

Gestión del Riesgo Manizales - Colombia

Contrato interadministrativo No. 213-2012

“Aunar esfuerzos para mejorar la gestión del riesgo mediante la instrumentación, monitoreo y sistemas de alerta temprana en el municipio de Manizales”



INFORME SOBRE MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS EN SECCIONES REPRESENTATIVAS DE LA MORFOLOGÍA DE LA ZONA URBANA

JUNIO 2015

AUNAR ESFUERZOS PARA MEJORAR LA GESTIÓN DEL RIESGO MEDIANTE LA INSTRUMENTACIÓN, MONITOREO Y SISTEMAS DE ALERTA TEMPRANA EN EL MUNICIPIO DE MANIZALES, CONTRATO INTERADMINISTRATIVO NO. 213-2012

INFORME SOBRE MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS EN SECCIONES REPRESENTATIVAS DE LA MORFOLOGÍA DE LA ZONA URBANA

Director: Omar Darío Cardona Arboleda
Coordinación: María del Pilar Pérez
Dora Catalina Suárez Olave
Supervisión: Jairo Andrés Paredes López

Autor:
Oscar Correa Calle

INSTITUTO DE ESTUDIOS AMBIENTALES - IDEA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA SEDE MANIZALES

MANIZALES, JUNIO 2015



Contenido

| | |
|---|-----------|
| ÍNDICE DE FIGURAS | 6 |
| ÍNDICE DE TABLAS | 9 |
| 1 INTRODUCCIÓN..... | 10 |
| 2 JUSTIFICACIÓN | 11 |
| 3 OBJETIVOS | 14 |
| 3.1 OBJETIVO GENERAL | 14 |
| 3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 15 |
| 4 ALCANCE..... | 15 |
| 5 METODOLOGÍA | 16 |
| 6 MARCO CONCEPTUAL..... | 17 |
| 6.1 INTRODUCCIÓN | 17 |
| 6.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE SUELOS | 17 |
| 6.2.1 Amplificación de Ondas Sísmicas..... | 17 |
| 6.2.2 Deamplificación de Ondas Sísmicas..... | 28 |
| 6.2.3 Licuación de Suelos..... | 28 |
| 6.2.4 Movilidad cíclica | 29 |
| 6.2.5 Otros Fenómenos Asociados a la Respuesta Sísmica | 30 |
| 6.3 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA LINEAL EQUIVALENTE DEL SUELO | 31 |
| 6.4 DERIVACIÓN DEL MODELO LINEAL EQUIVALENTE | 32 |
| 6.4.1 Relación Esfuerzo – Deformación Unidimensional..... | 32 |
| 6.4.2 Aproximación Lineal Equivalente de una Respuesta Esfuerzo – Deformación No Lineal | 35 |
| 6.5 ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL DE RESPUESTA DEL TERRENO | 39 |
| 6.5.1 Movimientos en superficie libre, en lecho rocoso y en roca que aflora..... | 42 |
| 6.5.2 Movimientos transitorios o Transientes | 43 |
| 6.5.3 Aproximación iterativa de una respuesta lineal equivalente..... | 44 |
| 6.6 UN ESTUDIO DE VALIDACIÓN DE MODELOS LINEALES EQUIVALENTES Y NO LINEALES 1D | 46 |
| 6.6.1 Descripción del Proceso | 46 |
| 6.6.2 Conclusiones del Estudio de Validación de Modelos Unidimensionales | 47 |
| 6.7 ANÁLISIS DE RESPUESTA USANDO EL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE | 47 |
| 6.8 MODELOS NO LINEALES PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DEL SUELO | 49 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 7 | FORMULACIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE DEPÓSITOS ANTRÓPICOS DE MANIZALES | 50 |
| 7.1 | DESCRIPCIÓN DE CURVAS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO | 50 |
| 7.1.1 | Curvas de Degradación del Módulo de Corte con la Deformación Cortante Cíclica | 51 |
| 7.1.2 | Curvas de Relación de Amortiguamiento Crítico con la Deformación Cortante Cíclica | 52 |
| 7.2 | COMPILACIÓN DE CURVAS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO..... | 52 |
| 7.3 | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | 60 |
| 7.4 | FORMULACIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE DEPÓSITOS ANTRÓPICOS DE MANIZALES..... | 62 |
| 7.4.1 | Introducción a la formulación del modelo..... | 62 |
| 7.4.2 | Definición de Espesores del Perfil Geotécnico de Análisis de Respuesta Sísmica..... | 63 |
| 7.4.3 | Propiedades del Perfil Geotécnico de Análisis de Respuesta Sísmica | 63 |
| 7.4.4 | Ajuste de Curvas Dinámicas de Rellenos Piloto..... | 64 |
| 7.4.5 | Curvas Dinámicas de Entrada para el Modelo..... | 68 |
| 7.4.6 | Consideraciones Iniciales | 69 |
| 7.4.7 | Parámetros de Control de Desempeño del Modelo..... | 69 |
| 7.5 | SELECCIÓN Y TRATAMIENTO DE SEÑALES SÍSMICAS..... | 69 |
| 7.5.1 | Necesidad de Contar con Señales Sísmicas Representativas de la Amenaza en Roca | 69 |
| 7.5.2 | Selección de Señales Sísmicas Representativas de la Amenaza en Roca..... | 70 |
| 7.5.3 | Selección de Señales Sísmicas para el Modelo..... | 75 |
| 7.5.4 | Escalamiento de Señales para el Modelo | 77 |
| 7.5.5 | Caracterización de Señales para el Modelo | 77 |
| 7.6 | CASOS DE MODELAMIENTO Y CODIFICACIÓN DE ARCHIVOS | 80 |
| 8 | PRESENTACIÓN DE RESULTADOS | 81 |
| 8.1 | CONTROL DE LOS ERRORES DE CONVERGENCIA..... | 81 |
| 8.2 | ACELERACIONES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO..... | 82 |
| 8.3 | TIEMPOS DE OCURRENCIA DE ACCELERACIONES MÁXIMAS..... | 83 |
| 8.4 | FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE ACCELERACIONES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO... 84 | |
| 8.5 | ACELERACIONES ESPECTRALES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO | 85 |
| 8.6 | PERÍODOS PARA ACCELERACIONES ESPECTRALES MÁXIMAS..... | 86 |
| 8.7 | VALORES MÁXIMOS DE LAS RELACIONES DE AMPLIFICACIÓN..... | 87 |

Los 64 resultados correspondientes a los valores máximos de las relaciones de amplificación en el dominio de la frecuencia para el primer modo de vibración que coincide con la frecuencia fundamental de vibración del suelo, se presentan en la Figura 35..... 87

8.8 FRECUENCIAS PARA AMPLIFICACIONES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO..... 88

8.9 ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO (kPa)..... 89

8.10 DEFORMACIONES CORTANTES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO (%)..... 90

8.11 TIEMPO DE OCURRENCIA DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES CORTANTES MÁXIMOS..... 91

8.12 ESTADÍSTICAS DESCRIPTIVAS..... 92

 8.12.1 Rango de Aceleraciones Máximas de la Superficie del Relleno..... 92

 8.12.2 Rango de Aceleraciones Espectrales Máximas de la Superficie del Relleno..... 93

 8.12.3 Rango de Amplificaciones Máximas de la Superficie del Relleno..... 93

8.13 ESPECTROS DE RESPUESTA SÍSMICA..... 95

8.14 RELACIONES DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA..... 99

8.15 VARIACIÓN DE ACELERACIONES MÁXIMAS EN PROFUNDIDAD..... 103

8.16 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA..... 107

9 ANÁLISIS DE RESULTADOS..... 111

 9.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE CADA MODELO DE ESPESOR DIFERENTE..... 111

 9.1.1 Modelo de 5 Metros de Espesor..... 111

 9.1.2 Modelo de 15 Metros de Espesor..... 112

 9.1.3 Modelo de 25 Metros de Espesor..... 114

 9.1.4 Modelo de 35 Metros de Espesor..... 115

 9.2 ANÁLISIS GENERAL DE RESULTADOS..... 116

10 CONCLUSIONES..... 122

11 RECOMENDACIONES..... 125

12 REFERENCIAS..... 127

13 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL..... 133

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1: Rangos y tendencias de variación de las curvas dinámicas en arcillas de varias partes del mundo, con respecto a la Arcilla de Ciudad de México. a) Degradación del módulo de corte dinámico normalizado con la deformación cortante γ_c (%). b) Relación de amortiguamiento respecto del crítico, con la deformación cortante γ_c (%) (Fuente: Dobry y Vucetic, 1987)..... | 19 |
| Figura 2: Espectros de respuesta comparativos entre la arcilla de Ciudad de México y arcillas lineal y no lineal según límites de Dobry y Vucetic (1987): a) Espectro de respuesta para un modelo de 35 metros de espesor, velocidad de onda de corte de 75 m/s, considerando un amortiguamiento del 5%; b) Espectro de respuesta para un modelo de 25 metros de espesor, velocidad de onda de corte de 75 m/s, considerando un amortiguamiento del 5%. (Fuente: Dobry y Vucetic, 1987)..... | 20 |
| Figura 3: “Doble Resonancia” de las aceleraciones de largo período sobre el depósito de arcilla blanda: Ciudad de México, terremoto del 19 de noviembre de 1985. | 25 |
| Figura 4: Simplificación topográfica para el modelo de Finn (2002): a) Cuña triangular; b) Cresta y valle. | 27 |
| Figura 5: Representación esquemática del modelo esfuerzo-deformación usado en el modelo lineal equivalente (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000). | 33 |
| Figura 6: Modelo lineal equivalente: a) Curva de histéresis esfuerzo-deformación; y b) Variación del módulo de corte secante y de la relación de amortiguamiento crítico con la amplitud de deformación cortante (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000)..... | 35 |
| Figura 7: Un ejemplo de ablandamiento por deformación cortante en curvas $\tau/\tau_{m\acute{a}x}$ y $G/G_{m\acute{a}x}$, dibujadas en escalas lineal y logarítmica (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000)..... | 36 |
| Figura 8: Variación normalizada de la amplitud del módulo de corte complejo con la relación de amortiguamiento crítico (Modelo 1) (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000). | 38 |
| Figura 9: Variación normalizada de la energía disipada por carga cíclica como una función de la relación de amortiguamiento crítico para modelos 1 y 2 (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000). | 38 |
| Figura 10: Sistema unidimensional de un depósito de suelo estratificado (después de Schnabel y otros, 1972) (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000)..... | 40 |
| Figura 11: Terminología usada en análisis de respuesta de sitio (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000). | 43 |
| Figura 12: Iteración del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento crítico en análisis lineal equivalente (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000). | 45 |
| Figura 13: Diagrama de flujo para Análisis Lineal Equivalente. con $\eta \equiv \xi$ (traducido de Towhata, 2008). | 48 |
| Figura 14: Curvas dinámicas para el rango de las arcillas de laboratorio en relación con la arcilla de Ciudad de México, y curvas usadas para el análisis del efecto de la linealidad en la amplificación sísmicas, compiladas de la literatura..... | 53 |
| Figura 15: Curvas dinámicas para varias arcillas reportadas en la literatura, correlación de curvas dinámicas de arcillas con el índice de plasticidad y rango de curvas propuesto en el presente trabajo..... | 55 |

Figura 16: Rango de curvas dinámicas para arenas, curvas clásicas para roca y curvas dinámicas obtenidas por correlación con el índice de liquidez las cuales se usaron en el estudio de microzonificación sísmica de Manizales. 57

Figura 17: Curvas dinámicas representativas de los suelos del ambiente volcánico andino tropical del eje cafetero colombiano (ciudades de Pereira, Armenia y Manizales). 59

Figura 18: Curvas dinámicas representativas de suelos volcánicos in situ y de rellenos con suelos volcánicos, y selección del rango de comportamiento de los rellenos piloto de Manizales. 61

Figura 19: Puntos de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico sin normalizar y de la relación de amortiguamiento crítico versus deformación cortante cíclica, para el relleno piloto del barrio Estrella de la ciudad de Manizales (Colombia). 64

Figura 20: Puntos de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico sin normalizar y de la relación de amortiguamiento crítico versus deformación cortante cíclica, para el relleno piloto del barrio Palermo de la ciudad de Manizales (Colombia). 65

Figura 21: Ajuste de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico normalizado y de la relación de amortiguamiento crítico en porcentaje versus deformación cortante cíclica en porcentaje, para el relleno piloto del barrio Estrella de la ciudad de Manizales (Colombia). 66

Figura 22: Ajuste de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico normalizado y de la relación de amortiguamiento crítico en porcentaje versus deformación cortante cíclica en porcentaje, para el relleno piloto del barrio Palermo de la ciudad de Manizales (Colombia). 67

Figura 23: Ajuste de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico normalizado y de la relación de amortiguamiento crítico en porcentaje versus deformación cortante cíclica en porcentaje, para el relleno piloto del barrio Palermo de la ciudad de Manizales (Colombia). 68

Figura 24: Desagregación de la amenaza sísmica de Manizales (Salgado, 2014, en Bernal, 2014). 71

Figura 25: Señales representativas de la amenaza en roca para Manizales. Señales seleccionadas para el primer rango de magnitud – distancia focal: $6 \leq M_w \leq 7$ y $25 \leq d \leq 50$ km: Señales 1 -10 (Fuente: Bernal, 2014). 73

Figura 26: Señales representativas de la amenaza en roca para Manizales. Señales seleccionadas para el primer rango de magnitud – distancia focal: $6 \leq M_w \leq 7$ y $25 \leq d \leq 50$ km: Señales 11 -19 (Fuente: Bernal, 2014). 74

Figura 27: Señales representativas de la amenaza en roca para Manizales. Señales seleccionadas para el segundo rango de magnitud – distancia focal: $7.3 \leq M_w \leq 7.8$ y $100 \leq d \leq 130$ km (Fuente: Bernal, 2014). 75

Figura 28: Espectros de Fourier de las señales seleccionadas para el modelo. 78

Figura 29: Espectros de respuesta de las señales de entrada que fueron seleccionadas para el modelo. 78

Figura 30: Descripción detallada de las señales seleccionadas para el modelo. 79

Figura 31: Aceleraciones máximas calculadas en la superficie del relleno para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. La línea negra representa la aceleración máxima a la cual fue escalada la señal incidente. 82

Figura 32: Tiempos para la ocurrencia de aceleraciones máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 83

Figura 33: Factores de amplificaciones de aceleraciones máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 84

Figura 34: Aceleraciones espectrales máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 85

Figura 35: Períodos correspondientes a las aceleraciones espectrales máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 86

Figura 36: Valores máximos de las relaciones de amplificación en el dominio de la frecuencia, para el primer modo de vibración del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 87

Figura 37: Frecuencias correspondientes a las amplificaciones máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 88

Figura 38: Esfuerzos cortantes máximos en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 89

Figura 39: Deformaciones cortantes máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 90

Figura 40: Tiempos correspondientes a los esfuerzos y las deformaciones cortantes máxima en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. 91

Figura 41: Valores máximos, medios y mínimos de las aceleraciones máximas en la superficie del relleno en comparación con la aceleración máxima de la señal incidente. Modelos de espesores: 5 m, 15 m, 25 m y 35 m. 92

Figura 42: Valores máximos, medios y mínimos de las aceleraciones espectrales máximas del relleno en comparación con el promedio de aceleraciones máximas en la superficie del relleno. Modelos de espesores: 5 m, 15 m, 25 m y 35 m. 93

Figura 43: Valores máximos, medios y mínimos de las de amplificaciones máximas en la superficie del relleno. Modelos de espesores: 5 m, 15 m, 25 m y 35 m. 94

Figura 44: Espectros de Respuesta calculados en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 5$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. 95

Figura 45: Espectros de Respuesta calculados en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 15$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. 96

Figura 46: Espectros de Respuesta calculados en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 25$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. 97

Figura 47: Espectros de Respuesta calculados en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 35$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. 98

Figura 48: Relaciones de amplificación calculadas en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 5$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. 99

Figura 49: Relaciones de amplificación calculadas en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 15$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. 100

Figura 50: Relaciones de amplificación calculadas en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 25$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. 101

| | |
|---|-----|
| Figura 51: Relaciones de amplificación calculadas en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 35$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. | 102 |
| Figura 52: Variación de las aceleraciones máximas con la profundidad correspondientes al modelo de $h = 5$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. | 103 |
| Figura 53: Variación de las aceleraciones máximas con la profundidad correspondientes al modelo de $h = 15$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. | 104 |
| Figura 54: Variación de las aceleraciones máximas con la profundidad correspondientes al modelo de $h = 25$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. | 105 |
| Figura 55: Variación de las aceleraciones máximas con la profundidad correspondientes al modelo de $h = 35$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos. | 106 |
| Figura 56: Funciones de transferencia correspondientes al modelo de $h = 5$ m de espesor. | 107 |
| Figura 57: Funciones de transferencia correspondientes al modelo de $h = 15$ m de espesor..... | 108 |
| Figura 58: Funciones de transferencia correspondientes al modelo de $h = 25$ m de espesor..... | 109 |
| Figura 59: Funciones de transferencia correspondientes al modelo de $h = 35$ m de espesor..... | 110 |
| Figura 60: Respuesta sísmica esperada en la superficie de los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales, en términos de aceleraciones máximas, factores de amplificación, esfuerzos y deformaciones máximas. | 119 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1: Efecto del incremento de varios factores sobre $G_{máx}$, $G/G_{máx}$ y ξ , válido para arcillas normalmente consolidadas y moderadamente sobre-consolidadas (Traducido de: Dobry y Vucetic, 1987). | 51 |
| Tabla 2: Resumen de propiedades de los materiales sometidos a ensayos de Triaxial Cíclico de deformación controlada, columna resonante y velocidad de onda de corte, para la obtención de curvas de comportamiento dinámico..... | 60 |
| Tabla 3: Señales seleccionadas para el primer rango de magnitud – distancia. | 72 |
| Tabla 4: Señales seleccionadas para el segundo rango de magnitud – distancia..... | 72 |
| Tabla 5: Descripción detallada de las señales seleccionadas para el modelo..... | 77 |
| Tabla 6: Casos de modelación dinámica de los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo de Manizales. En total 64, representados por: Dos rangos de magnitud – distancia (RMD) representativos de los mayores aportes a la amenaza sísmica de la ciudad; dos sismos por cada rango; Cuatro tipos de suelos; cuatro espesores del relleno. | 80 |
| Tabla 7: Estadísticas del error de convergencia porcentual para 4 modelos de espesor diferente y 16 casos por modelo. | 81 |

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS EN SECCIONES REPRESENTATIVAS DE LA MORFOLOGÍA DE LA ZONA URBANA

1 INTRODUCCIÓN

El presente informe hace parte del contrato interadministrativo firmado en 2012 entre CORPOCALDAS y la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales con el objeto de “Aunar esfuerzos para mejorar la gestión del riesgo mediante la instrumentación, monitoreo y sistemas de alerta temprana en el municipio de Manizales, contrato interadministrativo no. 213-2012”.

El informe corresponde a la modelación numérica del comportamiento dinámico de suelos en secciones representativas de la morfología de la zona urbana. El comportamiento dinámico se estudia desde el punto de vista de los modelos constitutivos y de la respuesta local de amplificación de ondas sísmicas por suelo blando. Se consideraron como secciones representativas de la morfología urbana actual, aquellas correspondientes a estos depósitos antrópicos o rellenos realizados con suelos volcánicos, considerando que al menos un 22% de la zona urbana de Manizales presenta alta transformación morfológica (cortes y rellenos en laderas y cauces).

Se consideró un aporte importante al conocimiento del comportamiento sísmico de los suelos de la ciudad el estudio en particular de los depósitos antrópicos, puesto que el remoldeo causado por el proceso constructivo reduce su rigidez y cambia el comportamiento esfuerzo – deformación dinámico, probablemente incrementando su capacidad de amplificación durante en tránsito de las ondas sísmicas hacia superficie, lo cual al parecer no ha sido estudiado sistemáticamente para los rellenos de Manizales.

A continuación se presenta el resultado del modelamiento numérico unidimensional del comportamiento dinámico de rellenos de Manizales, a partir de información obtenida de los rellenos piloto de los barrios La Estrella y Palermo de la Ciudad de Manizales. Este proceso permite emular la propagación de las ondas sísmicas representativas de la amenaza en roca en Manizales, mediante el modelo lineal equivalente de análisis de respuesta de sitio para depósitos de suelos estratificados, implementado originalmente en el programa SHAKE (Schnabel et al., 1972) y posteriormente en el programa EERA (Bardet et al., 2000). Los cálculos fueron realizados empleando este último.

Para este propósito se obtuvieron curvas de comportamiento dinámico de los rellenos piloto, esto es, curvas de degradación del módulo de corte dinámico y de variación de la relación de amortiguamiento crítico, con la deformación cortante cíclica. Estas curvas están basadas en los resultados de ensayos de campo y laboratorio del proyecto. En particular, utiliza los resultados de ensayos down hole, columna resonante, triaxial cíclico y velocidad de onda de corte. Además, se tuvieron en cuenta también los resultados de la exploración geotécnica correspondiente a las perforaciones del estudio de “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales” (UniAndes, 2002), en todo lo relacionado con

rellenos de la ciudad. Las curvas fueron ajustadas mediante procedimientos matemáticos, pero teniendo en cuenta los resultados de investigaciones en diversas partes del mundo sobre arcillas y arenas, y resultados de estudios a nivel regional sobre suelos volcánicos en el ambiente andino tropical del eje cafetero de Colombia.

La representatividad de las ondas sísmicas utilizadas para el análisis de la respuesta sísmica local de estos depósitos antrópicos se procura mediante la desagregación de la amenaza sísmica evaluada por [Salgado, 2014](#), y la selección de señales acelerográficas realizada por [Bernal, 2014](#), dentro de los dos rangos de magnitud y distancia más incidentes en la amenaza sísmica de la ciudad. Entre estas señales se tomaron las correspondientes a roca sana y se escalaron según los resultados para Manizales, del Estudio General de Amenaza Sísmica ([AIS, 2009](#)).

El modelo de comportamiento dinámico de rellenos de Manizales consistió en realizar la sensibilidad de la respuesta dinámica local de los depósitos antrópicos piloto a los cambios de espesor, para curvas promedio de comportamiento dinámico de materiales de relleno y para curvas dentro de un intervalo de confianza del 68.27% (media más o menos una desviación estándar).

Estos cálculos también se realizan para un material de referencia de alta linealidad como lo es la Arcilla de Ciudad de México, la cual ha registrado las mayores amplificaciones sísmicas especialmente durante los terremotos de 1957, 1962, 1976, y 1985, siendo este último el más destructivo por causa de los efectos de amplificación ([Duke y Leeds, 1957](#); [Rosenblueth, 1960](#); [Zeevaert, 1964, 1972](#); [Romo y Jaime, 1986](#)).

2 JUSTIFICACIÓN

La ingeniería sísmica ha permitido el desarrollo científico, tecnológico y normativo sobre la sismo resistencia estructural en el mundo, definiendo en forma consensuada como el objetivo fundamental al abordar el problema sísmico, el de proteger la vida de las personas como bien supremo.

En Colombia, la ley marco que reglamentó el diseño y construcción de edificaciones bajo criterios de sismo resistencia ([Ley 400/97](#)), tiene por objeto salvaguardar las vidas humanas ante un sismo fuerte y como resultado indirecto, proteger el patrimonio del estado y de los ciudadanos. Con ese fin, las estructuras diseñadas bajo los requisitos de las normas sismo resistentes deben resistir, además de las fuerzas impuestas por su uso, temblores de poca intensidad sin daño alguno, temblores de mediana intensidad sin daño estructural y temblores fuertes sin colapso ([Ley 400/97](#), [NSR-98](#) y [NSR-10](#)).

Además, con la experiencia reciente del terremoto y del tsunami de la costa del Pacífico en la región de Tohoku, Japón, ocurrido el 11 de marzo de 2011 (con magnitud 9,0 MW según la Agencia Meteorológica de Japón y el Servicio Geológico de los Estados Unidos), y que causó 15.451 muertos, 7.692 desaparecidos y 5.386 heridos, así como incalculables pérdidas materiales y daños en la central nuclear de Fukushima Daiichi, se considera necesario ampliar el paradigma para no sólo asegurar que las estructuras, redes y obras vitales no creen riesgos inaceptables para la vida e integridad humana, y para el patrimonio individual

y colectivo, sino también para el medio ambiente y para el bienestar social y el desarrollo humano en el mediano y largo plazo.

En la actualidad, el Departamento Administrativo Nacional de Estadística de Colombia - DANE, estima la población colombiana en más de 46 millones de personas. De acuerdo con el estudio general de amenaza sísmica de Colombia (AIS, 1996, 2010) y con las norma sísmo resistente del País (NSR-98, NSR-10), un 86% de esa población, es decir, cerca de 39.5 millones de personas, habitamos zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, como es el caso de Manizales (amenaza sísmica alta).

Sin embargo, un alto porcentaje de las viviendas, edificaciones e infraestructura existente en el territorio colombiano, podría presentar alta vulnerabilidad ante la amenaza sísmica, debido a que fueron diseñadas y/o construidas antes de la expedición de la primera norma sobre sísmo resistencia de edificaciones en Colombia (Decreto 1400/84), o corresponden a construcciones sub-normales que se han desarrollado en forma incontrolada en los cordones de miseria de las principales ciudades capitales del País, sin cumplir con las normas vigentes o con los conceptos estructurales básicos sobre sísmo resistencia.

Teniendo en cuenta que la principal causa de la pérdida de vidas humanas durante sismos se debe a colapsos de estructuras, así como a daños inaceptables de ellas, se puede considerar que existe un muy alto riesgo para la vida e integridad física de un significativo número de habitantes de Colombia, y en particular en la zona andina.

