presenta un esquema del proceso utilizado para determinar la función de transferencia del depósito de suelo. El proceso de calibración consistiría en lograr reproducir los efectos de sitio observados en los registros de campo mediante el uso del modelo analítico.

Luego de calibrado, el modelo puede utilizarse para estimar la respuesta esperada ante otras excitaciones diferentes como es el caso de los sismos de diseño definidos. La metodología permitiría además establecer la respuesta en sitios diferentes a los puntos de calibración teniendo como información básica la estratigrafía y las propiedades estáticas y dinámicas de los suelos dominantes.

Para el presente caso no se cuenta con información adecuada para realizar una calibración propiamente dicha. Lo anterior debido principalmente a la falta de registros a nivel de roca con los cuales se pueda calcular analíticamente la respuesta en superficie para entonces compararla con los registros a nivel de superficie. En algunas de las réplicas si se tiene algunos registros en roca pero desafortunadamente los registros son demasiado pequeños lo cual no permite una adecuada calibración. Dadas las limitantes anteriormente mencionadas los modelos unidimensionales de comportamiento dinámico no fueron calibrados con datos locales de la zona por no estar disponibles. La puesta en marcha de la red de acelerógrafos de los tres municipios servirá para que en un futuro se realice esta calibración con datos locales y se realicen las modificaciones y ajustes que sean necesarios a los resultados de este estudio. A pesar de lo anterior debe indicarse que la metodología de respuesta dinámica ha sido calibrada en gran cantidad de situaciones no solo a nivel nacional sino a nivel mundial, demostrando la gran capacidad de estos modelos de representar la realizada siempre y cuando se alimenten con la información adecuada.

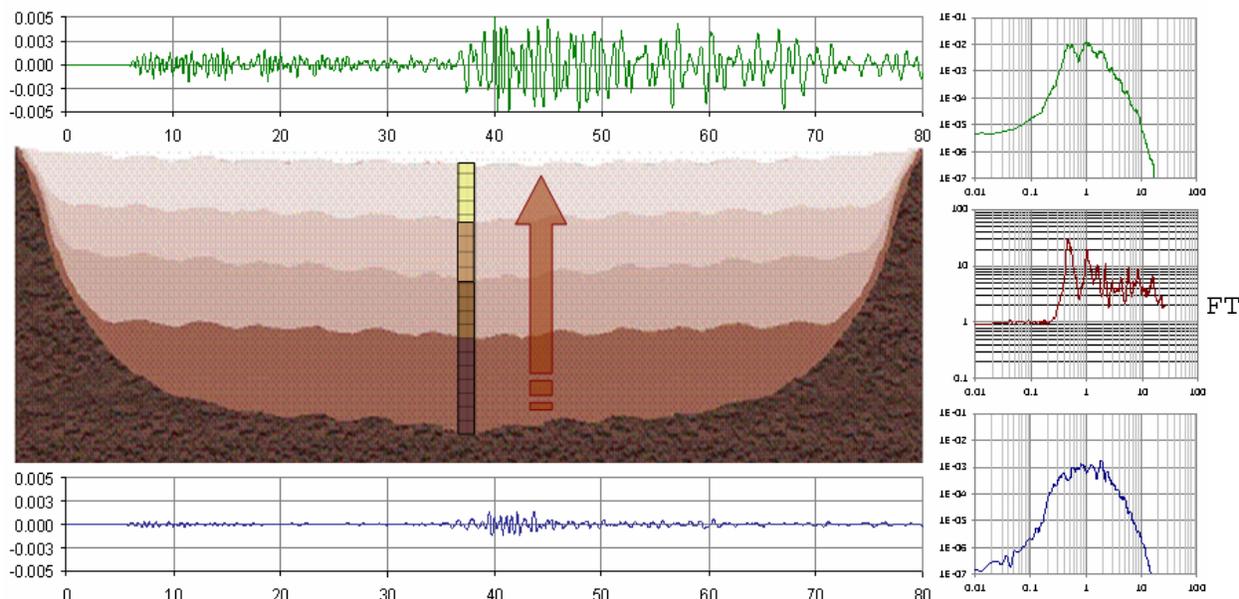


Figura 5.7 Esquema efectos de sitio y cálculo de funciones de transferencia

En este estudio se emplean modelos unidimensionales (tipo Shake o Deepsoil) para representar el comportamiento del depósito de suelo, las principales razones para el uso de este tipo de modelos son:

- Este tipo de modelos han demostrado una gran capacidad para reproducir el comportamiento registrado en depósitos de suelos con características similares a las que se presentan en las tres ciudades estudiadas.
- Estos modelos han sido utilizados a nivel mundial para estudios similares al presente.
- Para generar modelos bidimensionales o tridimensionales del depósito de suelo sería necesario una información con un mayor nivel de detalle que la recolectada en el presente estudio. Por lo cual, gran parte de las variables necesarias para desarrollar el modelo tienen que inferirse generando que los resultados de este tipo de modelos tengan asociados unos mayores niveles de incertidumbre.

Las hipótesis en las que se basan todos los modelos analíticos que se presentan en este Capítulo son las siguientes:

1. Los estratos de suelo se extienden uniformemente y hasta el infinito en dirección horizontal y la capa inferior es el semiespacio infinito.
2. La respuesta principal del depósito de suelo es la producida por la propagación vertical de ondas de cortante provenientes de la formación de roca subyacente.
3. Las propiedades no lineales del suelo se modelan a través de sistemas viscoelásticos lineales equivalentes. Cada estrato que se modela es homogéneo e isotrópico y se caracteriza por su densidad de masa, espesor, módulo de corte y factor de

amortiguamiento y por las características de degradación de estas últimas propiedades con la deformación por cortante.

Dadas las limitaciones de los modelos implementados en este estudio, para proyectos de construcción que se desarrollen en zonas cercanas a las zonas montañosas (principalmente en el municipio de Buga) se requiere el desarrollo de estudios más detallados que permitan establecer la incidencia de los accidentes topográficos en la respuesta dinámica. A pesar de esto los modelos unidimensionales siguen dando una buena indicación del tipo de respuesta dinámica aunque se requiere evaluar la incidencia de los efectos locales en la amplitud y contenido frecuencial de las ondas.

Con base en la información geotécnica disponible y en casos de análisis similares (véase por ejemplo el caso de México, Seed H. B, Romo M., Sun J., Jaime A. & Lysmer J., 1988) se puede esperar que la respuesta del subsuelo de la zona de estudio puede analizarse esencialmente mediante los modelos unidimensionales descritos.

En cada uno de los análisis realizados sobre modelos unidimensionales de propagación de onda es posible obtener curvas en función de la profundidad de degradación del módulo de cortante, amortiguamiento efectivo promedio de cada uno de los estrato, deformación unitaria promedio de la capa, la curva de aceleración en función de la profundidad y la función de transferencia del depósito de suelo. En las Figuras 5.8 a 5.10 se presentan los resultados obtenidos para un modelo de 70 m de espesor con las propiedades promedio encontradas en la ciudad de Palmira. Se propagan dos registros sísmicos en el perfil, el primero corresponde al sismo de Chalfant Valley (Estados Unidos, 1986) con una aceleración máxima de 50 cm/s² (0.05 g), la segunda señal de análisis es un registro del sismo Whittier Narrows (Estados Unidos, 1987), con una aceleración máxima de 200 cm/s² (0.20 g).

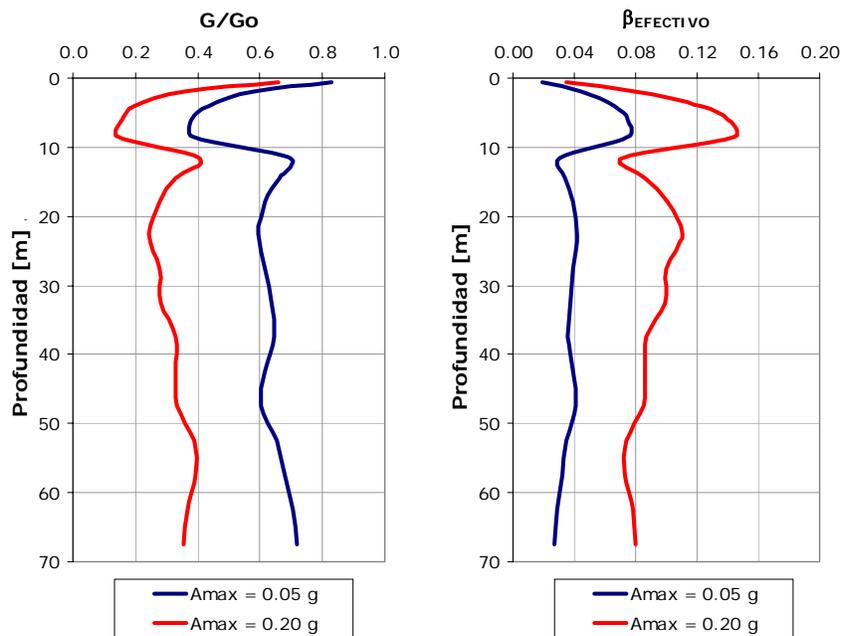


Figura 5.8 Degradación del módulo de rigidez y amortiguamiento efectivo en función de la profundidad

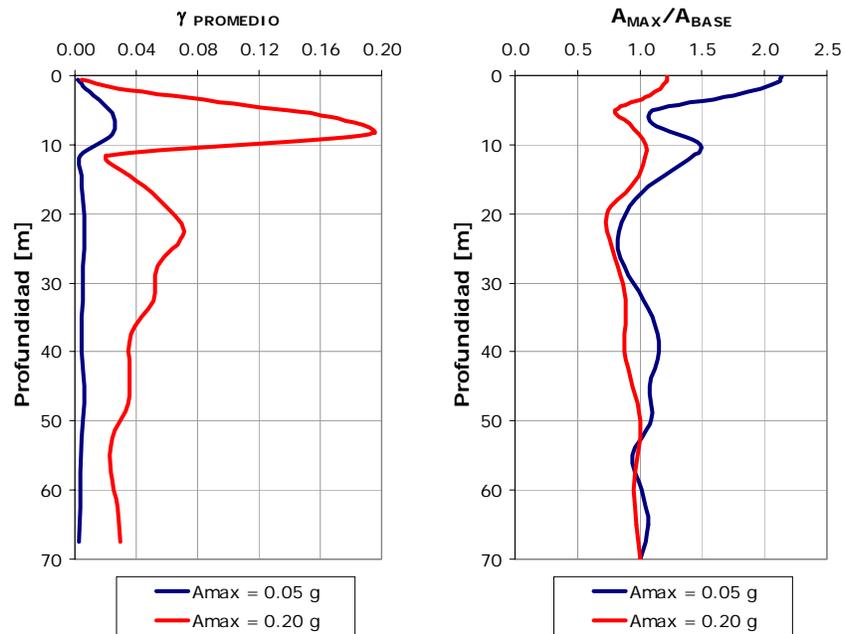


Figura 5.9 Deformación cortante promedio y aceleración máxima en función de la profundidad

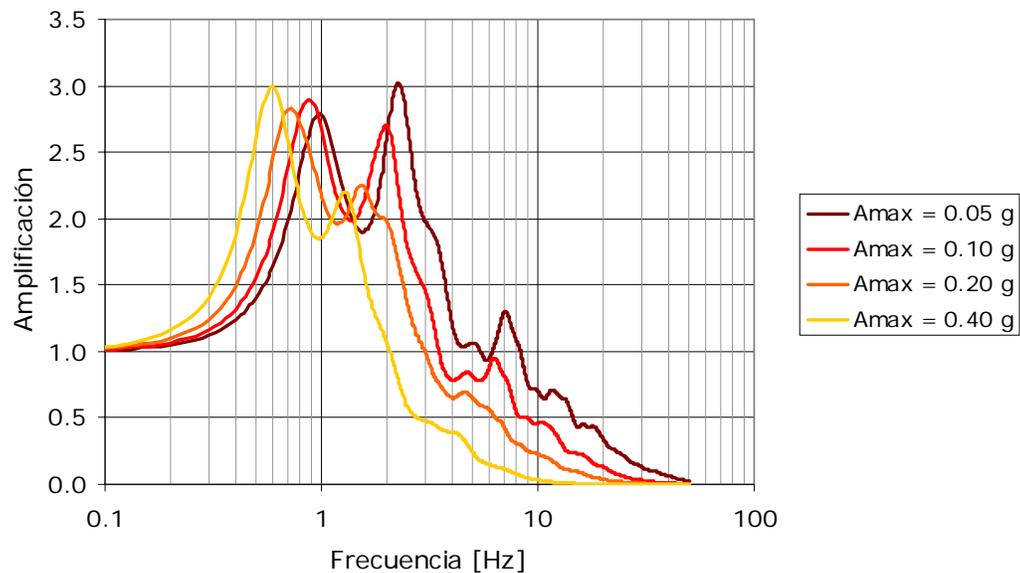


Figura 5.10 Funciones de Transferencia modelo de análisis

5.4 CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SEGÚN MODELOS ANALÍTICOS PARA PALMIRA, TULUÁ Y BUGA

5.4.1 Análisis de Sensibilidad

En este numeral se desarrollan análisis de sensibilidad para determinar la importancia de algunas de las variables que están involucradas en el problema de propagación de ondas sísmicas en depósitos de suelo. Para lo anterior se generan modelos de referencia para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga. Este modelo de referencia está conformado con los parámetros y variables que se estiman más probables en cada municipio. Una vez conformado el modelo de referencia, el análisis de sensibilidad se realiza modificando las diferentes variables en sus rangos de variación correspondientes con respecto al modelo de referencia. Las variables se modifican una a la vez para lograr un análisis independiente de la sensibilidad de cada parámetro.

El análisis de sensibilidad incluye los siguientes parámetros:

- **Sondeo Representativo:** se trata de la estratigrafía principal seleccionada para conformar el modelo de referencia.
- **Metodología de estimación de efectos de sitio:** pretende evaluar las diferencias que se obtiene al utilizar diferentes metodologías de análisis. La metodología de referencia es el análisis de espectros de amenaza uniforme. Los análisis alternativos corresponden a una señal sintética generada a partir del espectro de amenaza uniforme en roca (señal amenaza uniforme) y unas señales características, que corresponden a señales de sismos reales registrados en condiciones similares a las esperadas con parámetros básicos ajustados según el análisis de amenaza realizado.
- **Modelo con terciario y basamento:** se analiza una consideración adicional en la cual se incluye en el modelo el estrato de rocas del terciario y la modelación se proyecta hasta la profundidad en la cual se estima está el basamento rocoso (ver capítulos 2 y 4).
- **Profundidad de roca base (Terciario):** se consideran tres posibles valores basados en la información existente, principalmente el informe geológico. El valor intermedio corresponde al valor de referencia.
- **Velocidad de onda de corte en la roca:** se toman tres valores característicos para cada uno de los municipios. Los valores están basados en la información geológica, en comparaciones con valores esperados en este tipo de rocas y en las mediciones realizadas que se presentan en el Capítulo 4. Los valores intermedios corresponden a los valores de referencia.
- **Variación de la velocidad de onda con la profundidad:** se consideran tres posibles tendencias de variación de la velocidad de onda de cortante con la profundidad. El valor medio de la tendencia general medida y extrapolada en profundidad con los métodos explicados en el Capítulo 4. Los valores medio más y menos una desviación estándar y sus respectivas proyecciones en profundidad. Los valores correspondientes a la media son los valores de referencia.

- Forma de la curva de degradación: se consideran dos posibles alternativas. La primera en la cual las curvas de degradación de la rigidez de los suelos es independiente de la profundidad y del esfuerzo efectivo. La segunda, que corresponde al modelo de referencia, en la cual las curvas de degradación varían con el esfuerzo efectivo, es decir con la profundidad de los depósitos.
- Tipo de Análisis no lineal: se consideran dos tipos de análisis. El análisis tradicional no lineal equivalente que es el de referencia y que corresponde al utilizado en el programa SHAKE y el análisis de respuesta dinámica contra el tiempo utilizado por el modelo de análisis DEEPSOIL.
- Tipo de señal de entrada para análisis sísmico: se estudian las posibles variaciones en la respuesta en función del tipo de señal de entrada. En este caso se consideran señales hipotéticas de sismos cercanos, intermedios y lejanos.

En la Tabla 5.2 se resumen las diferentes variables consideradas en el análisis de sensibilidad y las variaciones en cada uno de los parámetros para los municipios estudiados.

Tabla 5.2 Variables y parámetros para el análisis de sensibilidad

Parámetro de Sensibilidad	Palmira	Tulúa	Buga
Sondeo Representativo	Parque del Azúcar	Instituto Tomás Uribe	Federación Nacional de Cafeteros
Metodología de estimación de efectos de sitio	Señales Amenaza Uniforme Amenaza Uniforme Señales Características	Señales Amenaza Uniforme Amenaza Uniforme Señales Características	Señales Amenaza Uniforme Amenaza Uniforme Señales Características
Modelo con terciario y basamento	Terciario: H=200 m y Vs=1000 m/s	Terciario: H= 200 m y Vs= 800 m/s	Terciario: H= 200 m y Vs= 800 m/s
Profundidad de roca base (Terciario)	200 450 600	100 200 400	100 150 300
Velocidad de onda de corte en la roca	800 1000 1200	600 800 1000	600 800 1000
Variación de la velocidad de onda con la profundidad	$\mu + \sigma$ μ $\mu - \sigma$	$\mu + \sigma$ μ $\mu - \sigma$	$\mu + \sigma$ μ $\mu - \sigma$
Forma de la curva de degradación	Independiente de la prof. Dependiente de la prof.	Independiente de la prof. Dependiente de la prof.	Independiente de la prof. Dependiente de la prof.
Tipo de Análisis no lineal	SHAKE DEEPSOIL	SHAKE DEEPSOIL	SHAKE DEEPSOIL
Tipo de señal de entrada para análisis sísmico	Cercana Intermedia Lejana	Cercana Intermedia Lejana	Cercana Intermedia Lejana

Nota: en negrita se indican los valores de referencia para los parámetros. El conjunto de valores de referencia generan el modelo de referencia

5.4.2 Resultados del modelo de referencia

El modelo de referencia está conformado por las variables en **negrita** indicadas en la Tabla 5.2. Para este modelo se adelanta el análisis completo de amenaza uniforme de acuerdo con la metodología explicada en el Capítulo 3. En la Figura 5.11 se presentan los espectros de amenaza uniforme para los modelos característicos de los tres municipios estudiados. El análisis se ha realizado para un período de retorno de 475 años y un amortiguamiento con respecto al crítico del 5%.

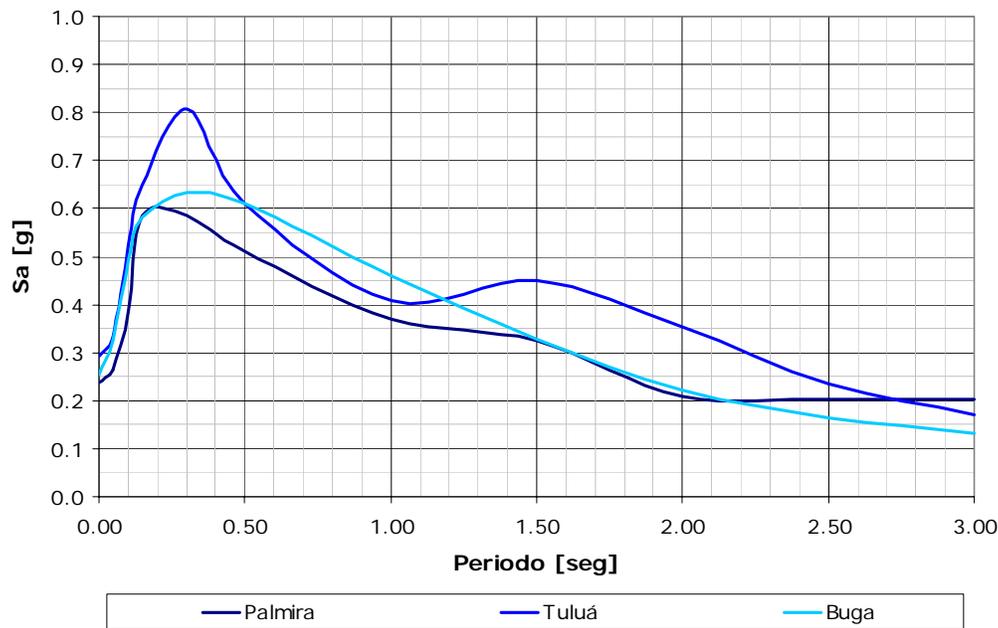


Figura 5.11 Espectros de Amenaza Uniforme para los tres municipios estudiados

5.4.3 Comparación de metodologías de estimación de efectos de sitio

El procedimiento de cálculo de espectros de amenaza uniforme implementado en el presente estudio involucra la realización de una gran cantidad análisis de propagación de onda para tener en cuenta el cambio en la respuesta del depósito para diferentes niveles de intensidad sísmica (resultado de diferentes combinaciones magnitud-distancia). En estudios anteriores se ha utilizado como método para la estimación de los efectos de sitio la propagación de señales que cumplan ciertos parámetros acordes con la amenaza para un período de retorno dado (generalmente 475 años). Este tipo de métodos requieren una menor cantidad de análisis de computador puesto que se propagan 4 o 5 señales representativas, sin embargo el proceso de selección o generación de señales es complicado y el resultado final será dependiente de la o las señales de entrada que se seleccionen.

Para realizar la comparación de metodologías se genera en primera instancia una serie de señales cuyos espectros de respuesta correspondan aproximadamente al espectro de Amenaza uniforme en roca (Figura 5.12) para cada uno de los municipios. Estas señales se propagan en

el perfil de referencia obteniéndose espectros en superficie los cuales se comparan con el espectro de Amenaza uniforme correspondiente.

Los resultados de los análisis de comparación de metodologías se presentan en las Figuras 5.13. En esta Figura se observa una baja concordancia entre los resultados de los análisis realizados mediante espectros de respuesta de las señales en superficie y el espectro de amenaza uniforme correspondiente a cada uno de los modelos de referencia. Los espectros de amenaza uniforme en las gráficas se notan como EAU.

Las diferencias observadas se generan por el hecho que los valores del espectro de Amenaza uniforme son calculados (aceleraciones espectrales en este caso) sumando el aporte de las diferentes combinaciones posibles de magnitud y distancia, cada una de las cuales se ve amplificada de manera diferente debido a la no linealidad de los suelos. Mientras tanto la amplificación de las señales es la que corresponde a la respuesta del depósito de suelo ante una señal con intensidad máxima fija.