A partir de las normas NSR-98, es obligatorio realizar estudios de microzonificación sísmica de ciudades con más de 100.000 habitantes, que permitan definir los criterios y parámetros de diseño sísmo resistente de las nuevas edificaciones que se construyan en Colombia, y más aún, a partir de la expedición de las nuevas normas NSR-10, también es obligación revisar desde el punto de vista de la sísmo resistencia, ciertas construcciones existentes que por su importancia, lo ameriten, y si fuera necesario, reforzarlas para reducir su vulnerabilidad sísmica a niveles aceptables. Además, en casos especiales las normas prescriben la obligación de realizar estudios de efecto local, por la posible amplificación de ondas sísmicas que pueden afectar seriamente las estructuras.

En 2002, el Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) y el Centro de Estudios sobre Desastres y Riesgos (CEDERI) de la Universidad de los Andes, con el apoyo de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales y Aquaterra Ltda., desarrollaron para la Alcandía de la ciudad, el estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales. Este fue un estudio de avanzada que estuvo acompañado de un software para la determinación en cualquier lugar de la ciudad del espectro de respuesta sísmica, como herramienta de diseño estructural. Sin embargo, este estudio no fue adoptado por el Concejo Municipal y por tanto, nunca integró la normativa local, a pesar de lo cual, ha servido de referencia para los estudios y diseños de ingeniería estructural y geotécnica en Manizales.

Por otra parte, en cuanto al comportamiento sísmico de suelos, se destaca a modo de ejemplo, la gran destrucción de más de 100 edificios altos y las miles de pérdidas de vidas humanas ocurridas en la zona del antiguo Lago de Texcoco de la Ciudad de México, durante el terremoto de septiembre 19 de 1985, debido a una inusual amplificación de las ondas sísmicas al llegar a la superficie del terreno. Tal amplificación estuvo

condicionada por el carácter marcadamente lineal del comportamiento esfuerzo – deformación de los depósitos locales de arcilla blanda (Dobry y Vucetic, 1987). Dichos autores plantean que es posible que ocurra amplificación sísmica importante en otros suelos cuyo comportamiento esfuerzo – deformación sea significativamente lineal (baja degradación del módulo de corte dinámico y bajas relaciones de amortiguamiento crítico hasta altos niveles de deformación cortante cíclica).

En estudios recientes sobre efectos locales en depósitos volcánicos de la zona andina tropical de Colombia, se ha observado una cierta tendencia lineal del comportamiento esfuerzo - deformación, la cual podría ser causante entonces, de importantes amplificaciones de las ondas sísmicas. Esa preocupación, sumada a la reducción del módulo de corte dinámico por remoldeo al construir rellenos con suelos volcánicos en la ciudad, merecen una atención especial por parte de la academia, las autoridades y la ingeniería local, con el fin de evaluar y validar el potencial de amplificación sísmica de estos depósitos, y proponer recomendaciones y parámetros sismo-resistentes de diseño estructural más seguros.

Desde el punto de vista de la gestión del riesgo y bajo el contexto descrito, es absolutamente relevante profundizar en el conocimiento y en la proposición de nuevas y mejores de herramientas para el pronóstico de la respuesta sísmica en la superficie de los depósitos de suelos, como insumo fundamental para el desarrollo tecnológico y normativo relacionado con el diseño y construcción de estructuras sismo resistentes en Manizales.

En cuanto al conocimiento, es evidente la limitada investigación desarrollada hasta el momento sobre las propiedades y el comportamiento dinámico de los suelos volcánicos tropicales de la Cordillera Andina colombiana, tanto en su estado natural, como en su estado remoldeado (depósitos antrópicos).

Por otra parte, en cuanto a las herramientas para pronóstico de la respuesta sísmica local de los depósitos de suelos, especialmente los antrópicos (rellenos), es imprescindible el desarrollo de: Mejores métodos de solución analítica o numérica, nuevos algoritmos de cálculo, herramientas de software, medición de propiedades en diversos tipos de materiales, construcción de modelos constitutivos representativos, ajuste de condiciones de frontera, mediciones reales de aceleraciones en roca y en superficie, así como, calibración y ajuste de parámetros de los modelos usados para evaluar la respuesta dinámica local de los suelos.

Es importante destacar que en varios de los estudios de microzonificación sísmica realizados en Colombia (por ejemplo: Bogotá, Pereira, Armenia, Manizales), se han empleado modelos unidimensionales lineales equivalentes para evaluar el efecto local de amplificación de ondas sísmicas por presencia de suelos blandos. Sin embargo, se evidencian grandes carencias de registros simultáneos de sismos en la roca sana (profunda o superficial), y en la superficie del terreno, de tal manera que sea posible ajustar, calibrar y validar dichos modelos, así como evaluar la incertidumbre de sus resultados. Por tanto, es un imperativo instrumentar, medir y usar información obtenida mediante acelerómetros tipo Bore Hole y superficiales, como los instalados recientemente como parte del proyecto, en el relleno de INFIMANIZALES. Habrá que esperar registros de movimiento fuerte para mejorar los modelos aquí presentados, pero ellos constituyen un primer paso para aproximarse a modelos con mayor capacidad de pronóstico.

Por otra parte, el territorio de emplazamiento de Manizales se caracteriza por una morfología quebrada de origen tectónico y erosional, de gran dinámica actual. Teniendo en cuenta las altas longitudes e inclinaciones de las pendientes, así como la alta variabilidad topográfica, ha sido necesario realizar grandes transformaciones morfológicas del territorio con el propósito de permitir el crecimiento y desarrollo urbano de la ciudad. Estas transformaciones morfológicas han consistido en la ejecución de rellenos hidráulicos y rellenos mecánicos en cauces y a media ladera. Se conoce que se construyeron grandes rellenos hidráulicos a partir de la década de 1920 y hasta 1997. Así mismo, se ha documentado la construcción de grandes rellenos mecánicos a partir de la llegada del primer bulldozer a Manizales, importado por la Alcaldía en 1946 (una vez terminada la Segunda Guerra Mundial) (Correa, 2015).

La intervención de la morfología natural alcanza alrededor un 22% del área urbanizada sobre al menos 138 grandes áreas de cortes y llenos. Los espesores máximos documentados de los rellenos alcanzan hasta 27 metros (relleno del barrio Palermo), y se habla de rellenos escalonados con diferencias de nivel entre la pata y la corona de hasta 70 metros (relleno en el barrio La Sultana) (Correa, 2015).

Sin embargo, pese a que se ha estudiado el comportamiento dinámico general de los suelos de Manizales en el Estudio de Microzonificación Sísmica de Manizales (UniAndes, 2002) y en el estudio de Armonización de la Microzonificación Sísmica con las Normas NSR-10 e Implicaciones Económicas y de Seguros - Respuesta Dinámica de los Suelos de Manizales (Bernal, 2014), y el efecto local particular en algunos proyectos aislados, los efectos locales específicos de amplificación sísmica y el potencial de licuación, para cada uno de los rellenos localizados en el área urbana, no ha sido objeto de estudio sistemático aún. Más bien, la incertidumbre en el comportamiento sísmico de los rellenos hidráulicos y mecánicos, constituye una vieja preocupación de la academia, las autoridades y la práctica de la ingeniería en la ciudad.

El presente informe busca proveer de conocimiento sobre las propiedades investigadas y sobre la respuesta sísmica esperada de los depósitos antrópicos de Manizales a partir de rellenos piloto particulares, en relación con su espesor.

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Modelar la respuesta dinámica local representativa de los depósitos antrópicos en Manizales a partir de primaria obtenida en la exploración geotécnica de los rellenos piloto de los barrios La Estrella y Palermo, así como de información secundaria recolectada para el proyecto.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Seleccionar un grupo de señales sísmicas representativas de la amenaza en roca en Manizales.
2. Obtener curvas representativas del comportamiento esfuerzo–deformación dinámico de suelos de relleno con materiales volcánicos en Manizales, a partir de exploración geotécnica de los rellenos piloto de los barrios La Estrella y Palermo.
3. Estudiar la respuesta dinámica teórica de diferentes espesores de los depósitos antrópicos piloto mencionados.
4. Comparar los resultados obtenidos para rellenos de la ciudad con los resultados del modelamiento de la arcilla de Ciudad de México usada como referente.

4 ALCANCE

Para la formulación del modelo propuesto se realizan las siguientes consideraciones respecto a su alcance:

1. Se considera que el presente estudio constituye la fase inicial de una investigación de largo plazo en el campo de los efectos locales de amplificación sísmica, desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica de terremotos en la ciudad de Manizales.
2. De acuerdo con lo anterior, en el presente estudio se consideran exclusivamente la modelación numérica del comportamiento dinámico de los depósitos antrópicos construidos con materiales volcánicos (rellenos), representativos de la morfología transformada de la zona urbana.
3. Se asume que los depósitos antrópicos de Manizales en su parte central pueden aproximarse a semi-espacios infinitos horizontales que permiten el uso de modelos unidimensionales. Aunque esta consideración está lejos de ser cierta, ha constituido la base de las microzonificaciones que se han adelantado en el país, en las cuales se han considerado en forma independiente los efectos topográficos, por considerarlos un efecto marcadamente lineal.
4. Los rellenos antrópicos de cenizas volcánicas de Manizales se tratan como materiales homogéneos con un comportamiento promedio más una variabilidad intrínseca en las propiedades y curvas dinámicas, representada por su desviación estándar (dentro de un intervalo de confianza del 68.27%). Sin embargo, estos son rellenos inter-estratificados cuya clasificación varía entre arenas medias, arenas finas, limos de baja plasticidad, limos de alta plasticidad y arcillas plásticas.
5. Se realiza modelamiento para espesores representativos de los depósitos antrópicos de Manizales, es decir, entre 5 y 35 m de espesor.
6. Se asume que la base rígida corresponde a un material de comportamiento lineal elástico que no presenta amortiguamiento del movimiento sísmico y cuya velocidad de onda de corte se fija en forma arbitraria en 750 m/s. En realidad estos valores son factibles tanto en la Formación Casabianca, como

en la Formación Manizales.

7. No considera la sensibilidad de la respuesta dinámica de los depósitos antrópicos respecto a la relación de impedancia entre la base rígida y el depósito blando que representa los rellenos inter-estratificados.

5 METODOLOGÍA

Los pasos metodológicos para realizar la evaluación teórica de la respuesta dinámica superficial, representativa de los rellenos de Manizales, se enuncia a continuación:

1. Compilar curvas representativas de la degradación del módulo de corte normalizado y de la relación de amortiguamiento, con la deformación cortante, para los depósitos volcánicos naturales y antrópicos. Incluye curvas teóricas (obtenidas por correlaciones) y curvas empíricas (obtenidas de ensayos de campo y laboratorio).
2. Realizar la exploración geotécnica del perfil de suelos y rocas (perforación, muestreo y ensayos de campo y laboratorio), para la determinación de la secuencia lito-estratigráfica, la clasificación de los suelos, la medición de espesores, la obtención de las magnitudes de las propiedades estáticas y dinámicas, y la definición de la base rígida, en el relleno piloto del barrio Palermo.
3. Formular el modelo de análisis de respuesta dinámica que incluye la definición de la geometría y espesores de las capas del depósito estudiado, así como la asignación de las propiedades y modelos constitutivos correspondientes a cada uno de los estratos del perfil geotécnico de análisis.
4. Seleccionar las señales representativas de la amenaza sísmica actualizada de Manizales al nivel de la base rígida.
5. Escalar las señales sísmicas seleccionadas, para una aceleración pico efectiva igual a la asignada en el Estudio General de Amenaza Sísmica para Colombia (AIS, 2010).
6. Calcular la respuesta dinámica en el estrato superficial debido a la propagación de cada una de las señales seleccionadas, actuando en la base rígida.
7. Sintetizar los resultados del cálculo de la respuesta dinámica en la superficie de los depósitos volcánicos.
8. Analizar las amplificaciones locales en forma comparativa con las que se obtendrían si el modelo constitutivo del suelo correspondiera a la Arcilla de Ciudad de México.

Aplicar esta metodología a varios espesores representativos de los rellenos de la ciudad de Manizales y al final, comparar los resultados obtenidos.

6 MARCO CONCEPTUAL

6.1 INTRODUCCIÓN

Las condiciones geológicas, morfológicas y geomecánicas de los depósitos de suelos modifican las señales sísmicas incidentes en la base de los mismos, con respecto a las señales de salida registradas en superficie, en cuanto a magnitud, duración y frecuencias dominantes. Estas modificaciones se denominan efectos locales. Estos efectos consisten entonces, en cambios en el comportamiento de la propagación de las ondas entre el suelo y la roca, o entre el interior de la tierra y la superficie del terreno. Los efectos de mayor interés en ingeniería sísmica y geotécnica son aquellos que tienden a amplificar las señales sísmicas en cuanto a aceleraciones, velocidades y/o desplazamientos, a aumentar la duración de las sacudidas sísmicas y a disminuir frecuencias dominantes.

Los efectos locales se pueden estudiar por medio de evidencias in situ relacionadas con las intensidades después de un movimiento sísmico, mediante instrumentación superficial y profunda de las aceleraciones para diversos movimientos, o de manera teórica usando modelos. Para el presente proyecto se usará el estudio de los efectos locales mediante modelos teóricos unidimensionales.

6.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE SUELOS

Existen varios tipos de fenómenos físicos característicos del comportamiento sísmico de los suelos. Entre ellos se pueden mencionar: Amplificación, deamplificación, licuación, movilidad cíclica, otros.

6.2.1 Amplificación de Ondas Sísmicas

La amplificación de ondas sísmicas es una consecuencia del llamado efecto local. Como se dijo antes, el efecto local es la modificación de la señal sísmica incidente en el basamento rocoso rígido de un lugar, con respecto a la señal de salida en superficie. Tal modificación consiste en la amplificación significativa de la señal (desplazamiento relativo, velocidad relativa y aceleración absoluta), en el incremento de la duración de la misma y en la variación de sus frecuencias dominantes. El efecto local es causado principalmente por condiciones geológicas (litológicas y estratigráficas) y morfológicas.

La amplificación de ondas sísmicas es por ejemplo, una característica propia de depósitos de arcilla blanda de gran espesor, en donde los movimientos sísmicos registrados en la superficie del terreno son mayores que aquellos registrados en los afloramientos de roca sana cercana, sobre los cuales yacen dichos depósitos (por ejemplo, [Seed e Idriss, 1968](#)).

El fenómeno de amplificación de ondas sísmicas es entonces, el incremento significativo de las amplitudes del movimiento sísmico incidente (en la base rocosa), con respecto al movimiento de salida (en la superficie

del terreno). En general, la amplificación de las ondas sísmicas se ha atribuido a los siguientes efectos principales:

1. Efecto de Linealidad Esfuerzo - Deformación
2. Efecto de resonancia (amplificación dinámica)
3. Efecto del contraste de Impedancias
4. Efecto topográfico.

Es posible la ocurrencia de amplificación de ondas sísmicas por varios de estos efectos combinados. Por ejemplo, en el caso del depósito de arcilla blanda en la zona del antiguo lago de Texcoco en la Ciudad de México, se ha reportado la superposición de efectos de linealidad del comportamiento esfuerzo-deformación dinámico con efectos de resonancia debidos a la similitud de las frecuencias fundamentales de la señal incidente y la frecuencia natural de vibración del depósito de arcilla blanda. Este depósito ha exhibido grandes amplificaciones de las ondas sísmicas durante los terremotos de 1957, 1962, 1976, y muy especialmente en 1985, en períodos de vibración comprendidos entre 2 y 2.5 segundos.

De esos terremotos, el más destructivo y el mejor documentado (Duke y Leeds, 1957; Rosenblueth, 1960; Zeevaert, 1964, 1972; Romo y Jaime, 1986), fue el ocurrido el 19 de septiembre de 1985. Este terremoto ocurrió en la costa pacífica a 350 km de la Ciudad de México y tuvo una magnitud $M_w = 8.1$. Causó daños moderados en el área epicentral y extensos daños en Ciudad de México. Según Dobry y Vucetic (1987), colapsaron o fueron dañados irreparablemente cientos de edificios de varios pisos, perdiendo la vida miles de personas en dicha ciudad. La mayor parte de los daños y las víctimas fueron producidas por una fuerte réplica ocurrida 36 horas después (Rosenblueth, 1986; Mendoza y Prince, 1986; Housner, 1986; Singh y Suarez, 1986; Mitchell et al., 1986).

6.2.1.1 Efecto de linealidad Esfuerzo - Deformación

La linealidad del comportamiento cíclico esfuerzo – deformación de los suelos ocurre en el rango elástico del material. Este rango determina en forma relativa, para cada material, el rango de pequeñas deformaciones del mismo. El rango elástico se diferencia del rango elasto-plástico o rango de grandes deformaciones, en cuanto a que en el primero, las deformaciones son recuperables, mientras que en el segundo, las deformaciones son sólo parcialmente recuperables. Es decir, en el rango de pequeñas deformaciones cíclicas, la respuesta esfuerzo – deformación es relativamente lineal, el amortiguamiento es pequeño y ocurre poca o ninguna degradación del módulo de corte dinámico con el número de ciclos de deformación cortante; mientras que en el rango de grandes deformaciones ocurre amortiguamiento significativo y degradación inelástica no lineal del módulo de corte dinámico (Dobry y Vucetic, 1987).

A mayor IP, mayor comportamiento lineal incluso a muy grandes valores de la deformación cortante cíclica γ_c . Dicen Dobry y Vucetic (1987): “La arcilla de la ciudad de México parece un caso extremo de esta familia de suelos lineales y la gran amplificación del movimiento del terreno durante el terremoto de Ciudad de

México en 1985, estuvo muy probablemente condicionado por el carácter lineal del comportamiento esfuerzo – deformación de los depósitos locales.”.

La linealidad se puede determinar en forma comparativa según la posición de las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ versus γ_c y ξ versus γ_c . Esta determina en gran medida la amplificación de los movimientos del terreno que pueden ocurrir en un sitio dado, ante la ocurrencia de terremotos fuertes.

Los factores que determinan una mayor linealidad en el comportamiento esfuerzo - deformación de los suelos ante cargas cíclicas/dinámicas, parecen ser:

1. Altas relaciones de vacíos (Lodde y Stokoe, 1981).
2. Altos índices de plasticidad (Kokusho et al., 1982, Vucetic y Dobry, 1991).

A mayor linealidad del comportamiento dinámico esfuerzo – deformación, menor disipación de la energía interna, menor amortiguamiento interno y menor degradación del al rigidez al corte.

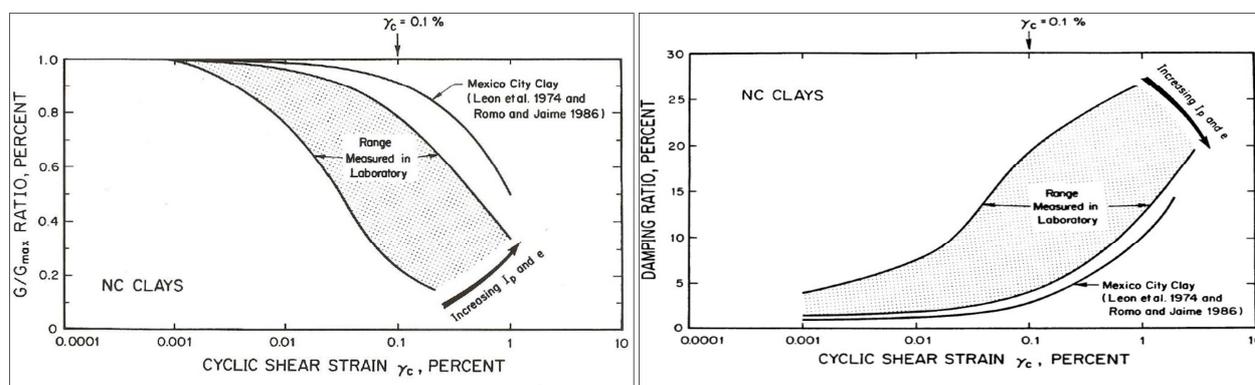


Figura 1: Rangos y tendencias de variación de las curvas dinámicas en arcillas de varias partes del mundo, con respecto a la Arcilla de Ciudad de México. a) Degradación del módulo de corte dinámico normalizado con la deformación cortante γ_c (%). b) Relación de amortiguamiento respecto del crítico, con la deformación cortante γ_c (%) (Fuente: Dobry y Vucetic, 1987).

Dobry y Vucetic (1987), presentaron los límites de los rangos de variación de las curvas dinámicas correspondientes a arcillas en varias partes del mundo, en relación con la arcilla de Ciudad de México, que por su comportamiento marcadamente lineal, se considera un caso bastante especial. Esta última arcilla es el material con comportamiento esfuerzo – deformación dinámico más lineal que se conoce (véase Figura 1). Por tanto, para tener una idea del grado de linealidad de cualquier otro suelo es posible comparar la posición de sus curvas dinámicas (curvas de degradación del módulo de corte normalizado $G/G_{m\acute{a}x}$ versus γ_c y de relación de amortiguamiento crítico ξ versus γ_c), con respecto a los rangos de la Figura 1 y a la posición de la arcilla de Ciudad de México. En lo anterior, G es el módulo de corte dinámico del suelo al nivel de deformación cortante cíclica γ_c en porcentaje, $G_{m\acute{a}x}$ es el módulo de corte dinámico a pequeñas deformaciones, y ξ (también conocida en la literatura como λ , η en Thowata, 2008 y en el Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales, UniAndes, 2002, como β), es la relación de amortiguamiento crítico en porcentaje.

En la Figura 2a, corresponde a la degradación del módulo de corte dinámico normalizado $G/G_{m\acute{a}x}$ versus la deformación cortante cíclica γ_c , mientras que la Figura 2b, representa la relación de amortiguamiento crítico ξ versus la deformación cortante cíclica γ_c . En la primera se observa el comportamiento lineal de la arcilla de Ciudad de México en cuanto que la degradación del módulo de corte ocurre a mayores niveles de deformación γ_c que los demás suelos (superiores a 0.1%), mientras que en la segunda se observa el comportamiento lineal de la misma arcilla, en el hecho que cambio en la relación de amortiguamiento crítico comienza a ser significativo, también a valores de deformación cortante cíclica γ_c , bastante mayores que los demás suelos (también superiores a 0.1%).

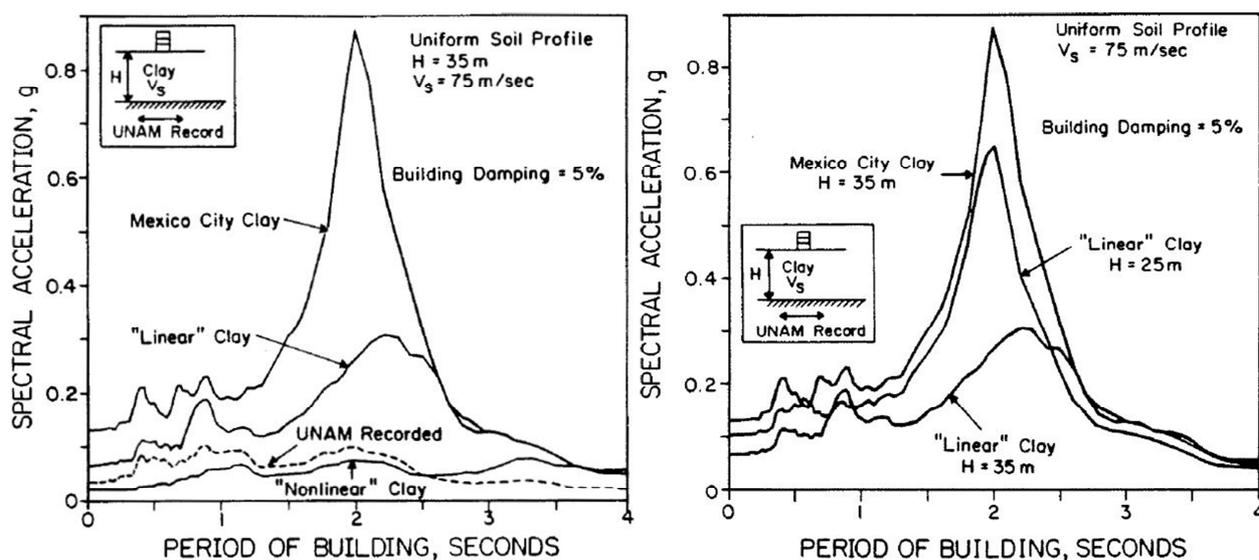


Figura 2: Espectros de respuesta comparativos entre la arcilla de Ciudad de México y arcillas lineal y no lineal según límites de [Dobry y Vucetic \(1987\)](#): a) Espectro de respuesta para un modelo de 35 metros de espesor, velocidad de onda de corte de 75 m/s, considerando un amortiguamiento del 5%; b) Espectro de respuesta para un modelo de 25 metros de espesor, velocidad de onda de corte de 75 m/s, considerando un amortiguamiento del 5%. (Fuente: [Dobry y Vucetic, 1987](#)).

Por otra parte, la Figura 2 muestra los espectros de respuesta comparativos entre la arcilla de Ciudad de México, y una "arcillas lineal" (similar a la arcilla de Leda) y otra "arcilla no lineal" (similar a la arcilla de Ford), representadas por los límites de las curvas dinámicas mostrado por de [Dobry y Vucetic \(1987\)](#), en la anterior Figura 1. El límite del conjunto de las arcillas lineales está representado por las curvas que más se aproximan a las correspondientes a la arcilla de Ciudad de México, mientras que el límite del conjunto de las arcillas no lineales es aquella que exhibe los menores índices de plasticidad y menores relaciones de vacíos, el cual está localizado al lado opuesto de la curva de la arcilla de Ciudad de México.