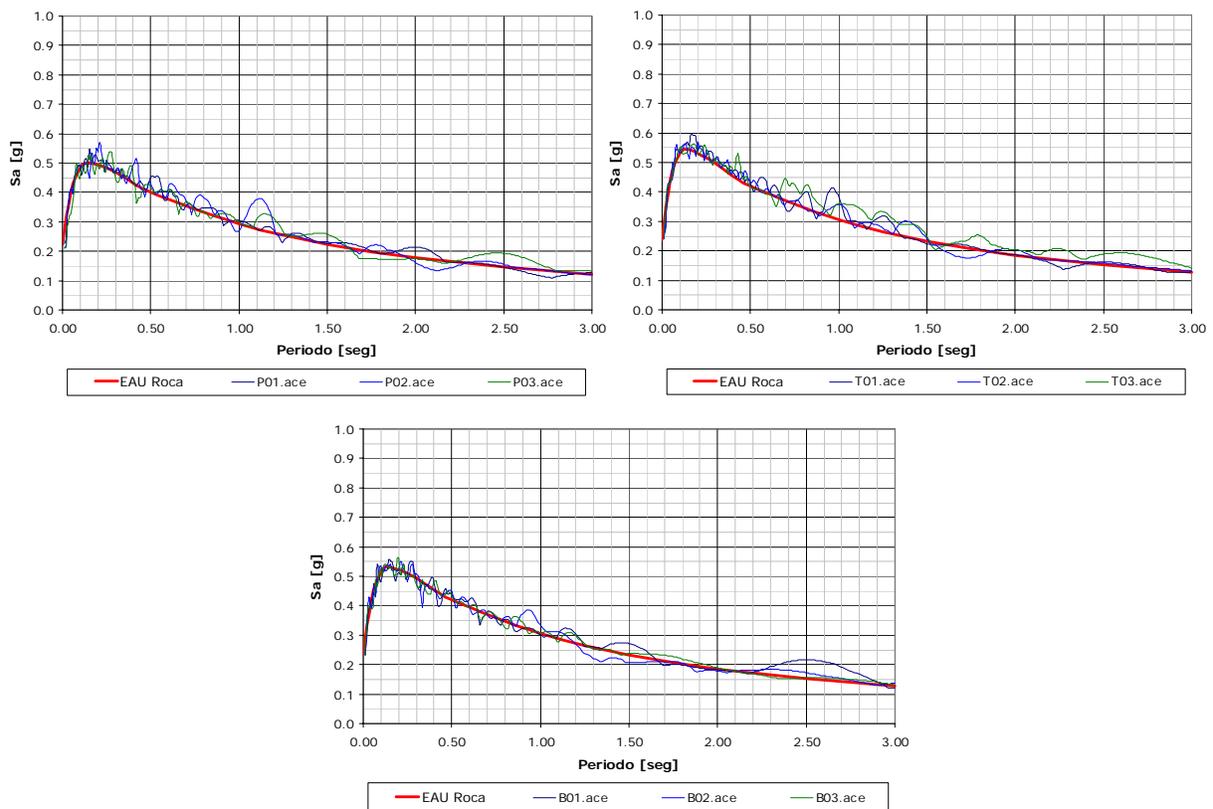


Figura 5.12 Espectros de respuesta señales de análisis comparados con los espectros de amenaza uniforme en roca para las ciudades de Palmira, Tuluá y Buga

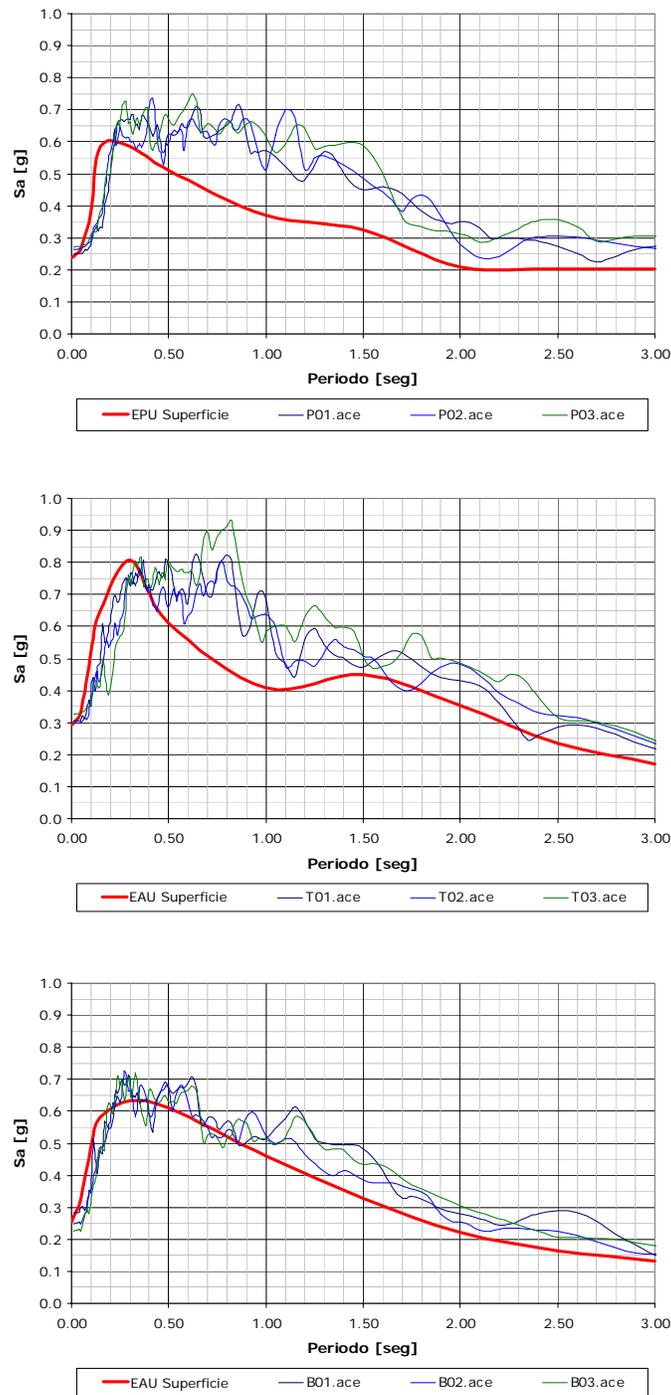


Figura 5.13 Comparación metodologías de estimación de efectos de sitio para modelo de referencia para Palmira, Tuluá y Buga

5.4.4 Análisis con señales características

En estudios anteriores la estimación de los efectos de sitio se realizaba mediante la propagación de señales características. Para establecer una comparación entre el método de espectros de amenaza uniforme y los resultados de los análisis mediante señales características, se generaron tres señales cuyas propiedades corresponden a las de los sismos provenientes de las fuentes sismogénicas con mayor participación dentro de la amenaza sísmica (Sistema Romeral, Sistema Cauca, Benioff Intermedia y Subducción) de los tres municipios estudiados.

Los sismos de análisis seleccionados para establecer una comparación entre las metodologías corresponden a las señales que harán parte de la normativa para diseño sismorresistente de los tres municipios estudiados. La selección de estos registros que servirán como insumo para el desarrollo de futuros estudios requiere un buen criterio desde el punto de la ingeniería sísmica. Se reconoce que su selección puede ser cuestionada, pero se estima que es la mejor dada la información y el conocimiento que se tiene hasta el presente.

Las señales seleccionadas se presentan a continuación.

5.4.4.1 Sismo Cercano

Para efectos de considerar la eventualidad de la ruptura de una falla local como podría ser el caso de algún ramal de la Falla Romeral o del sistema Cauca se genera a partir de la señal del sismo de Armenia del 25 de Enero de 1999 registrada (esta señal es utilizada como función de Green) en la estación Bocatoma Nuevo Libaré sobre roca (ubicada a 42 km de distancia del epicentro) una señal sintética para el análisis mediante el método de funciones de Green empíricas.

La señal se escala a una aceleración máxima de 0.15 g que corresponde a la aceleración con un periodo de retorno de 475 años para el sistema Romeral en el caso de Palmira y para el sistema Cauca en el caso de Tuluá y Buga. La Figura 5.14 presenta la señal y el espectro de respuesta de la señal cercana.

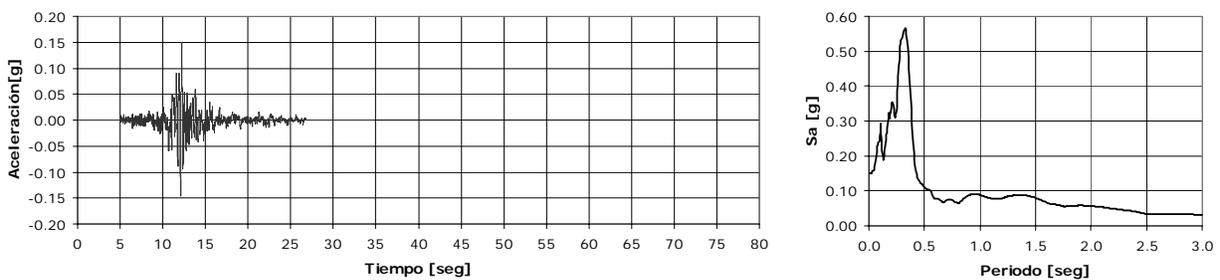


Figura 5.14 Señal Sismo Cercano

5.4.4.2 Sismo Benioff

Los sismos del Dovio (Valle) de febrero 19 de 1997, el de Sevilla (Valle) de septiembre 2 de 1997, el de Tuluá (Valle) de diciembre 11 de 1997, el de Calima (Valle) de febrero 8 de 1995 y el de Risaralda (Caldas) de agosto 19 de 1995 fueron generados en la zona de Benioff.

Para encontrar una señal característica de la zona de Benioff se generó un acelerograma sintético, utilizando como función de Green la señal del sismo de Calima (Valle del Cauca) de febrero 8 de 1995, registrada en la estación Anserma, dirección EW. La señal resultante se escala a una aceleración máxima de 0.10 g que corresponde a la aceleración en terreno firme con periodo de retorno de 475 años para la fuente Benioff Intermedia en los tres municipios estudiados. La Figura 5.15 presenta la señal y el espectro de respuesta de la señal Benioff.

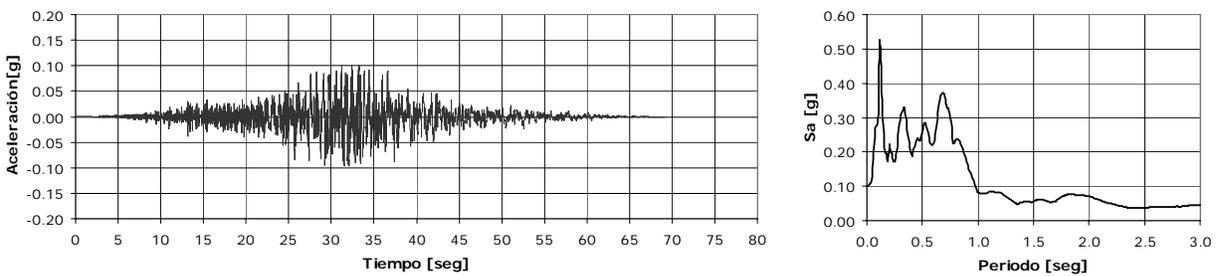


Figura 5.15 Señal Sismo Benioff

5.4.4.3 Sismo Subducción

Una de las fuentes sismogénicas que tiene mayor participación en la amenaza sísmica de todos los municipios del Valle del Cauca es la fuente subducción.

Para tener en cuenta los sismos provenientes de esta fuente se utiliza el registro del sismo ocurrido en México del 19 de Septiembre de 1985 (Magnitud = 8.1) registrado en la estación ZIHUATANEJO que hace parte de la Red de Acelerógrafos de Guerrero. La distancia epicentral de este registro es de 160 km. La señal es escalada a una aceleración máxima de 0.15 g correspondiente a la aceleración con periodo de retorno de 475 años para esta fuente sismogénica. La Figura 5.16 presenta la señal y el espectro de respuesta de la señal Subducción.

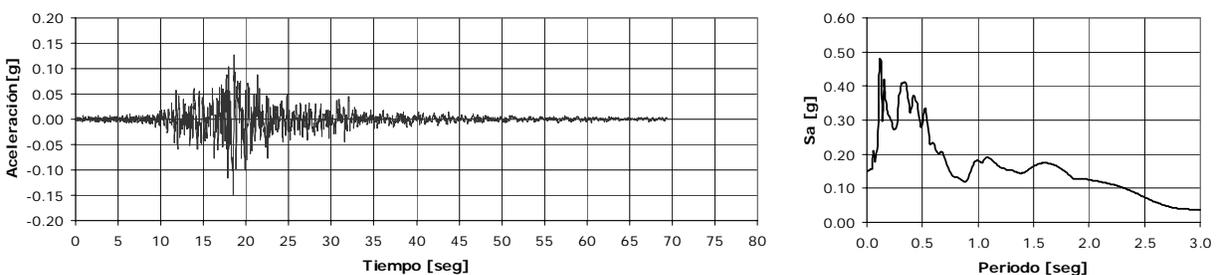


Figura 5.16 Señal Sismo Subducción

En la Figura 5.17 se presentan los espectros de respuesta de las tres señales de análisis y los espectros de amenaza uniforme asociados a un periodo de retorno de 475 años.

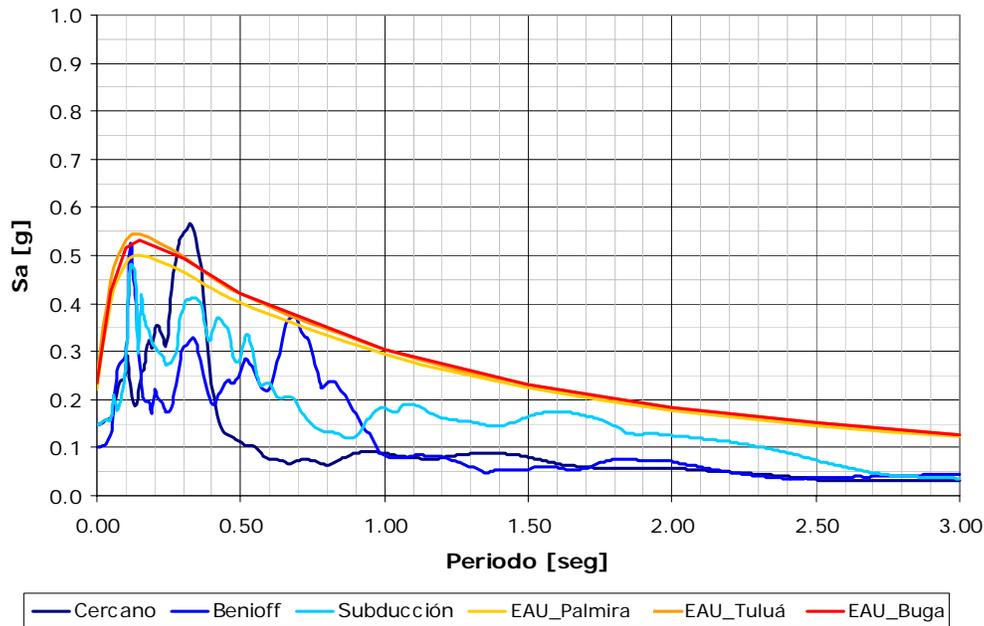


Figura 5.17 Comparación espectros de respuesta señales de análisis y espectros de amenaza uniforme en terreno firme

Se realiza una comparación entre los espectros de respuesta en superficie de las señales características definidas anteriormente y los espectros de amenaza uniforme para el modelo de referencia de las ciudades de Palmira, Tuluá y Buga (Figura 5.18). En esta Figura se puede observar que los espectros de las señales características se ajustan aceptablemente bien a la forma del espectro de amenaza uniforme (EAU), conformando una especie de envoltura suavizada de los anteriores.

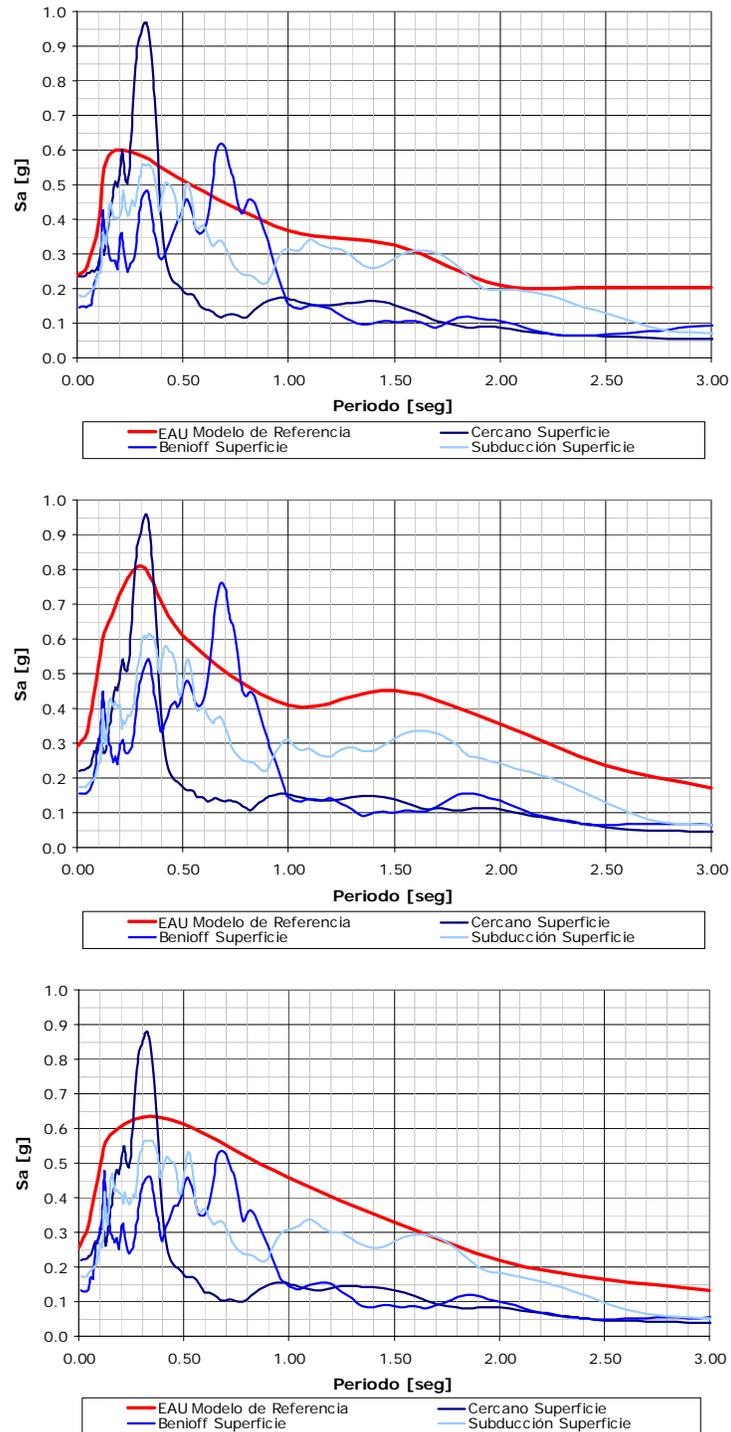


Figura 5.18 Comparación metodologías de estimación de efectos de sitio para modelos de referencia Palmira, Tuluá y Buga

5.4.5 Modelo con terciario y basamento

Una inquietud que surge en la modelación de la respuesta dinámica de los depósitos es la profundidad en la cual se debe modelar la roca base. La alternativa con respecto al modelo de referencia estudiado (modelación del depósito blando del cuaternario sobre basamento con las características de los materiales que se encuentran en la zona de estudio del periodo terciario, denominado MQT), consistiría en incluir en la modelación el depósitos de rocas del terciario (ver Capítulo 2 y 4) y definir la roca a nivel del basamento rocoso identificado en los perfiles geológicos y geotécnicos investigados.

Para el modelo Cuaternario-Terciario-Basamento (MQTB), adicionalmente a la estratigrafía definida anteriormente se incluye en profundidad un estrato de 200 m de espesor con una velocidad de onda de corte promedio de 1000 m/s (para el modelo del Municipio de Palmira) y de 800 m/s para los modelos de los municipios de Tuluá y Buga, el amortiguamiento para bajas deformaciones del estrato del terciario se supone igual a 4%. El basamento rocoso se le asigna una velocidad de onda de 2000 m/s).

En la Figura 5.19 presentan los resultados comparativos de modelos alternativos de análisis para los tres municipios.

Los resultados indican que no hay una diferencia fundamental en la respuesta dinámica al considerar en la modelación el depósito de rocas del terciario ubicado sobre el basamento rocoso. Las principales diferencias encontradas se presentan para periodos estructurales de 1 seg en los cuales el espectro correspondiente al modelo que incluye el terciario como una serie de capas (Modelo MQTB) presenta mayores aceleraciones que el modelo de referencia.

De acuerdo con esto, los diferentes modelos que se analizan no incluyen la modelación de los depósitos del terciario que aparecen en profundidad. Las rocas del terciario se consideran como el basamento de los modelos de análisis.

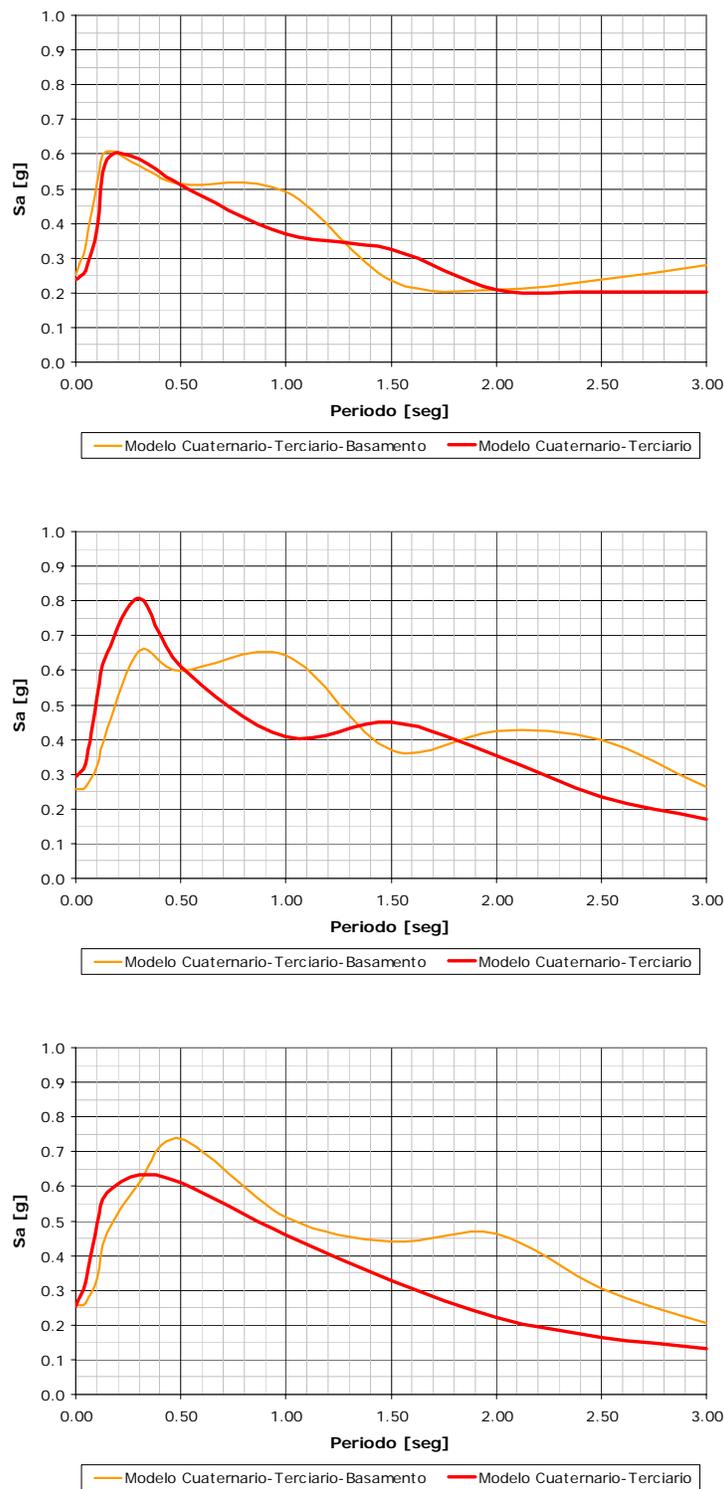


Figura 5.19 Sensibilidad en la respuesta al modelo con terciario y basamento para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.

5.4.6 Profundidad de roca base (Terciario)

Una de las principales variables que determina si la propagación de las ondas en el depósito de suelo puede o no generar amplificación en la intensidad sísmica de análisis es el espesor del depósito de suelo blando. En los municipios estudiados (principalmente en el municipio de Palmira) existen depósitos de suelo compuestos por conglomerados y arcillas de alta resistencia que pueden alcanzar los 500 m de profundidad para el caso de Palmira y entre 200 y 150 m para el perímetro urbano de los municipios de Tuluá y Buga (ver Capítulo 2).

Dada la importancia del espesor del depósito blando en los efectos de sitio, se realizó un análisis de sensibilidad de la respuesta con la profundidad, construyendo los modelos indicados en la Tabla 5.2.

En la Figura 5.20 se presentan los resultados de los análisis (espectros de amenaza uniforme $T_{ret} = 475$ años) para las ciudades de Palmira, Tuluá y Buga respectivamente.

Los anteriores resultados indican una mayor variación en los espectros de respuesta de los modelos de sensibilidad de la ciudad de Tuluá en relación a los resultados obtenidos para la ciudades de Palmira y Buga.

Los espectros correspondientes a columnas de menor profundidad presentan en general mayores aceleraciones espectrales (en especial para periodos inferiores a 1.0 seg). Se observa como no solo se presentan variaciones en los niveles de aceleración espectral, también se presentan variaciones en la forma espectral (los cuales son más significativos para los modelos en la ciudad de Tuluá).

Por lo anterior es de gran importancia que el espesor del depósito blando se ajuste lo más posible a la realidad puesto que en caso contrario se pueden generar mayores o menores aceleraciones espectrales en ciertos rangos de periodos estructurales.

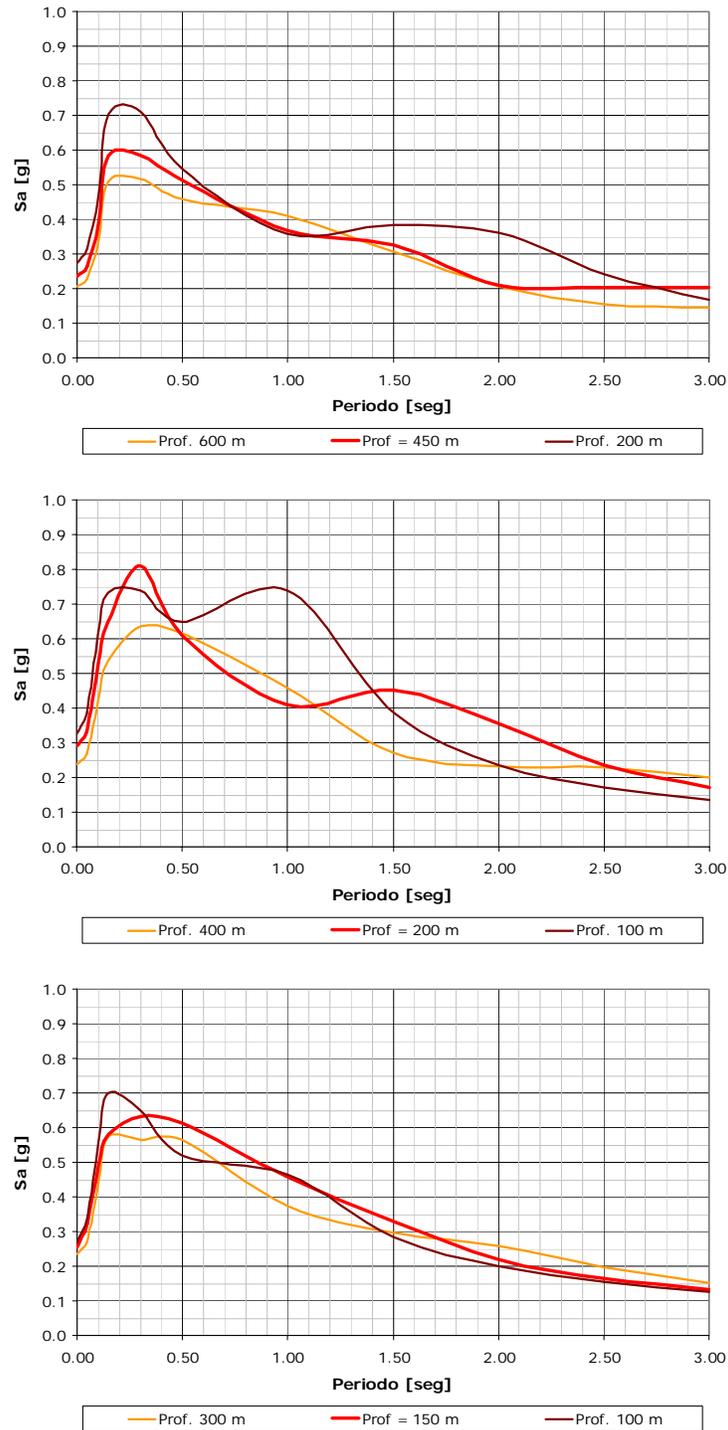


Figura 5.20 Sensibilidad con la profundidad del depósito blando para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.

5.4.7 Velocidad de onda de corte en la roca

Se analizan tres velocidades de onda de corte a nivel de basamento ó roca base para cada uno de los municipios. La Figura 5.21 presenta el análisis de sensibilidad en función de la velocidad de onda cortante en basamento en la respuesta para los tres municipios.

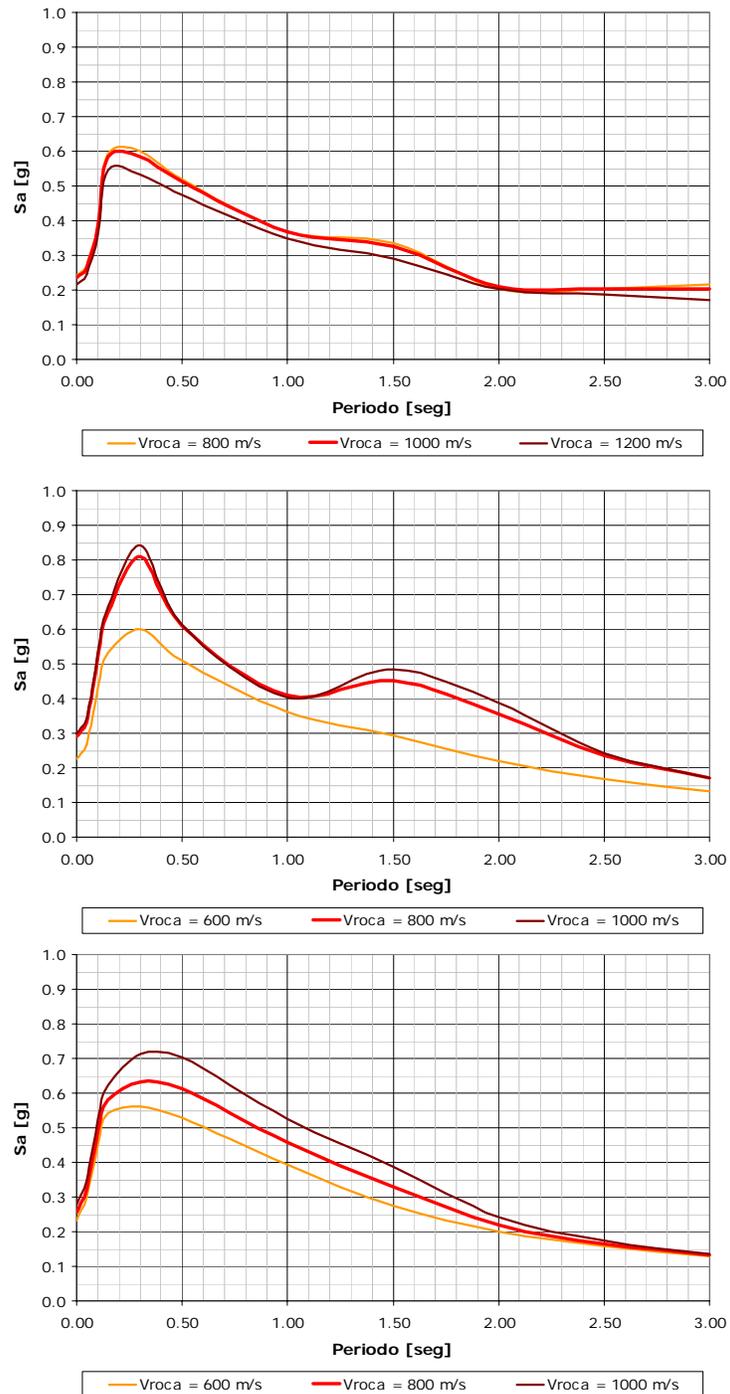


Figura 5.21 Sensibilidad en la respuesta a la velocidad de onda de corte en la roca para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.

Como es de esperar a medida que se aumenta la velocidad de roca base, aumentan las aceleraciones espectrales, sin embargo no se observan cambios relevantes en la forma del espectro de Amenaza uniforme. Las mayores diferencias porcentuales se presentan para los modos fundamentales de vibración del depósito.

5.4.8 Variación de la velocidad de onda con la profundidad

Con respecto a la variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad se analizan tres situaciones específicas para cada uno de los municipios las cuales corresponden a las tendencias promedio a la media más una desviación estándar y la media menos una desviación estándar.

Las curvas utilizadas para determinar la desviación de la velocidad de onda en función de la profundidad corresponden a lo presentado en el Capítulo 4 del presente estudio. La Figura 5.22 presenta la sensibilidad en la respuesta a este parámetro para los tres municipios.

En la Figura 5.22 se puede apreciar como con el aumento de la velocidad de onda del depósito disminuye el contraste (relación de impedancia entre el depósito y la roca base), lo cual genera una disminución en las aceleraciones espectrales. Las mayores diferencias con el cambio de la velocidad de onda de los materiales que componen el depósito se presenta en el modelo de Palmira debido a que en este modelo el espesor es mayor.

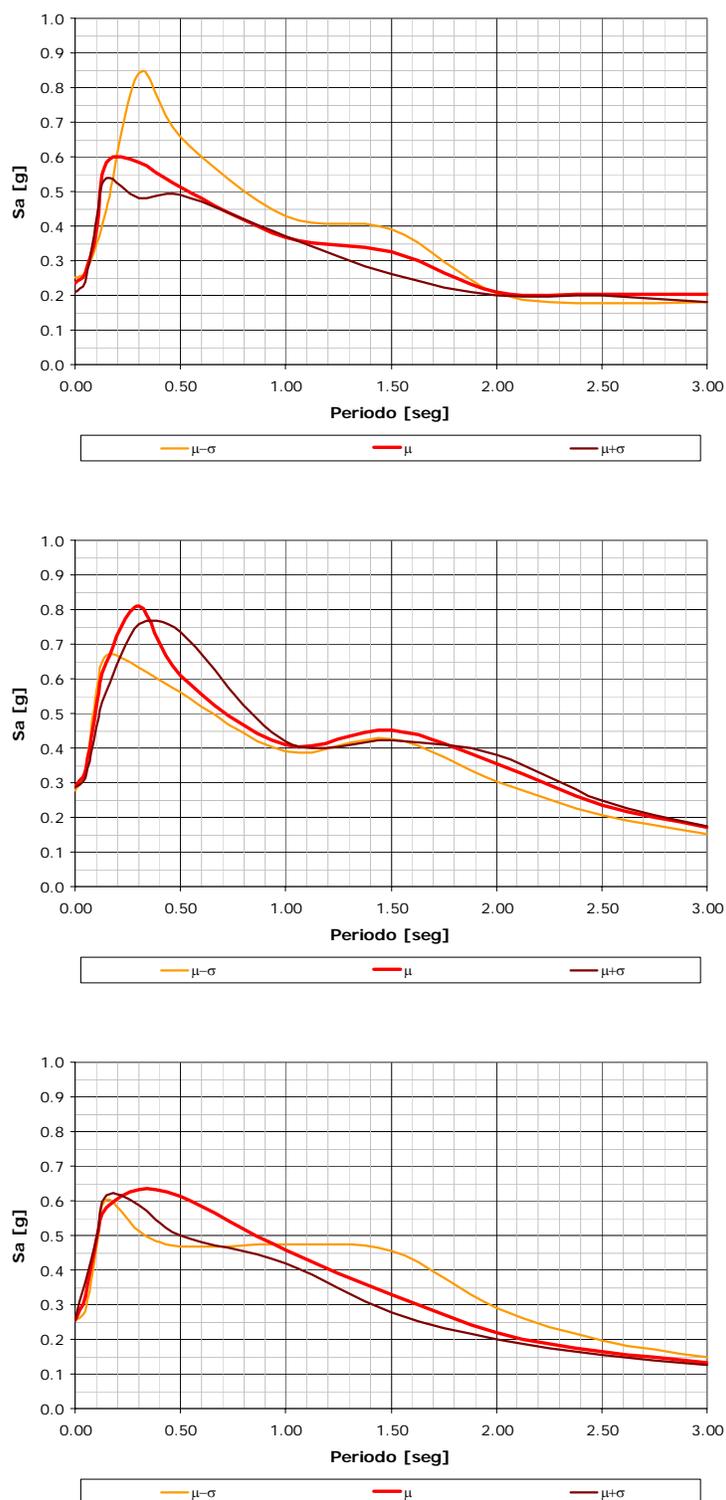


Figura 5.22 Sensibilidad en la respuesta a la variación de la velocidad de onda de corte con la profundidad para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.

5.4.9 Curvas de degradación y amortiguamiento

Otra de variables estudiadas desde el punto de vista de sensibilidad es la forma de la curva de degradación de la rigidez de los materiales dominante en el depósito, en particular en relación con su dependencia o no con la profundidad, o con la presión efectiva (ver detalles en el Capítulo 4).

De acuerdo con lo presentado en el Capítulo 4, se estudian dos alternativas. En la primera, no se considera la variación de la degradación de rigidez y el amortiguamiento de suelo en profundidad. En la segunda opción se considera esta variación. La Figura 5.23 presenta la sensibilidad a este parámetro para los tres municipios.

El uso de un modelo de comportamiento dinámico que no tenga en cuenta los cambios en la degradación de la rigidez en función de la profundidad genera valores sistemáticamente menores en el espectro de amenaza uniforme (especialmente para los periodos estructurales de interés comprendidos entre periodos de 0 a 1 seg).

Las diferencias observadas son de mayor importancia a medida que el espesor del depósito aumenta. En los modelos desarrollados en la ciudad de Palmira (450 m de profundidad) se encuentran relaciones máximas entre las aceleraciones espectrales del modelo dependiente y el independiente del orden 2.0.

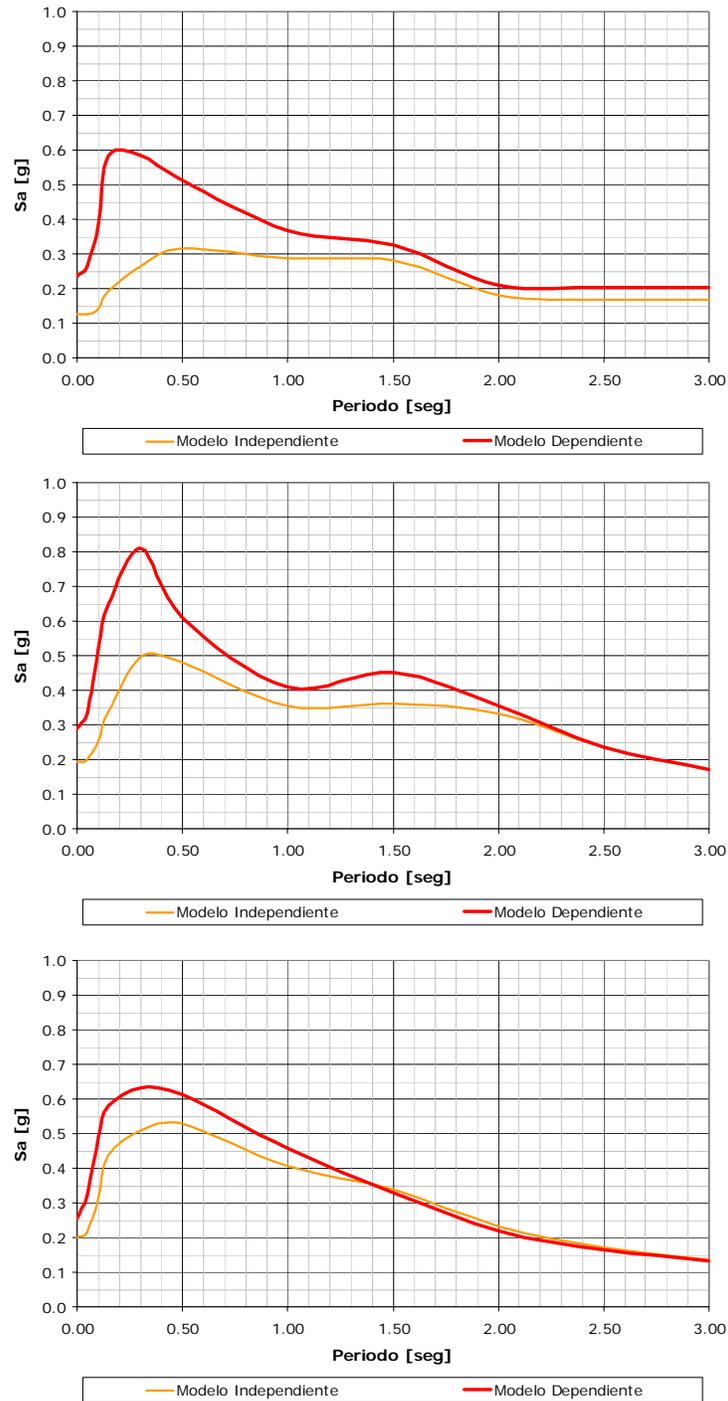


Figura 5.23 Sensibilidad en la respuesta a la forma de la curva de degradación - Buga

5.4.10 Tipo de Análisis no lineal

Se evalúan las diferencias en la respuesta al utilizar dos metodologías diferentes de análisis. La primera una metodología de análisis no lineal equivalente, correspondiente a la que utiliza el programa de computador SHAKE, y la segunda una metodología de análisis contra el tiempo correspondiente a la que utiliza el programa de computador DEEPSOIL. Estas metodologías se describen brevemente en los numerales 5.2.1 y 5.2.2.

Las Figuras 5.24 a 5.26 presentan la sensibilidad al tipo de análisis no lineal empleado para los tres municipios analizados.

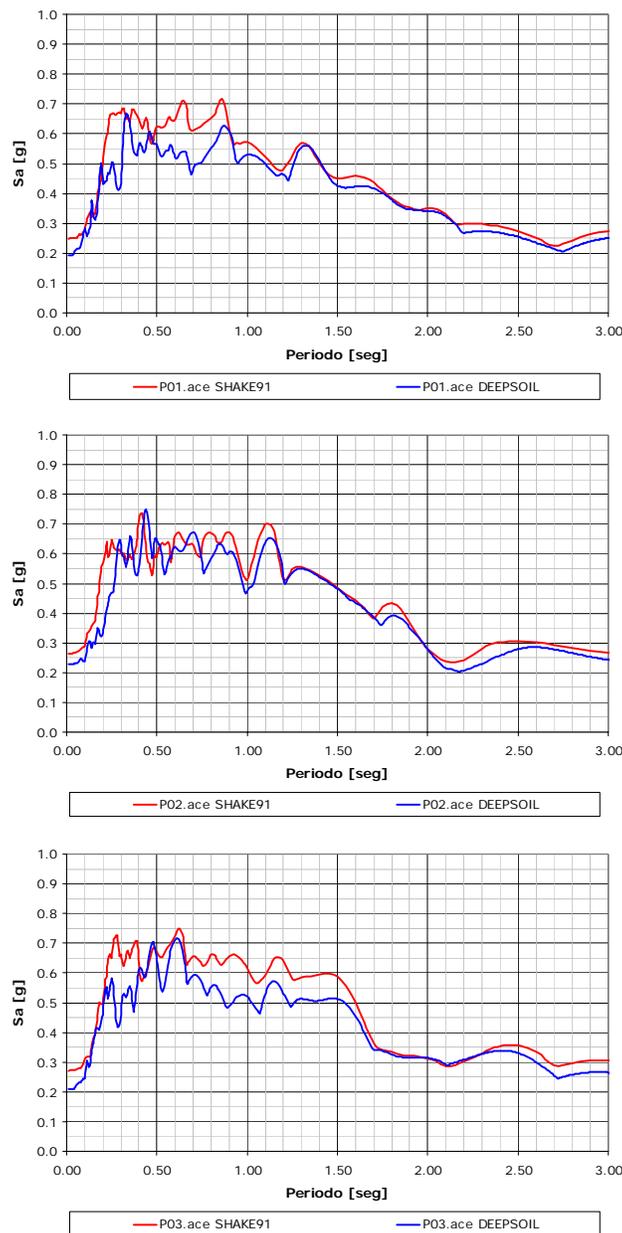


Figura 5.24 Sensibilidad en la respuesta al tipo de análisis no lineal señales sintéticas municipio de Palmira

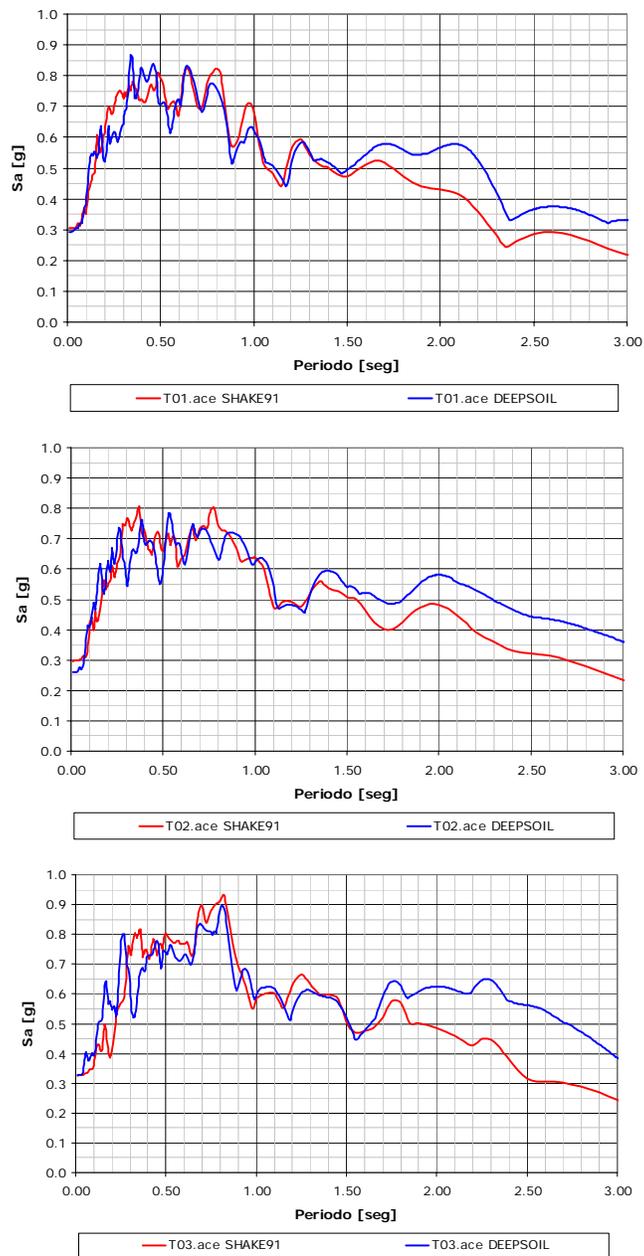


Figura 5.25 Sensibilidad en la respuesta al tipo de análisis no lineal señales sintéticas municipio de Tuluá