La Figura 2a, presentan los espectros de respuesta correspondientes a los tres suelos mencionados con base en un modelo unidimensional lineal equivalente usando el programa SHAKE ([Schnabel et al., 1972](#)), el cual fue corrido por [Dobry y Vucetic \(1987\)](#) para la componente Norte Sur del registro del acelerógrafo de la UNAM (CUMV) como movimiento de entrada en el basamento rocoso, considerando un espesor del depósito 35 metros que yace sobre roca rígida, manteniendo la velocidad de onda de corte registrada en la

zona del lago, para la arcilla de Ciudad de México, es decir, $V_s = 75$ m/s, y considerando un amortiguamiento del 5%. La única diferencia entre las tres corridas del modelo para sendos espectros fue el uso de curvas dinámicas diferentes.

Las aceleraciones espectrales en la superficie del terreno, revelan una influencia significativa del grado de linealidad en la magnitud de las amplificaciones sísmicas en estas arcillas. Se observa por ejemplo un pico de la aceleración espectral de 0.9 g en un período de 2 segundos, con un factor de amplificación cercano a 10 con respecto al espectro de la señal incidente en roca, en ese mismo período. La amplificación calculada con el modelo es muy similar a la registrada instrumentalmente durante el terremoto de 1985, lo cual, según [Dobry y Vucetic \(1987\)](#), es consistente con los cálculos reportados por [Romo y Seed \(1986\)](#).

Por otra parte, el espectro calculado para la “arcilla no lineal” pronostica deamplificación en todos los períodos del mismo, en comparación con el espectro correspondiente a la señal de entrada registrada en un afloramiento de roca en la UNAM. Nótese que para este depósito de “arcilla no lineal”, no ocurre el efecto de resonancia en 2 segundos, ni en alguno otro de los períodos. En un período de 2 segundos la aceleración espectral es aproximadamente 0.07 g (12 a 15 veces menos aceleración registrada sobre la arcilla de Ciudad de México en 1985).

Esa enorme diferencia se explica entonces por el gran amortiguamiento medido para la “arcilla no lineal”, con respecto a la arcilla de Ciudad de México (comportamiento marcadamente lineal). Los citados autores infieren entonces que la linealidad del comportamiento dinámico esfuerzo – deformación es la responsable de las grandes amplificaciones alcanzadas en 1985, que a la postre causaron el colapso de cientos de edificaciones entre 6 y 15 pisos, así como la muerte de miles de personas.

Para el caso de la “arcilla lineal” representativo de la arcilla de Leda y de las arcillas más lineales, pero algo menos lineal que la arcilla de Ciudad de México, exhibe un pico de 0.3 g en la aceleración espectral correspondiente al período de 2 segundos. Esto representa una amplificación significativa con respecto al espectro de la señal en roca. Los resultados descritos sugieren que la amplificación del movimiento sísmico a través del depósito del suelo es significativamente sensible a la linealidad del comportamiento dinámico esfuerzo – deformación.

Sin embargo, en la Figura 2b, se comparan los espectros de respuesta correspondientes al modelo con espesor de 35 m para la arcilla de Ciudad de México y para la “arcilla lineal”, con un modelo para la “arcilla lineal”, corrido también por [Dobry y Vucetic \(1987\)](#), pero reduciendo el espesor a 25 m. Se observa un pico de la aceleración espectral en la superficie del terreno de 0.65 g, casi tan alta como la de la arcilla de la ciudad de México. Por tanto, depósitos de suelos diferentes al correspondiente a la arcilla de Ciudad de México, que presentan un comportamiento esfuerzo-deformación lineal, pueden amplificar los movimientos fuertes debidos a terremotos, casi tanto como esta lo hizo en 1985, y por tanto, inducir altas fuerzas dinámicas sobre estructuras de largo período.

En el caso citado, nótese que además del comportamiento dinámico esfuerzo – deformación lineal, la amplificación es también sensible a diferentes espesores de los depósitos de arcilla.

De acuerdo con lo anterior, se puede afirmar que el grado de linealidad determina en gran medida el grado en que el un depósito de suelo amplificará los movimientos del terreno durante la ocurrencia de fuertes sacudidas de terremoto (Dobry y Vucetic, 1987). Los mismos autores encontraron que las arcillas con alto IP son más flexibles que los suelos menos plásticos, en cuanto a que ellos exhiben el mismo comportamiento de pequeñas deformaciones hasta relativamente muy altos valores de deformación cortante cíclica. Reportan la arcilla de la ciudad de México como un caso extremo de esta familia de suelos lineales “flexibles”.

La arcilla de la ciudad de México parece un caso extremo de esta familia de suelos lineales “flexibles”. La gran amplificación del movimiento del terreno durante el terremoto de Ciudad de México en 1985, estuvo muy probablemente condicionado por el carácter lineal del comportamiento esfuerzo – deformación de los depósitos locales (Dobry y Vucetic, 1987). Según dichos autores es factible que en otros lugares del mundo pueden también ocurrir grandes amplificaciones de las ondas sísmicas, debido al comportamiento lineal de algunos suelos.

De hecho otros autores han reportado el fenómeno de amplificación alrededor del mundo (Whitman, 1986; Seed et al., 1974; Milnes y Davenport, 1969; Lefebvre, 1987). En general, corresponden a sitios que contienen arcillas blandas a rigidez media, espesor considerable, y comportamiento esfuerzo-deformación dinámico marcadamente lineal. La amplificación se evidencia en la forma característica de sus espectros de respuesta que presenta marcados picos correspondientes al período fundamental de vibración del depósito en el sitio de medición. También se puede verificar el fenómeno de amplificación mediante mapas de isosistas (contornos de igual intensidad modificada de Mercalli), los cuales presentan focos de mayor intensidad, a distancias considerablemente grandes del epicentro de los terremotos, dentro de regiones de menor intensidad.

De las investigaciones de Dobry y Vucetic (1987) sobre arcillas, se concluye que las condiciones constitutivas de los suelos que causan amplificación corresponden al comportamiento esfuerzo - deformación marcadamente lineal de algunos suelos arcillosos que presentan altas plasticidades, altas relaciones de vacíos y ninguna cementación. El comportamiento lineal de estos suelos se refleja en altos valores del módulo de corte dinámico normalizado incluso a altos valores de deformación cortante cíclica, así como en muy bajas relaciones de amortiguamiento crítico, con el incremento de dicha deformación. Es decir, ocurre baja degradación del módulo de corte normalizado con la deformación cortante y muy limitado amortiguamiento de la energía sísmica.

En el caso de las arenas, el comportamiento observado es significativamente no lineal, siendo menos lineal a menores valores de densidad relativa (Seed e Idriss, 1970).

Por otra parte, para los suelos volcánicos remodelados de Manizales, los cuales conforman los rellenos piloto, se encontró durante el presente trabajo una tendencia de las curvas dinámicas al comportamiento lineal, representado por curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ versus γ_c (en porcentaje), altas, así como curvas de ξ versus γ_c (en porcentaje), bajas, similares a las arcillas de alta plasticidad y alta relación de vacíos. Por lo anterior, es probable que ocurra alta amplificación de ondas sísmicas en los depósitos antrópicos o rellenos con suelos volcánicos de la ciudad de Manizales.

6.2.1.2 Efecto de Resonancia (amplificación dinámica)

El efecto de resonancia también se conoce como amplificación dinámica. La resonancia es un efecto causante de amplificación de los movimientos inducidos por una señal incidente (historia de desplazamientos relativos, de velocidades relativas o de aceleraciones absolutas), que en el caso de los depósitos de suelo se debe a la coincidencia de las frecuencias dominantes de dicha señal con la frecuencia natural de vibración del depósito del suelo, entendida en el dominio de la frecuencia. Sin embargo, para que ocurra resonancia existe una duración mínima necesaria de la señal sísmica para que se produzca este fenómeno (Sarria, 1995).

La frecuencia natural del depósito se puede estimar mediante la ecuación (1):

$$F_n = \frac{V_s}{4H} \quad (1)$$

En donde:

- F_n Frecuencia natural de vibración del depósito de suelo (Hz).
- V_s Velocidad de onda de corte del depósito de suelo (m/s).
- H espesor del depósito (m).

De otro modo, la resonancia también se puede expresar como una coincidencia entre el período dominante de la señal y el período natural de vibración del depósito de suelo, en el ámbito del dominio del tiempo. El período natural de vibración del depósito se puede estimar mediante la ecuación (2):

$$T_n = \frac{4H}{V_s} \quad (2)$$

En donde:

- T_n Período natural de vibración del depósito de suelo (s).
- V_s Velocidad de onda de corte del depósito de suelo (m/s).
- H espesor del depósito (m).

La propagación de las señales sísmicas a través de medios amortiguados (medios cuyo comportamiento esfuerzo-deformación dinámico es de tipo elasto-plástico), causa la degradación del módulo de corte dinámico, y transformación de la energía de deformación, lo cual se deriva en un cambio diferencial de las amplitudes de desplazamiento (y de las amplitudes de velocidad relativa y aceleración absoluta), frecuencia a frecuencia. Por tanto, la señal original cambia espacial y temporalmente las frecuencias dominantes de vibración.

En la norma sismo resistente de Colombia NSR-10, se habla de la posibilidad de ocurrencia de tres tipos diferentes de resonancia, los cuales pueden ocurrir en forma independiente o simultánea. Se destacan:

- a. Resonancia roca-suelo. Ocurre cuando existe similitud entre la frecuencia de vibración de la base de roca rígida por propagación de la onda sísmica (señal incidente) y la frecuencia natural de vibración del depósito de suelo blando. Considerando que el período es el inverso de la frecuencia, también se puede entender como la similitud entre el período de vibración de la base rígida y el período natural de vibración del depósito de suelo blando.
- b. Resonancia suelo-suelo. Ocurre cuando existe reflexión de las ondas sísmicas incidentes que se propagan hacia arriba, y de las ondas sísmicas ya reflejadas que vuelven a rebotar, en interfases con altos contrastes de impedancia, lo cual causa confinamiento del tren de ondas sísmicas y en algún momento, coincidencia de sus frecuencias de vibración. Este tipo de resonancia puede ocurrir cuando los suelos estratificados están depositados en concavidades delimitadas por la roca sana y rígida. Se puede verificar su ocurrencia cuando se observa un incremento significativo en la duración del movimiento registrado en la superficie del depósito, con respecto a la señal incidente.
- c. Resonancia suelo-estructura. Ese es un fenómeno de interacción suelo – estructura. Ocurre cuando existe similitud entre las frecuencia de vibración del suelo al nivel de la cimentación y la frecuencia natural de vibración de la estructura, o dicho de otro modo, cuando coinciden el período de vibración de la señal incidente para la estructura y su período fundamental de vibración.

Durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985 en Ciudad de México, los daños se concentraron en el sector centro de la ciudad, en la zona del lago. Esta zona reposa sobre depósitos de arcilla muy blanda con velocidades de onda de corte de $V_s \approx 75$ m/s, y con un espesor total de 35 a 40 metros, sobre “suelo duro” (arenas y gravas compactas). Considerando un espesor de 35 m, el período fundamental de vibración a pequeñas deformaciones se puede estimar como:

$$T_n = \frac{4(35)}{75} = 2s$$

Además, los movimientos del terreno registrados en acelerógrafos en la zona del lago, fuertemente dañada, en efecto tuvieron un período predominante de 2 segundos, con lo cual se confirma que además de la amplificación local causada por el comportamiento esfuerzo-deformación dinámico marcadamente lineal, ya mencionado, se presentó el efecto de resonancia del suelo en este periodo.

De acuerdo con [Dobry y Vucetic \(1987\)](#), los mayores daños durante el terremoto de 1985 en Ciudad de México ocurrieron en estructuras con rango de alturas entre 6 y 15 pisos, que tenían periodos naturales de vibración a pequeñas deformaciones, algo menores de 2 segundos; este período se incrementó y se aproximó a 2 segundos durante la sacudida debido a la respuesta no lineal de las edificaciones, y por lo tanto, las estructuras resonaban a su vez con los movimientos del suelo. Los daños se intensificaron por la muy larga duración del movimiento.

En otras zonas de la ciudad ocurrieron mucho menores daños en donde existen suelos duros o los estratos de arcilla son más delgados. Esto confirma que la destrucción se debió a una gran amplificación de las ondas sísmicas incidentes en la zona del lago, debido al efecto de “doble resonancia”, es decir, la resonancia del depósito del suelo y la resonancia de las estructuras que poseían un período natural de vibración cercano a

2 segundos (Rosenblueth, 1986; Mendoza y Prince, 1986; Housner, 1986; Singh y Suarez, 1986; Romo y Jaime, 1986; Romo y Seed, 1986). En la norma NSR-10 se habla de la posibilidad de ocurrencia en algún caso del fenómeno de “triple resonancia”.

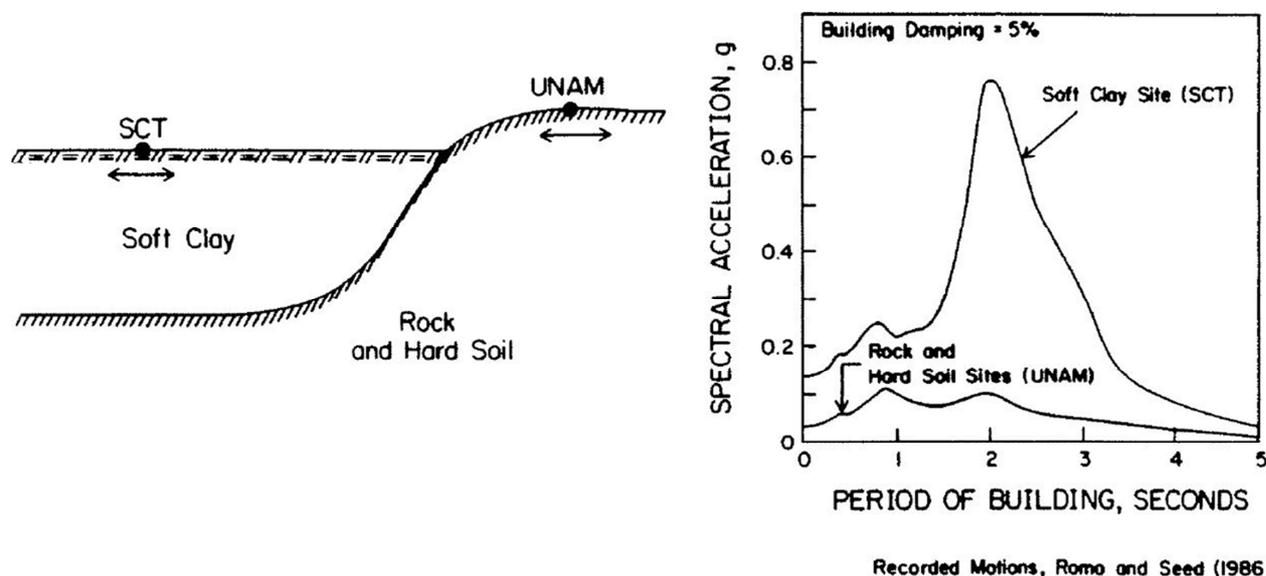


Figura 3: “Doble Resonancia” de las aceleraciones de largo período sobre el depósito de arcilla blanda: Ciudad de México, terremoto del 19 de noviembre de 1985.

La

Figura 3, tomada de Dobry y Vucetic (1987), ilustra el efecto de la doble resonancia. En ella se presenta el espectro de respuesta correspondiente al promedio de las dos componentes horizontales de los acelerogramas registrados en dos sitios diferentes, durante el terremoto de 1985. Estos espectros fueron reproducidos originalmente por Romo y Seed (1986).

En el sitio de la Universidad Nacional Autónoma de México UNAM, localizado sobre suelo duro en la zona de Las Lomas de la ciudad (Lomas de Chapultepec), el promedio de la aceleración horizontal pico del terreno a_p fue del orden de 0.03 g, y las aceleraciones espectrales (para un 5% de amortiguamiento de la construcción), fueron de cerca de 0.10 g, para un rango de período entre 1 y 2 segundos. Por otra parte, en la estación SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transporte), localizada sobre arcilla blanda en la zona fuertemente dañada, el valor promedio fue $a_p \approx 0.14$ g, y hubo un pico muy alto a $T \approx 2$ segundos, con una aceleración espectral de 0.75 g. Es decir, el suelo amplificó las aceleraciones del terreno por un factor mayor de 4 y se concentró la energía de movimientos del terreno alrededor de un período de 2 segundos. Como resultado, las aceleraciones espectrales y por lo tanto, las fuerzas sísmicas que actúan sobre las edificaciones que poseen este periodo, fueron amplificadas 7 u 8 veces sobre el promedio. Las aceleraciones espectrales para una de las componentes horizontales en el sitio SCT fueron amplificadas incluso más, al menos 10 veces, y las estructuras con un período de 2 segundos y 5% de amortiguamiento,

fueron sometidas a aceleraciones horizontales de al menos 1 g! (Romo y Seed, 1986; Mendoza y Prince, 1986).

6.2.1.3 Efecto del contraste de impedancias

La impedancia es la resistencia de un medio homogéneo al paso de una onda. En el caso de la impedancia sísmica, se calcula como el producto entre la densidad del medio ρ y la velocidad de propagación de las ondas de corte V_s , a través del mismo, como lo expresa la ecuación (3):

$$I = \rho V_s \quad (3)$$

La impedancia sísmica varía para cada estrato de suelo y cada litología. En suelos sedimentarios la densidad y la velocidad de onda de corte, crecen con la profundidad. En ese caso, la impedancia, también crece desde la superficie hasta la base rígida.

El contraste de impedancias se puede determinar mediante un parámetro denominado Relación de Impedancias I_c . Este parámetro se calcula como la relación entre la impedancia de la capa de material correspondiente a la señal sísmica incidente y la impedancia de la capa de material correspondiente a la señal de salida. En el caso de sismos que se propagan a través de suelos estratificados, la relación de impedancias entre la capa inferior 1 (más antigua) y la capa superior 2 (más joven), se puede definir mediante la ecuación (4):

$$I_c = \frac{I_1}{I_2} = \frac{\rho_1 V_{s1}}{\rho_2 V_{s2}} \quad (4)$$

En donde I_c es la relación de impedancias, ρ_1 es la densidad de la capa inferior, ρ_2 es la densidad de la capa superior, V_{s1} es la velocidad de onda de corte de la capa inferior y V_{s2} es la velocidad de onda de corte de la capa superior.

Esta relación de impedancias determina la posibilidad de transmisión de las ondas sísmicas entre una capa y la siguiente, así:

1. Si $I_c > 1$, entonces habrá difracción de las ondas sísmicas.
2. Si $I_c < 1$, entonces habrá refracción de las ondas sísmicas.

Cuando la rigidez y por ende, la velocidad de propagación de las ondas de corte crece con la profundidad, las ondas sísmicas incidentes en la base rocosa tienden a propagarse verticalmente hacia arriba, es decir, se cumple la Ley de Snell (Towhata, 2008). Además, cuando existe una relación de impedancia muy grande ($I_c \gg 1$), las ondas que ascienden en el depósito y que se reflejan de la superficie hacia abajo, quedan atrapadas en el mismo, aumentando la duración del movimiento del depósito, con respecto a la de la base rígida.

En la literatura se ha denominado al efecto del contraste de impedancias como “amplificación geométrica”. Sin embargo, su nombre puede crear confusión con el efecto topográfico, en el cual la modificación de las ondas sísmicas se debe más a la interacción de las ondas con las formas del terreno. El contraste de

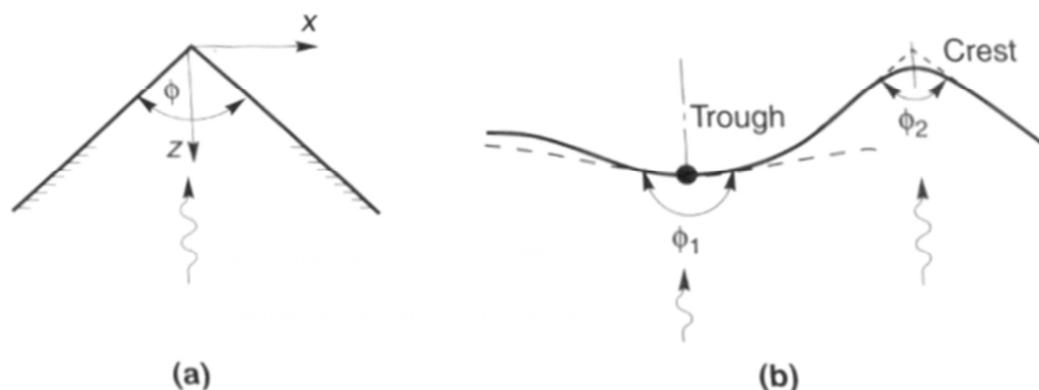
impedancias es más bien un contraste físico o geomecánico, el cual afecta tanto a la densidad como a la velocidad de propagación de las ondas de corte.

A mayor contraste de impedancia, mayor amplificación de las ondas sísmicas. Los contrastes altos de impedancia favorecen el atrapamiento de trenes de ondas sísmicas dentro de estratos de baja impedancia, amplificando las frecuencias dominantes (Rodríguez, 2007), e incrementando las duraciones.

Por ejemplo, este contraste es más marcado entre materiales geológicos antiguos y jóvenes, dada la tendencia de estos últimos a ser menos consolidados. Es el caso de las formaciones glacio-fluvio-torrenciales tales como las formaciones Manizales y Casabianca, características del ambiente geológico de Manizales y sus alrededores (Naranjo y Ríos, 1989).

6.2.1.4 Efecto topográfico

Diversos investigadores han encontrado evidencias de campo, instrumentales y teóricas de amplificaciones sísmicas producidas por efectos topográficos durante la ocurrencia de terremotos destructivos (Levret., 1986; Brambati, 1980; Siro, 1982; Celebi, 1985). Se ha observado que las edificaciones localizadas en la



parte superior de las laderas han sufrido mayores daños estructurales que aquéllas situadas en la base de las mismas.

Figura 4: Simplificación topográfica para el modelo de Finn (2002): a) Cuña triangular; b) Cresta y valle.

El efecto topográfico causa amplificación de las ondas sísmicas en los picos y crestas del terreno (formas convexas). Corresponde a efectos de frontera en las protuberancias del terreno. La mayor amplificación ocurre cuando la altura de la protuberancia es del mismo orden de la longitud de onda de la señal incidente (Finn, 2000).

Los modelos numéricos revelan amplificaciones importantes en las convexidades y deamplificaciones en las concavidades. Un modelo sencillo es el propuesto por Aki (2002), para la estimación de la amplificación

topográfica. Se trata de una solución exacta para la propagación de ondas horizontales de corte SH, a través de una cuña triangular infinita que representa topografías simples tipo cresta- valle. El factor de amplificación es $2\pi/\phi$ siendo ϕ el ángulo interno de la cuña (ver Figura 4).

El movimiento de la superficie del terreno es función del ángulo de las ondas sísmicas incidentes. El ángulo es mayor para las ondas de corte verticales. La amplificación varía con la inclinación del ángulo del talud y con el ángulo interno de la forma topográfica. La reflexión de ondas por efectos de frontera produce atenuaciones y resonancias complejas.

Durante el terremoto del 23 de noviembre de 1979, al parecer se presentó amplificación de las ondas sísmicas por efecto topográfico en al menos en los sectores de Milán y COLDEPORTES, en la avenida Santander de la ciudad de Manizales, sobre una cuchilla topográfica. Sin embargo, este efecto no es objeto de estudio dentro del presente trabajo.

6.2.2 Deamplificación de Ondas Sísmicas

La deamplificación es el fenómeno opuesto a la amplificación y ocurre por los efectos opuestos. Un caso es el comportamiento esfuerzo - deformación dinámico marcadamente no lineal, con alto amortiguamiento y alta degradación del módulo de corte dinámico, incluso a bajos niveles de deformación cortante cíclica, como ocurre en el caso de las arenas medias y sueltas. También ocurre deamplificación por efecto topográfico. Esto ocurre en la base de las laderas, en las depresiones topográficas y en los valles (formas cóncavas).

6.2.3 Licuación de Suelos

El fenómeno de licuación, consiste en la anulación de los esfuerzos efectivos en el suelo, debido a la aplicación, en condiciones no drenadas, de altas y duraderas cargas o deformaciones cortantes cíclicas/dinámicas. Ocurre en suelos saturados o parcialmente saturados, pobremente drenados y de naturaleza contráctil, tales como suelos granulares, no cohesivos, como arenas medias a finas de consistencia media a suelta y limos no plásticos. En estos casos, cada nuevo ciclo de carga o deformación cortante produce una acumulación gradual de excesos de presión de poros, hasta igualar los esfuerzos normales totales. A partir de la ocurrencia de licuación, el suelo se comporta como un fluido viscoso.

La licuación es un fenómeno bastante destructivo, insatisfactoriamente explicado aun y difícilmente pronosticado mediante modelación. Sin embargo, se han identificado los siguientes factores como determinantes de la susceptibilidad a la licuación (modificado de H.5.6, [NSR-98](#)):

1. Edad geológica. A mayor edad, mayores nexos electro-químicos y menor potencial de licuación.
2. Grado de saturación. Debe ser aproximadamente igual al 100%.