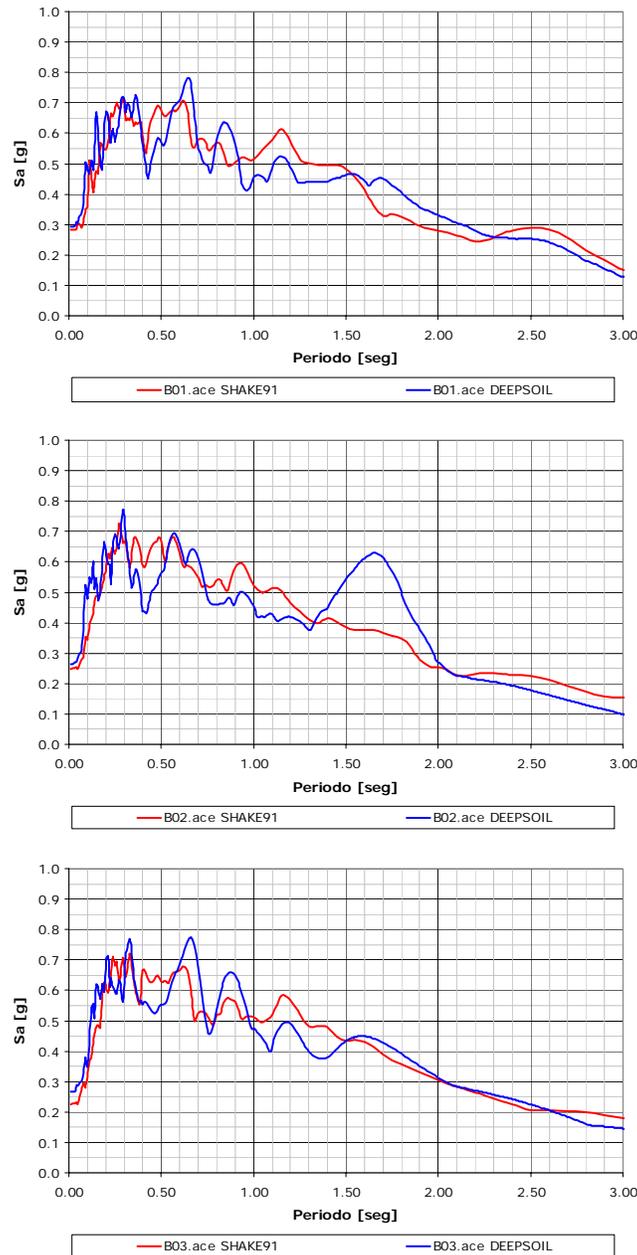


Figura 5.26 Sensibilidad en la respuesta al tipo de análisis no lineal señales sintéticas municipio de Tuluá

La comparación anterior se realiza con señales en las cuales la aceleración máxima es relativamente alta (superior a 0.23 g) con el fin de analizar los resultados cuando el depósito se encuentra en el rango inelástico. En general se observa una buena concordancia entre los resultados obtenidos, se encuentran diferencias porcentuales promedio inferiores a 8% para periodos inferiores a 1 seg. Para periodos superiores a 1 seg se encuentran diferencias mayores, las cuales para los modelos de Tuluá alcanzan valores cercanos al 25%.

5.4.11 Tipo de señal de entrada para análisis sísmico

Este análisis pretende evaluar las diferencias en la amplificación espectral (relación entre el espectro en superficie y el espectro en roca para un periodo estructural dado) al utilizar señales de un sismo en particular registradas a diferentes distancias. Las señales utilizadas corresponden al sismo de Loma Prieta registrado en estaciones ubicadas en roca con distancias epicentrales de 11 km (Sismo Cercano), 65 km (Sismo Intermedio) y 90 km (sismo lejano). Las tres señales fueron escaladas a una aceleración máxima de 0.10 g para poder realizar la comparación deseada.

La Figura 5.27 presenta los resultados del análisis para diferentes tipos de señales de entrada para cada uno de los modelos de referencia de los municipios.

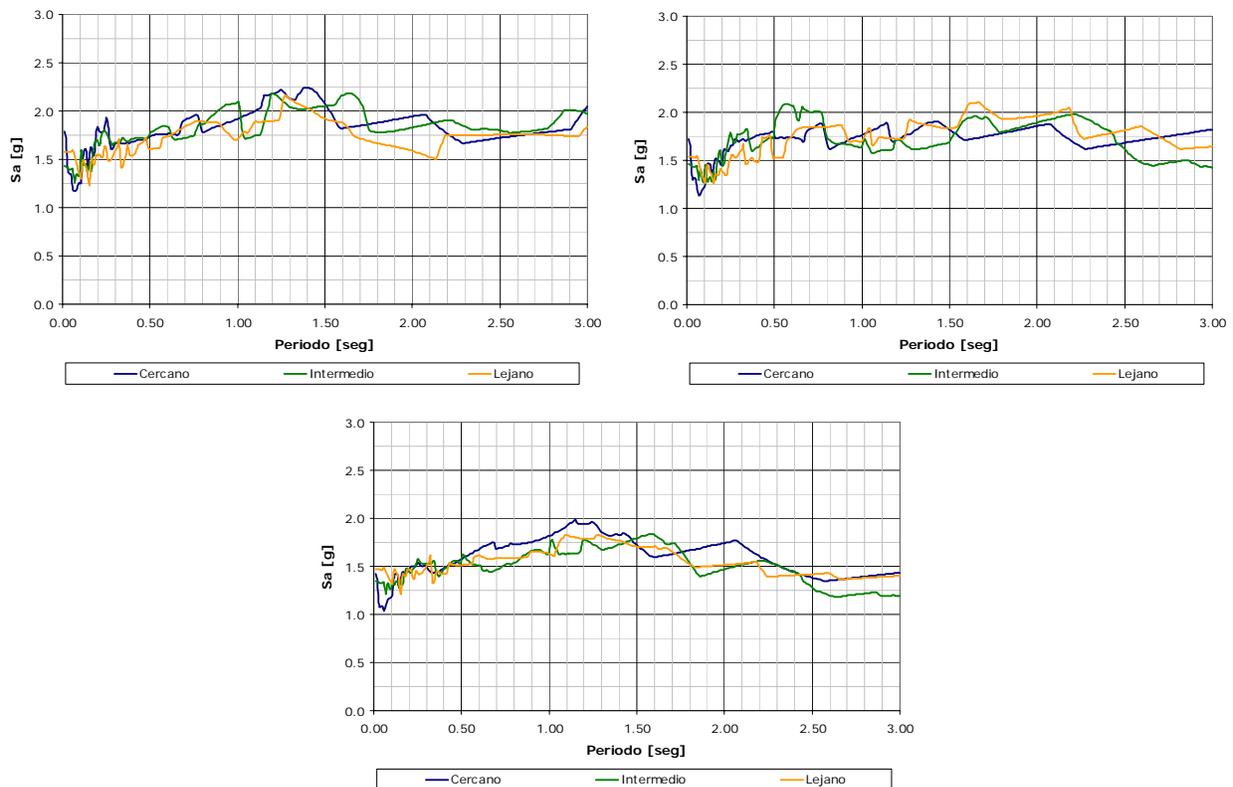


Figura 5.27 Sensibilidad en la respuesta al tipo de señal de entrada para el análisis para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga

Los análisis presentados indican que la respuesta dinámica de los modelos de referencia no presentan una sensibilidad significativa al contenido frecuencial de los sismos característicos de fuentes cercanas, intermedias o lejanas, para ninguno de los municipios.

5.4.12 Conclusiones del análisis de sensibilidad

El análisis de sensibilidad realizado en los diferentes municipios permite establecer unas conclusiones generales teniendo en cuenta los modelos de referencia planteados:

1. Para los depósitos de suelos característicos de la zona no se presenta una sensibilidad significativa para las siguientes variables, considerando los rangos de valores característicos de estas variables en la zona de estudio:
 - Consideración del basamento en modelo a nivel de depósito del terciario o de la roca base
 - Velocidad de onda de corte del basamento
 - Variación de la velocidad de onda con la profundidad
 - Tipo de análisis de respuesta unidimensional (no lineal equivalente Vs. No lineal contra el tiempo)

2. Las siguientes variables generan cambios sensibles en los espectros de respuesta a nivel de superficie:
 - Profundidad del basamento: considerando las profundidades encontradas en las investigaciones realizadas las menores profundidades tienden a generar mayores amplificaciones espectrales para rangos de periodos estructurales menores a 1 seg.
 - Curvas de degradación y amortiguamiento: se recomienda utilizar el modelo que considera que el comportamiento dinámico de los suelos varía con la profundidad del estrato analizado.

3. Con respecto a la metodología de análisis se concluye lo siguiente:
 - La metodología basada en la generación de acelerogramas sintéticos a partir del espectro de amenaza en roca no puede utilizarse ya que genera resultados excesivamente conservadores
 - Se puede utilizar el análisis no lineal equivalente el cual arroja resultados muy similares al análisis no lineal contra el tiempo, siendo el primero mucho más sencillo y rápido
 - El tipo de señal (cercana intermedia o lejana), particularmente su contenido frecuencial no genera grandes diferencias en las amplificaciones espectrales de los modelos de referencia por lo cual estas funciones pueden caracterizarse con cierta confiabilidad en cada uno de los puntos sin tener en cuenta la procedencia de la señal. Es importante resaltar que aunque el contenido frecuencial no genera en el presente caso cambios significativos en la respuesta la intensidad máxima de la señal genera un mayor o un menor comportamiento no lineal, por esta razón la intensidad de la señal (aceleración máxima del registro) debe ser tomada en cuenta en los análisis.

Las anteriores conclusiones se utilizan en el análisis de respuesta dinámica que se presenta a continuación.

5.5 RESPUESTA DINÁMICA UNIDIMENSIONAL

5.5.1 Perfiles de Análisis

La microzonificación sísmica de los municipios de Palmira, Tuluá y Buga se estudia desde el punto de vista de la respuesta unidimensional del depósito. La forma del perfil del basamento rocoso en la zona bajo estudio no se conoce en detalle. Sin embargo se encuentra en casi toda la zona de estudio depósitos materiales cohesivos y conglomerados de alta rigidez. Si se consideran las dimensiones aproximadas en la zona central de los municipios se concluye que el comportamiento de los depósitos puede considerarse prácticamente como unidimensional, es decir su comportamiento dinámico puede analizarse considerando una estratigrafía uniforme en toda la zona.

De acuerdo con esto, se definen las zonas uniformes de análisis, en cada una de las cuales se plantea la respuesta dinámica unidimensional de los puntos donde se realizaron sondeos y donde se conoce la estratigrafía existente.

En el Capítulo 4 se presentan las columnas estratigráficas de los sondeos realizados. Los perfiles de análisis definidos son los que se presentan en las Tablas 5.3, 5.4 y 5.5.

Tabla 5.3 Perfiles de análisis - Palmira

Perfil No	Nombre
1	Estadio Rivera Escobar
2	Batallón Codazzi
3	SENA Palmira
4	Universidad del Valle
5	Centro de Palmira
6	Instituto Raffo Rivera
7	Parque de los Mangos
8	Parque del Azúcar
9	Finca San Pablo

Tabla 5.4 Perfiles de análisis - Tuluá

Perfil No	Nombre
1	Aeropuerto Farfán
2	Matadero Municipal
3	Clínica Tuluá
4	Universidad Central del Valle
5	Estadio 12 de Octubre
6	Instituto Tomás Uribe
7	Polideportivo del Norte

Tabla 5.5 Perfiles de análisis – Buga

Perfil No	Nombre
1	Instituto Técnico Agrícola
2	Federación Nacional de Cafeteros
3	Escuela Teodoro Valenzuela
4	Colegio Absalon Fernandez
5	Acelerógrafo Aguas Buga
6	CVC Piscicultura
7	Liceo los Andes Expansión Sur
8	Universidad Antonio Nariño Expansión Norte
9	Zona de Tanques Aguas Buga

A partir de cada perfil estratigráfico disponible se construye entonces un modelo unidimensional compuesto por varias capas de suelo y un semiespacio infinito en la parte inferior representando el basamento de contraste o la roca base.

5.5.2 Caracterización Geotécnica y Propiedades Dinámica

Los parámetros básicos que utiliza el modelo de computador SHAKE91 (Idriss et al, 1991) son los siguientes:

5.5.2.1 Estratigrafía

Se define principalmente por zonas de igual clasificación unificada de suelos mediante las propiedades índices. Cada estrato se caracteriza por su densidad húmeda y por su índice de liquidez, definiendo de esta manera su espesor y el tipo de comportamiento que lo caracteriza, bien sea el comportamiento característico de las arcillas, arenas o conglomerado.

5.5.2.2 Densidad

La densidad se estima a partir de valores medios de acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio. Se trabaja con la densidad húmeda (γ_{humeda}). Los valores medios que resultan varían en un rango entre 1.8 a 2.2 Ton/m³

5.5.2.3 Módulo de Corte Máximo

De acuerdo con lo definido anteriormente, el módulo de corte máximo se define mediante las mediciones de velocidad de onda de cortante en el sitio a través de la siguiente relación:

$$G_o = \rho * V_s^2 \quad (24)$$

donde:

- V_s = Velocidad de onda de corte medida en el sitio para bajas deformaciones
- ρ = Densidad de masa del estrato
- G_o = Módulo de cortante máximo (valor inicial para el análisis)

Estas ecuaciones se utilizan para todos los depósitos de suelos característicos de la zona.

5.5.2.4 Curva de degradación de la rigidez y de capacidad de amortiguamiento

Las curvas de degradación del módulo dinámico de cortante y de capacidad de amortiguamiento con la deformación cortante se definen de acuerdo con los resultados que se presentan en el Capítulo 4. En la asignación de las propiedades se considera la variación de las mismas con la profundidad o con la presión de confinamiento.

5.5.2.5 Valores iniciales de módulos de rigidez y amortiguamiento

Los valores iniciales para los módulos de rigidez se establecen igual a los módulos G_0 y los valores iniciales de coeficientes de amortiguamiento se estiman de manera uniforme para todos los depósitos en el 5%. El programa de computador se encarga de degradar los módulos y de llevar los coeficientes de amortiguamientos hasta los valores donde se hagan compatibles con las deformaciones alcanzadas de acuerdo con la señal de entrada utilizada en el análisis.

De acuerdo con lo anterior se preparan los datos básicos de cada uno de los sondeos disponibles para ser analizados con el modelo de computador SHAKE91 (Idriss et al, 1991).

5.5.3 Señales de análisis para determinar las funciones de transferencia

Para adelantar los análisis de propagación de onda en los diferentes puntos de control (columnas estratigráficas) que se tienen en los municipios de Palmira, Tuluá y Buga es necesario seleccionar señales sísmicas registradas en roca preferiblemente o en suelo duro.

Para poder determinar los espectros de Amenaza uniforme (espectro de respuesta con probabilidad de excedencia constante) se deben calcular funciones de transferencia para diferentes niveles de intensidad para que los espectros resultantes tengan en cuenta el comportamiento histerético de los suelos que componen la columna estratigráfica. Para la presente investigación se seleccionaron los siguientes niveles de intensidad sísmica: 0.05 g, 0.10 g, 0.20 g, 0.40 g.

Dentro de la presente investigación se intentó no escalar la amplitud de las señales con el fin de conservar las características frecuenciales y de duración de la fase intensa que tiene un registro sísmico en función de su magnitud, distancia y nivel de intensidad. Dado que en el país no se dispone de registros sísmicos confiables a nivel de estratos firmes con aceleración máxima superior a los 50 gales (0.05 g) fue necesario el uso de las bases de datos de movimientos sísmicos fuertes (strong motion database) que se encuentran en internet. Los registros fueron obtenidos del Instituto de Ingeniería de la UNAM (provenientes de la Red de Acelerógrafos de Guerrero) y de la base de datos del Centro de Estudios de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER) adscrito a la Universidad de Berkeley.

En las Tablas 5.6 y 5.7 se presentan las principales características de las señales sísmicas utilizadas, tales como: identificación (nombre), fecha del evento, magnitud sísmica del evento, distancia epicentral, duración del registro, aceleración máxima de la señal, intervalo de muestreo, aceleración máxima utilizada en el análisis y el factor de diezmado utilizado para disminuir el número de datos del registro y el tiempo de procesamiento del archivo (si el factor de diezmado es N , entonces se leerá sólo una de cada N muestras).

En las Figuras 5.28 y 5.29 se presentan las señales seleccionadas para el análisis para fuentes de subducción y fuentes activas. Las Figuras 5.30 y 5.31 presentan los espectros de respuesta de aceleración de los 12 registros provenientes de fallas activas y los 10 espectros de las

señales de fuentes de subducción utilizados en los análisis. Los espectros han sido normalizados por la aceleración máxima del terreno con el fin de observar las diferencias entre las formas de los espectros de respuesta.

Con base en los análisis se determinan las funciones de transferencia no lineales en cada uno de los sitios de estudio para diferentes niveles de intensidad sísmica (para el presente análisis aceleración máxima en roca).

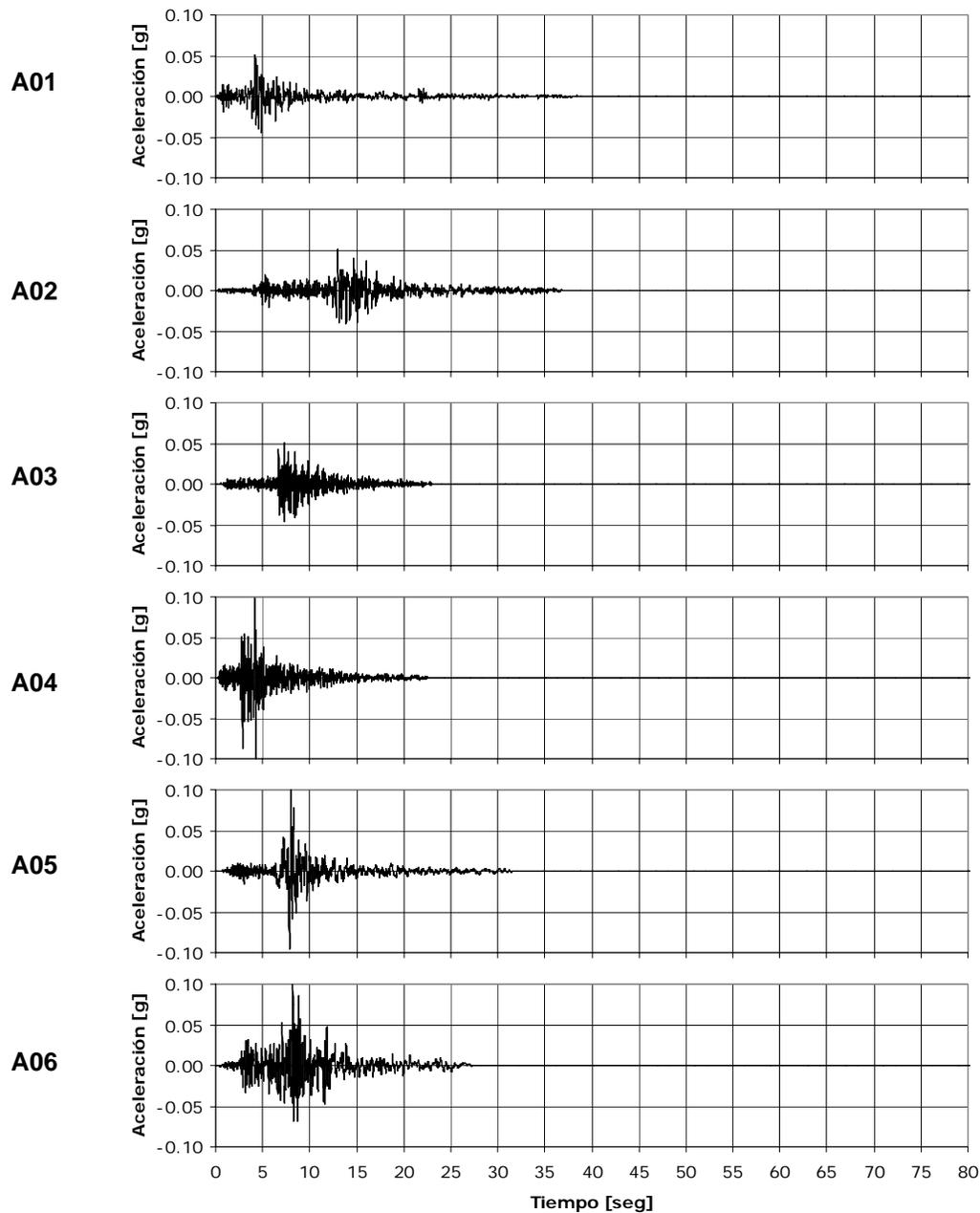
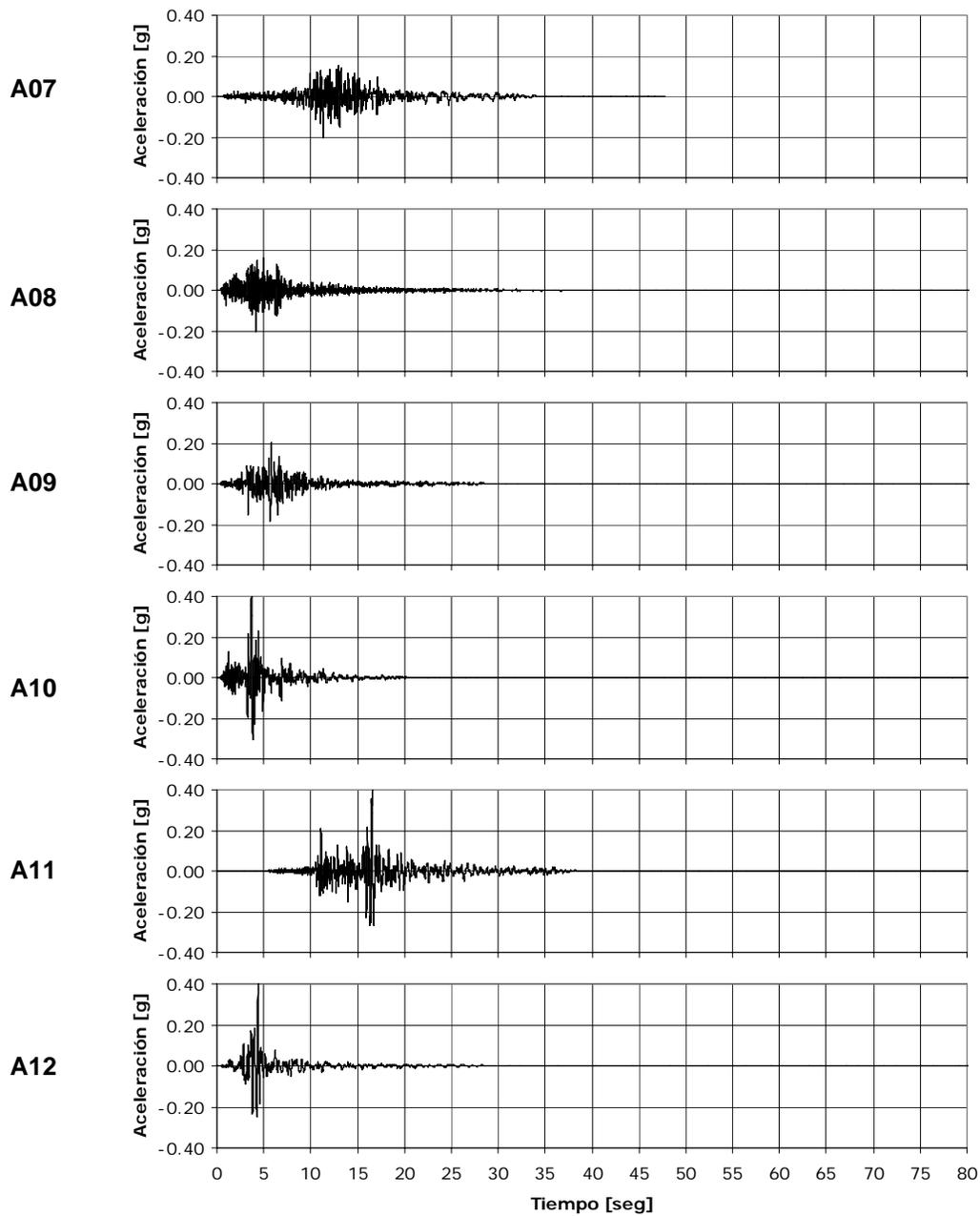


Figura 5.28 Señales de Fuente Activa



Continuación Figura 5.28 Señales de Fuente Activa

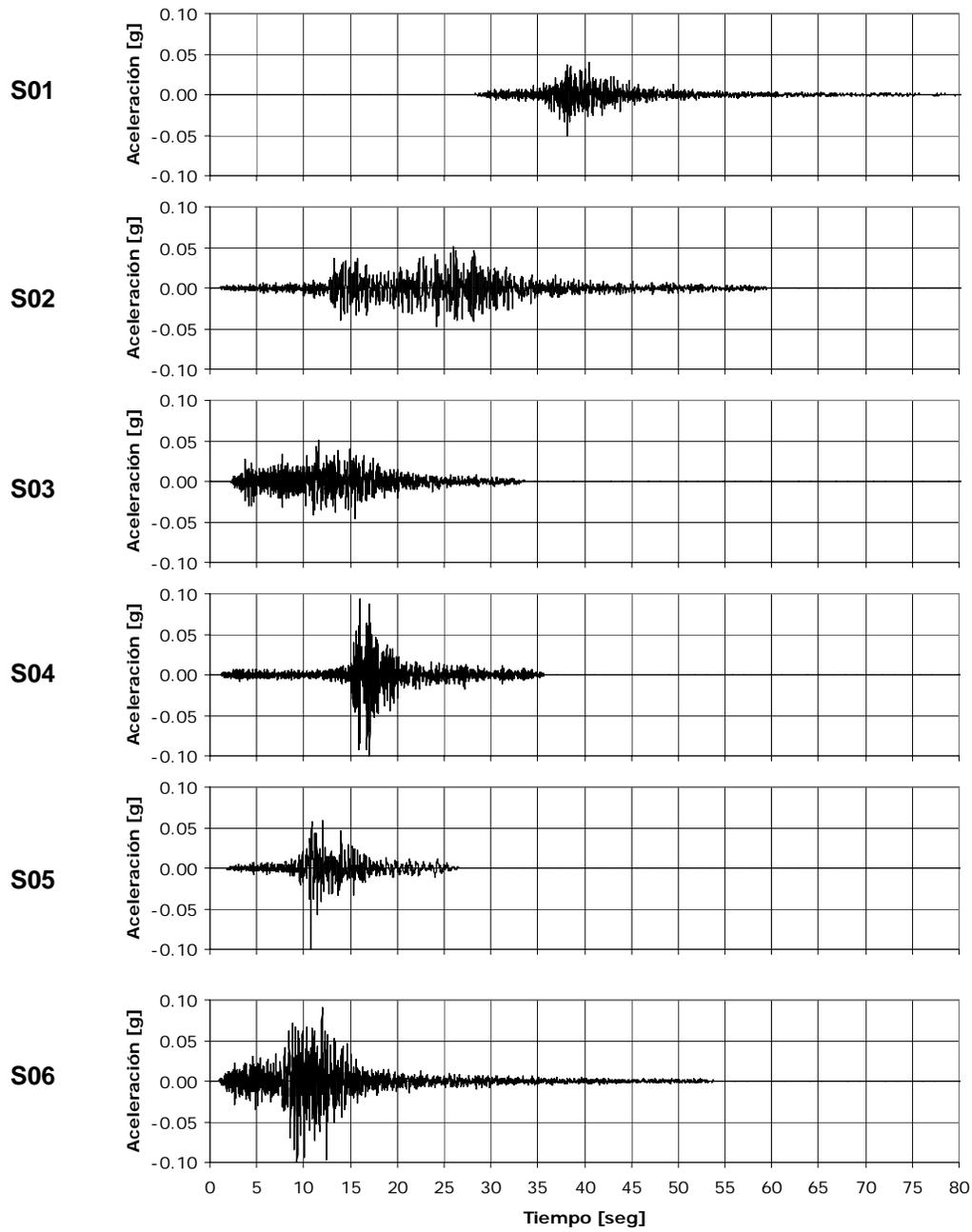
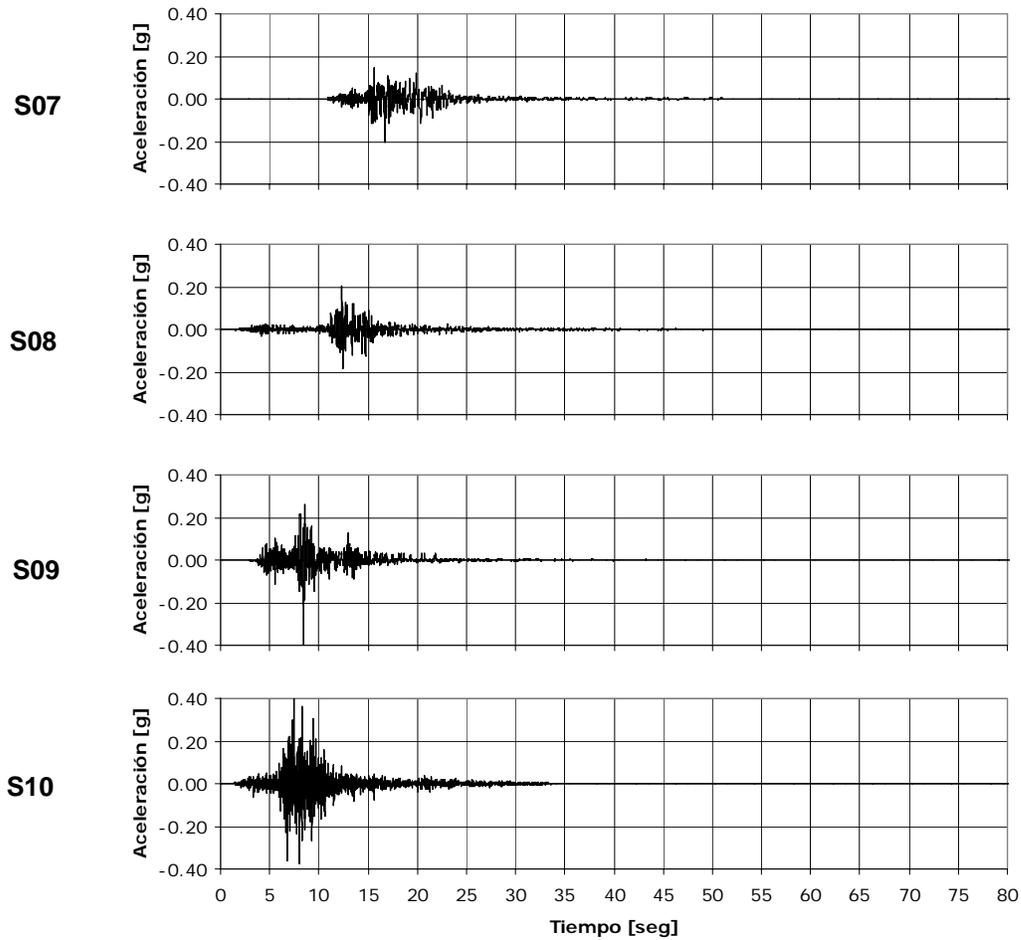


Figura 5.29 Señales de Fuente Subducción



Continuación Figura 5.29 Señales de Fuente Activa

Tabla 5.6 Características registros sismos fuente activa

Nombre	ID del Registro	País	Fecha	Magnitud	Distancia (km)	Duración (seg)	Amax (g)	Δt (seg)	Amax Utilizada (g)	Factor de Diezmado
A01	Chalfant Valley	U.S.A	21/07/86	6.2	50	39.81	0.051	0.0050	0.10	4
A02	Georgia	U.S.S.R	15/06/91	6.2	52	38.17	0.046	0.0050	0.05	4
A03	Palm Springs	U.S.A	08/07/86	6.0	63	24.00	0.053	0.0050	0.05	4
A04	Anza	U.S.A	08/07/86	6.0	26	24.00	0.113	0.0050	0.10	4
A05	Armenia - Bocatoma	Colombia	19/01/99	6.2	42	31.92	0.084	0.0100	0.10	2
A06	Imperial Valley	U.S.A.	15/10/79	6.5	36	28.28	0.109	0.0050	0.10	4
A07	Irpinia	Italia	23/11/80	6.5	33	36.34	0.199	0.0029	0.20	4
A08	Whittier Narrows	U.S.A	10/01/87	6.0	10	29.96	0.199	0.0200	0.20	1
A09	San Fernando	U.S.A	09/02/71	6.6	27	29.66	0.212	0.0100	0.20	2
A10	Coalinga	U.S.A.	22/07/83	5.7	12	21.30	0.375	0.0050	0.40	4
A11	Northridge	U.S.A.	17/01/94	6.7	35	30.33	0.493	0.0100	0.40	2
A12	Park Field	U.S.A.	28/06/66	6.1	10	30.33	0.356	0.0100	0.40	2

Tabla 5.7 Características registros sismos fuente subducción

Nombre	ID del Registro	País	Fecha	Magnitud	Distancia (km)	Duración (seg)	Amax (g)	Δt (seg)	Amax Utilizada (g)	Factor de Diezmado
S01	Nuxco	México	15/07/96	6.5		83.00	0.049	0.0050	0.05	4
S02	Ocotito	México	14/09/95	7.2		61.00	0.059	0.0010	0.05	2
S03	Zihuatejo	México	10/12/94	6.6		34.05	0.053	0.0100	0.05	2
S04	Paraíso	México	25/09/84	6.5		36.67	0.102	0.0050	0.10	4
S05	Red Smart	Taiwán	12/06/85	6.5	45	27.15	0.142	0.0100	0.10	2
S06	La Unión	México	10/12/94	6.6		54.98	0.092	0.0050	0.10	4
S07	Caleta	México	09/08/00	6.7		42.21	0.194	0.0050	0.20	4
S08	Ocotito	México	25/04/89	6.5		53.16	0.195	0.0100	0.20	2
S09	Copala	México	24/10/93	6.2		58.94	0.292	0.0100	0.40	2
S10	Las Vigas	Mexico	25/04/89	6.5		34.43	0.345	0.0050	0.40	4

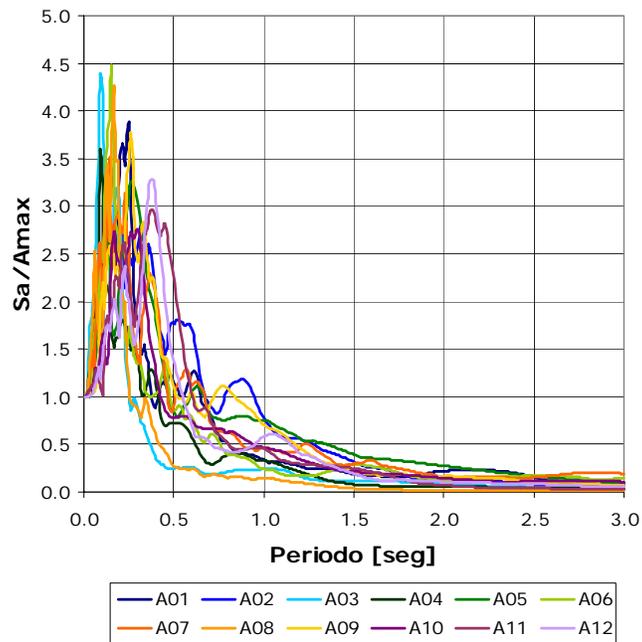


Figura 5.30 Espectros normalizados señales fuentes activas

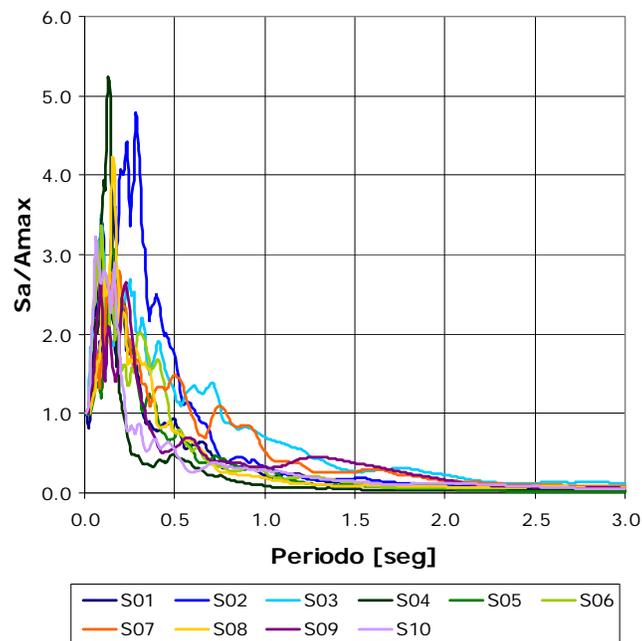


Figura 5.31 Espectros normalizados señales fuentes subducción

5.5.4 Análisis de la respuesta dinámica para el municipio de Palmira

En las Figuras 5.32 a 5.40 se presentan los resultados del análisis para cada uno de los modelos de análisis para los 9 puntos investigados en la ciudad de Palmira. Cada Figura incluye las funciones de transferencia no lineales para cada uno de los puntos de análisis y los espectros de amenaza uniforme de aceleración, pseudo velocidad y desplazamiento correspondientes a periodos de retorno de 100, 250, 475, 1000 y 2500 años.

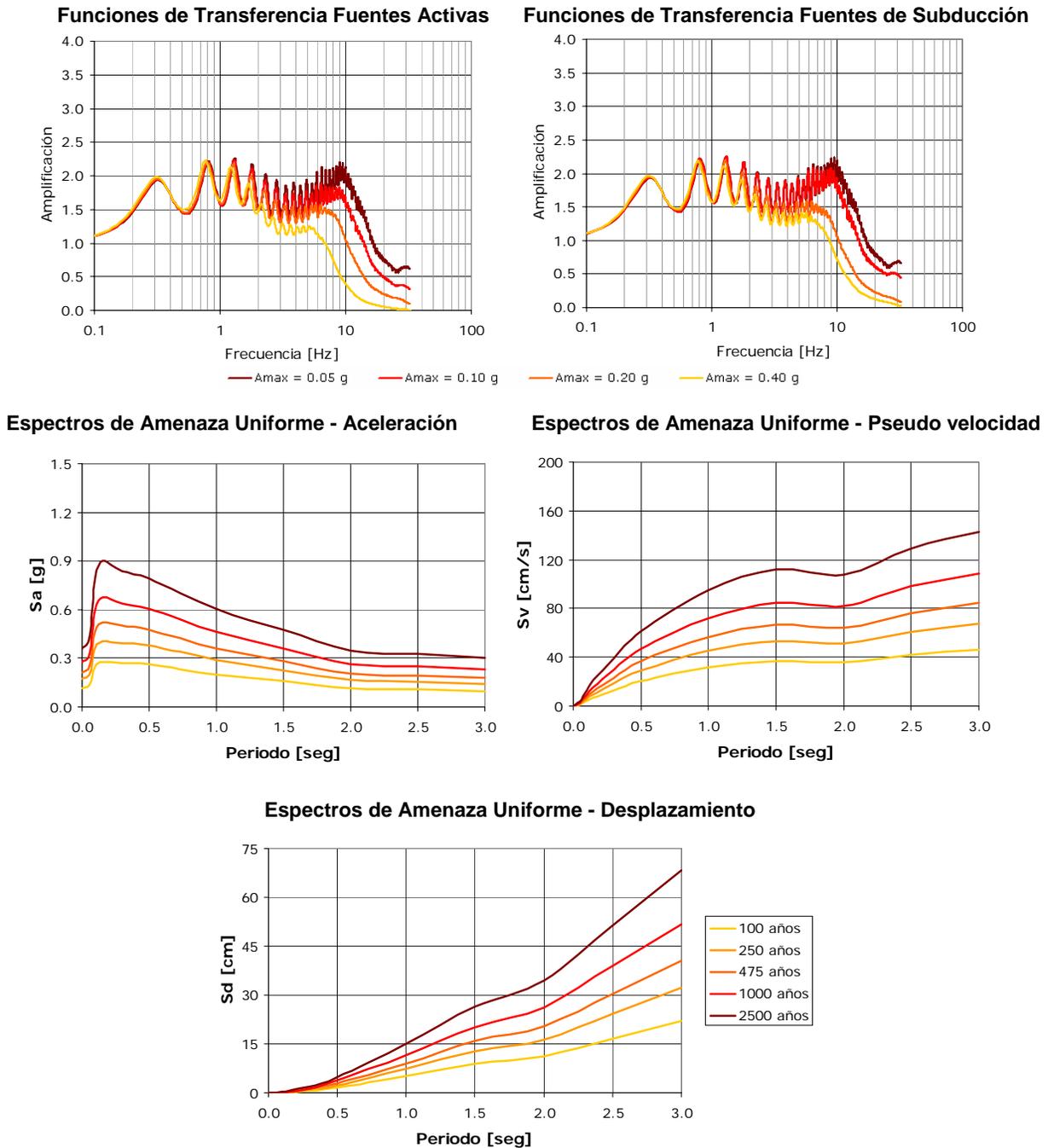


Figura 5.32 Resultados Punto de Análisis: Estadio Rivera Escobar

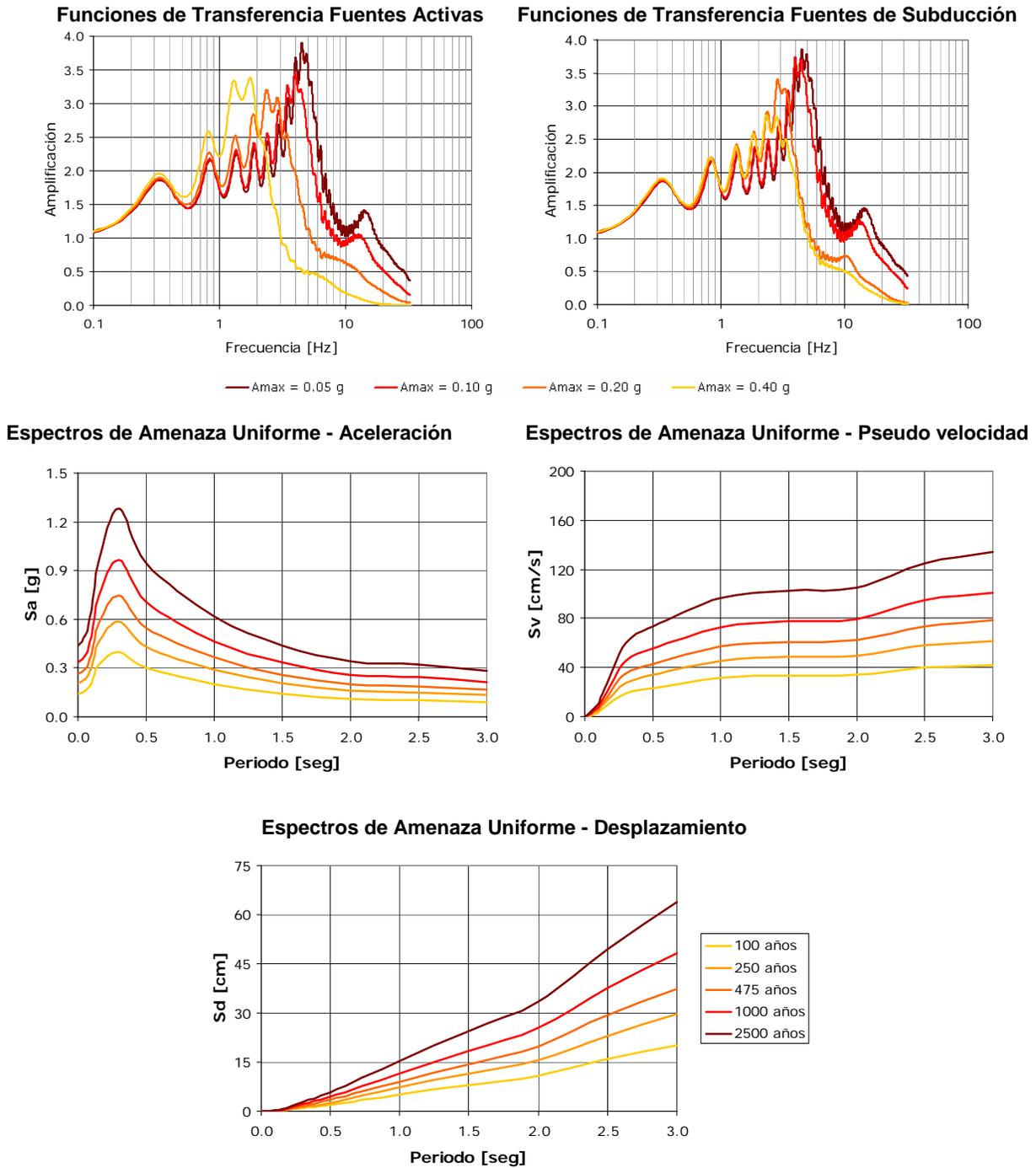
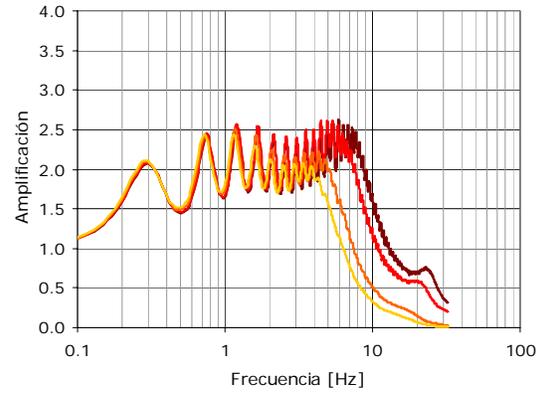
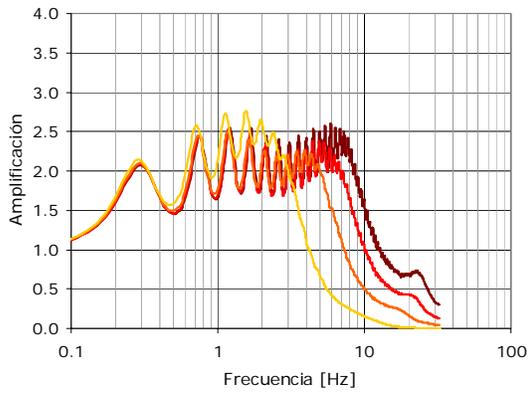