3. Origen del depósito. Tipos de depósitos tales como eólicos, coluviales, fluviales y antrópicos son más susceptibles. Otros tipos como abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios son más susceptibles. En general depósitos formados por medios hidráulicos, eólicos, o por remoldeo.
4. Plasticidad. Los suelos plásticos no son susceptibles a licuación. Los limos no plásticos tienden a ser susceptibles a licuación.
5. Tamaño. Los limos y las arenas finas a medias son los suelos más susceptibles a licuación. Arenas gruesas y gravas, no tienen un reconocido potencial de licuación. Los materiales granulares gruesos, las arenas y gravas son menos susceptibles a licuación.
6. Gradación. Arenas y limos mal gradados son más susceptibles. La susceptibilidad se reduce con la mayor diversidad de tamaños presentes en el suelo.
7. Forma. Los suelos con partículas equidimensionales son más susceptibles de los suelos con partículas planas y alargadas. Suelos con partículas micáceas, propios de los suelos volcánicos, son más susceptibles a licuación.
8. Grado de redondez. Los suelos más redondeados son más susceptibles. Los suelos con partículas angulosas, tienen menor potencial. El potencial de licuación aumenta con el grado de redondez.
9. Compacidad. Los suelos sueltos son más susceptibles a licuación. A mayor compacidad, menor potencial de este fenómeno.
10. Relación de sobre-consolidación OCR. Los suelos normalmente consolidados son más susceptibles a licuación. A mayor OCR, mayor entramamiento mecánico en los suelos granulares y mayores nexos interparticulares en los suelos con algún contenido de finos arcillosos, y por tanto, menor potencial de licuación.
11. Grado de meteorización. A mayor grado de meteorización, menor potencial de licuación. Esto es congruente con lo dicho sobre edad geológica.
12. Mineralogía de granos. Determina la gravedad específica. A menor G_s , mayor susceptibilidad.

Las cenizas volcánicas de la zona andina intertropical de Colombia, asociadas al complejo volcánico Ruiz-Tolima (presentes en las Ciudades de Armenia, Pereira y Manizales), son depósitos aéreos, tamaño limos a arenas medias, con baja gravedad específica, jóvenes, con partículas micáceas y grados de meteorización bajos, podrían tener algún potencial de licuación en los niveles menos plásticos.

6.2.4 Movilidad cíclica

La movilidad cíclica representa la falla por esfuerzos cortantes cíclicos. Se debe al parecer a dos procesos que ocurren en forma simultánea durante la carga o deformación cortante cíclica: a) Reducción del esfuerzo efectivo promedio y degradación de la resistencia al esfuerzo cortante cíclico. A diferencia del proceso de licuación, en el momento de la falla, los esfuerzos efectivos no son nulos.

La reducción del esfuerzo efectivo promedio es un proceso gradual en función del número de ciclos. Ocurre principalmente en suelos con drenaje pobre. Se debe a la acumulación cíclica de excesos de presión de poros (Dobry y Vucetic, 1987), considerando que las altas tasas de aplicación de la carga cíclica/dinámica

constituyen procesos no drenados en relación a la permeabilidad de los suelos. El fenómeno es significativo con el incremento de las magnitudes de la carga o la deformación cíclica. Es característico de suelos contráctiles, como es el caso de los suelos normalmente consolidados.

Aunque las altas tasas de aplicación de la carga cíclica/dinámica, con respecto a la carga monotónica reflejan un incremento de la resistencia al corte dinámica (Díaz Rodríguez, 1995), los efectos de la carga repetida, revelan un ablandamiento del suelo, en especial, para grandes amplitudes de carga cíclica en relación con las cargas de falla en condición estática y para grandes números de ciclos, lo cual conduce a “falla dinámica” a niveles de esfuerzo inferiores a los que conducen a la “falla estática” (Díaz Rodríguez, 1995). Al parecer, esta reducción de la resistencia al corte dinámica se debe a la rotura progresiva de los nexos entre partículas con el incremento de número de ciclos, conduciendo al parecer a una pérdida gradual de cohesión.

6.2.5 Otros Fenómenos Asociados a la Respuesta Sísmica

Existen diversos fenómenos adicionales a los anteriormente descritos, que están directamente asociados con los efectos sísmicos a las estructuras, los cuales también deben ser considerados en su diseño. Entre ellos se pueden mencionar:

1. Refracción y reflexión de ondas de cuerpo por cambios en la impedancia en las fronteras entre depósitos.
2. Ondas superficiales derivadas del arribo del tren de ondas.
3. Interacción suelo - estructura.
4. Vibración diferencial en obras lineales.
5. Fuerzas Inerciales en las estructuras.
6. Resonancia estructural.
7. Generación de olas en cuerpos de agua, mares (Tsunami), lagos y embalses (grandes olas), etc.
8. Asentamientos sísmicos. En suelos granulares, la deformación volumétrica depende de la compacidad y de la relación de esfuerzos cíclicos aplicada. entre otros. En suelos cohesivos, la acumulación cíclica de excesos de presión de poros puede causar nuevos procesos de consolidación y nuevos asentamientos.
9. Deslizamientos y corrimiento horizontal de taludes por movilidad cíclica o licuación.

6.3 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA LINEAL EQUIVALENTE DEL SUELO

El enfoque lineal equivalente usado en la actualidad, fue presentado por [Idriss y Seed \(1968\)](#), y modificado varias veces (por ejemplo: [Seed e Idriss en 1970](#); [Kramer, 1996](#)). Este esquema es una aplicación particular de una teoría general lineal equivalente introducida por [Iwan en 1967](#). Consiste en aproximar una ecuación diferencial no homogénea de tercer orden y segundo grado, mediante una ecuación diferencial lineal de primer grado, asumiendo que sus parámetros son constantes en un rango limitado de magnitudes.

El método lineal equivalente fue propuesto específicamente para modelar la respuesta no lineal del terreno mediante la definición de una deformación cortante efectiva (asumida constante durante el tiempo que tarde la excitación), a partir de la cual se estiman los valores de las propiedades o parámetros dinámicos (también asumidos constantes), y luego, se calcula la respuesta dinámica del depósito, como si fuese lineal. La magnitud de la deformación cortante equivalente en el punto medio de cada estrato, correspondiente a una iteración dada, se asume como el 65% de la deformación cortante pico que resulta del análisis lineal para el mismo punto, en la iteración inmediatamente anterior, obtenida en el dominio del tiempo.

Los valores de las propiedades para el cálculo en cada iteración nueva, se obtienen de las curvas de degradación del módulo de corte y de relación de amortiguamiento crítico contra deformación cortante correspondiente al material considerado, usando la deformación cortante efectiva que resulta de la iteración inmediatamente anterior. El cálculo de la respuesta lineal se repite hasta que los cambios en dichos parámetros, en los centros de todos los estratos, estén por debajo de algún nivel de tolerancia especificado en el algoritmo.

Este procedimiento de análisis paso a paso se formalizó mediante un código de programa en Fortran para evaluar la propagación unidimensional vertical de ondas de corte, denominado SHAKE ([Schnabel y otros, 1972](#)), y sus modificaciones posteriores, por ejemplo, SHAKE91 ([Idriss y Sun, 1992](#)). Posteriormente fue desarrollado en programa EERA ([Bardet et al., 2000](#)) usando las ventajas del FORTRAN 90 (dimensionamiento dinámico y operaciones entre matrices) y las interfases en Excel. Ambos códigos están basados en las soluciones al problema de propagación de ondas de [Kanai \(1951\)](#), [Roesset y Whitman \(1969\)](#); y [Tsai y Housner \(1970\)](#).

Estos programas han sido ampliamente usados en el mundo para realizar cálculos unidimensionales de la respuesta de sitio. Generalmente son suficientes unas pocas iteraciones (normalmente 8), para alcanzar un error de convergencia tolerable (menor del 1%), al establecer la compatibilidad de las deformaciones.

Las ventajas del enfoque lineal equivalente son: a) Se conserva la simplicidad matemática del análisis lineal; b) Se evita la determinación de parámetros no lineales, dado que un enfoque verdaderamente no lineal, requiere la especificación de las formas de las curvas de histéresis y sus dependencias cíclicas.

En la metodología lineal equivalente los datos del suelo se utilizan directamente, y puesto que en cada iteración el problema es lineal, las propiedades del material son independientes de la frecuencia, el amortiguamiento es independiente de la velocidad de carga y los lasos de histéresis son cerrados.

Una ventaja significativa de la formulación lineal equivalente es la preservación del principio de superposición. Para el caso de sistemas lineales, el principio de superposición permite entre otras cosas, la descomposición espectral y las soluciones de dominio de la frecuencia. Así, es posible obtener soluciones muy eficientes de la ecuación de onda en el dominio de la frecuencia a partir de un esquema de solución matricial sencillo (Haskell, 1960; Schnabel et al, 1972; Silva, 1976). El principio de superposición entonces permite una recomposición espectral de los campos de ondas (por suma de las frecuencias), a través de una relación inversa de Fourier o de una transformada de Laplace.

Un resultado muy valioso de esto es que el proceso de deconvolución (proceso inverso de propagación hacia abajo de una señal de control medida en superficie), tiene como resultado una solución única. Es decir, para un movimiento dado en la superficie, dentro de un marco lineal equivalente, existe un único movimiento de entrada (solución) a nivel de roca. Sin embargo, si los suelos se comportan en forma no lineal y se degradan, muchos movimientos de entrada en la base de los suelos pueden conducir a respuestas superficiales similares.

La principal desventaja del método lineal equivalente es que da predicciones pobres para grandes deformaciones y por lo tanto, no puede modelar la deformación o falla del suelo. Además, en los cálculos de respuesta sísmica local, siempre existe alguna diferencia entre los resultados del modelo lineal equivalente y los resultados del análisis completamente no lineal, en particular para suelos blandos o suelos licuables.

6.4 DERIVACIÓN DEL MODELO LINEAL EQUIVALENTE

La siguiente descripción del modelo lineal equivalente para análisis de respuesta sísmica unidimensional de los depósitos de suelos estratificados corresponde a una traducción de una parte del manual del programa EERA (Bardet et al., 2000), la cual permite conocer en detalle la robustez matemática del modelo.

6.4.1 Relación Esfuerzo - Deformación Unidimensional

El modelo lineal equivalente representa la respuesta esfuerzo-deformación del suelo con base en el modelo de Kelvin – Voigt, como se ilustra en la Figura 5. El esfuerzo de corte depende de la deformación cortante γ y de la velocidad de deformación cortante $\dot{\gamma}$, así:

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (5)$$

En donde G es el módulo de corte y η es la viscosidad. En una columna de cortante unidimensional, la deformación cortante y la velocidad de deformación cortante están definidas por el desplazamiento horizontal $u(z,t)$ a la profundidad z y el tiempo t , de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \quad \text{y} \quad \dot{\gamma} = \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z \partial t} \quad (6)$$

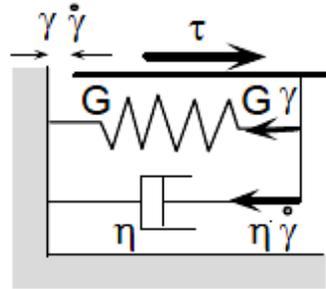


Figura 5: Representación esquemática del modelo esfuerzo-deformación usado en el modelo lineal equivalente (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000).

En el caso de un movimiento armónico, el desplazamiento, la deformación cortante y la velocidad de deformación cortante son:

$$u(z,t) = U(z)e^{i\omega t}, \quad \gamma(z,t) = \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = \Gamma(z)e^{i\omega t} \quad \text{y} \quad \dot{\gamma}(z,t) = i\omega\gamma(z,t) \quad (7)$$

En donde $U(z)$ y $\Gamma(z)$ son la amplitud de desplazamiento y la amplitud de deformación cortante, respectivamente. Usando la ecuación (7), en el caso de cargas armónicas, la relación esfuerzo-deformación es decir, la ecuación (5), se convierte en:

$$\tau(z,t) = \Sigma(z)e^{i\omega t} = (G + i\omega\eta) \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = G^* \gamma(z,t) \quad (8)$$

En donde G^* es el módulo de corte complejo y $\Sigma(z)$ es la amplitud de esfuerzo de corte. Introduciendo el concepto de relación de amortiguamiento crítico ξ (NT: también identificado en la literatura internacional como η , p.e. Towhata, 2008; y como β , p.e. UniAndes, 2002), definida por:

$$\xi = \frac{\omega\eta}{2G} \quad (9)$$

El módulo de corte complejo G^* se convierte en:

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\xi) \quad (10)$$

La energía disipada W_d durante un ciclo de carga completo es igual al área del lazo de histéresis generado en la curva esfuerzo-deformación, es decir:

$$W_d = \oint_{\tau_c} \tau d\gamma \quad (11)$$

En el caso de carga armónica de deformación controlada de amplitud γ_c , es decir, $\gamma(t) = \gamma_c e^{i\omega t}$, la ecuación (11) se transforma en:

$$W_d = \int_t^{t+2\pi/\omega} \text{Re}[\tau(t)] \text{Re}\left[\frac{d\gamma}{dt}\right] dt \quad (12)$$

En donde solamente las partes reales de los esfuerzos de corte y de las velocidades de deformación cortante son consideradas (Meirovitch, 1967). Usando la ecuación (8), esas partes reales de los esfuerzos de corte y de las velocidades de deformación cortante son:

$$\text{Re}[\tau(t)] = \gamma_c (G \cos \omega t - \omega\eta \sin \omega t) \quad \text{y} \quad \text{Re}\left[\frac{d\gamma}{dt}\right] = -\gamma_c \omega \sin \omega t \quad (13)$$

Finalmente, la ecuación (12) se convierte en:

$$W_d = \frac{1}{2} \omega \gamma_c^2 \int_t^{t+2\pi/\omega} [-G \sin 2\omega t + \omega\eta (1 - \cos 2\omega t)] dt = \pi \omega \eta \gamma_c^2 \quad (14)$$

La máxima energía de deformación cortante almacenada en el sistema es:

$$W_s = \frac{1}{2} \tau_c \gamma_c = \frac{1}{2} G \gamma_c^2 \quad (15)$$

La relación de amortiguamiento crítico ξ puede ser expresada en términos de W_d y de W_s de la siguiente manera:

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_s} \quad (16)$$

6.4.2 Aproximación Lineal Equivalente de una Respuesta Esfuerzo - Deformación No Lineal

La aproximación lineal equivalente consiste en modificar el modelo de Kelvin – Voight para tener en cuenta algunos tipos de no linealidades de los suelos. El comportamiento esfuerzo-deformación no lineal e histérico de los suelos durante cargas cíclicas se aproxima como se muestra en la Figura 6.

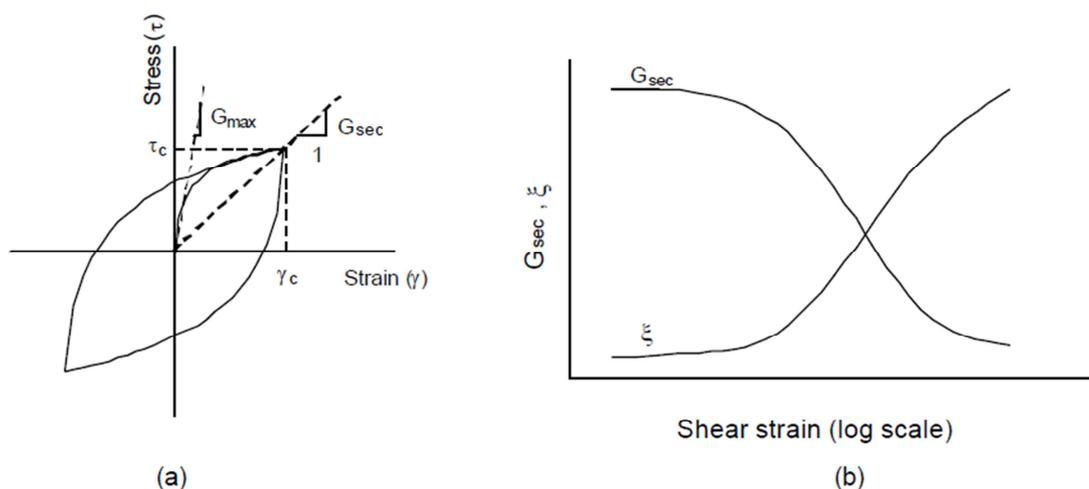


Figura 6: Modelo lineal equivalente: a) Curva de histéresis esfuerzo-deformación; y b) Variación del módulo de corte secante y de la relación de amortiguamiento crítico con la amplitud de deformación cortante (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000).

El módulo de corte lineal equivalente, G , se toma como el módulo de corte secante G_{sec} , el cual depende de la amplitud de deformación cortante γ_c . Como se muestra en la Figura 6a, el G_{sec} en los extremos de ciclos simétricos de deformación controlada es:

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (17)$$

Donde τ_c y γ_c son las amplitudes del esfuerzo y de la deformación cortante, respectivamente.

La relación de amortiguamiento crítico lineal equivalente ξ es la relación de amortiguamiento que produce la misma pérdida de energía en un simple ciclo, que el lazo de histéresis esfuerzo - deformación del comportamiento irreversible del suelo. Ejemplos de datos para el modelo lineal equivalente se pueden encontrar en Hardin y Drnevitch (1970), Kramer (1996), Seed e Idriss (1970), Seed y otros (1986), Sun y otros (1988), así como, Vucetic y Dobry (1991).

En análisis de respuesta de sitio, el comportamiento del material generalmente se especifica como se muestra en la Figura 6b. Las curvas $G_{sec} - \gamma$, no pueden tener formas arbitrarias puesto que se derivan de curvas esfuerzo - deformación $\tau - \gamma$.

Por ejemplo, la exclusión de ablandamiento por deformación de las curvas de $\tau - \gamma$, impone algunas restricciones sobre las curvas $G_{sec} - \gamma$ correspondientes. El ablandamiento por deformación es un fenómeno físico real que corresponde a una disminución del esfuerzo con el incremento de deformación. Para su inclusión se requiere usar complicadas técnicas numéricas que van más allá del alcance de la mayoría de los análisis de respuesta de sitio en ingeniería.

Cuando no se usan esas técnicas especiales, el ablandamiento por deformación ha mostrado que causa un mal planteamiento de problemas con valores en la frontera, y efectos numéricos indeseables, tales como soluciones numéricas altamente dependientes de la discretización espacial del problema (es decir, de la geometría de malla).

La exclusión del ablandamiento por deformación implica que:

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_{sec}(\gamma) + \frac{dG_{sec}}{d\gamma} \gamma \geq 0 \quad (18)$$

En el caso de curvas $G_{sec} - \gamma$ especificadas con puntos discretos (G_{seci}, γ_i) , la ecuación (18) se convierte en:

$$\frac{\Delta G_{sec}}{G_{max}} \geq - \frac{G_{sec}(\gamma)}{G_{max}} \frac{\Delta \gamma}{\gamma} \quad (19)$$

En donde ΔG_{sec} es el decremento de G_{sec} correspondiente al incremento de $\Delta \gamma$ en γ , y G_{max} en el máximo valor de G_{sec} . La ecuación (19) es equivalente a:

$$G_{i+1}/G_i \geq 2 - \gamma_{i+1}/\gamma_i \quad (20)$$

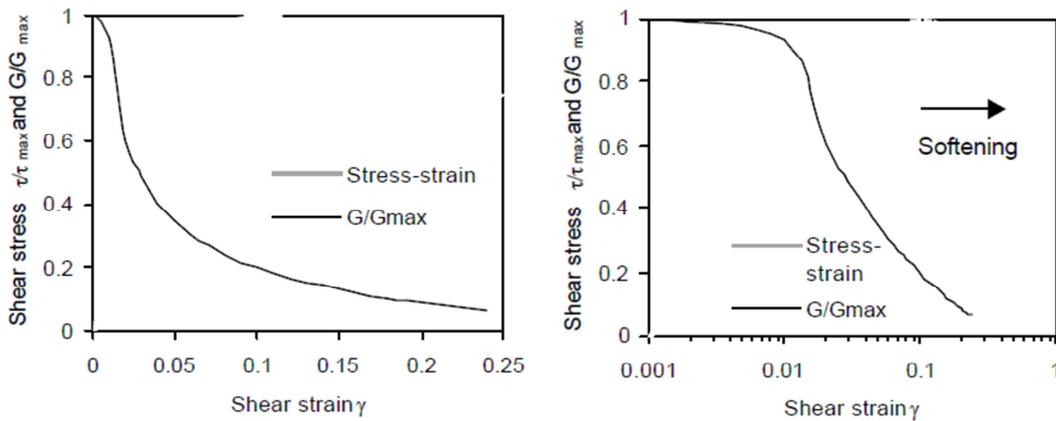


Figura 7: Un ejemplo de ablandamiento por deformación cortante en curvas $\tau/\tau_{m\acute{a}x}$ y $G/G_{m\acute{a}x}$, dibujadas en escalas lineal y logarítmica (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000).

La Figura 7 muestra un caso particular de ablandamiento por deformación, el cual es claramente visible en una curva de respuesta esfuerzo – deformación, pero difícil de detectar en una curva $G_{sec} - \gamma$.

Como se muestra en la Figura 6b, el modelo lineal equivalente especifica la variación del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento con la amplitud de la deformación cortante. Se requieren suposiciones adicionales para especificar los efectos de la frecuencia en las relaciones esfuerzo – deformación. Para ese fin se han propuesto dos modelos básicos.

6.4.2.1 Modelo 1

Este primer modelo fue usado en la versión original del SHAKE (Schnabel y otros, 1972). Se asume que la relación de amortiguamiento crítico, ξ , es constante e independiente de la frecuencia angular ω , lo cual implica que el módulo de corte complejo G^* es también independiente de ω . Por tanto, la energía disipada durante la carga cíclica es:

$$W_d = 4\pi W_s \xi = 2\pi \xi G \gamma_c^2 = \pi \eta \gamma_c^2 \omega \quad (21)$$

La energía disipada se incrementa linealmente con ξ y es independiente de ω , lo cual implica que el área del lazo esfuerzo – deformación es independiente de la frecuencia, Las amplitudes de los módulos de corte complejo y real están relacionadas mediante:

$$|G^*| = G \sqrt{1 + 4\xi^2} \quad (22)$$

Lo cual implica que $|G^*|$ se incrementa con ξ . La Figura 8 muestra la variación de $|G^*|/G$ con ξ . La amplitud del módulo de corte complejo puede variar tanto como un 12% cuando ξ alcanza el 25%.

6.4.2.2 Modelo 2

El segundo modelo se usa en el SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992). Este asume que el módulo de corte complejo es una función de ξ :

$$G^* = G \left\{ (1 - 2\xi^2) + 2\xi \sqrt{1 - \xi^2} \right\} \quad (23)$$

Esta es una hipótesis sobre la Ley constitutiva que describe el comportamiento del material. Esto implica que el módulo de corte complejo y el módulo de corte real tienen la misma amplitud, es decir:

$$|G^*| = G \left\{ (1 - 2\xi^2)^2 + 4\xi^2(1 - \xi^2) \right\} = G \quad (24)$$

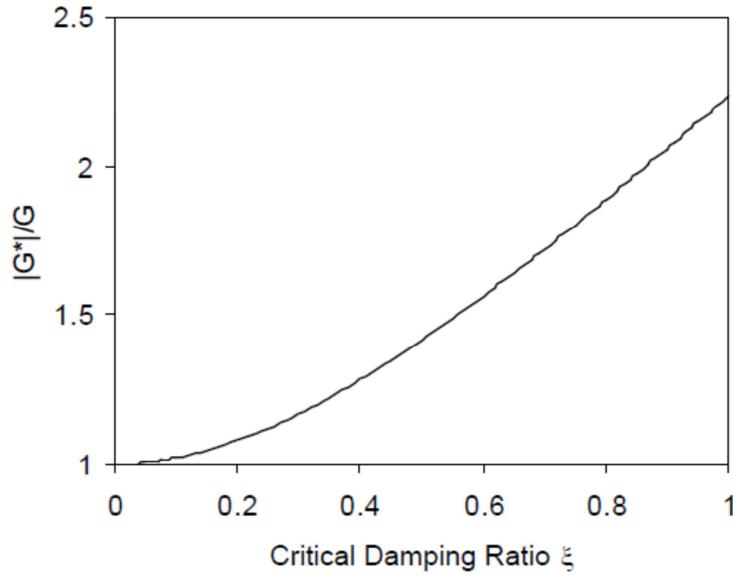


Figura 8: Variación normalizada de la amplitud del módulo de corte complejo con la relación de amortiguamiento crítico (Modelo 1) (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000).

La energía disipada durante el ciclo de carga es:

$$W_d = \frac{1}{2} \omega \gamma_c^2 \int_t^{t+2\pi/\omega} 2G\xi\sqrt{1-\xi^2} dt = 2\pi G\xi\sqrt{1-\xi^2} \gamma_c^2 \quad (25)$$

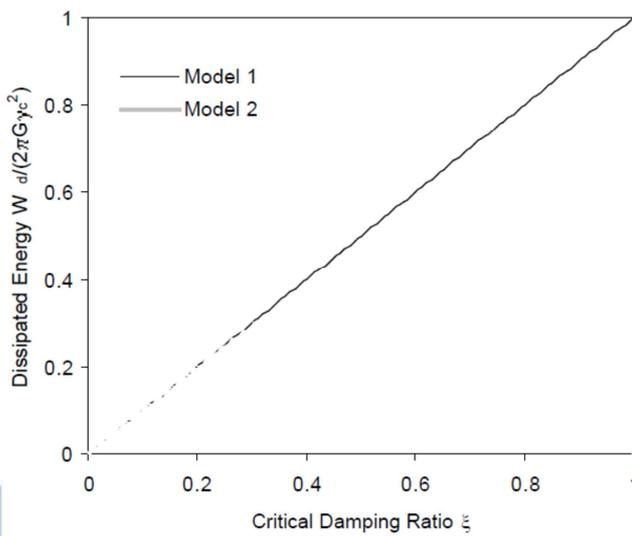


Figura 9: Variación normalizada de la energía disipada por carga cíclica como una función de la relación de amortiguamiento crítico para modelos 1 y 2 (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000).

La Figura 9 muestra la variación de la energía disipada con ξ . La energía disipada con el modelo 2 tiende a cero cuando con ξ tiende a 1. Para efectos prácticos, ξ es por lo general menor del 25%. Bajo estas condiciones, las energías disipadas por los modelos 1 y 2 son similares.