Figura 5.33 Resultados Punto de Análisis: Batallón Codazzi

Funciones de Transferencia Fuentes Activas

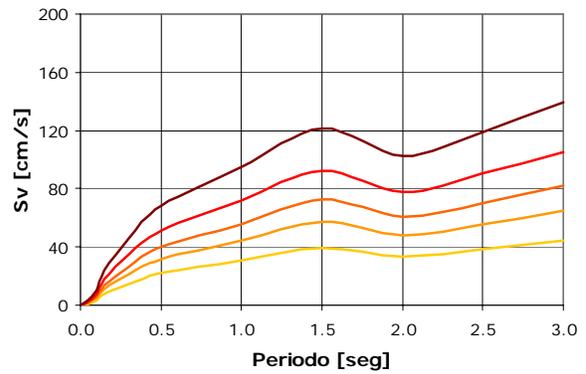
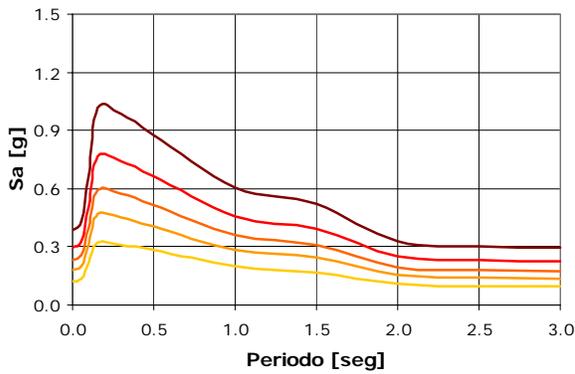
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



— Amax = 0.05 g — Amax = 0.10 g — Amax = 0.20 g — Amax = 0.40 g

Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración

Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

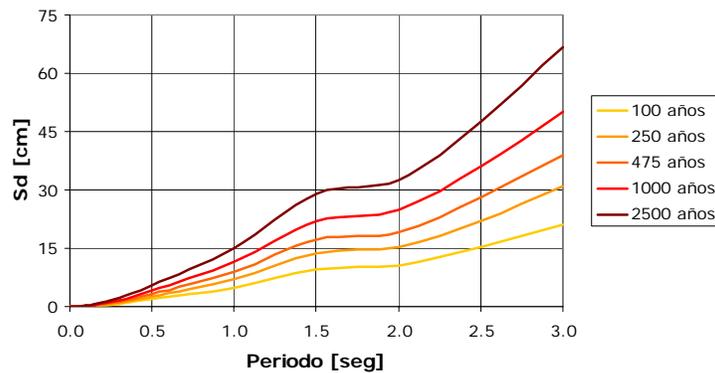
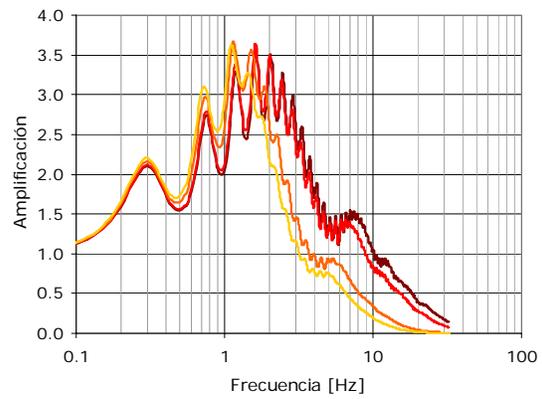
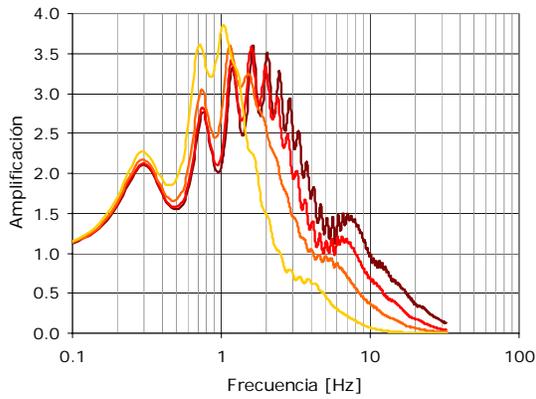


Figura 5.34 Resultados Punto de Análisis: SENA Palmira

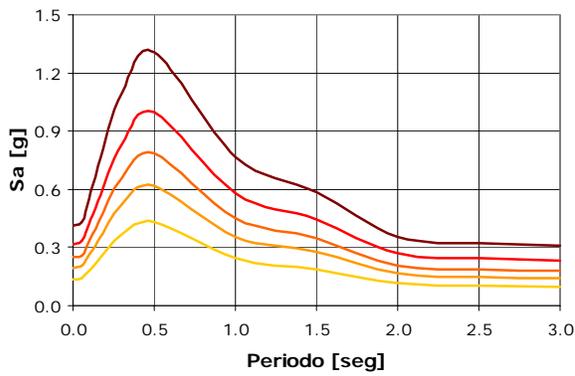
Funciones de Transferencia Fuentes Activas

Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción

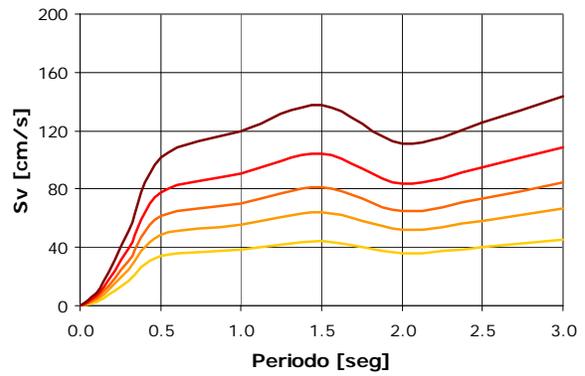


— Amax = 0.05 g — Amax = 0.10 g — Amax = 0.20 g — Amax = 0.40 g

Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

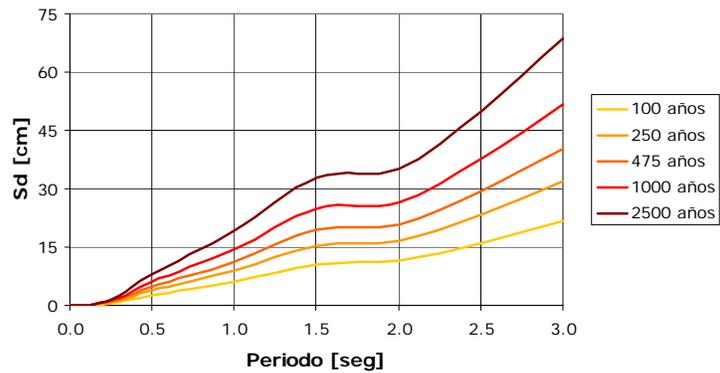
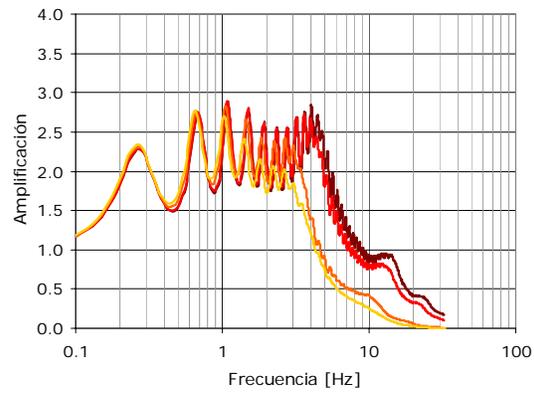
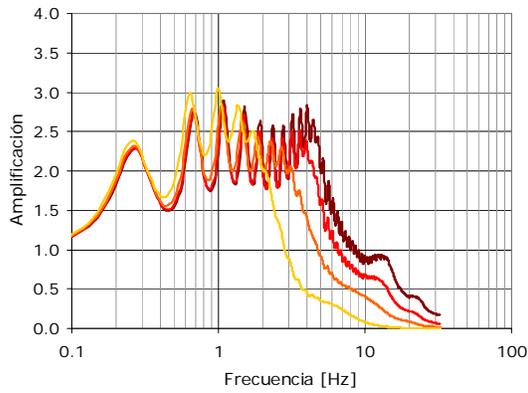


Figura 5.35 Resultados Punto de Análisis: Universidad del Valle

Funciones de Transferencia Fuentes Activas

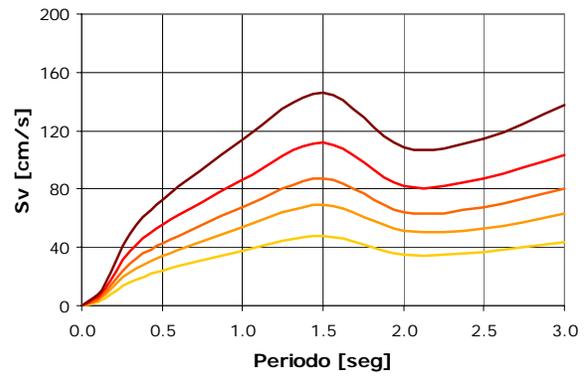
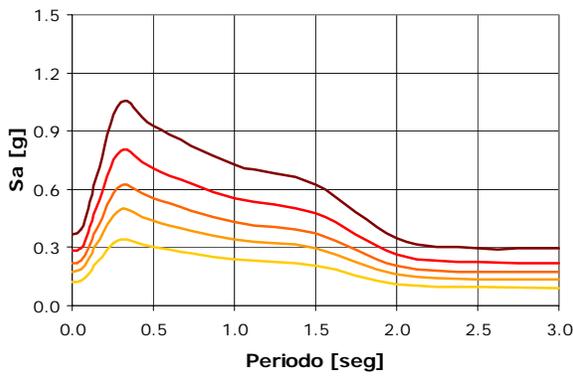
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



— Amax = 0.05 g — Amax = 0.10 g — Amax = 0.20 g — Amax = 0.40 g

Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración

Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

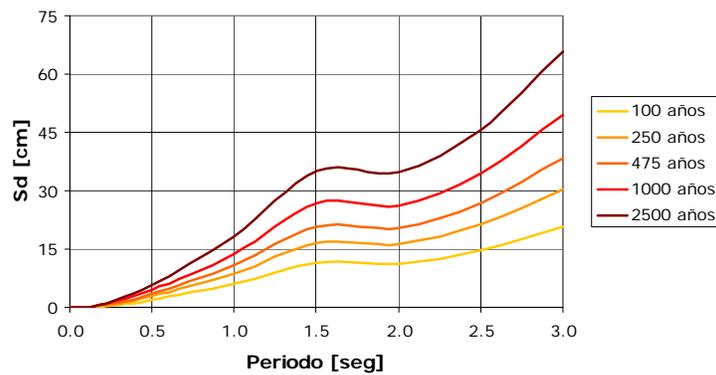
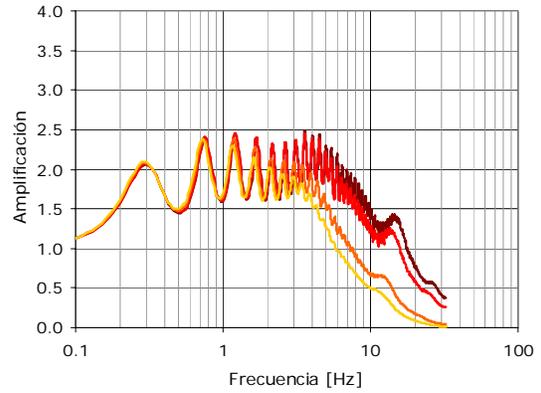
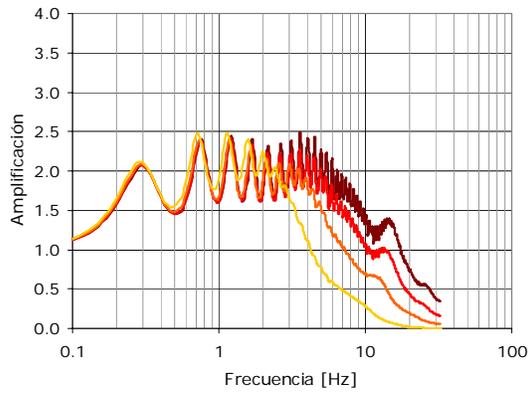


Figura 5.36 Resultados Punto de Análisis: Centro de Palmira

Funciones de Transferencia Fuentes Activas

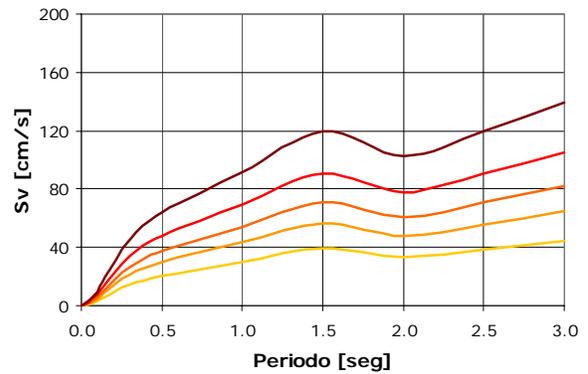
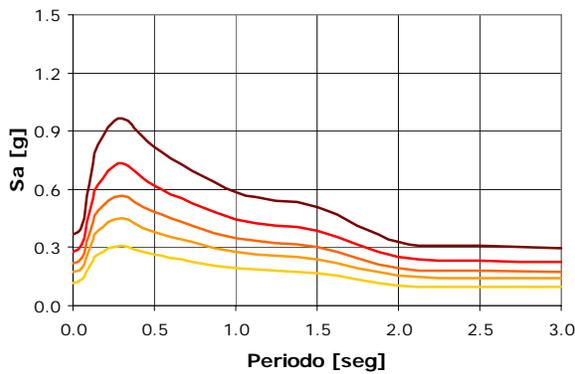
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



— Amax = 0.05 g — Amax = 0.10 g — Amax = 0.20 g — Amax = 0.40 g

Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración

Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

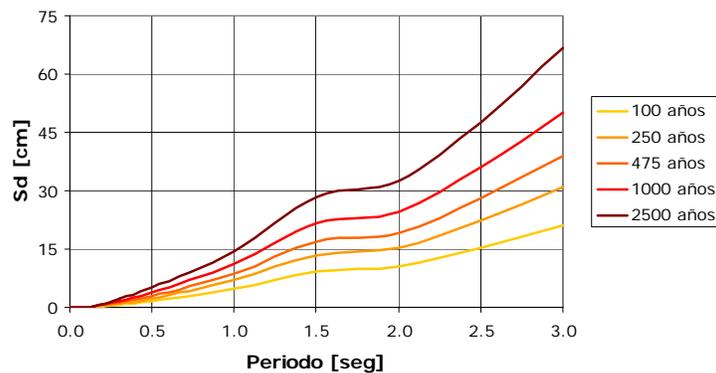
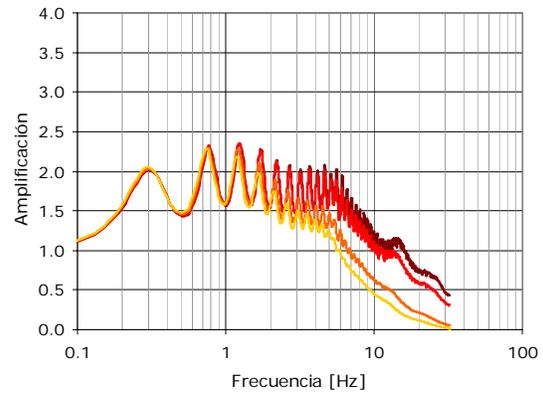
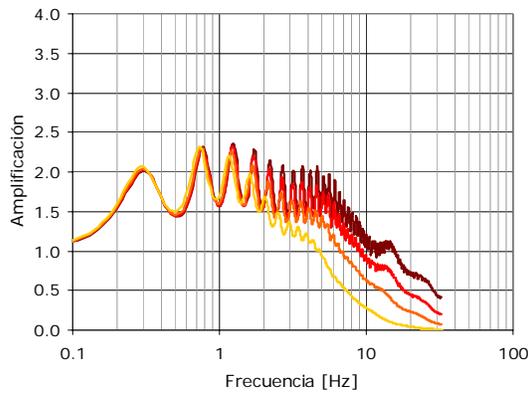


Figura 5.37 Resultados Punto de Análisis: Instituto Raffo Rivera

Funciones de Transferencia Fuentes Activas

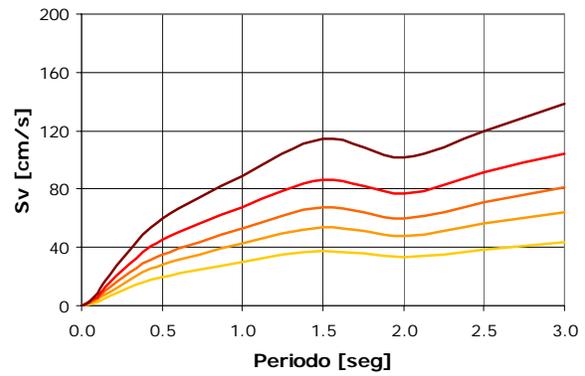
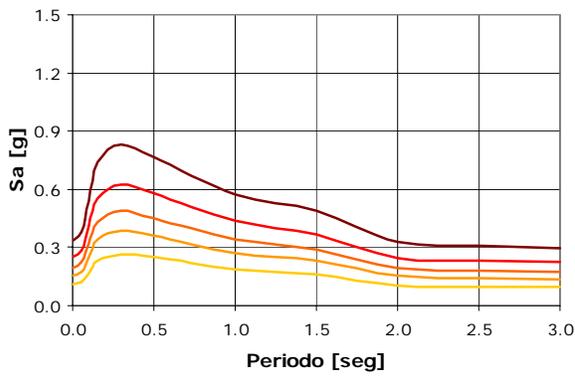
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



— Amax = 0.05 g — Amax = 0.10 g — Amax = 0.20 g — Amax = 0.40 g

Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración

Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

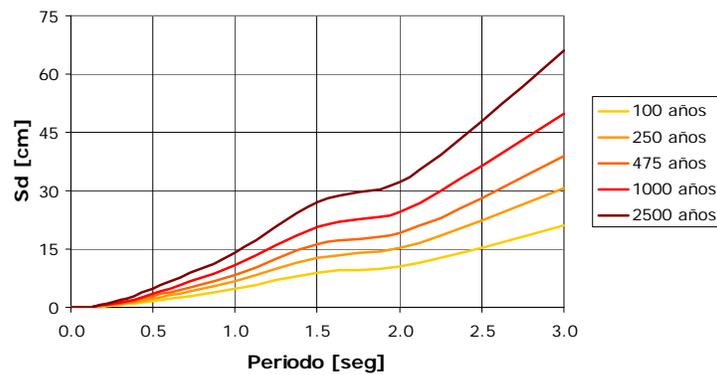
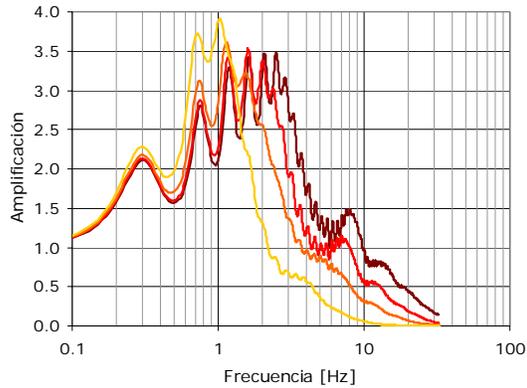


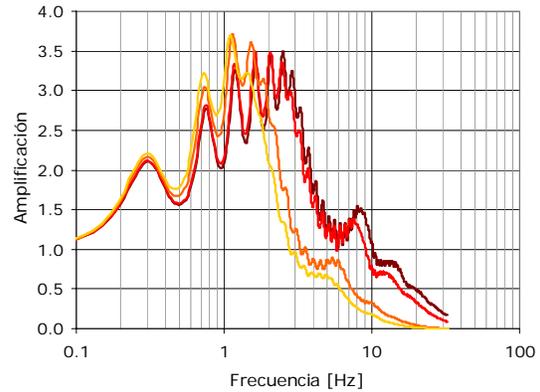
Figura 5.38 Resultados Punto de Análisis: Parque de los Mangos

Funciones de Transferencia Fuentes Activas

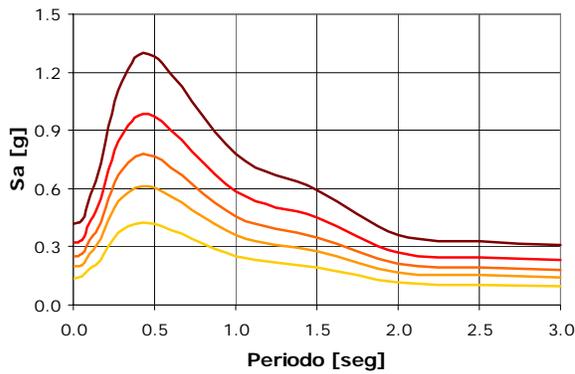


— Amax = 0.05 g — Amax = 0.10 g — Amax = 0.20 g — Amax = 0.40 g

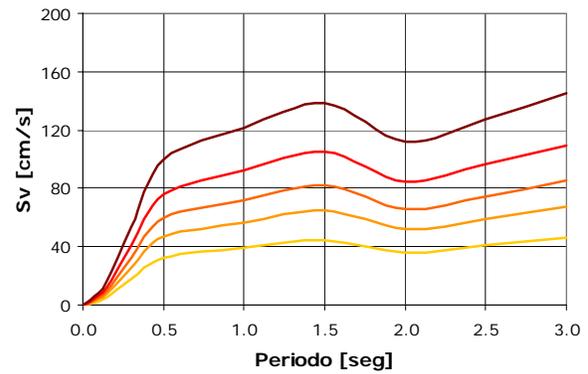
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

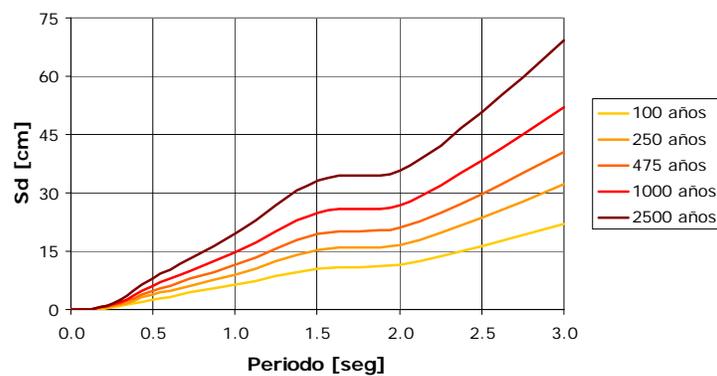
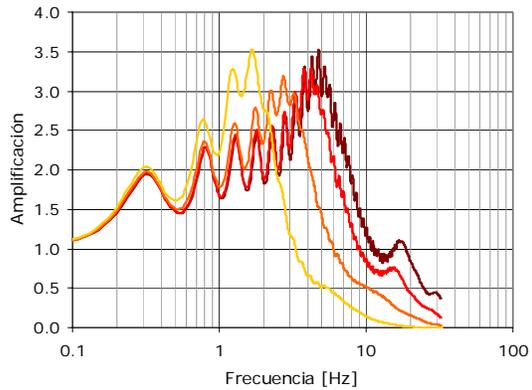