6.5 ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL DE RESPUESTA DEL TERRENO

La Figura 10 esquematiza las suposiciones del análisis unidimensional lineal equivalente de la respuesta de sitio. Como se muestra en dicha figura, una onda de corte armónica vertical se propaga a través de un sistema estratificado unidimensional. La ecuación unidimensional de movimiento para la propagación vertical de ondas de corte es:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (26)$$

En donde ρ es la densidad de masa unitaria de cualquier estrato. Asumiendo que el suelo en todos los estratos se comporta como un sólido de Kelvin – Voight (por ejemplo, la ecuación (5)), la ecuación (26) se convierte en:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (27)$$

Para ondas armónicas, el desplazamiento se puede escribir como:

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (28)$$

Usando la ecuación (28), la ecuación (27) se convierte en:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (29)$$

Y admitiendo la siguiente solución general:

$$U(x) = E e^{ik^* z} + F e^{-ik^* z} \quad (30)$$

En donde $(k^*)^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho\omega^2}{G^*}$ es el número de onda complejo. Introduciendo después la relación de amortiguamiento crítico ξ , tal que; $\xi = \omega\eta/2G$, el módulo de corte complejo G^* se convierte en:

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\xi) \quad (31)$$

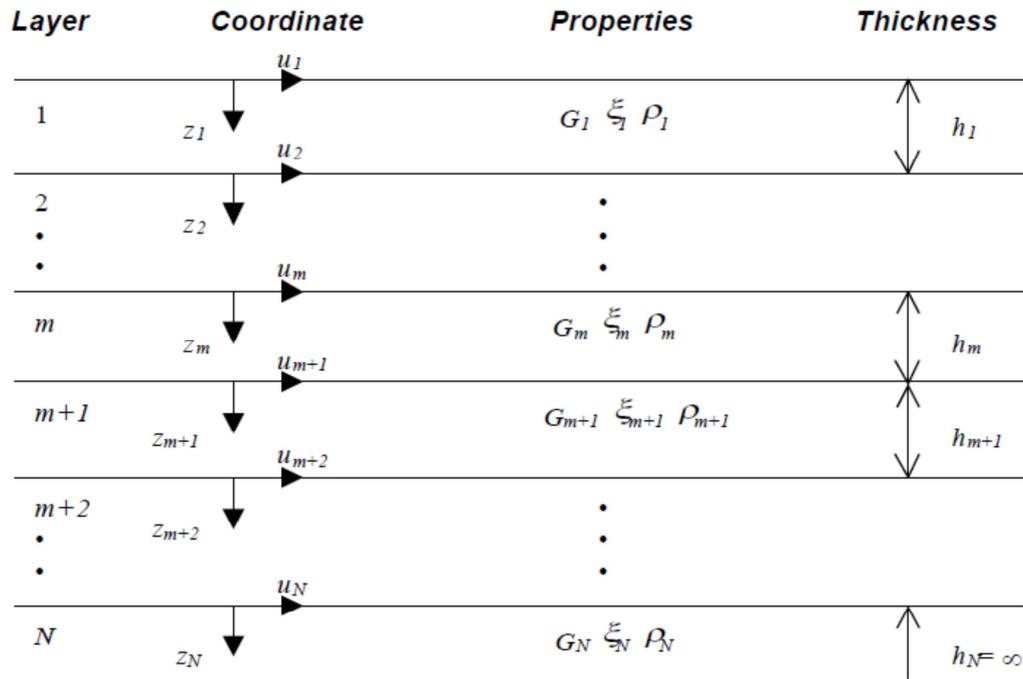


Figura 10: Sistema unidimensional de un depósito de suelo estratificado (después de Schnabel y otros, 1972) (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000).

La solución a la ecuación (29) es:

$$u(z, t) = (E e^{ik^*z} + F e^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \quad (32)$$

Y el esfuerzo correspondiente es:

$$\tau(z, t) = ik^* G^* (E e^{ik^*z} - F e^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \quad (33)$$

Los desplazamientos en la parte superior ($z=0$) y en la parte inferior ($z=h_m$) del estrato m con espesor h_m , son:

$$u_m(0, t) = u_m = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad \text{y} \quad u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (34)$$

Los esfuerzos de corte en la parte superior e inferior del estrato m, son:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* (E_m - F_m) e^{i\omega t} \quad \text{y} \quad \tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (35)$$

En la interfase entre los estratos m y m+1, los desplazamientos y los esfuerzos de corte deben ser continuos, lo cual implica que:

$$u_m(h_m, t) = u_{m+1}(0, t) \quad \text{y} \quad \tau_m(h_m, t) = \tau_{m+1}(0, t) \quad (36)$$

Usando la ecuación (34) en (36), los coeficientes E_m y F_m están relacionados a través de:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (37)$$

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (38)$$

Las ecuaciones (32) y (33) dan las siguientes fórmulas de recursión para amplitudes E_{m+1} y F_{m+1} en términos de E_m y de F_m :

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (39)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (40)$$

Donde α_m^* es la relación de impedancia compleja en la interfase entre los estratos m y $m+1$:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \sqrt{\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*}} \quad (41)$$

El algoritmo recursivo se inicia en la superficie libre superior, por lo cual el esfuerzo cortante es nulo:

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* (E_1 - F_1) e^{i\omega t} = 0 \quad (42)$$

Lo cual implica que:

$$E_1 = F_1 \quad (43)$$

Las ecuaciones (34) y (35) se aplican sucesivamente a los estratos 2 a m . La función de transferencia A_{mn} relacionada con los desplazamientos en la parte superior de los estratos m y n se define por:

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (44)$$

La velocidad $\dot{u}(z, t)$ y la aceleración $\ddot{u}(z, t)$ están relacionadas con el desplazamiento a través de:

$$\dot{u}(z,t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z,t) \quad \text{y} \quad u(z,t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z,t) \quad (45)$$

Por lo tanto, A_{mn} es también la función de transferencia que relaciona las velocidades y los desplazamientos en la parte superior de las capas m y n:

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (46)$$

La deformación cortante a la profundidad z y el tiempo t se pueden derivar de la ecuación (30):

$$\gamma(z,t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \quad (47)$$

El esfuerzo cortante correspondiente a la profundidad z y el tiempo t es:

$$\tau(z,t) = G^* \gamma(z,t) \quad (48)$$

6.5.1 Movimientos en superficie libre, en lecho rocoso y en roca que aflora

La Figura 11 define 4 términos usados en análisis de respuesta de sitio.

El movimiento de la superficie libre ("Free surface motion"): es el movimiento en la superficie de un depósito de suelo.

El movimiento del lecho o la base rocosa ("Bedrock motion"): es el movimiento en la base del depósito de suelo en la interfase roca - suelo.

El movimiento de la roca que aflora ("Rock outcropping motion"): es el movimiento del lecho rocoso en un lugar donde está expuesto en la superficie del terreno.

El movimiento de entrada ("Incoming motion"): es el movimiento de la señal de entrada al depósito de suelo en su viaje a través de la corteza terrestre y decrece con el cuadrado de la distancia al foco sísmico.

Como se muestra en la Figura 12, la onda de corte de entrada que se propaga verticalmente hacia arriba tiene por amplitud E_N través del lecho de roca. El movimiento de la parte superior del lecho de roca (NT: también basamento rocoso o base rígida), en la frontera inferior del depósito de suelo, tiene por amplitud $E_N + F_N$. La amplitud del movimiento de la roca que aflora en superficie es $2E_N$, debido a que no existe esfuerzo de corte (es decir, $E_N = F_N$) en la superficie libre.

Por lo tanto, la función de transferencia que relaciona el movimiento del lecho rocoso y la roca que aflora en superficie es la siguiente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (49)$$

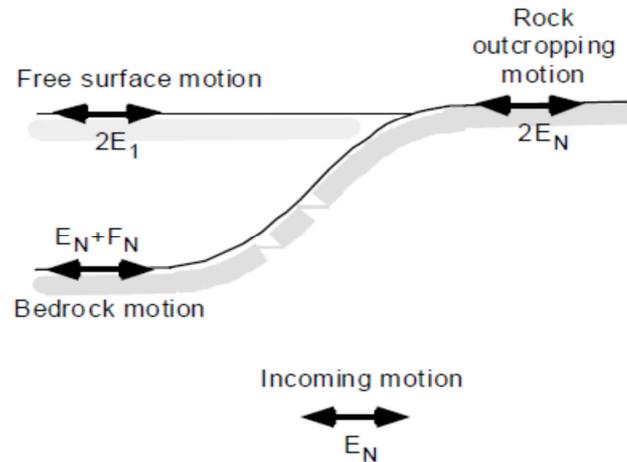


Figura 11: Terminología usada en análisis de respuesta de sitio (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000).

Cuando se asume que $E_1 = F_1 = 1$ en la superficie libre, entonces la función de transferencia que relaciona el movimiento en la superficie libre y la roca que aflora en superficie es la siguiente:

$$A'_{1N}(\omega) = \frac{1}{E_N} \quad (50)$$

6.5.2 Movimientos transitorios o Transientes

La teoría anterior correspondiente a la respuesta de una columna unidimensional de suelo fue presentada para movimientos armónicos en estado estacionario, es decir, en el dominio de la frecuencia. Esto se puede extender a historias de tiempo de movimientos transitorios usando series de Fourier (por ejemplo Bendat y Piersol, 1986). Funciones con valores reales o funciones con valores complejos se pueden aproximar mediante series discretas con N valores, de la siguiente manera:

$$x_n = \sum_{k=0}^{N-1} X_k e^{i\omega_k t_n} = \sum_{k=0}^{N-1} X_k e^{i\omega_k n\Delta t} = \sum_{k=0}^{N-1} X_k e^{2\pi i k n / N} \quad n = (0, \dots, N-1) \quad (51)$$

Los valores de x_n corresponden a los tiempos $t_n = n \cdot \Delta t$, en donde Δt es el intervalo de tiempo constante (es decir, $x(n \cdot \Delta t) = x_n$ para $n = (0, \dots, N-1)$). Las frecuencias discretas ω_k son:

$$\omega_k = 2\pi \frac{k}{N \cdot \Delta t} \quad k = (0, \dots, N-1) \quad (52)$$

Las componentes de Fourier son:

$$X_m = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} x_n e^{-2\pi i k m / N} \quad m = (0, \dots, N-1) \quad (53)$$

Los coeficientes X_m son calculados por el algoritmo de la Transformada Rápida de Fourier, el cual fue originalmente desarrollado por [Cooley y Tokey \(1965\)](#). El número de operaciones se escala como $N \cdot \log N$, lo cual justifica el nombre de Transformada Rápida de Fourier (es decir, FFT).

6.5.3 Aproximación iterativa de una respuesta lineal equivalente

Como se describió previamente en la Figura 6, el modelo lineal equivalente asume que el módulo de corte y la relación de amortiguamiento son funciones de la amplitud de deformación cortante.

En el programa SHAKE, los valores del módulo de corte y la relación de amortiguamiento se determinan por iteraciones tal que ellos comienzan a ser consistentes con el nivel de deformación cortante, inducido en cada estrato.

Como se muestra en la Figura 12, los valores de G_0 y ξ_0 son inicializados en sus valores de pequeñas deformaciones, y se calcula la máxima deformación cortante γ_{\max} y la deformación cortante efectiva $\gamma_{\text{eff}1}$. Entonces, se encuentran los valores compatibles de G_1 y ξ_1 correspondiente a $\gamma_{\text{eff}1}$ para la siguiente iteración. El análisis lineal equivalente se repite con los nuevos valores de G y ξ , hasta que dichos valores sean compatibles con las deformaciones inducidas en todos los estratos.

El procedimiento de iteración para la aproximación lineal equivalente en cada estrato es de la siguiente manera:

1. Inicializar los valores de G_i y ξ_i en los valores correspondientes a pequeñas deformaciones.
2. Calcular la respuesta del terreno, y obtener la amplitud de máxima deformación cortante $\gamma_{\text{max}i}$ correspondiente a la historia de tiempo de la deformación cortante en cada estrato.
3. Determinar la deformación cortante efectiva $\gamma_{\text{eff}i}$ de $\gamma_{\text{max}i}$:

$$\gamma_{\text{eff}i} = R_\gamma \gamma_{\text{max}i} \quad (54)$$

En donde R_γ es la relación entre la deformación cortante efectiva y la máxima deformación cortante, el cual depende de la magnitud del terremoto. R_γ se especifica en la entrada; esto tiene en cuenta el número de ciclos durante los terremotos. R_γ es el mismo para todos los estratos.

4. Calcular los nuevos valores lineales equivalentes G_{i+1} y ξ_{i+1} , correspondientes a la deformación cortante efectiva γ_{effi+1} .
5. Repetir los pasos 2 a 4 hasta que las diferencias entre los valores calculados del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento en dos iteraciones sucesivas esté por debajo de algún valor predeterminado en todos los estratos. Generalmente son suficientes 8 iteraciones para alcanzar la convergencia.

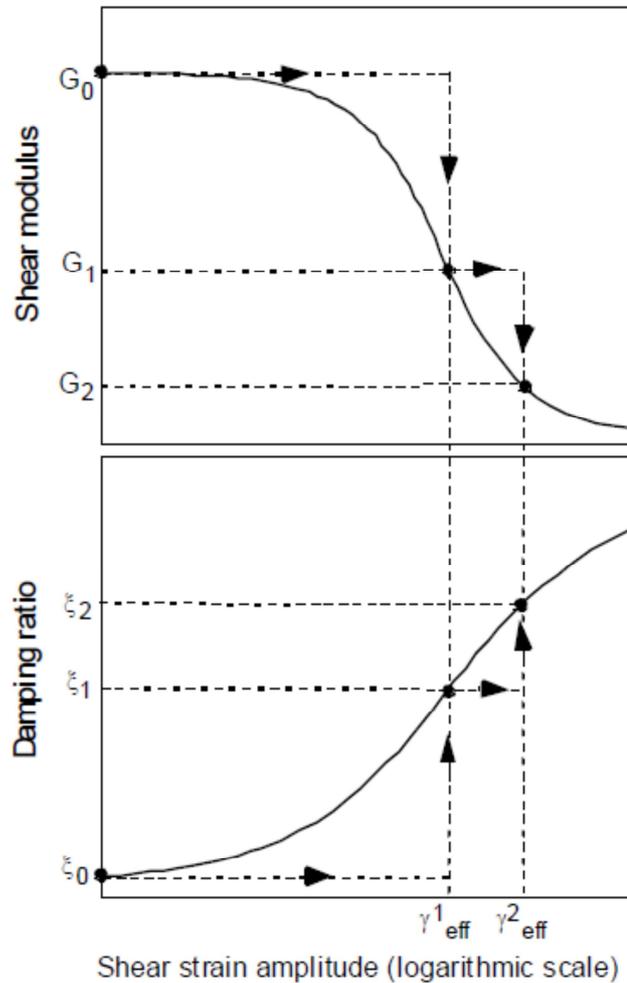


Figura 12: Iteración del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento crítico en análisis lineal equivalente (Tomado del Manual del programa EERA, Bardet y otros, 2000).

6.6 UN ESTUDIO DE VALIDACIÓN DE MODELOS LINEALES EQUIVALENTES Y NO LINEALES 1D

6.6.1 Descripción del Proceso

Silva et al., (1995, 2004), realizaron la validación del desempeño de modelos unidimensionales lineales equivalentes y no lineales. Para ello, compararon la respuesta sísmica local registrada de sismos fuertes y réplicas en tres sitios de prueba cuidadosamente caracterizados e instrumentados, con la respuesta de sitio calculada mediante varios modelos unidimensionales de respuesta de sitio, tanto lineales equivalentes como no lineales, los cuales han sido implementados mediante programas de computador.

La validación consistió en: a) Evaluar el ajuste de las predicciones a los movimientos registrados; b) Comparar el desempeño de los modelos entre sí, en el rango de pequeñas y de grandes deformaciones cortantes; c) Evaluar la exactitud de cada modelo de propagación vertical de ondas de corte.

Los criterios de selección de los sitios de prueba fueron: a) Proximidad a afloramiento rocoso (2 a 3 km) o perforación con instrumentación; b) disponibilidad de registros sísmicos de movimientos débiles y fuertes; c) accesibilidad al sitio para perforar y realizar ensayos; factibilidad de muestreo para ensayos dinámicos; d) representatividad de los diversos tipos y condiciones de suelos. Así, los sitios seleccionados fueron: a) Treasure Island (Yerba Buena Island, California, USA), con afloramiento rocoso a 2,5 km; b) Gilroy # 2 (California, USA), con afloramiento rocoso en Gilroy # 1, a 2 km; y Lotung (Taiwan), con un arreglo de 3 acelerómetros en perforación.

Los programas utilizados fueron: DESRA-2C (Lee and Finn, 1991); DYNA1D (Prevost, 1989); SUMDES (Li et al., 1992); TESS (Pyke, 1992), y RASCAL/SHAKE (Schnabel et al., 1972; McGuire et al., 1988).

El procedimiento empleado incluyó:

1. Interpretación del perfil geotécnico de análisis en cada sitio.
2. Selección de parámetros correspondientes a los modelos no lineales por parte de los autores de los códigos de programa.
3. Análisis de respuesta con todos los métodos de análisis en los tres sitios de referencia.
4. Comparación de movimientos observados y pronosticados por cada autor del método.
5. Ajuste de parámetros de entrada a cada modelo, por cada uno de los autores.
6. Adopción final de la mejor estimación de las predicciones por cada autor de código.
7. Comparación de resultados entre métodos.
8. Formulación de conclusiones.

6.6.2 Conclusiones del Estudio de Validación de Modelos Unidimensionales

1. Las funciones de transferencia calculadas en el rango de pequeñas deformaciones tanto por métodos lineales equivalentes y como por métodos no lineales, son consistentes con las mediciones de amortiguamiento en laboratorio.
2. Los espectros y las historias de aceleraciones en el tiempo correspondientes a la respuesta no lineal observada para el rango de grandes deformaciones (movimiento fuerte), coinciden satisfactoriamente con la respuesta calculada tanto por técnicas lineales equivalentes, como por técnicas no lineales. Por tanto, los resultados de los modelos de propagación vertical unidimensional de ondas de corte correspondientes a movimiento fuerte, se ajustaron satisfactoriamente a los movimientos observados en un rango entre 0.1 y 30 Hz.
3. Considerando los buenos resultados inferidos respecto a los reales, usando todas las técnicas, se infiere que los resultados de ensayos de laboratorio cuidadosos, modelan en forma adecuada las propiedades dinámicas in situ.
4. El comportamiento no lineal ocurre en suelos blandos a partir de aceleraciones máximas en superficie de 0.04 g, correspondientes a deformaciones cortantes cíclicas del orden de $\gamma_c \approx 10^{-2} \%$.
5. La conclusión general que resulta de estos análisis es que si se obtienen perfiles de suelo razonablemente precisos y se utilizan resultados de ensayos de laboratorio realizados en forma rigurosa, los análisis unidimensionales de respuesta del sitio convencionales que incorporan el comportamiento no lineal del suelo mediante algoritmos lineales equivalentes y no lineales, pueden predecir con exactitud los efectos del suelo sobre los movimientos fuertes del terreno.
6. Por tanto, se confirmó la capacidad de pronóstico y la idoneidad de todos los algoritmos unidimensionales lineales equivalentes y no lineales. Además, se verificó la representatividad de los resultados de laboratorio del comportamiento in situ.

6.7 ANÁLISIS DE RESPUESTA USANDO EL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE

De acuerdo con Towhata (2008), el análisis de la respuesta dinámica de los depósitos de suelo por el Método Lineal Equivalente, se realizar de acuerdo con el diagrama de flujo presentado en la Figura 13.

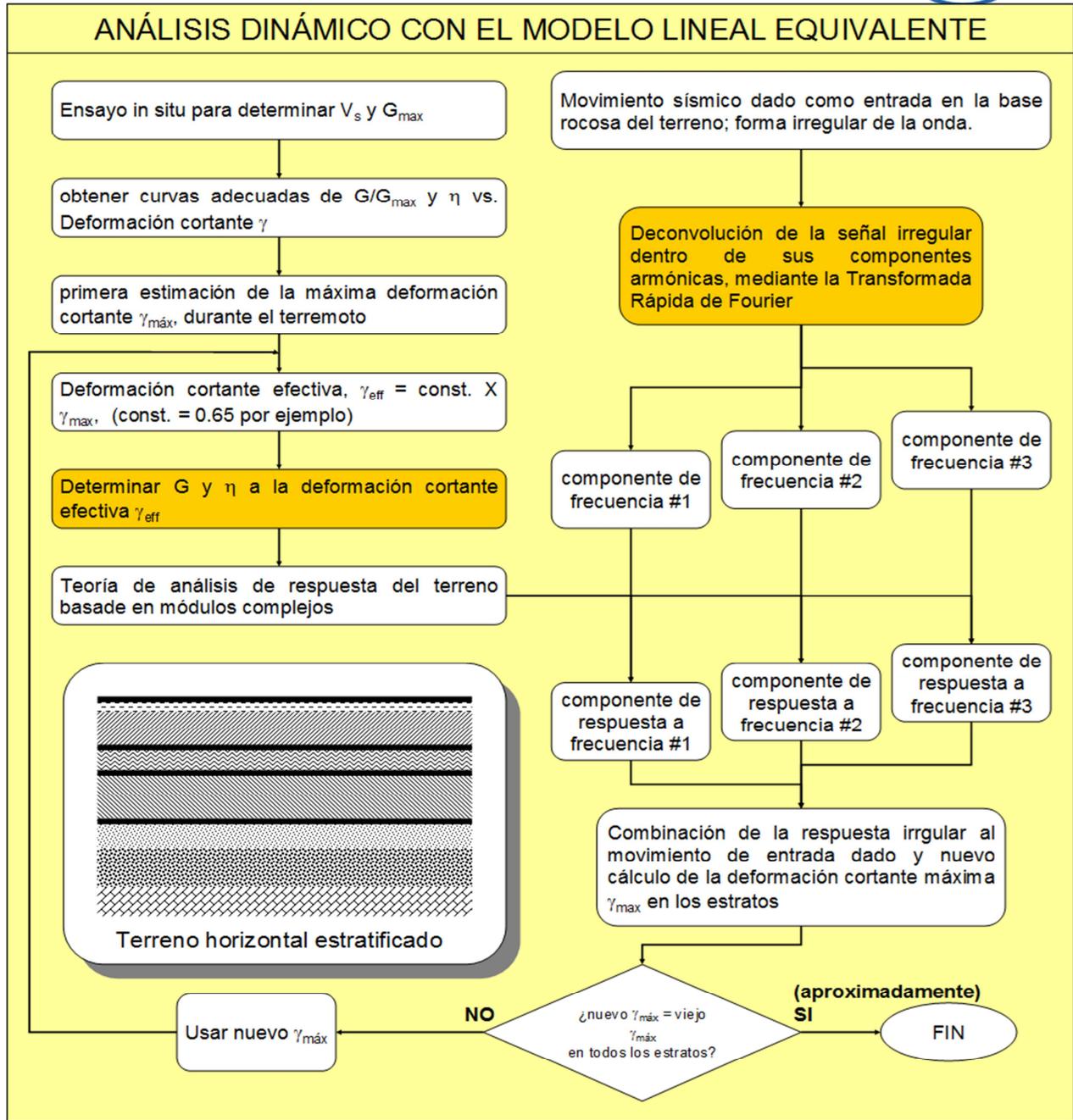


Figura 13: Diagrama de flujo para Análisis Lineal Equivalente. con $\eta \equiv \xi$ (traducido de Towhata, 2008).

6.8 MODELOS NO LINEALES PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DEL SUELO

Los dos componentes principales de los modelos de análisis no lineal son:

1. Un esquema de solución (o integración), para la ecuación de onda.
2. Un modelo no lineal para el suelo.

Las técnicas no lineales de propagación de ondas emplean esquemas de elementos finitos (Day, 1979), esquemas explícitos o implícitos de diferencias finitas (Joyner y Chen, 1975; Martin, 1975), o el método de las características (Streeter et al, 1974).

Por ejemplo, una propuesta emplea un modelo general no lineal de suelo dentro de un esquema explícito de diferencias finitas, el cual mantiene los términos de segundo orden (Valera et al, 1978; Moriwaki et al, 1981).

Se han desarrollado modelos no lineales para el análisis de la respuesta dinámica de depósitos de suelos, a partir de resultados de ensayos de laboratorio, dentro de los cuales se incluyen el modelo de Ramberg - Osgood (Faccioli y otros, 1973; Streeter y otros, 1974); un modelo elasto - plástico (Richart, 1975); modelo tipo Iwan (Joyner y Chen, 1975; Taylor y Larkin, 1978; Valera y otros, 1978); el modelo hiperbólico (Hardin y Drnevich, 1972); el modelo endocrónico (Day, 1979); y el modelo de Davidenkov (Martin, 1975; Pyke, 1979).

Cada uno de estos modelos no lineales tiene limitaciones y ventajas para describir la respuesta de los depósitos de suelos, de acuerdo con el tipo de carga producida por las perturbaciones sísmicas. Algunos modelos buscan pronosticar las deformaciones permanentes, mientras que otros, incluyen la acumulación de excesos de presión de poros y su disipación.

Se ha observado universalmente en pruebas de laboratorio, un comportamiento no lineal de las propiedades de los suelos, en función de la deformación cortante. Este comienza a ser significativo a partir de altos niveles de carga sísmica, es decir, aquella que produce deformaciones cortantes mayores al 0.02% (Silva et al., 1995), o de deformaciones cortantes cíclicas que producen degradación del módulo de corte normalizado a niveles de $G/G_{m\acute{a}x} = 0.8$ (Dobry y Vucetic, 1987).

7 FORMULACIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE DEPÓSITOS ANTRÓPICOS DE MANIZALES

7.1 DESCRIPCIÓN DE CURVAS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO

Las curvas de comportamiento dinámico o de curvas dinámicas, a las cuales se hace referencia a lo largo del presente informe, están representadas por las curvas de degradación del módulo de corte normalizado con el incremento de la deformación cortante en porcentaje ($G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ_c), y por las curvas de variación de la relación del amortiguamiento crítico con el incremento de la deformación cortante en porcentaje (ξ vs. γ_c). Según el método de obtención, estas curvas de comportamiento dinámico pueden ser: a) Curvas empíricas; b) Curvas teóricas.

Las curvas empíricas se obtienen a partir de ensayos de laboratorio, de ensayos de campo, o de ambos. Como se expresó antes, ningún ensayo es capaz de cubrir el rango de deformaciones cortantes cíclicas que se requieren para modelar la propagación de ondas de movimiento fuerte a través del suelo. Los principales ensayos que existen para la construcción de las curvas dinámicas son: a) Ensayos de laboratorio: Corte simple cíclico, triaxial cíclico, columna resonante, corte torsional, bender element, pulso ultrasónico, péndulo de torsión; b) Ensayos de campo: Down hole, Up hole, Cross hole, piezocono dinámico, presiómetro sísmico, refracción de ondas superficiales, microtemores o microtrepidaciones, refracción sísmica, otros. Estas curvas empíricas requieren un ajuste matemático a los datos, el cual puede llegar a ser dispendioso, puesto que se realiza por ensayo y error, usando métodos propuestos en la literatura. El ajuste requiere de criterio ingenieril, entendido como la experiencia acumulada de manera sistemática y racional.

Las curvas teóricas corresponden a correlaciones propuestas en la literatura, especialmente con el índice de plasticidad en el caso de las arcillas (p.e [Vucétic y Dobry, 1991](#)) o con la densidad relativa, en el caso de las arenas (p.e. [Seed e Idriss, 1970](#)). También se han propuesto para el país curvas teóricas por correlación, como es el caso del estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales ([UniAndes, 2002](#)), en donde se presentó una correlación de limos volcánicos de alta y baja plasticidad, con el índice de liquidez.

Según [Dobry y Vucetic \(1987\)](#), las magnitudes de $G_{m\acute{a}x}$, $G/G_{m\acute{a}x}$ y ξ , en los suelos, dependen principalmente de los siguientes factores:

1. Presión de confinamiento
2. Relación de vacíos
3. Edad geológica
4. Cementación
5. Relación de sobre-consolidación
6. Índice de plasticidad
7. Magnitud de la deformación cíclica
8. Velocidad de deformación (frecuencia de carga cíclica)
9. Número de ciclos

Algunos de estos factores están relacionados con la magnitud, la duración y la frecuencia de la señal sísmica en el sitio de interés, características que a su vez dependen de la magnitud, la profundidad de ruptura, el mecanismo focal del sismo, la litología y estructuras existentes en el medio de propagación y la distancia al sitio de interés.

En la Tabla 1, traducida de [Dobry y Vucetic \(1987\)](#), se describen las dependencias de los parámetros $G_{m\acute{a}x}$, $G/G_{m\acute{a}x}$ y ξ , con respecto al incremento de los factores citados atrás.

| Factor que se incrementa | Símbolo | $G_{m\acute{a}x}$ | $G/G_{m\acute{a}x}$ | λ |
|--|---|---|---|---|
| Presión de confinamiento | $\bar{\sigma}_o$ (o $\bar{\sigma}_{vc}$) | Incrementa | Constante o incrementa | Constante o disminuye |
| Relación de vacíos | e | Disminuye | Incrementa | Disminuye |
| Edad geológica | t | Incrementa | Puede incrementar | Disminuye |
| Cementación | c | Incrementa | Puede incrementar | Puede disminuir |
| Sobre-consolidación | OCR | Incrementa | No afectado | No afectado |
| Índice de plasticidad | I_p | Constante si arcilla NC Incrementa si arcilla SC | Incrementa | Disminuye |
| Deformación cíclica | γ_c | --- | Disminuye | Incrementa |
| Velocidad de deformación (frecuencia de carga cíclica) | $\dot{\gamma}$ | Incrementa | No afectado si G y $G_{m\acute{a}x}$ se miden a igual velocidad | Constante o incrementa |
| Número de ciclos de carga | N | Disminuye si γ_c grande | Disminuye si γ_c grande | No afectado para moderados γ_c y N |

Tabla 1: Efecto del incremento de varios factores sobre $G_{m\acute{a}x}$, $G/G_{m\acute{a}x}$ y ξ , válido para arcillas normalmente consolidadas y moderadamente sobre-consolidadas (Traducido de: [Dobry y Vucetic, 1987](#)).

Sin embargo, se ha encontrado en la literatura internacional que las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ_c y de ξ vs. γ_c dependen principalmente del índice de plasticidad I_p , la relación de vacíos e y la relación de sobre-consolidación del suelo OCR , en el caso de las arcillas. Por otra parte, en el caso de las arenas, estas curvas dependen principalmente de la densidad relativa DR , entre otros.

7.1.1 Curvas de Degradación del Módulo de Corte con la Deformación Cortante Cíclica

Las curvas de degradación del módulo de corte dinámico versus deformación cortante cíclica se conocen como curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ_c .

La degradación del módulo de corte dinámico es diferente a grandes y a pequeñas deformaciones. El criterio generalmente adoptado para separar las pequeñas de las grandes deformaciones es la deformación correspondiente al 80% del $G_{m\acute{a}x}$, es decir, a 0.8 de la relación $G/G_{m\acute{a}x}$.

De acuerdo con lo anterior, los materiales de comportamiento más lineal, tienden a tener una deformación cortante cíclica que diferencia las pequeñas de las grandes deformaciones del orden de 1×10^{-1} (%), como es el caso de las Arcillas IP = 100 (Vucetic y Dobry, 1991).

Por el contrario, en los materiales de comportamiento menos lineal, como es el caso de los materiales con IP = 0, limos no plásticos y arenas (Vucetic y Dobry, 1991), la deformación cortante cíclica que diferencia las pequeñas de las grandes deformaciones es del orden de 6×10^{-3} (%).

7.1.2 Curvas de Relación de Amortiguamiento Crítico con la Deformación Cortante Cíclica

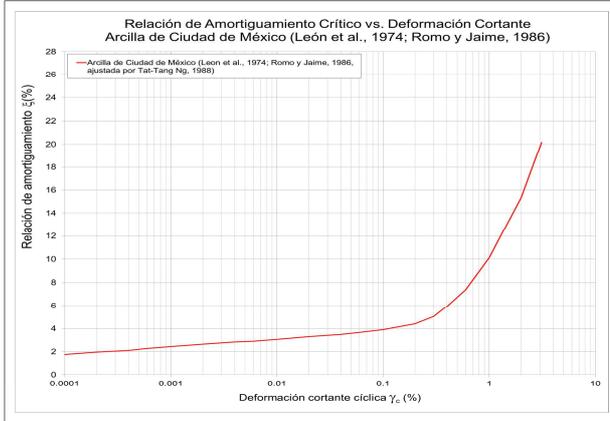
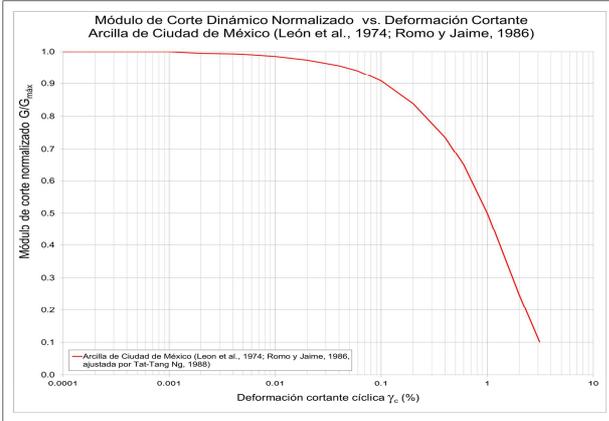
Las curvas de relación de amortiguamiento crítico versus deformación cortante cíclica se conocen como curvas de ξ vs. γ_c . En la literatura también se identifican con las letras λ , η y β , para referirse a la relación de amortiguamiento crítico.

La tendencia lineal en la relación de amortiguamiento crítico se manifiesta en una curva baja en la gráfica de ξ vs. γ_c , lo cual significa que el suelo amortigua menos o consume menos energía de deformación al paso de la onda sísmica, es decir, un suelo lineal atenúa menos las ondas sísmicas. Las rocas rígidas pueden entonces ser considerados materiales bastante lineales, puesto que su relación de amortiguamiento crítico, incluso para altos niveles de deformación cortante cíclica del orden del 1%, son prácticamente constantes. La curva de Schnable et al., 1972, mostrada en la Figura 16, es un caso típico de rocas relativamente rígidas.

7.2 COMPILACIÓN DE CURVAS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO

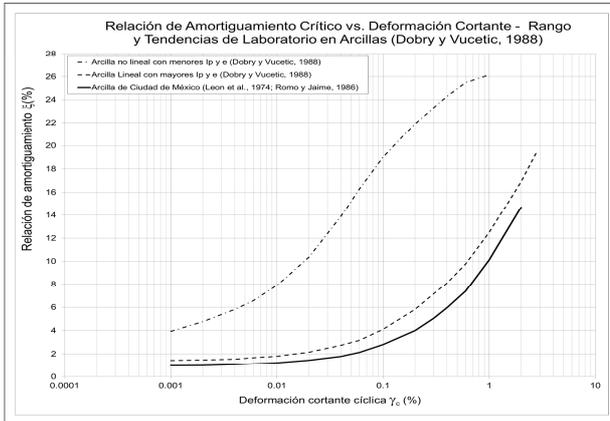
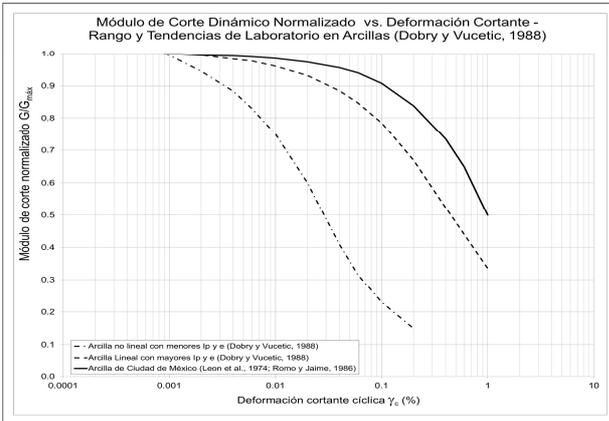
Como parte del presente estudio, se realizó una compilación y digitalización de diversas curvas de comportamiento dinámico contenidas en la literatura nacional e internacional. Estas curvas corresponden a mediciones y ajustes de datos de campo y laboratorio, a trazado de envolventes de curvas empíricas, o a correlaciones, las cuales han sido propuestas por diversos autores en la literatura nacional e internacional, tanto para arenas, como para arcillas. Por ejemplo, se recopilaron curvas y rangos de curvas dinámicas correspondientes a arcillas y arenas alrededor del mundo, así como gravas aluviales y roca. Se destaca la reproducción de las curvas dinámicas de la arcilla de Ciudad de México, usadas como material de referencia para evaluar el efecto de la linealidad del comportamiento dinámico esfuerzo – deformación, sobre el efecto local de amplificación de ondas sísmicas por suelo blando.

COMPILACIÓN DE CURVAS DINÁMICAS



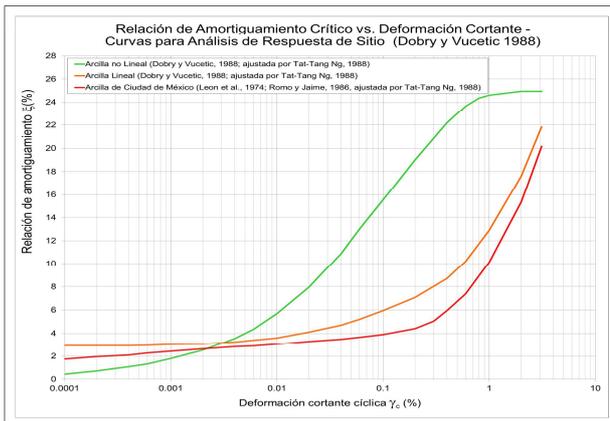
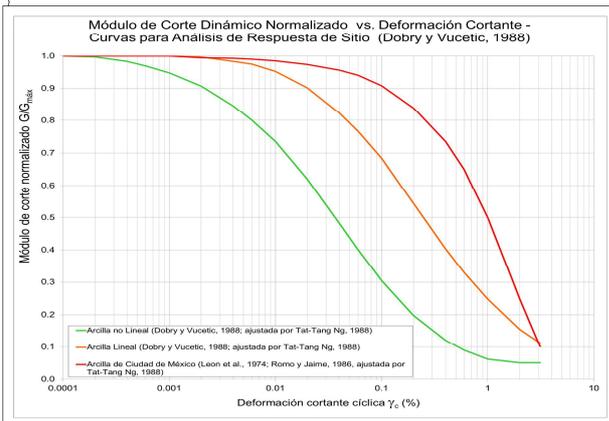
Arcilla de Ciudad de México (León et al., 1974; Romo y Jaime, 1986)

Arcilla de Ciudad de México (León et al., 1974; Romo y Jaime, 1986)



Rango de laboratorio de curvas para arcillas (Dobry y Vucetic, 1988)

Rango de laboratorio de curvas para arcillas (Dobry y Vucetic, 1988)



Curvas usadas en análisis del efecto de linealidad (Dobry y Vucetic, 1988)

Curvas usadas en análisis del efecto de linealidad (Dobry y Vucetic, 1988)

Figura 14: Curvas dinámicas para el rango de las arcillas de laboratorio en relación con la arcilla de Ciudad de México, y curvas usadas para el análisis del efecto de la linealidad en la amplificación sísmica, compiladas de la literatura.

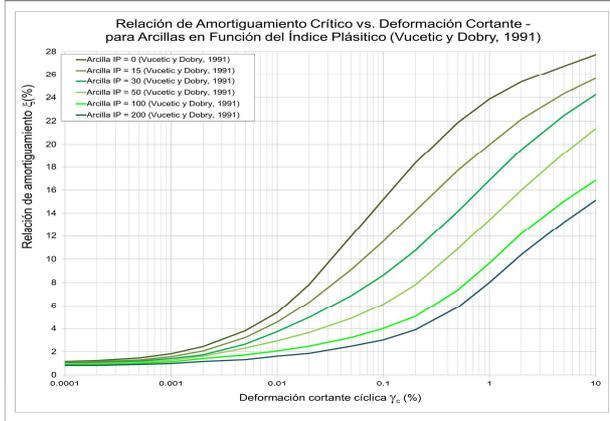
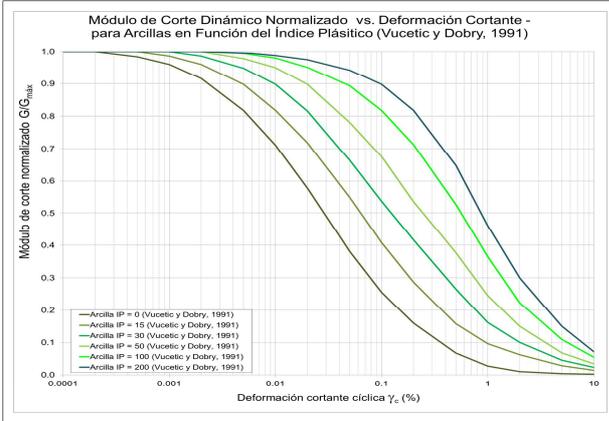
También se recopilieron curvas dinámicas representativas de suelos del ambiente geológico – geotécnico regional (de las ciudades de Armenia, Pereira y Manizales), derivados del vulcanismo andino tropical de la Cordillera Central de Colombia, tales como: ceniza volcánica, lleno antrópico con ceniza volcánica, toba meteorizada, tobas conglomerática, saprolito y suelo residual. Parte de estas últimas curvas, representativas de suelos volcánicos in situ a nivel local y regional, fueron propuestas por el autor en trabajos de consultoría anteriores, a partir de medición y ajuste de datos empíricos de campo y laboratorio.

En particular, se buscó recopilar información representativa que permita comparar el comportamiento y la respuesta dinámica de los depósitos volcánicos naturales (in situ) y antrópicos (rellenos), considerando que al menos un 22% de área construida de la ciudad de Manizales, se encuentra sobre terrenos con alta modificación morfológica consistente en cortes, y rellenos de laderas y cauces.

Las curvas recopiladas corresponden a 57 pares de curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ_c y ξ vs. γ_c . Incluyen, como se dijo antes, curvas dinámicas para diferentes suelos alrededor del mundo: arcillas, arenas y roca. Además, incluye curvas dinámicas para suelos pertenecientes al ambiente volcánico tropical andino regional, tales como: Arenas y gravas, saprolito, suelo residual, cenizas limo arcillosas, tobas y rellenos con cenizas. Las gráficas que contienen dichas curvas, se pueden observar en las siguientes figuras: Figura 14, Figura 15, Figura 16, Figura 17 y Figura 18. Cada Figura contiene 6 gráficas, para un total de 30, de las cuales 15 gráficas corresponden a $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ_c y 15 gráficas corresponden a ξ vs. γ_c . Estas gráficas se describen a continuación:

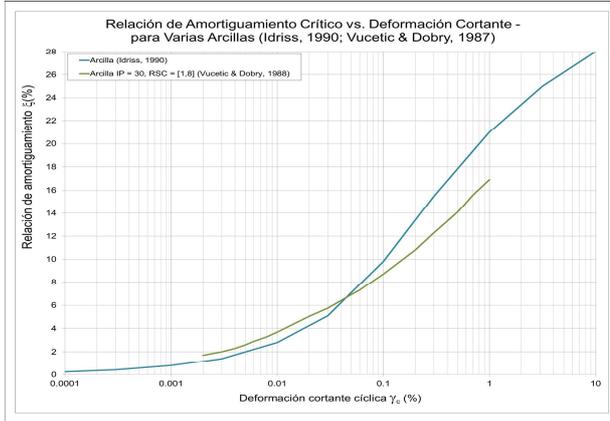
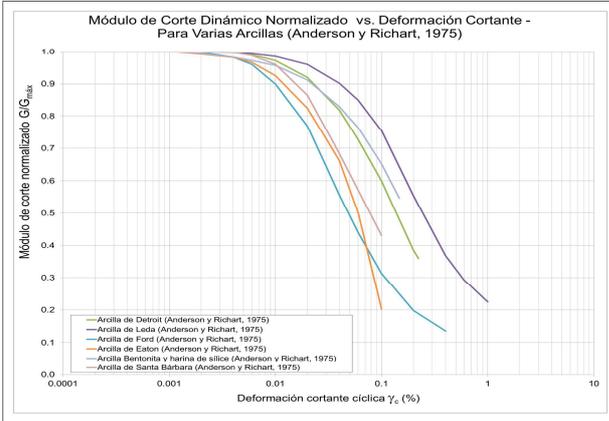
1. Arcilla de Ciudad de México (León et al., 1974; Romo y Jaime, 1986): Obtenida mediante ensayos de laboratorio y pruebas de campo, para la zona del lago de la Ciudad de México, con fines de evaluación de las causas y consecuencias de los efectos locales causados por el terremoto de 1985 (1 par de curvas). Ver Figura 14.
2. Rango de laboratorio de curvas para arcillas (Dobry y Vucetic, 1987): Resultan de un gran compendio sistemático de información de curvas dinámicas de arcillas de diferentes partes del mundo y trazado de envolventes del rango de comportamiento observado. Los autores compararon estos límites con las curvas correspondientes a la Ciudad de México, por considerar esta arcilla significativamente diferente de las demás arcillas estudiadas en el mundo, especialmente por su comportamiento marcadamente lineal, con muy baja degradación del módulo de corte normalizado y muy bajo amortiguamiento con el incremento de la deformación cortante (2 pares de curvas). Ver Figura 14.
3. Curvas usadas en análisis del efecto de linealidad (Dobry y Vucetic, 1987 ajustadas por Tat Tang Ng, 1988): Los autores en su artículo ilustraron como una causa de la gran amplificación ocurrida en el depósito de arcilla blanda de la zona del lago de la Ciudad de México, el comportamiento marcadamente lineal de este material tan especial. Usaron curvas dinámicas semejantes a la de la arcilla de Leda de Anderson y Richart, 1975 (arcilla lineal), y a la de la arcilla de Ford de Anderson y Richart,

COMPILACIÓN DE CURVAS DINÁMICAS



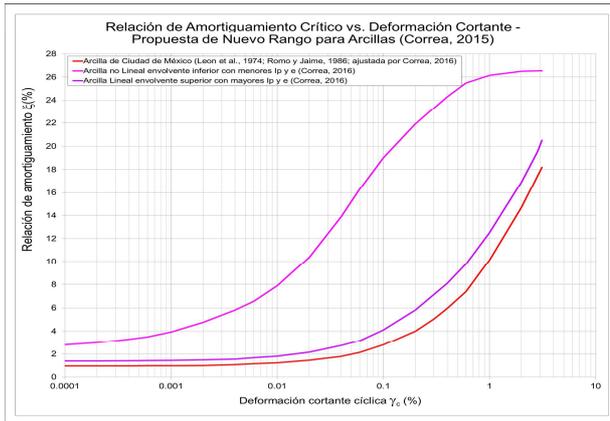
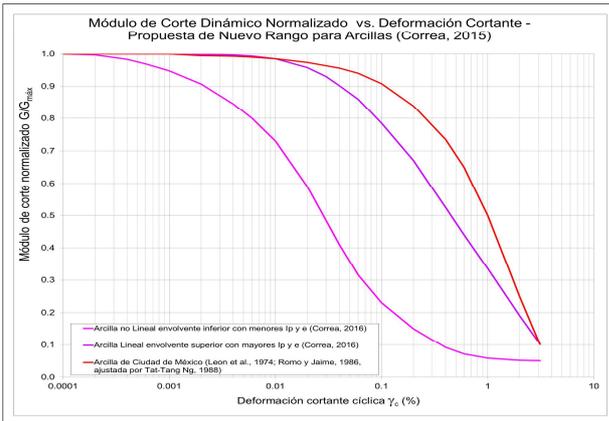
Curvas de arcillas - correlación con índice plástico (Vucetic y Dobry, 1991)

Curvas de arcillas - correlación con índice plástico (Vucetic y Dobry, 1991)



Curvas de varias arcillas (Anderson y Richart, 1975)

Curvas de varias arcillas (Anderson y Richart, 1975)



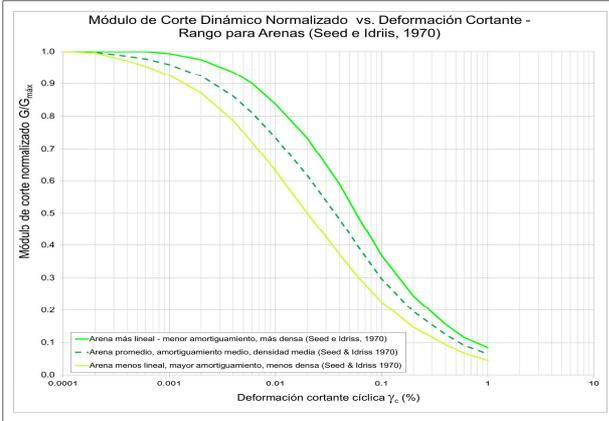
Rango propuesto de curvas para arcillas (Correa, 2015)

Rango propuesto de curvas para arcillas (Correa, 2015)

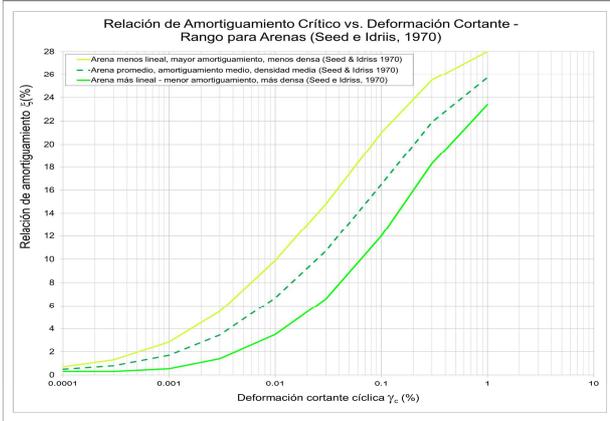
Figura 15: Curvas dinámicas para varias arcillas reportadas en la literatura, correlación de curvas dinámicas de arcillas con el índice de plasticidad y rango de curvas propuesto en el presente trabajo.

- 1975 (arcilla no lineal), así como curvas de la arcilla de Ciudad de México, para realizar un análisis unidimensional, lineal equivalente, contenido en el programa SHAKE (Schnable et al., 1972), primero para comprobar el efecto del comportamiento dinámico esfuerzo – deformación lineal, sobre la mayor amplificación sísmica, y segundo, para verificar que suelo menos lineales existentes en otras partes del mundo, también pueden llegar a causar grandes amplificaciones debido a los efectos locales. (3 pares de curvas). Ver Figura 14.
4. Curvas de arcillas - correlación con índice plástico (Vucetic y Dobry, 1991): Los autores establecen una correlación entre el índice de plasticidad IP y la posición de las curvas de comportamiento dinámico. Este grupo de curvas confirma que a mayor IP, el comportamiento esfuerzo – deformación dinámico es más lineal, con menor degradación del módulo de corte dinámico y menor relación de amortiguamiento crítico, con el incremento de la deformación cortante. Es decir, las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ_c , son más altas con el incremento del IP, y las curvas de ξ vs. γ_c , son más bajas con dicho incremento. (6 pares de curvas). Ver Figura 15.
 5. Curvas de varias arcillas (Anderson y Richart, 1975): Es el único grupo de curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ_c , que no tiene sus curvas correspondientes de ξ vs. γ_c (6 curvas). Simplemente se enfrentaron a curvas de arcillas presentadas por algunos autores. Ver Figura 15.
 6. Rango de curvas para arcillas propuesto (Correa, 2015): Utilizando la misma forma como Dobry y Vucetic (1987) llegaron a proponer un rango, el autor realiza la digitalización de todas las curvas aquí mencionadas y superpone aquellas correspondientes a las arcillas. Asumiendo que los datos originales son correctos, traza las envolventes superior e inferior tanto para curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ_c , como para curvas de ξ vs. γ_c . En estas curvas ajusta la curva ya presentada para la Arcilla de Ciudad de México. Este rango difiere un poco de las curvas de correlación con el IP, presentados por Vucetic y Dobry, 1991. (3 pares de curvas). Ver Figura 15.
 7. Rango de curvas para arenas (Seed e Idriss, 1970). Los autores presentan las curvas dinámicas correspondientes a una arena promedio, con su correspondiente desviación (3 pares de curvas). Ver Figura 16.
 8. Curva para la base rígida (Schnable et al., 1972). Es la curva clásica usada por el programa SHAKE (Schnable et al., 1972), para considerar la base rígida (1 par de curvas). Ver Figura 16.
 9. Curvas obtenidas para la microzonificación sísmica de Manizales, mediante correlación con índice de liquidez (UniAndes, 2002): Son curvas de correlación usadas para el análisis de la respuesta dinámica de los suelos de Manizales, de acuerdo con el estudio de Microzonificación sísmica de la Ciudad de Manizales realizado por la Universidad de Los Andes con la cooperación de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales y la firma Aquaterra Ltda. (9 pares de curvas). Ver Figura 16.