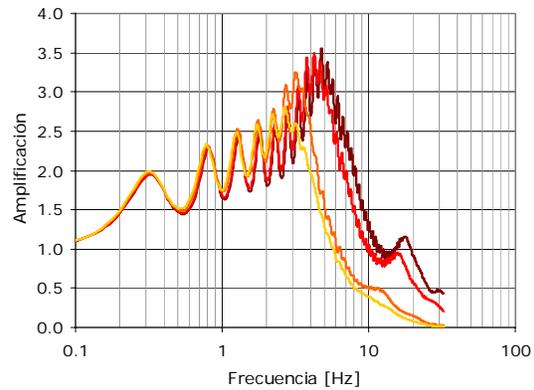
Figura 5.39 Resultados Punto de Análisis: Parque del Azúcar

Funciones de Transferencia Fuentes Activas

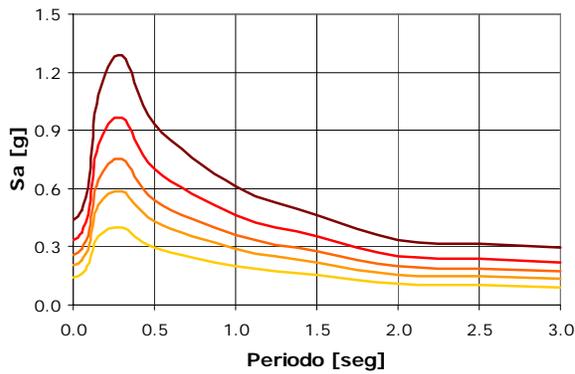


— Amax = 0.05 g — Amax = 0.10 g — Amax = 0.20 g — Amax = 0.40 g

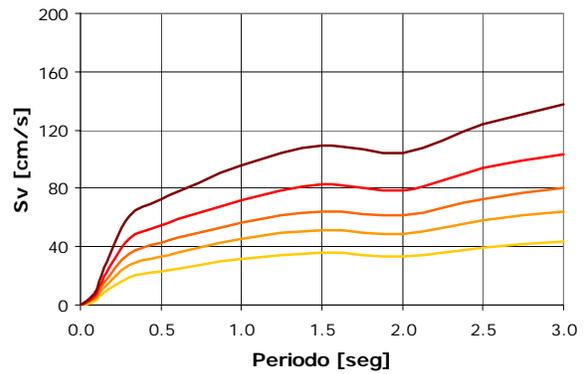
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

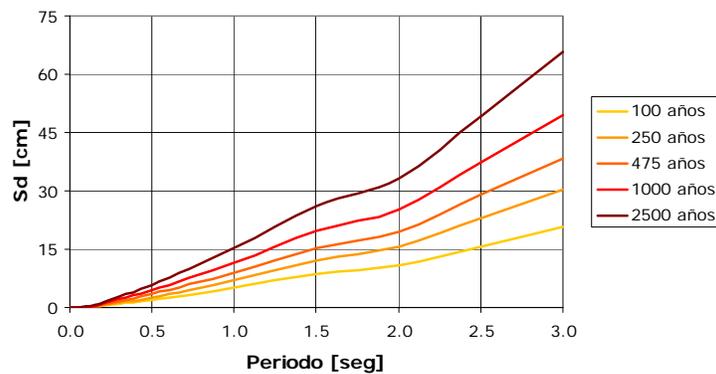


Figura 5.40 Resultados Punto de Análisis: Finca San Pablo

En la Figura 5.41 se presentan los espectros de amenaza uniforme para un periodo de retorno de 475 años encontrados para los nueve puntos de control que se encuentran en la ciudad de Palmira.

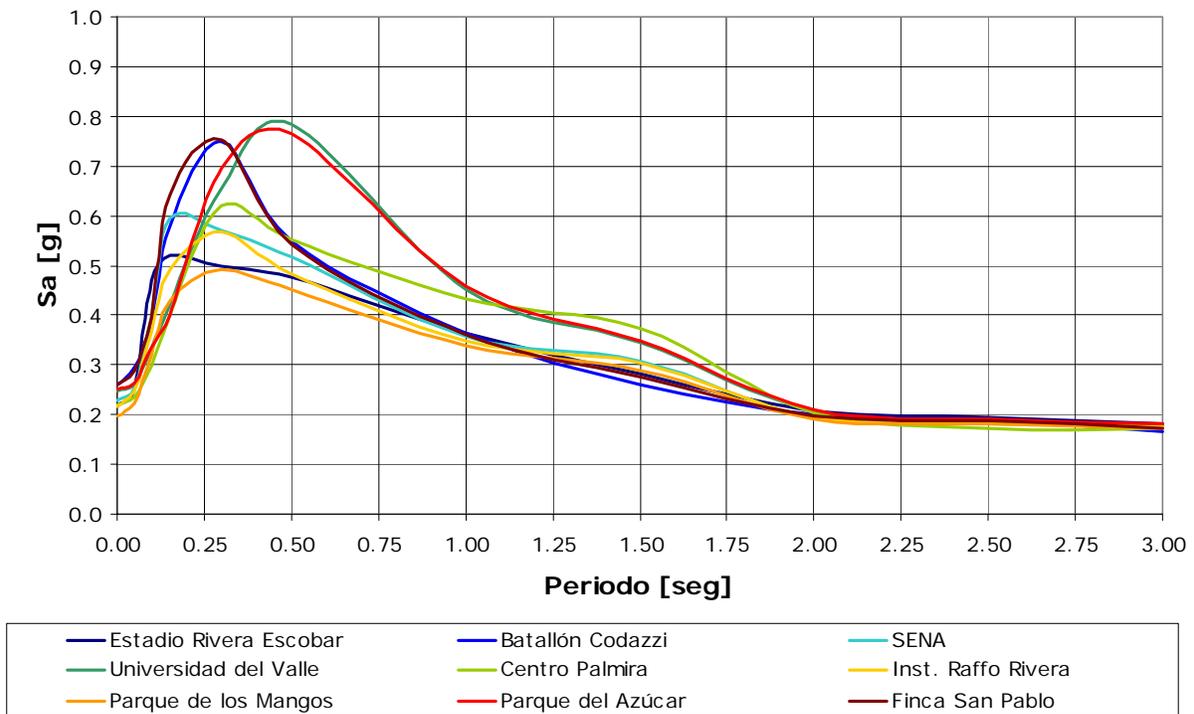


Figura 5.41 Comparación de espectros para la ciudad de Palmira

5.6 CÁLCULO DE LA AMENAZA PARA LOS ANÁLISIS DE RIESGO SÍSMICO

Los análisis de riesgo sísmico que se presentan en el Capítulo 7 se desarrollan mediante el programa de cálculo RS-COL. Para tener en cuenta los efectos de sitio en la estimación de la amenaza sísmica el programa requiere que se establezcan polígonos en los cuales la ley de atenuación (relación intensidad-magnitud-distancia) sea constante (estos polígonos se presentan en el Capítulo 6). Las Figuras 5.60 a 5.62 presentan los factores de amplificación, calculados como la división del espectro de respuesta en superficie por el espectro de respuesta incidente en roca para las 22 señales de análisis para cada uno de los puntos de control ubicados en los tres municipios de estudio. Se incluyen las funciones de amplificación empleadas para zonas de transición entre los sondeos realizados en cada uno de los municipios; 50 m y 20 m para el municipio de Tuluá y 70 m para el municipio de Buga.

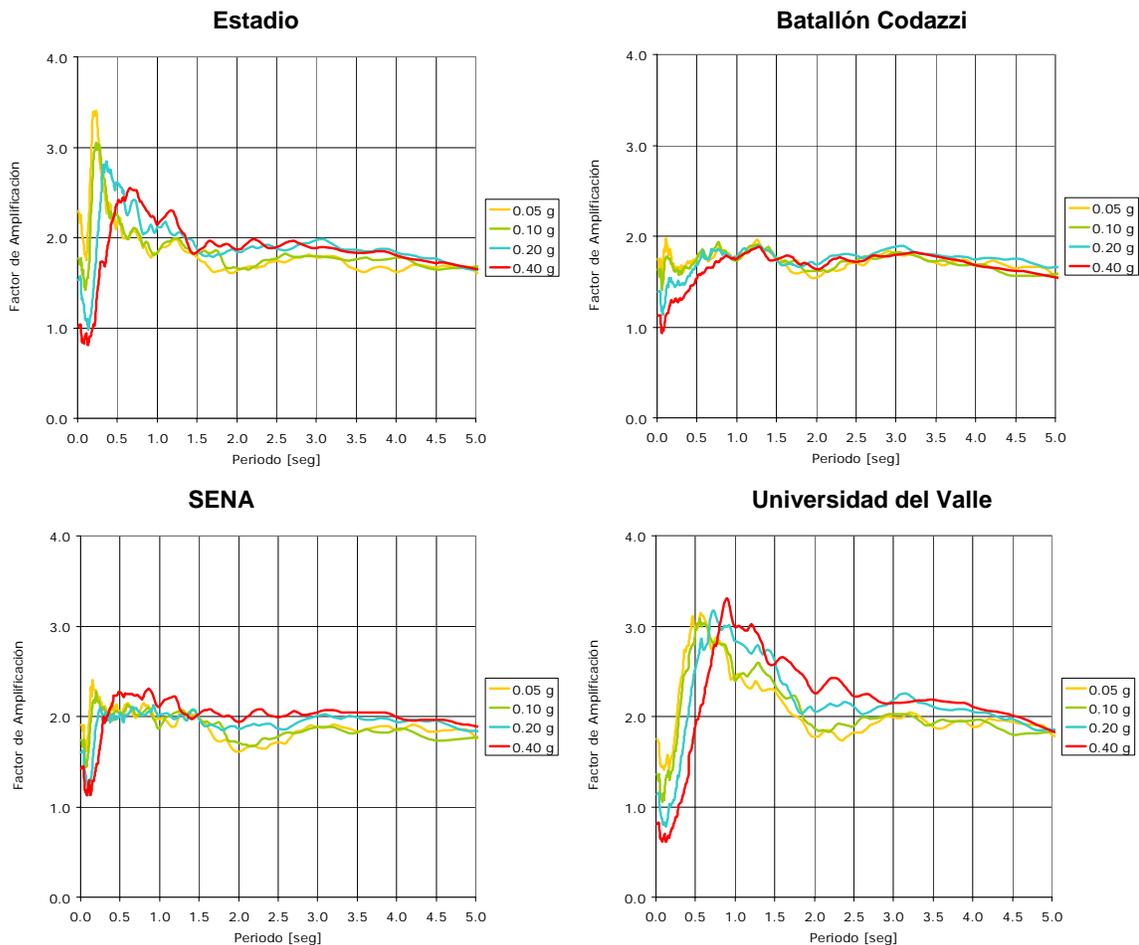
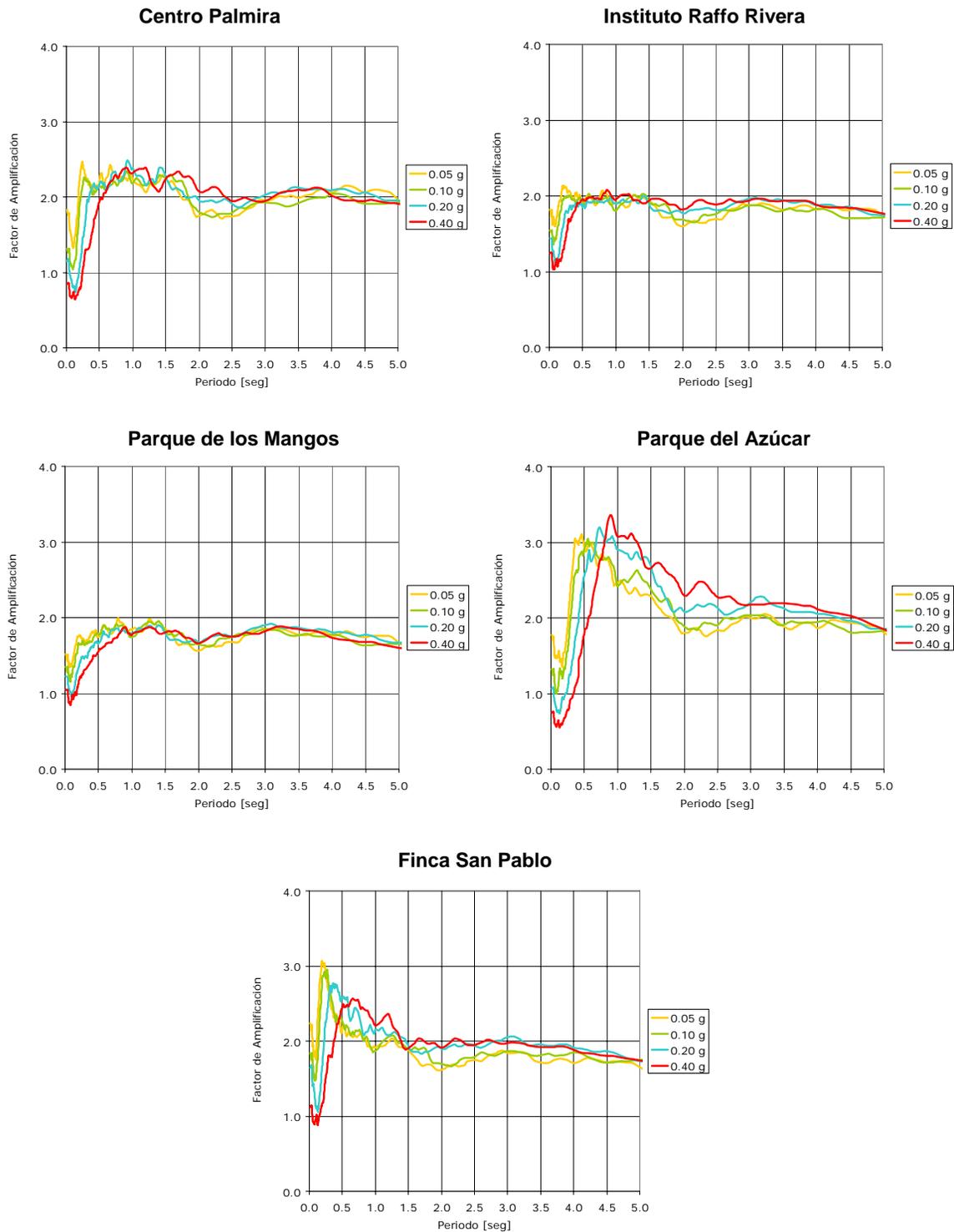


Figura 5.60 Funciones de amplificación para el municipio de Palmira.



Continuación Figura 5.60 Funciones de amplificación para el municipio de Palmira.

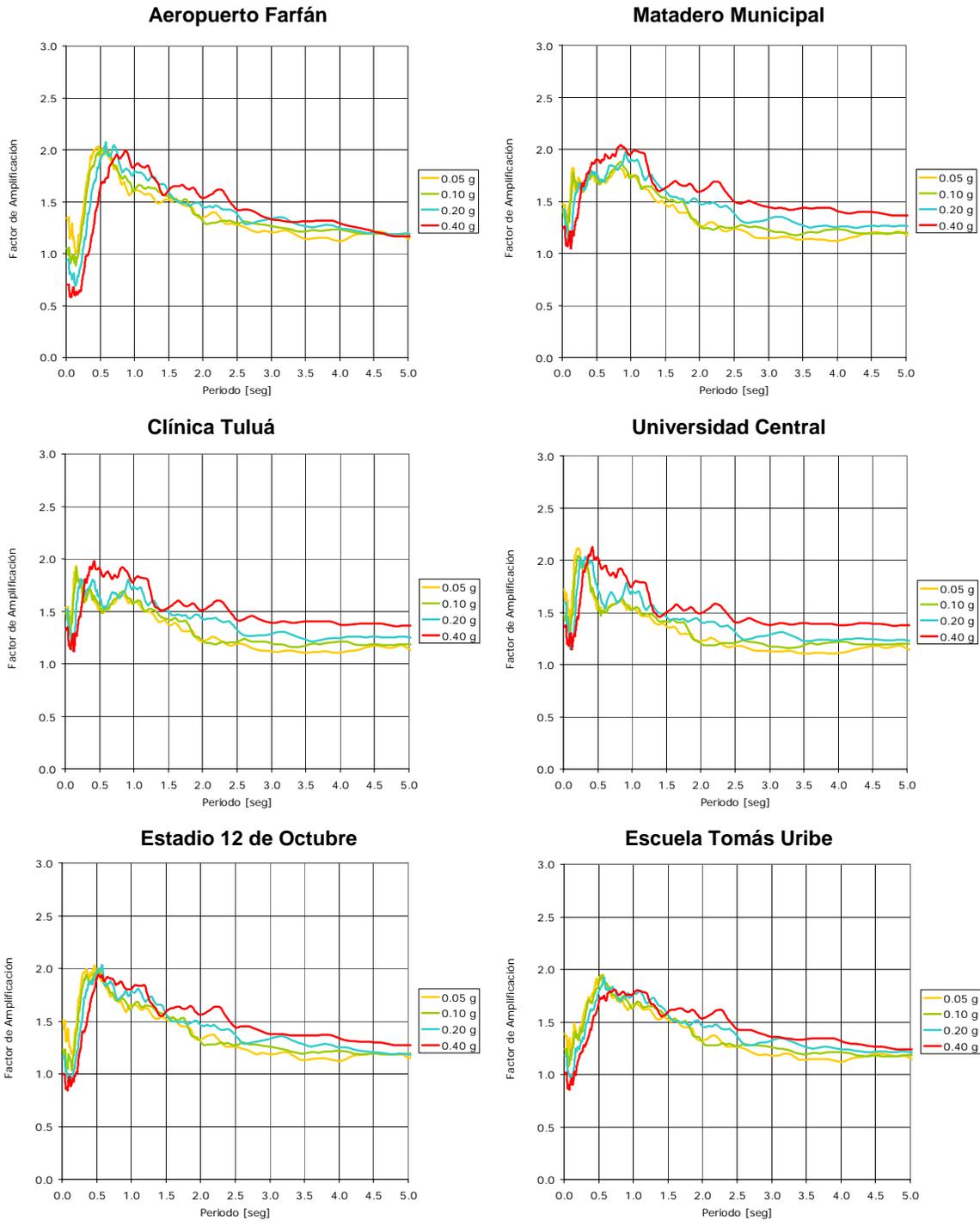
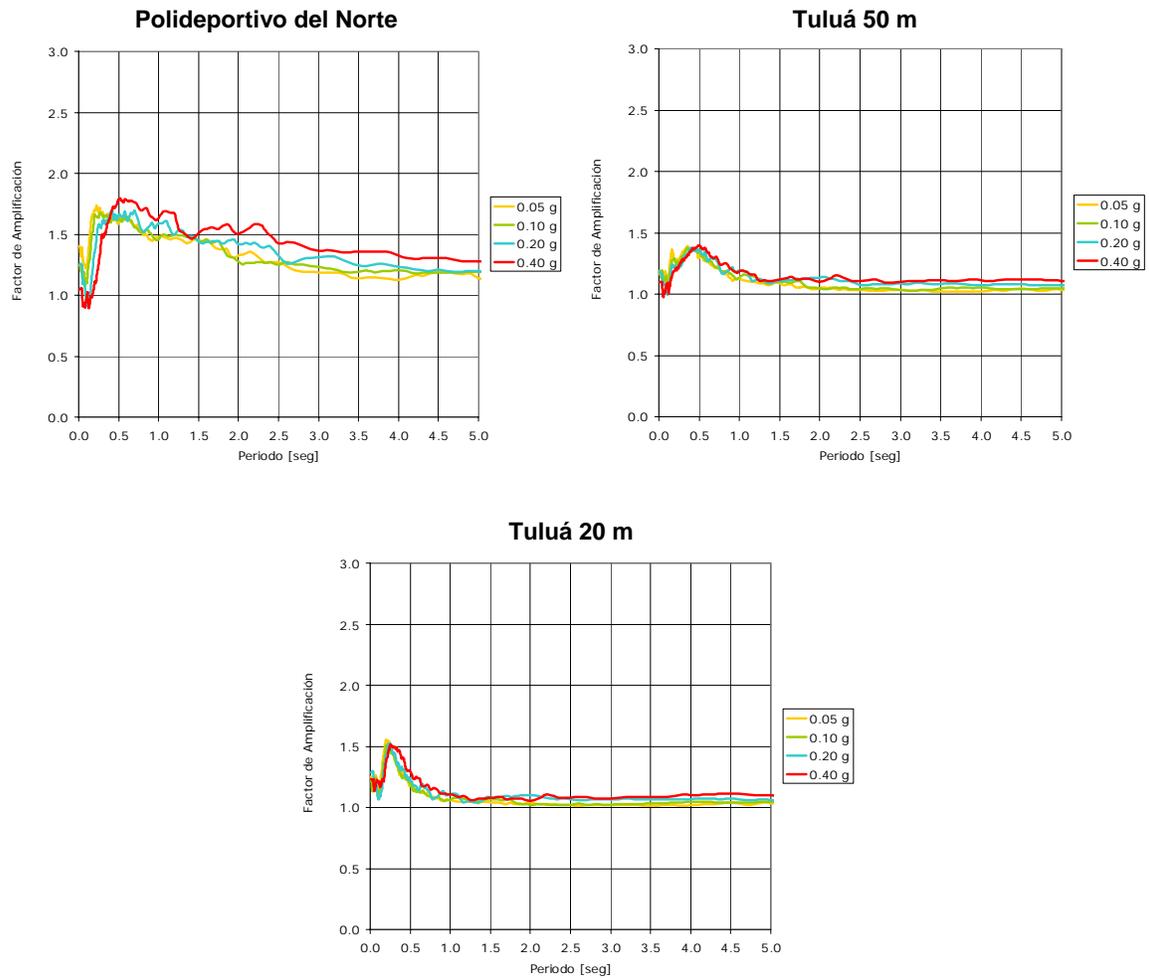


Figura 5.61 Funciones de amplificación para el municipio de Tuluá.



Continuación Figura 5.61 Funciones de amplificación para el municipio de Tuluá.