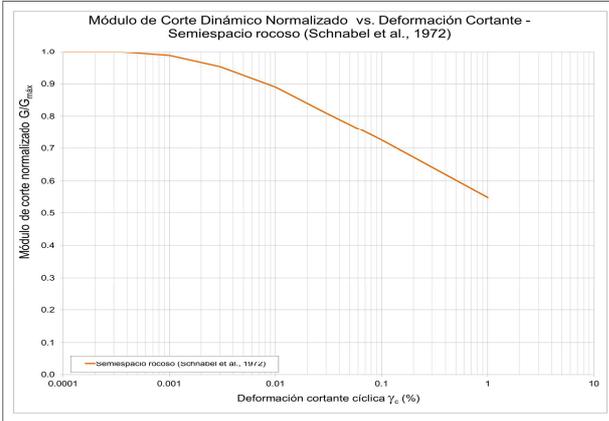
COMPILACIÓN DE CURVAS DINÁMICAS



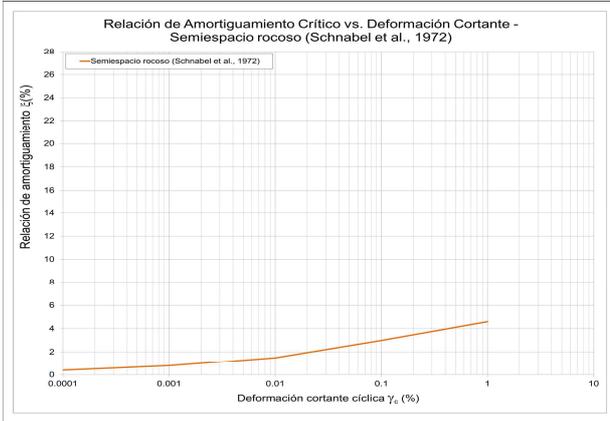
Rango de curvas para arenas (Seed e Idriss, 1970)



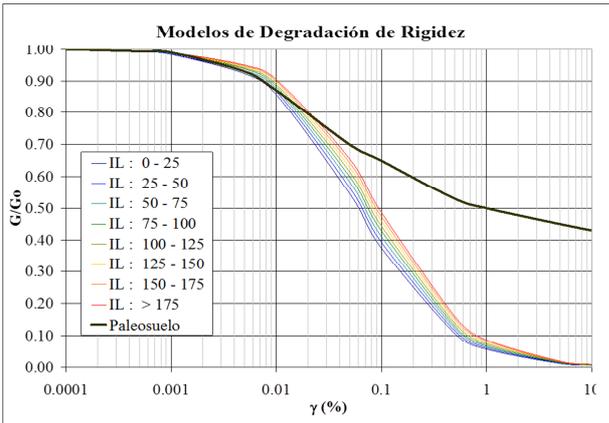
Rango de curvas para arenas (Seed e Idriss, 1970)



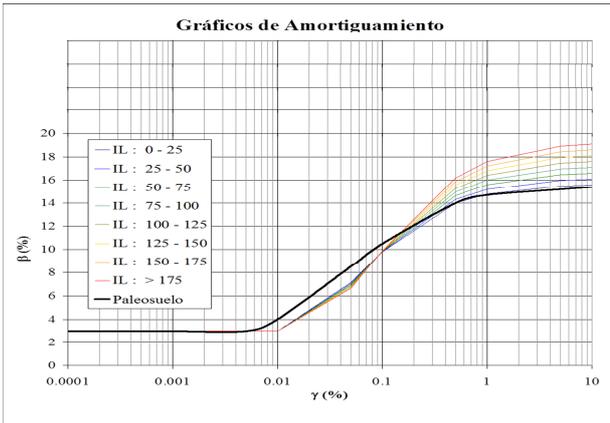
Curva para la base rígida (Schnabel et al., 1972)



Curva para la base rígida (Schnabel et al., 1972)



Curvas obtenidas para la microzonificación sísmica de Manizales, mediante correlación con índice de liquidez (UniAndes, 2002)

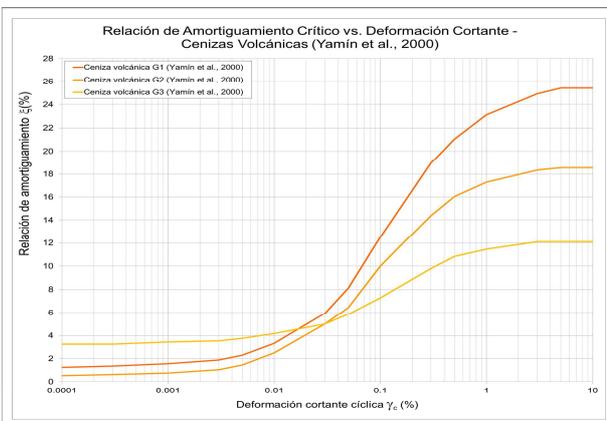
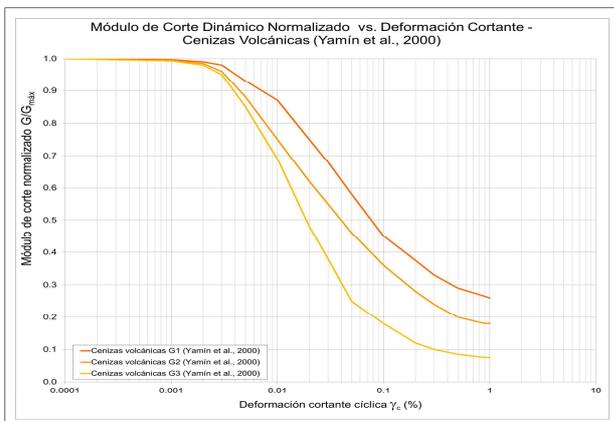


Curvas obtenidas para la microzonificación sísmica de Manizales, mediante correlación con índice de liquidez (UniAndes, 2002)

Figura 16: Rango de curvas dinámicas para arenas, curvas clásicas para roca y curvas dinámicas obtenidas por correlación con el índice de liquidez las cuales se usaron en el estudio de microzonificación sísmica de Manizales.

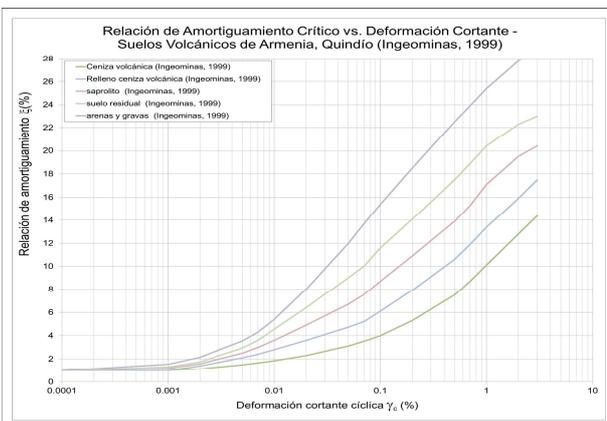
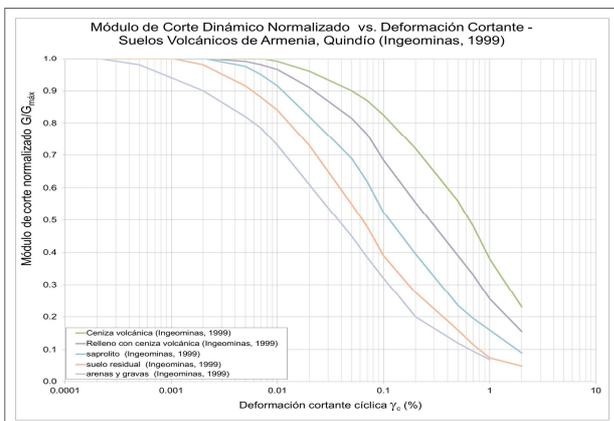
10. Curvas de cenizas volcánicas tropicales andinas (Yamín et al., 2000): Corresponden a curvas propuestas por los autores para 3 tipos de cenizas volcánicas estudiadas durante la fase de exploración geotécnica e investigación de laboratorio correspondiente a la Microzonificación Sísmica de las áreas urbanas y suburbanas de las ciudades de Pereira, Dosquebradas y Santa Rosa de Cabal, realizado por la Universidad de Los Andes, para la CARDER en 1999 (UniAndes, 1999). Debe consultarse la fuente original para mayor precisión sobre su origen teórico o experimental, y sobre el porqué la curva con menor degradación del módulo de corte dinámico normalizado con el incremento de deformación cortante cíclica, corresponde con curva de mayor relación de amortiguamiento con la variación de la deformación cortante, es decir, el suelo más lineal en la curva del módulo (G_1) corresponde con la curva menos lineal en su amortiguamiento (β_3), contrario a lo que se concluye en la literatura revisada (3 pares de curvas). Ver Figura 17.
11. Curvas representativas de suelos de Armenia, Quindío (Ingeominas, 1999): Corresponde al contenido del informe técnico presentado por INGEOMINAS (hoy Servicio Geológico Colombiano), con el documento denominado: "Zonificación Sismo-geotécnica Indicativa para la reconstrucción de Armenia. Terremoto del Quindío (enero 25 de 1999)". Se desconoce en el momento el origen experimental o teórico de estas curvas. Sin embargo, estas curvas son bastante consistentes en comparación con la totalidad de curvas compiladas (5 pares de curvas). Ver Figura 17.
12. Curvas representativas de suelos de Manizales, Caldas (Correa, 2007): Se presentan las curvas dinámicas obtenidas mediante ajuste de datos de ensayos de laboratorio y campo, correspondientes a dos tobas meteorizadas, con índice de plasticidad IP de 20% y 40%, así como de una ceniza volcánica in situ, con IP = 30%, obtenidas para un estudio de efecto local en el sector del Arenillo, en donde ocurrió un deslizamiento el 14 de diciembre de 2006. Deben mirarse con cuidado las curvas correspondientes a la relación de amortiguamiento versus deformación cortante cíclica, debido a que los datos experimentales, siendo limitados, se ajustan a formas que distan de las hasta ahora reportadas en la literatura nacional e internacional. Es posible sospechar de alteraciones de la muestra o fallas durante el ensayo. Sin embargo, ante tan escasa experimentación con estos materiales, es conveniente considerarlas por mucho tiempo más, hasta que se confirmen o descarten estos datos según las tendencias estadísticas, especialmente por suelos volcánicos tropicales andinos, que se consideran materiales de comportamientos especiales (3 pares de curvas). Ver Figura 17.
13. Curvas representativas de suelos de Pereira, Risaralda (Correa, 2008). Se presentan las curvas dinámicas obtenidas por ajuste de datos experimentales de campo y laboratorio. Corresponden a dos cenizas volcánicas in situ con IP = 30%, y tres tobas, dos meteorizadas y una toba conglomerática, con índices de plasticidad de 44%, 34% y 14%, respectivamente (5 pares de curvas). Ver Figura 18.
14. Curvas representativas de Rellenos de Manizales, Caldas (Correa, 2015): Corresponden a las curvas dinámicas obtenidas por ajuste de datos de ensayos de campo y laboratorio de 4 muestras inalteradas tomadas en 2 puntos de muestreo localizados sobre los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales. (4 pares de curvas). Ver Figura 18.

COMPILACIÓN DE CURVAS DINÁMICAS



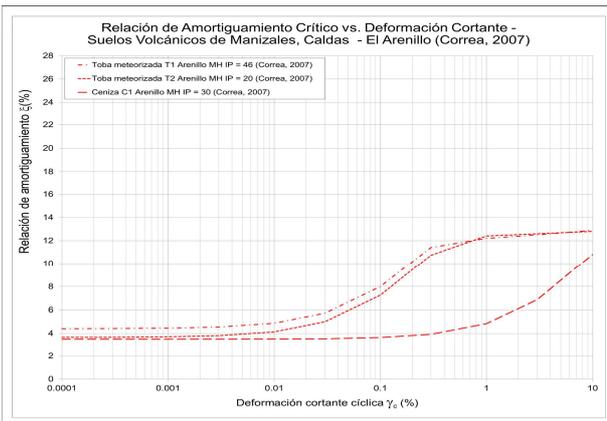
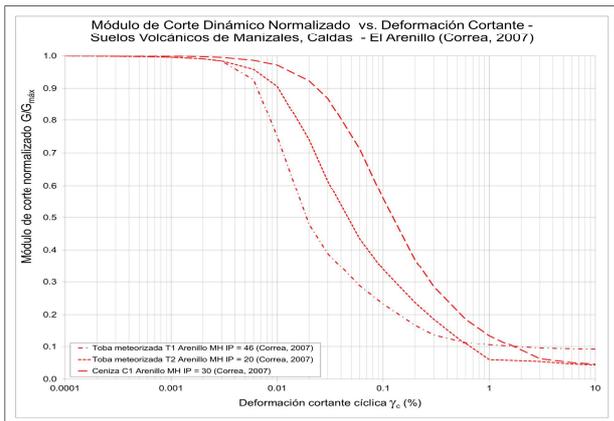
Curvas de cenizas volcánicas de Pereira y alrededores (Yamin et al., 2000)

Curvas de cenizas volcánicas de Pereira y alrededores (Yamin et al., 2000)



Curvas representativas de suelos de Armenia, Quindío (Ingeominas, 1999)

Curvas representativas de suelos de Armenia, Quindío (Ingeominas, 1999)



Curvas de suelos volcánicos del sector Arenillo en Manizales, Caldas (Correa, 2007)

Curvas de suelos volcánicos del sector Arenillo en Manizales, Caldas (Correa, 2007)

Figura 17: Curvas dinámicas representativas de los suelos del ambiente volcánico andino tropical del eje cafetero colombiano (ciudades de Pereira, Armenia y Manizales).

15. Rango de curvas de rellenos de Manizales (Correa, 2015). Con el fin de obtener curvas dinámicas representativas del comportamiento constitutivo de los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo, se obtuvieron las curvas promedio de la degradación del módulo de corte normalizado y de la relación de amortiguamiento con la deformación cortante, así como las curvas extremas para un intervalo de confianza del 68.27%, es decir, para la media más o menos una desviación estándar. Es necesario ser cuidadosos con entender que el bajo número de datos usado para estas curvas (4 en total), son una limitante para garantizar la confiabilidad de los modelos constitutivos obtenidos. Sin embargo, estos tienen a su favor, la estrecha variabilidad observada de dichas curvas, pese a tratarse de 2 rellenos y 4 profundidades diferentes. (3 pares de curvas). Ver Figura 18.

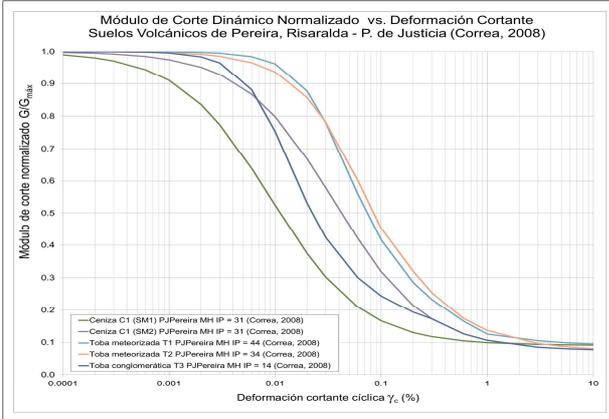
7.3 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Se realizó la perforación, muestreo y ensayos de campo y laboratorio, con el fin de obtener el perfil geotécnico de suelos y rocas, necesario para formular el modelo de respuesta local. Esta exploración permite determinar la secuencia lito-estratigráfica, la clasificación de los suelos, la medición de espesores, la obtención de las magnitudes de las propiedades estáticas y dinámicas, y la definición de la base rígida, en los rellenos pilotos del barrio Palermo y del barrio Estrella.

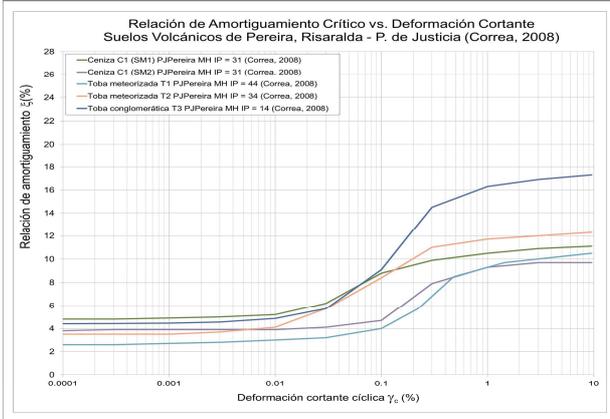
| ID CURVAS | Material | Muestra o referencia | Rango Profundidad (m) | Clasificación SUCS | Wl (%) | Ip (%) | Peso unitario saturado γ_{sat} (kN/m ³) | Peso unitario húmedo γ (kN/m ³) | Peso unitario seco γ_s (kN/m ³) | G _s | e | n (%) | S (%) | V _s (m/s) | G (kgf/cm ²) | Ensayo |
|-----------|--------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|--------|--------|--|--|--|----------------|------|-------|--------|----------------------|--------------------------|---|
| 1 | Relleno hidráulico | SHELBY-5 EST-02 | 3 - 3.6 | ML | 50 | 10 | 16.21 | 16.21 | 10.63 | 2.52 | 1.32 | 56.94 | 100.00 | --- | --- | Triaxial Cíclico de Deformación Controlada |
| 1 | Relleno hidráulico | SHELBY-5 EST-02 | 3 - 3.6 | ML | 50 | 10 | 15.70 | 15.70 | 9.76 | 2.52 | 1.54 | 60.56 | 100.00 | --- | --- | Columna Resonante |
| 1 | Relleno hidráulico | SHELBY-5 EST-02 | 3 - 3.6 | ML | 50 | 10 | 15.14 | 15.14 | 9.66 | 2.52 | 1.43 | 58.83 | 100.00 | 120.81 | 225 | Velocidad de onda de corte (Bender Element) |
| 2 | Relleno hidráulico | SHELBY-8 EST-02 | 12.0 - 12.65 | MH | 75 | 19 | 15.27 | 15.27 | 9.22 | 2.46 | 1.61 | 61.73 | 100.00 | --- | --- | Triaxial Cíclico de Deformación Controlada |
| 2 | Relleno hidráulico | SHELBY-8 EST-02 | 12.0 - 12.65 | MH | 75 | 19 | 15.34 | 15.34 | 9.40 | 2.44 | 1.54 | 60.67 | 100.00 | --- | --- | Columna Resonante |
| 2 | Relleno hidráulico | SHELBY-8 EST-02 | 12.0 - 12.65 | MH | 75 | 10 | 15.65 | 15.65 | 9.52 | 2.44 | 1.57 | 61.11 | 100.00 | 237.68 | 901 | Velocidad de onda de corte (Bender Element) |
| 3 | Relleno hidráulico | PAL-04 | 3.30 - 3.95 | MH | 54 | 17 | 17.09 | 17.09 | 12.60 | 2.38 | 0.85 | 45.88 | 100.00 | --- | --- | Triaxial Cíclico de Deformación Controlada |
| 3 | Relleno hidráulico | PAL-04 | 3.30 - 3.95 | MH | 54 | 17 | 16.75 | 16.75 | 12.03 | 2.37 | 0.93 | 48.22 | 100.00 | --- | --- | Columna Resonante |
| 3 | Relleno hidráulico | PAL-04 | 3.30 - 3.95 | MH | 54 | 17 | 17.26 | 17.26 | 12.56 | 2.37 | 0.89 | 47.02 | 100.00 | 251.73 | 1115 | Velocidad de onda de corte (Bender Element) |
| 4 | Relleno hidráulico | PAL-04 | 9.60-10.26 | ML | 41 | 10 | 17.65 | 17.65 | 13.03 | 2.51 | 0.89 | 47.10 | 100.00 | --- | --- | Triaxial Cíclico de Deformación Controlada |
| 4 | Relleno hidráulico | PAL-04 | 9.60-10.26 | ML | 41 | 10 | 16.93 | 16.93 | 12.06 | 2.44 | 0.99 | 49.68 | 100.00 | --- | --- | Columna Resonante |
| 4 | Relleno hidráulico | PAL-04 | 9.60-10.26 | ML | 41 | 10 | 16.98 | 16.98 | 12.31 | 2.44 | 0.93 | 48.09 | 100.00 | 244.74 | 1037 | Velocidad de onda de corte (Bender Element) |

Tabla 2: Resumen de propiedades de los materiales sometidos a ensayos de Triaxial Cíclico de deformación controlada, columna resonante y velocidad de onda de corte, para la obtención de curvas de comportamiento dinámico.

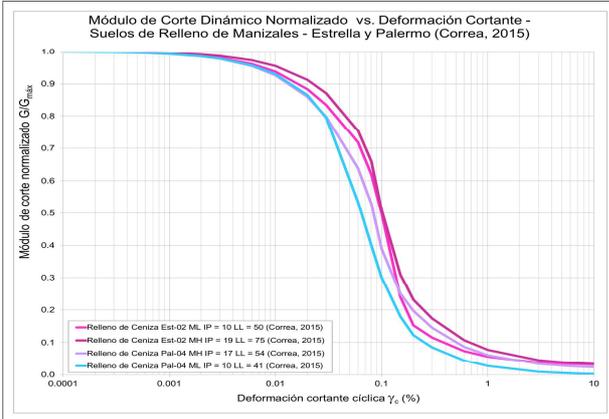
COMPILACIÓN DE CURVAS DINÁMICAS



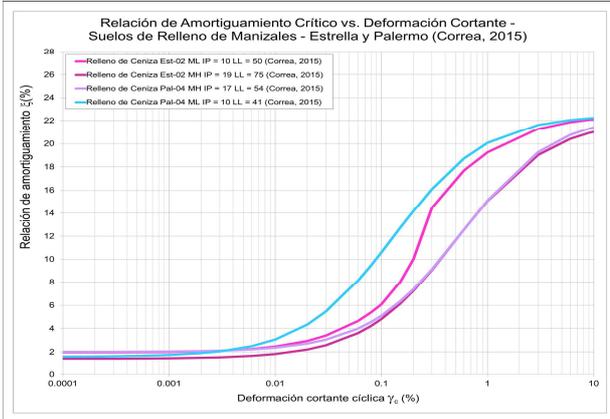
Curvas de suelos volcánicos del Palacio de Justicia de Pereira, Risaralda (Correa, 2008)



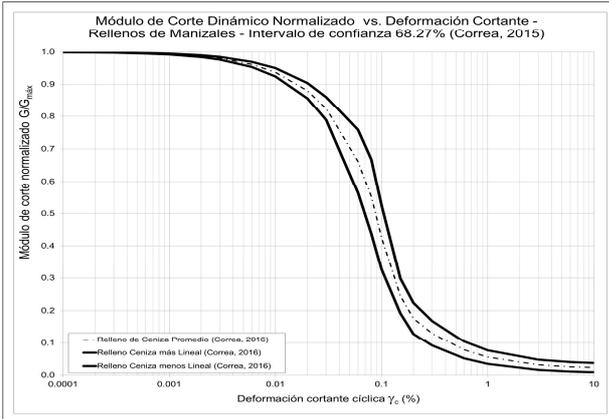
Curvas de suelos volcánicos del Palacio de Justicia de Pereira, Risaralda (Correa, 2008)



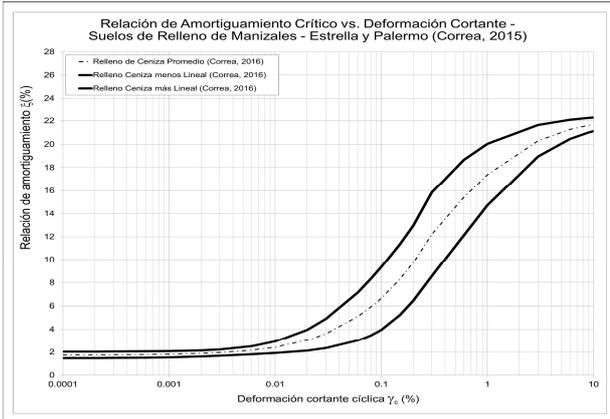
Curvas de Rellenos piloto en barrios Estrella y Palermo de Manizales, Caldas (Correa, 2015)



Curvas de Rellenos piloto en barrios Estrella y Palermo de Manizales, Caldas (Correa, 2015)



Rango de curvas de rellenos piloto de Manizales, Caldas (Correa, 2015)



Rango de curvas de rellenos piloto de Manizales, Caldas (Correa, 2015)

Figura 18: Curvas dinámicas representativas de suelos volcánicos in situ y de rellenos con suelos volcánicos, y selección del rango de comportamiento de los rellenos piloto de Manizales.