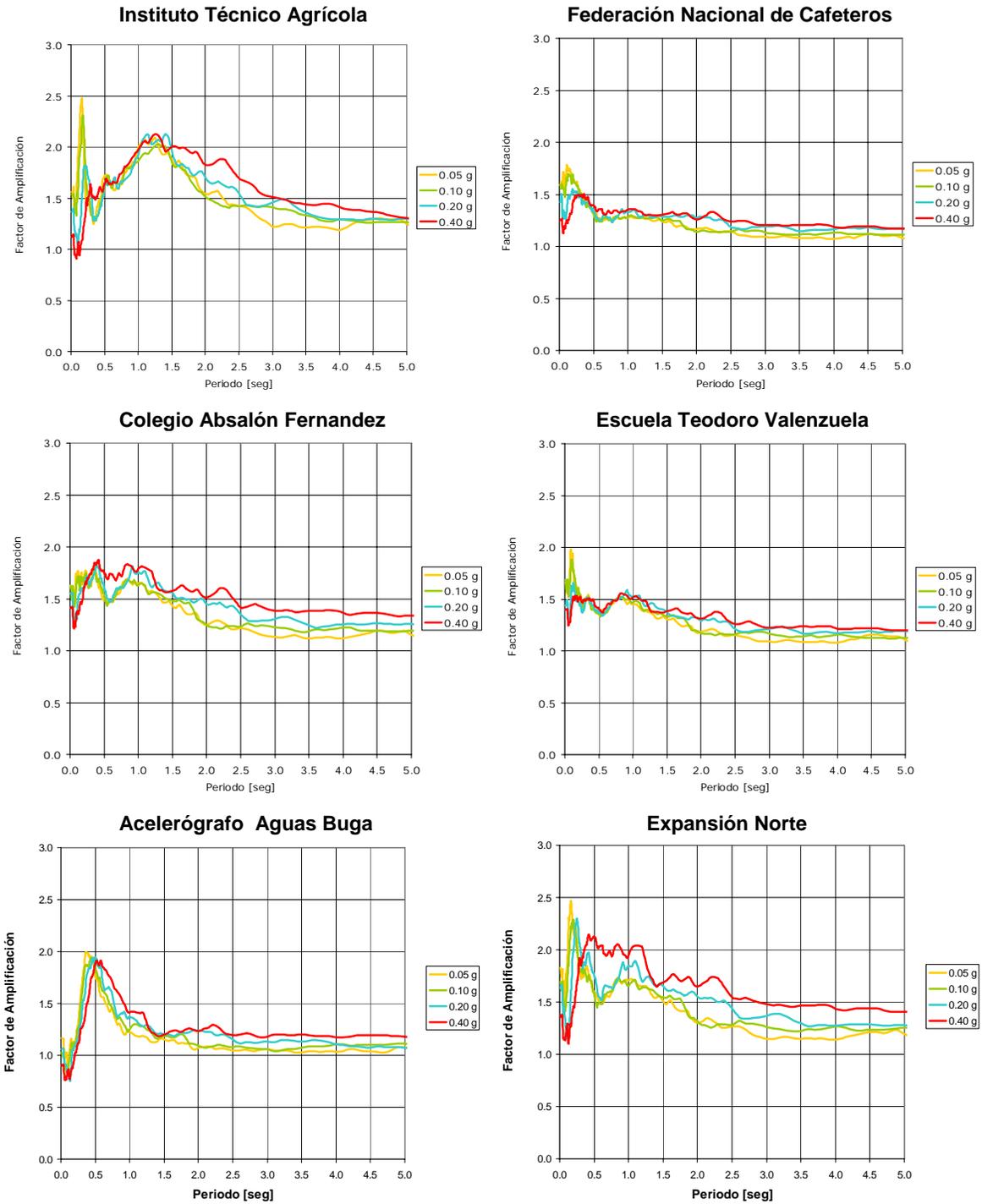
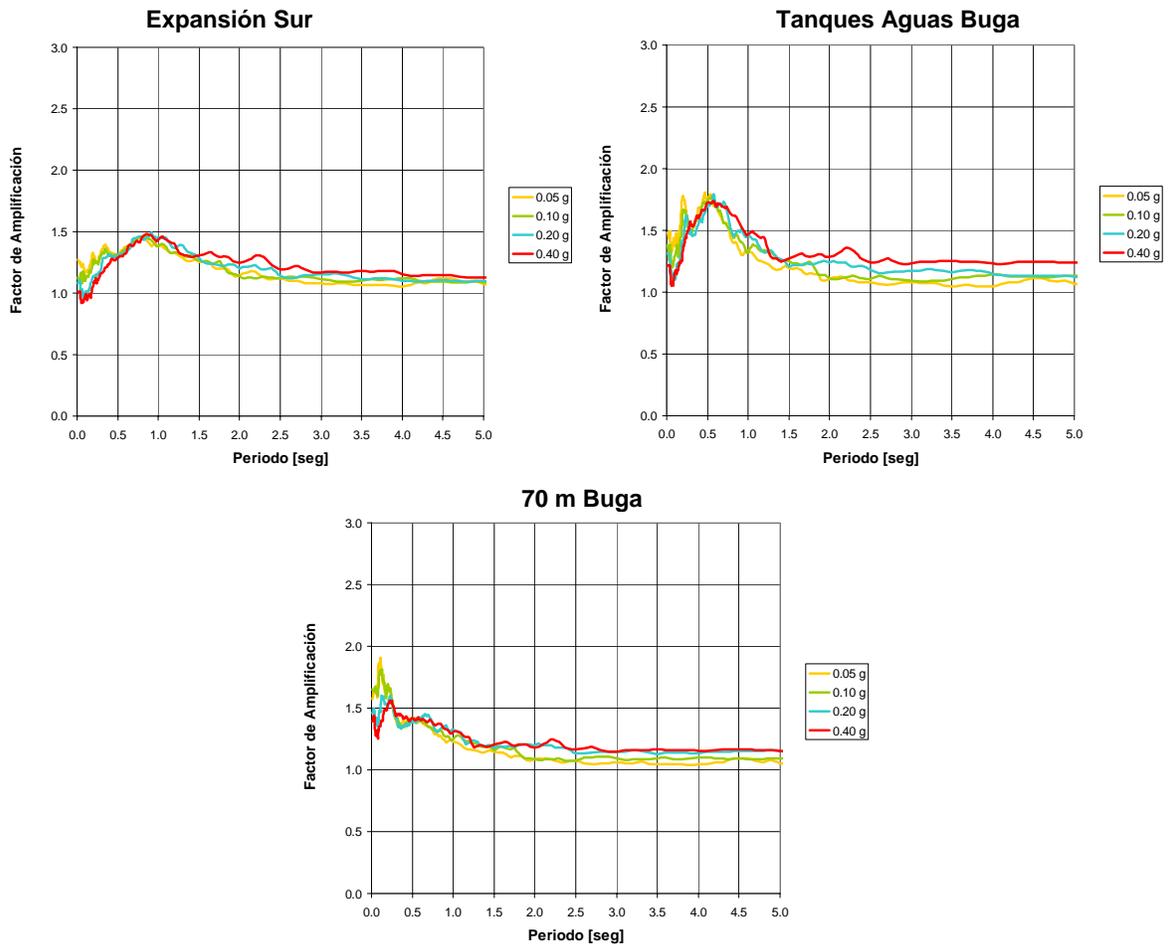


Figura 5.62 Funciones de amplificación para el municipio de Buga.



Continuación Figura 5.62 Funciones de amplificación para el municipio de Buga.

5.7 BIBLIOGRAFÍA

Aguilar A., Arboleda J. & Ordaz M., 1999. Programa Crisis 99. Programa para calcular el Riesgo Sísmico.

Aki, K., 1988. Local Site Effects on Ground Motions, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II- Recent Advances in Ground motion Evaluation, J.L. Von Thun (Editor), Geotechnical Special Publication No.20, Am. Soc. Civil Eng, New York, 103-155.

Biot, M. A., 1956. Theory of deformation of porous viscoelastic anisotropic solid, Journal of applied physics, Vol. 27, No. 5, May 1956, pp. 459-467.

Chavez-Garcia, F.J. & Bard, P.-Y. 1994. Site effects in Mexico City eight years after the September 1985 Michoacan earthquakes, Soil Dynamics. Earthquake Engineering, 13/em, 229-247.

Centro Regional de Sismología para América del Sur. CERESIS. 1999. El terremoto de Loma Prieta - 17 de octubre 1989.

Comunidad Económica Europea-Ingeominas. 1992. Microzonificación Sismogeotécnica de Popayán, Publicaciones Especiales Ingeominas #2.

Constantapoulos, I. V., 1973. Amplification studies for nonlinear hysteretic soil model, Sc. D. thesis, Departament of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.

Dobry, R., & Vucetic M., 1987. Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits, In proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of soft soils, Vol. 2, Manual J. Mendoza y Luis Montañez (eds), Mexico, 1987.

Duffy, J. & Midlin, R. D., 1957. Stress-strain relation and vibrations of granular medium, Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol. 24, 157, p. 585.

Finn, W. D. L & Lee, M. K. W. 1991 . DESRA-2C: Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential, Univ. of British Columbia, Faculty of Applied Science.

Hardin, B.O. & Drnevich, V. P., 1972. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation Curves, Journal of Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, July 1972, pp. 667-692.

Hardin, B. O., & Richart, F. E., Jr., 1963. Elastic wave velocities in granular soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1, Proceedings Paper 3407, February 1963, pp. 33-66.

Hashash, Y & Park, 2001. D. Non- linear one dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment. Engineering Geology 62 (2001) 185 - 206.

Hashash, Y & Park, D. 2002. Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22 (2002) 611–624.

Haskell, N. A. 1953. The dispersion of surface waves on multilayered media. *Bull. Seism. Soc. Amer.* 43, 17-34.

Heirli, W., 1962. Inelastic wave propagation in soil columns, *Journal for the soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, No. SM6, December 1962, pp. 33 - 63.

Herrera, I. & Rosenblueth, E. 1965. Response spectra on stratified soil, *Proceedings* i, 3rd World Conference ON Earthquake Engineer, New Zealand, 1965.

Idriss, I. M. & Seed, H. B.,1967. Response of horizontal soil layers during earthquakes, *Research Report Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley.*

Idriss, I. M. & Seed, H. B., 1968. Seismic response of horizontal soil layers, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM4, *Proceedings paper* 6043, July 1968, pp. 1003-1031.

Idriss, I. M. Dobry, R. & Singh, S. 1978. Nonlinear behaviour of soft clays during cyclic loading. *ASCE J. Geotechnical Eng. Division.* 104 (GT12).

Idriss, I. M. 1990. Response of Soft Soil Sites during Earthquakes. *Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed, Berkeley, May,* 273-289

Idriss I. M. & Sun, J. I., 1992. SHAKE91.

Jacobsen, L., 1930. Motion of a soil subjected to a simple harmonic ground vibration, *Bulletin of the Seismic Society of America*, Vol. 20, 1930, pp.160-196.

Kanai, K., 1950. The effect of solid viscosity of surface layer on the earthquake movements, *Bulletin Earthquake Institute, Tokyo University*, Vol. 28, 1950, pp. 31-35.

Kanai, K., 1952. Relation between the nature of surface layer and the amplitude of earthquake motions, *Bulletin Earthquake Institute, Tokyo University*, Vol. 30, 1952, pp. 31-37.

Kanai, K., 1961. An empirical formula for spectrum of strong earthquake motions, *Bulletin Earthquake Institute, Tokyo University*, Vol. 39.

Oficina para la Prevención de Emergencias OPES, Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres DNPAD, INGEOMINAS, UNIANDES., 1996. Proyecto Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. Subproyecto No 11 Zonificación Sísmica.

Nakamura, Y. A., 1989. Method for Dynamic Characteristic Estimation of Subsurface Using Microtremors on Ground Surface, *QR of RTRI* 30, No.1, February, 25-33.

National Information Service for Earthquake Engineering, NISEE, 1993. NISEE Software Library 2nd Edition, University of California, Berkeley.

Papadakis, C. N., 1973. Soil transients by characteristics method, PHD Thesis, University of Michigan.

Parmelee, R. A., Penzien, J., Scheffey, C. F., Seed, H. B., & Thiers, G. R., 1964. Seismic effects on structures supported on piles extending deep sensitive clay, Report No. 64-2, Institute of Engineering Research, University of California, Berkeley, August 1964.

Parmelee, R. A., Perelman, D. S., Lee, S. L. & Keer, L. M., 1968. Seismic response of structure foundation systems, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vo. 94, No. EM6, Dec.1968, pp. 1295-1315.

Ramberg, W. & Osgood, W. T., 1943. Description of stress-strain curves by three parameters, Technical Note 902, NACA, 1943.

República de Colombia, 1998. Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes – NSR-98, Ley 400 de 1997. Decreto 33 de 1998.

Röesset J. M., 1977. Soil amplification in Earthquakes. In Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai & Christian (Editors), McGraw-Hill, Ch. 19.

Röesset J. M., Sarrazin M. & Vanmarcke E., 1969. The use of amplification functions to derive response spectra including the effect of local soil conditions. Res. Rept. R69-48, Massachusetts Institute of Technology, Civil Eng. Dept.

Romo M.P. & Jaime, A. 1987. Degradación del S módulo de cortante de las arcillas del Valle de México", Memorias VII Congr. Nac. Ing. g, Sirmica, Querétaro, Qro., 1987. E-31-44.

Romo, M.P. y Seed H.B., 1986. Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 19, 1985, Proc. ASCE Specialty Int. Conf. on the Mexico Earthquakes-1985, 148-162, Sept 19, 1986, México

Sánchez-Sesma F- J, Chávez-García F. J & Bravo M. A, 1988. Seismic response of a class of alluvial valleys for incident SH waves, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 78, No 1, pp 83-95.

Schnabel, B; Lysmer, J., & Seed H. B., 1972. Shake a Computer Program for the Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, University of California, Berkeley, EERC Report 72-12-1972.

Seed H. B., & Idriss I. M., 1969. Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, No. SM1, Proceedings Paper 6347, January 1969, pp. 99-137.

Seed, H.B. & Idriss, I.M. 1983. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, Earthquake. Engineering Research Institute, El Cerrito, California.

Seed H. B., 1987. Influence of local soil conditions on ground motions and building damage during earthquakes. Eighth Nabor Carrillo Lecture, Mexican Society for Soil Mechanics.

Seed, H.B., Romo M.P., Sun J., Jaime A. & Lysmer J., 1988. Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico City in the Earthquake of Sept. 19, 1985, Earthquake Spectra (4) pp. 687 – 729.

Sezawa, K., 1927. On the decay of waves in viscoelastic soil bodies, Bulletin Earthquake Research Institute, University of Tokio, Vol. 3, 1927, PP. 43-54.

Singh, S., K., Lermo, J., Dominguez, T., Ordaz, M., Espinosa, J., M., Mena, E., & Quaas, R., 1988. The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - A Study of Amplification of Seismic Waves in the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone, Earthquake Spectra, Vol.4, No.4.

Streeter, V. L., Wylie, E. B., & Richart, F. E., Jr., 1973. Soil motion computations by Characteristics Method, ASCE National Structural Eng. Meeting, San Francisco, meeting reprint 1952.

Streeter, V. L., Wylie, E. B., & Richart, F. E., Jr., 1974. CHARSOIL, Characteristics Method applied to soils, NISEE, University of Berkeley.

Sun J. Goleosorkhi & Seed H. B., 1988. Dynamic Moduli and damping ratios for cohesive soils, Rept. No. EERC 88-15. University of California, Berkeley.

Tatsuoka, F., Shibuya, S., & Kuwano, R. 2001. Advanced laboratory stress-strain testing of geomaterials, A. A. Balkema Publishers, Netherlands.

Universidad de los Andes, 2002. Estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Manizales. Bogotá.

Whitman R. V. 1986 Are the soil depositions in Mexico city unique?, Proceedings ASCE international conference on Mexico Earthquakes- 1985, Mexico city.

Whitman, R. V., 1997. The Book, Massachusetts Institute of Technology.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 5 RESPUESTA DINÁMICA DEL SUBSUELO Y EFECTOS DE SITIO	5-1
5.1 INTRODUCCIÓN	5-1
5.1.1 Generalidades	5-1
5.1.2 Metodologías de análisis	5-2
5.1.3 Casos históricos – Efectos de sitio	5-3
5.2 MARCO TEÓRICO: MÉTODOS DE PROPAGACIÓN DE ONDA UNIDIMENSIONAL	5-9
5.2.1 Formulación General	5-9
5.2.2 Programa de Análisis: SHAKE 91	5-16
5.2.3 Programa de Análisis: DEEP SOIL	5-17
5.3 CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE MODELOS UNIDIMENSIONALES	5-18
5.3.1 Introducción	5-18
5.4 CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SEGÚN MODELOS ANALÍTICOS PARA PALMIRA, TULUÁ Y BUGA	5-22
5.4.1 Análisis de Sensibilidad	5-22
5.4.2 Resultados del modelo de referencia	5-24
5.4.3 Comparación de metodologías de estimación de efectos de sitio	5-24
5.4.4 Análisis con señales características	5-27
5.4.5 Modelo con terciario y basamento	5-31
5.4.6 Profundidad de roca base (Terciario)	5-33
5.4.7 Velocidad de onda de corte en la roca	5-35
5.4.8 Variación de la velocidad de onda con la profundidad	5-36
5.4.9 Curvas de degradación y amortiguamiento	5-38
5.4.10 Tipo de Análisis no lineal	5-40
5.4.11 Tipo de señal de entrada para análisis sísmico	5-43
5.4.12 Conclusiones del análisis de sensibilidad	5-44
5.5 RESPUESTA DINÁMICA UNIDIMENSIONAL	5-45
5.5.1 Perfiles de Análisis	5-45
5.5.2 Caracterización Geotécnica y Propiedades Dinámica	5-46
5.5.3 Señales de análisis para determinar las funciones de transferencia	5-47
5.5.4 Análisis de la respuesta dinámica para el municipio de Palmira	5-54
5.5.5 Análisis de la respuesta dinámica para el municipio de Tuluá	5-64
5.5.6 Análisis de la respuesta dinámica para el municipio de Buga	5-72
5.6 CÁLCULO DE LA AMENAZA PARA LOS ANÁLISIS DE RIESGO SÍSMICO	5-83
5.7 BIBLIOGRAFÍA	5-89

LISTA DE FIGURAS

Figura 5.1 Amplificación y deamplificación de los movimientos sísmicos en términos de la aceleración pico (Fuente : Seed & Idriss, 1983).....	5-4
Figura 5.2 Corrección de la amplificación y deamplificación (Fuente : Idriss, 1990).....	5-5
Figura 5.3 Relación entre modulo de cortante y coeficiente de Amortiguamiento vs Deformación (Fuente Dobry & Vucetic, 1987)	5-6
Figura 5.4 Esquema elemento unidimensional de suelo	5-12
Figura 5.5 Líneas características en el plano z-t para seis divisiones de suelo	5-13
Figura 5.6 Curvas modelo lineal equivalente	5-17
Figura 5.7 Esquema efectos de sitio y cálculo de funciones de transferencia	5-19
Figura 5.8 Degradación del módulo de rigidez y amortiguamiento efectivo en función de la profundidad	5-20
Figura 5.9 Deformación cortante promedio y aceleración máxima en función de la profundidad	5-21
Figura 5.10 Funciones de Transferencia modelo de análisis.....	5-21
Figura 5.11 Espectros de Amenaza Uniforme para los tres municipios estudiados.....	5-24
Figura 5.12 Espectros de respuesta señales de análisis comparados con los espectros de amenaza uniforme en roca para las ciudades de Palmira, Tuluá y Buga	5-25
Figura 5.13 Comparación metodologías de estimación de efectos de sitio para modelo de referencia para Palmira, Tuluá y Buga.....	5-26
Figura 5.14 Señal Sismo Cercano	5-27
Figura 5.15 Señal Sismo Benioff.....	5-28
Figura 5.16 Señal Sismo Subducción	5-28
Figura 5.17 Comparación señales de análisis y espectros de amenaza uniforme.....	5-29
Figura 5.18 Comparación metodologías de estimación de efectos de sitio para modelos de referencia Palmira, Tuluá y Buga.....	5-30
Figura 5.19 Sensibilidad en la respuesta al modelo con terciario y basamento para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.....	5-32
Figura 5.20 Sensibilidad con la profundidad del depósito blando para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.	5-34
Figura 5.21 Sensibilidad en la respuesta a la velocidad de onda de corte en la roca para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.....	5-35
Figura 5.22 Sensibilidad en la respuesta a la variación de la velocidad de onda de corte con la profundidad para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.....	5-37
Figura 5.23 Sensibilidad en la respuesta a la forma de la curva de degradación - Buga.....	5-39
Figura 5.24 Sensibilidad en la respuesta al tipo de análisis no lineal señales sintéticas municipio de Palmira	5-40
Figura 5.25 Sensibilidad en la respuesta al tipo de análisis no lineal señales sintéticas municipio de Tuluá	5-41
Figura 5.26 Sensibilidad en la respuesta al tipo de análisis no lineal señales sintéticas municipio de Tuluá	5-42

Figura 5.27 Sensibilidad en la respuesta al tipo de señal de entrada para el análisis para los municipios de Palmira, Tuluá y Buga.....	5-43
Figura 5.28 Señales de Fuente Activa	5-48
Figura 5.29 Señales de Fuente Subducción	5-50
Figura 5.30 Espectros normalizados señales fuentes activas	5-53
Figura 5.31 Espectros normalizados señales fuentes subducción	5-53
Figura 5.32 Resultados Punto de Análisis: Estadio Rivera Escobar	5-54
Figura 5.33 Resultados Punto de Análisis: Batallón Codazzi	5-55
Figura 5.34 Resultados Punto de Análisis: SENA Palmira	5-56
Figura 5.35 Resultados Punto de Análisis: Universidad del Valle	5-57
Figura 5.36 Resultados Punto de Análisis: Centro de Palmira	5-58
Figura 5.37 Resultados Punto de Análisis: Instituto Raffo Rivera	5-59
Figura 5.38 Resultados Punto de Análisis: Parque de los Mangos	5-60
Figura 5.39 Resultados Punto de Análisis: Parque del Azúcar.....	5-61
Figura 5.40 Resultados Punto de Análisis: Finca San Pablo.....	5-62
Figura 5.41 Comparación de espectros para la ciudad de Palmira	5-63
Figura 5.42 Resultados Punto de Análisis: Aeropuerto Farfán	5-65
Figura 5.43 Resultados Punto de Análisis: Matadero Municipal.....	5-66
Figura 5.44 Resultados Punto de Análisis: Clínica Tuluá	5-67
Figura 5.45 Resultados Punto de Análisis: Universidad Central del Valle.....	5-68
Figura 5.46 Resultados Punto de Análisis: Estadio 12 de Octubre	5-69
Figura 5.47 Resultados Punto de Análisis: Instituto Tomás Uribe.....	5-70
Figura 5.48 Resultados Punto de Análisis: Polideportivo del Norte.....	5-71
Figura 5.49 Comparación de espectros para la ciudad de Tuluá	5-72
Figura 5.50 Resultados Punto de Análisis: Instituto Técnico Agrícola.....	5-73
Figura 5.51 Resultados Punto de Análisis: Federación Nacional de Cafeteros	5-74
Figura 5.52 Resultados Punto de Análisis: Escuela Teodoro Valenzuela	5-75
Figura 5.53 Resultados Punto de Análisis: Escuela Absalón Fernández	5-76
Figura 5.54 Resultados Punto de Análisis: Acelerógrafo.....	5-77
Figura 5.55 Resultados Punto de Análisis: CVC Piscicultura	5-78
Figura 5.56 Resultados Punto de Análisis: Liceo los Andes Expansión Sur	5-79
Figura 5.57 Resultados Punto de Análisis: Universidad Antonio Nariño Expansión Norte	5-80
Figura 5.58 Resultados Punto de Análisis: CVC Zona de Tanques	5-81
Figura 5.59 Comparación de espectros para la ciudad de Buga.....	5-82
Figura 5.60 Funciones de amplificación para el municipio de Palmira.	5-83
Figura 5.61 Funciones de amplificación para el municipio de Tuluá.	5-85
Figura 5.62 Funciones de amplificación para el municipio de Buga.....	5-87

LISTA DE TABLAS

Tabla 5.1	Sismos en que los efectos de sitio han sido importantes	5-3
Tabla 5.2	Variables y parámetros para el análisis de sensibilidad	5-23
Tabla 5.3	Perfiles de análisis - Palmira	5-45
Tabla 5.4	Perfiles de análisis - Tuluá	5-45
Tabla 5.5	Perfiles de análisis – Buga	5-46
Tabla 5.6	Características registros sismos fuente activa	5-52
Tabla 5.7	Características registros sismos fuente subducción	5-52