Un completo informe sobre exploración geotécnica que incluye perforaciones exploratorias, análisis de laboratorio e instrumentación de los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales ([GeoSub, 2015](#)), se presentó a CORPOCALDAS como parte de la ejecución del presente convenio con la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

Para efectos de la modelación numérica del comportamiento y la respuesta dinámica de los depósitos antrópicos con suelos volcánicos de Manizales, se presenta la Tabla 2, en la cual se resumen las propiedades estáticas y dinámicas, de las muestras usadas para ensayos dinámicos de laboratorio, incluyendo el tipo de ensayo ejecutado.

7.4 FORMULACIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE DEPÓSITOS ANTRÓPICOS DE MANIZALES

7.4.1 Introducción a la formulación del modelo

El problema por resolver consiste en la evaluación del efecto local de amplificación sísmica de los depósitos antrópicos o rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales, constituidos por suelos de origen volcánico (cenizas, tefras, tobas), mediante modelación numérica unidimensional.

Para este propósito se adelantó una campaña de exploración geofísica y geotécnica sobre dichos rellenos, tendiente a su caracterización índice, física, estática y dinámica, incluyendo el ajuste datos de laboratorio para la construcción de las curvas representativas del comportamiento dinámico esfuerzo – deformación. También se utilizó información correspondiente al Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales ([UniAndes, 2002](#)), a la perforación piloto realizada en el parque Zen del Campus Palogrande de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales por CORPOCALDAS, así como a otras investigaciones de suelos volcánicos locales y regionales.

El presente estudio constituye la primera fase de un estudio de largo plazo. Por tanto, se parte de modelos simplificados y representativos de los rellenos piloto seleccionados, cuya complejidad y nivel de detalles se podrá ir incrementando con el tiempo. Así, el modelo se construye a partir de considerar los rellenos como depósitos de suelos volcánicos relativamente homogéneos. La consideración de las propiedades y parámetros geotécnicos es determinista, a partir de propiedades y modelos constitutivos promedio, obtenidos por medición de laboratorio, y ajustados por comparación con resultados reportados en la literatura por de otros investigadores.

Se estudia la sensibilidad de la respuesta dinámica a los cambios de espesor, dentro del rango esperado de espesores para los rellenos de la ciudad, entre 0 y 35 metros.

Para efectos de modelamiento numérico se utiliza el software EERA ([Bardet et al., 2000](#)), mediante el cual se realizó la implementación del modelo lineal equivalente descrito anteriormente en el presente informe.

7.4.2 Definición de Espesores del Perfil Geotécnico de Análisis de Respuesta Sísmica

Por tratarse de un modelo unidimensional, la geometría del problema queda establecida a partir de la definición de los espesores de la columna estratigráfica del depósito, desde la superficie hasta la base rígida. Para ello se utiliza como referencia el espesor máximo estimado y medido del relleno en el barrio Palermo, el cual fue de 27 m.

Corresponde a un depósito antrópico inter-estratificado compuesto por suelos de origen volcánico y residual, incluyendo arenas y limos de baja y alta plasticidad, los cuales fueron depositados masivamente en los cauces antiguos del sector, mediante la técnica autóctona denominada “rellenos hidráulicos”. Sin embargo, para esta primera aproximación al problema, y considerando la extensión de las conclusiones a otros rellenos, el presente modelo considera un único estrato homogéneo de comportamiento promedio, como se explica un poco más adelante.

De acuerdo con lo anterior, se consideraron para el modelo, 4 espesores representativos de los rellenos, a saber: $h = \{5,15,25,35\}$ metros. En todos los casos, el estrato homogéneo fue discretizado en sub-estratos de 1 metro de espesor. Por ejemplo, el modelo de $h = 35$ m, se compone de 35 sub-estratos homogéneos de 1 metro de espesor y de un semi-espacio rígido que representa la base o roca rígida.

7.4.3 Propiedades del Perfil Geotécnico de Análisis de Respuesta Sísmica

La velocidad de onda de corte representativa de los rellenos de Manizales se obtuvo del estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales (UniAndes, 2002), la cual fue evaluada mediante ensayos Down Hole y Piezocono sísmico, así como de los ensayos de down hole realizados dentro del presente convenio.

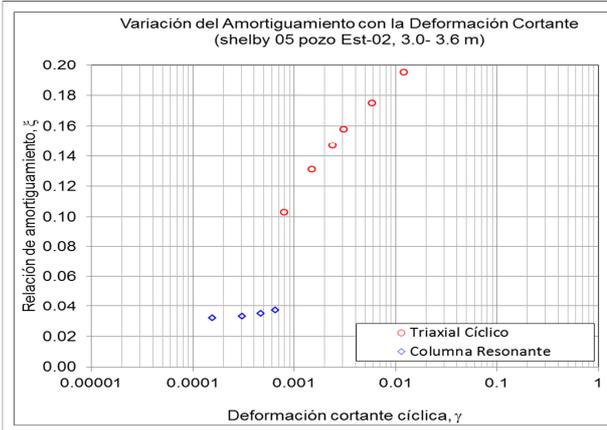
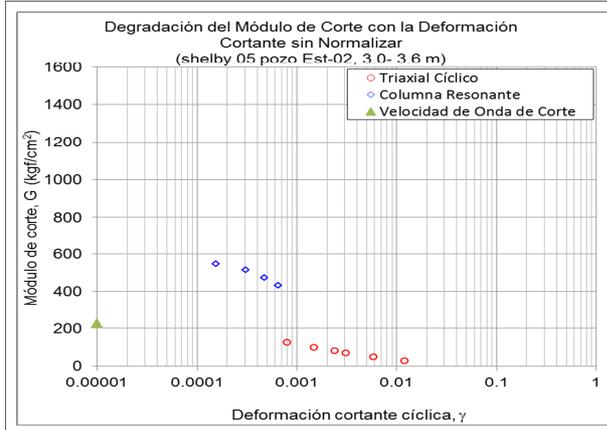
La velocidad de onda de corte promedio calculada fue $V_s = 182.5$ m/s, con un valor máximo $V_{s\text{máx}} = 260$ m/s, un valor mínimo $V_{s\text{mín}} = 100$ m/s, y una desviación estándar de $\sigma_{n-1} = 45.15$ m/s. Se consideró que la velocidad de onda de corte promedio es representativa de los rellenos de la ciudad y se utiliza como un valor constante del modelo.

El peso unitario húmedo promedio se determinó a partir de los registros de sondeos del Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales (UniAndes, 2002), así: $\gamma_{\text{hmed}} = 15.0$ kN/m³, con un valor máximo de $\gamma_{\text{hmáx}} = 19.62$ kN/m³, un valor mínimo de $\gamma_{\text{hmin}} = 10.4$ kN/m³, y una desviación estándar de $\sigma_{n-1} = 1.86$ kN/m³. Para efectos de modelamiento, se utiliza un valor constante del peso unitario húmedo igual a $\gamma_h = 15.0$ kN/m³.

A partir de la información anterior, el valor de $G_{\text{máx}}$ será un valor constante para el modelo y se calcula como:

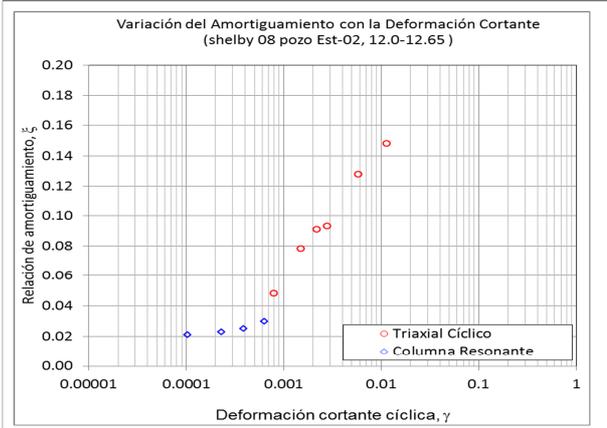
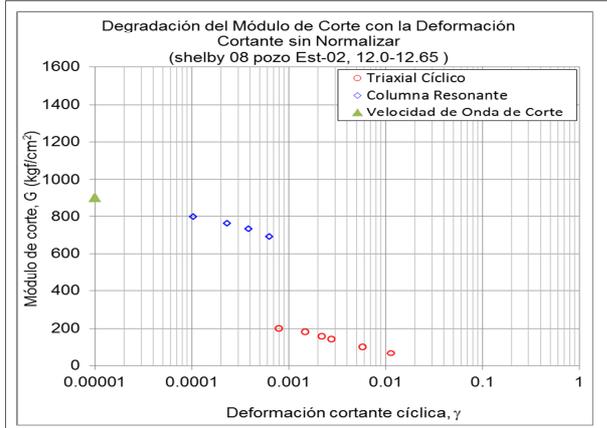
$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 = \frac{\gamma h}{g} V_s^2 = \frac{15.0 \text{ kN/m}^3}{9.81 \text{ m/s}^2} (182.5 \text{ m/s})^2 = 50,926 \text{ kN/m}^2 = 50.926 \text{ Mpa}$$

**PUNTOS DE LAS CURVAS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO
RELLENO BARRIO ESTRELLA - MANIZALES**



Relleno de Ceniza, Estrella-02, ML, IP = 10, LL = 50, z = 3.3 m (Correa, 2015)

Relleno de Ceniza, Estrella-02, ML, IP = 10, LL = 50, z = 3.3 m (Correa, 2015)



Relleno de Ceniza, Estrella-02, MH, IP = 19, LL = 75, z = 12.33 m (Correa, 2015)

Relleno de Ceniza, Estrella-02, MH, IP = 19, LL = 75, z = 12.33 m (Correa, 2015)

Figura 19: Puntos de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico sin normalizar y de la relación de amortiguamiento crítico versus deformación cortante cíclica, para el relleno piloto del barrio Estrella de la ciudad de Manizales (Colombia).

7.4.4 Ajuste de Curvas Dinámicas de Rellenos Piloto

Con base en los ensayos de laboratorio de Columna resonante, triaxial cíclico y pulso ultrasónico, para 4 muestras inalteradas tomadas en los sondeos exploratorios de los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo, así como en ensayos geofísicos en pozo tipo down hole para medición de las velocidades de ondas

de corte y determinación del módulo de corte máximo (módulo de corte a muy bajas deformaciones cortantes cíclicas), se realiza el análisis y el ajuste de las curvas de comportamiento dinámico correspondientes.

En la Figura 19 se presentan los datos de las curvas de degradación del módulo de corte sin normalizar y de la relación de amortiguamiento crítico con la deformación cortante cíclica, para las muestras tomadas en el pozo exploratorio localizado sobre el relleno piloto del barrio Estrella, mientras que en la Figura 20, se presentan los datos de las mismas curvas, para las muestras tomadas en el pozo exploratorio localizado sobre el relleno piloto del barrio Palermo.

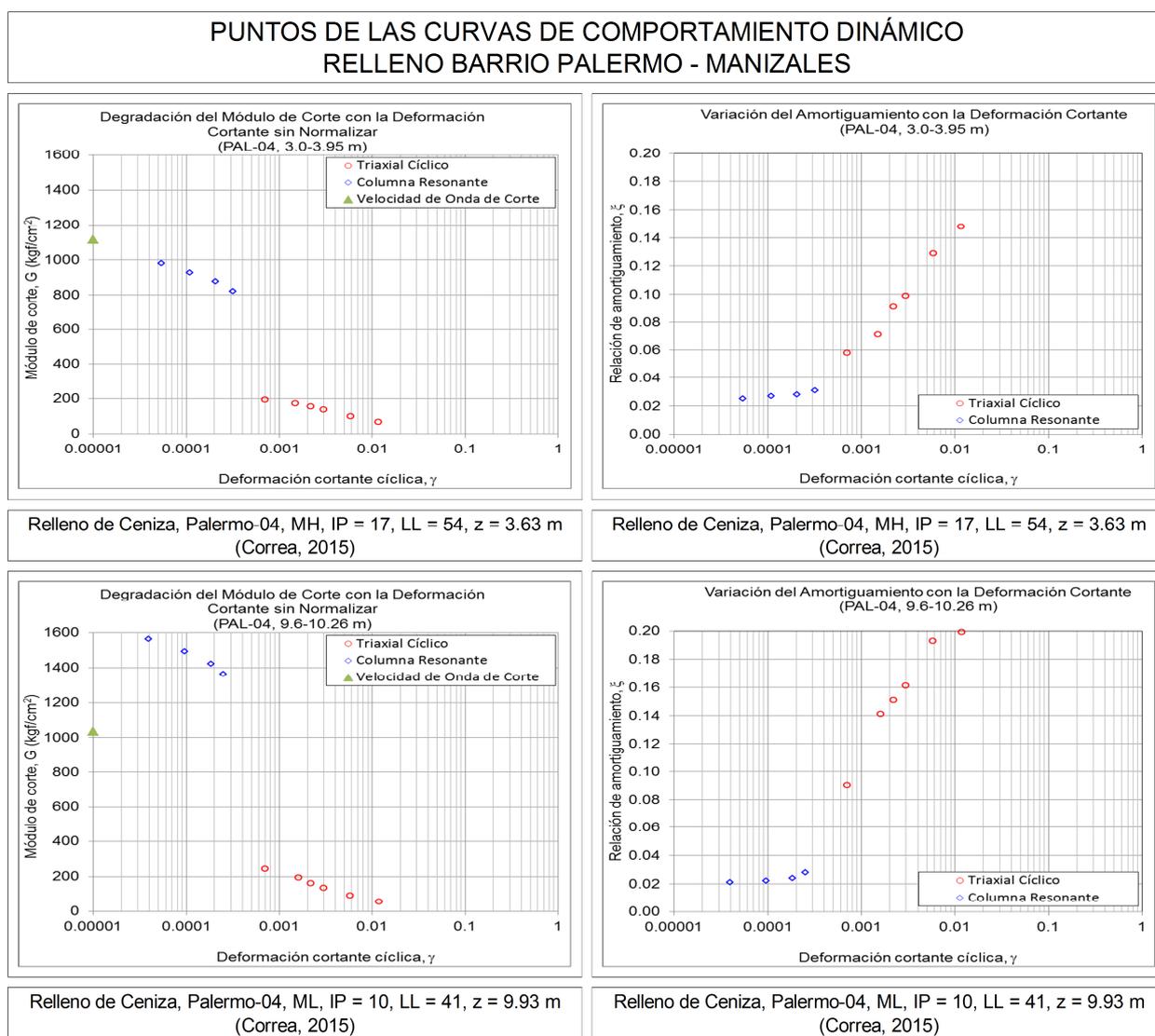


Figura 20: Puntos de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico sin normalizar y de la relación de amortiguamiento crítico versus deformación cortante cíclica, para el relleno piloto del barrio Palermo de la ciudad de Manizales (Colombia).

Para realizar el ajuste de las curvas a los datos anteriormente presentados fue necesario primero determinar la velocidad de onda de corte a bajas deformaciones, tanto en campo como en laboratorio. Generalmente se presentan diferencias significativas entre ambas determinaciones. En campo, se presentan problemas en el tipo, la sensibilidad y la calibración de los equipos usados (geófonos y sismómetro); la eficiencia de la fuente y ortogonalidad de las ondas generadas; el ajuste del geófono triaxial al revestimiento del pozo; la continuidad de la lechada del revestimiento; así como la experiencia del quien realiza la interpretación de los registros de ensayo, entre otros. En laboratorio, se presentan problemas de alteración, daño o instalación de la muestra; la sensibilidad y calibración de los equipos; al igual que problemas en la interpretación de los registros de ensayo, entre otros.

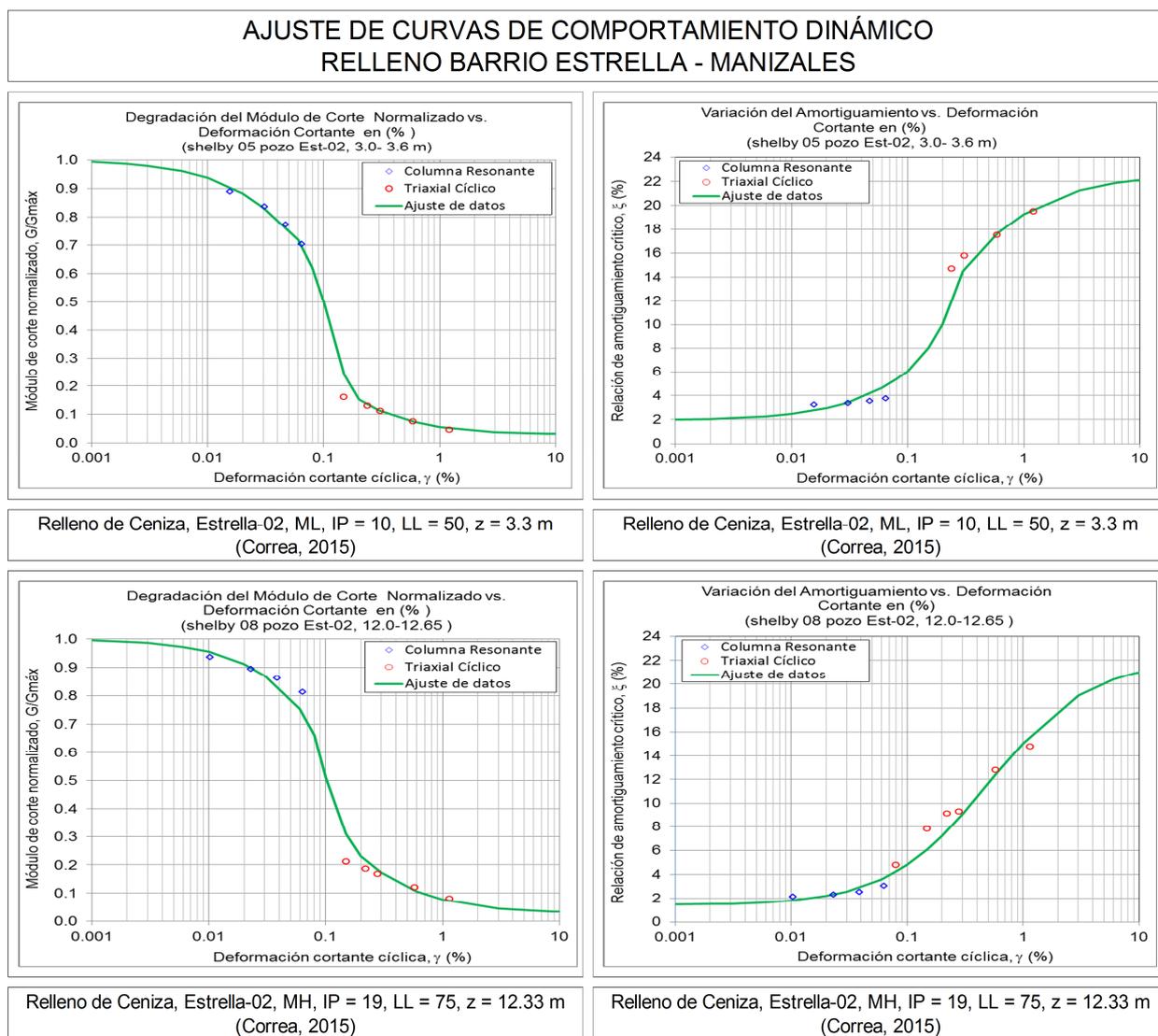


Figura 21: Ajuste de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico normalizado y de la relación de amortiguamiento crítico en porcentaje versus deformación cortante cíclica en porcentaje, para el relleno piloto del barrio Estrella de la ciudad de Manizales (Colombia).

Además se requiere una buena determinación de pesos unitarios húmedos representativos de los materiales de campo, con el fin de calcular el módulo de corte máximo, $G_{m\acute{a}x}$. Los pesos unitarios pueden ser bastante modificados si no se emplean herramientas y procedimientos adecuados de muestreo, transporte almacenamiento, extracción y manejo de las muestras de laboratorio.

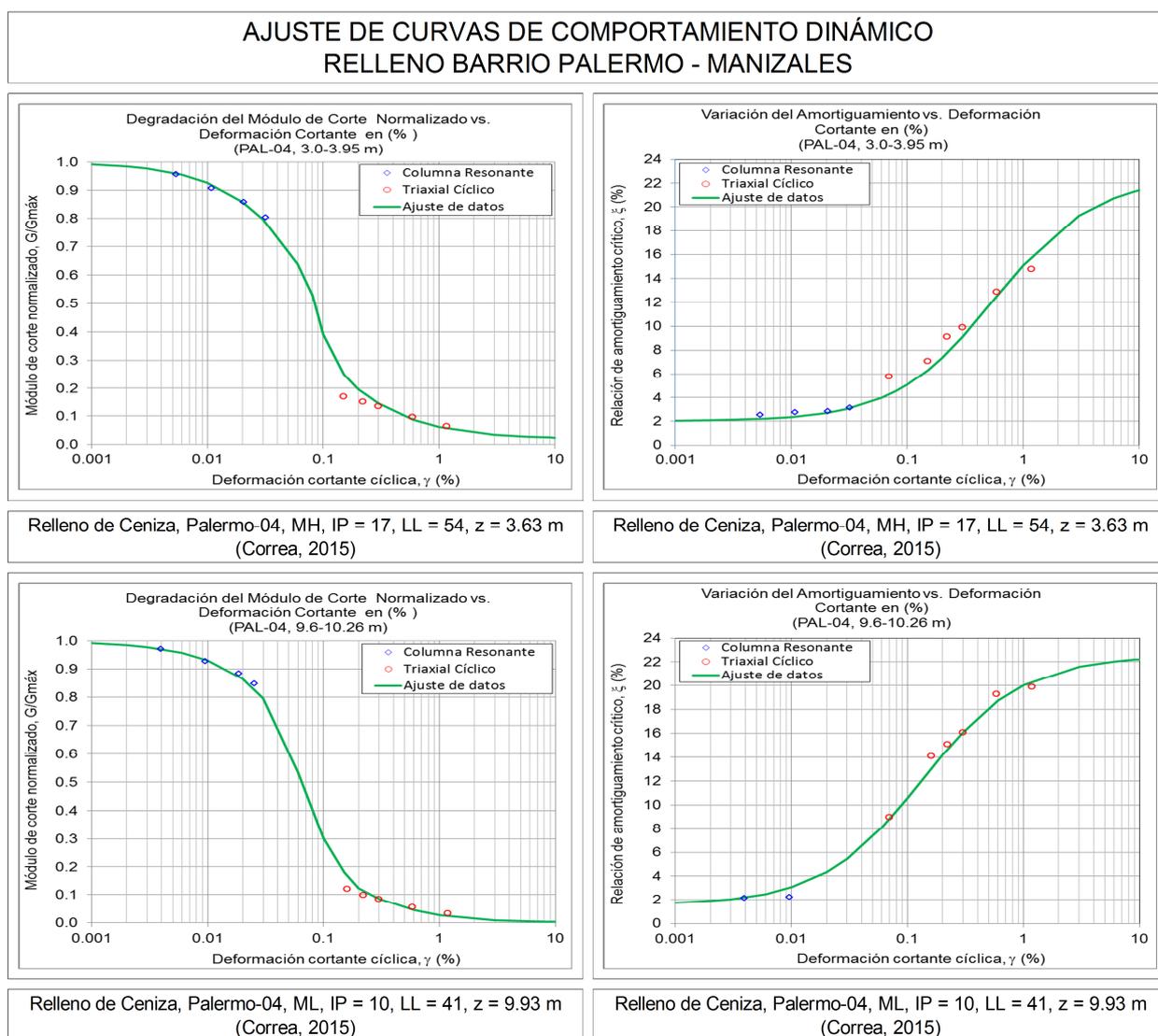


Figura 22: Ajuste de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico normalizado y de la relación de amortiguamiento crítico en porcentaje versus deformación cortante cíclica en porcentaje, para el relleno piloto del barrio Palermo de la ciudad de Manizales (Colombia).

El ajuste de las curvas es bastante sensible a la selección de este módulo de corte máximo, $G_{m\acute{a}x}$, y por tanto, a la elección de la velocidad de onda de corte usada para su determinación. Una vez obtenidos los módulos de corte máximo, se procede a normalizar los datos de G , mientras que las deformaciones

cortantes que se reciben de laboratorio en tanto por uno, es necesario convertirlas a porcentaje. La relación de amortiguamiento crítico también debe ser convertida de tanto por uno a porcentaje.

Luego de tener los datos normalizados y convertidos a las unidades convenientes, se procede a realizar el ajuste matemático de los datos mediante curvas tipo. Para ello se han propuesto diferentes métodos y modelos de ajuste en la literatura, como en modelo de [Ishibashi y Zhang \(1993\)](#), el modelo de [Fredlund y Xing \(1994\)](#) propuesto originalmente para el ajuste de las curvas de succión, entre otros.

En la Figura 21, se presentan las curvas ajustadas a los datos, tanto para la degradación del módulo de corte normalizada, como para la relación de amortiguamiento crítico con la deformación cortante cíclica, correspondientes a las muestras del barrio Estrella, mientras que en la Figura 22, se presentan las curvas ajustadas a los datos, correspondientes a las muestras del barrio Palermo.

7.4.5 Curvas Dinámicas de Entrada para el Modelo

A partir de las 4 parejas de curvas de comportamiento dinámico anteriores, se obtuvo una curva promedio y las curvas correspondientes a un intervalo de confianza del 68.27%. Para el caso de la degradación del módulo de corte dinámico normalizado con la deformación cortante cíclica, la curva del material con comportamiento más lineal corresponde a la curva promedio más una desviación estándar, mientras que para el caso de la relación de amortiguamiento crítico con la deformación cortante cíclica, la curva del material con comportamiento más lineal corresponde a la curva promedio menos una desviación estándar. Por otra parte, para el material menos lineal solo basta con cambiar los signos.

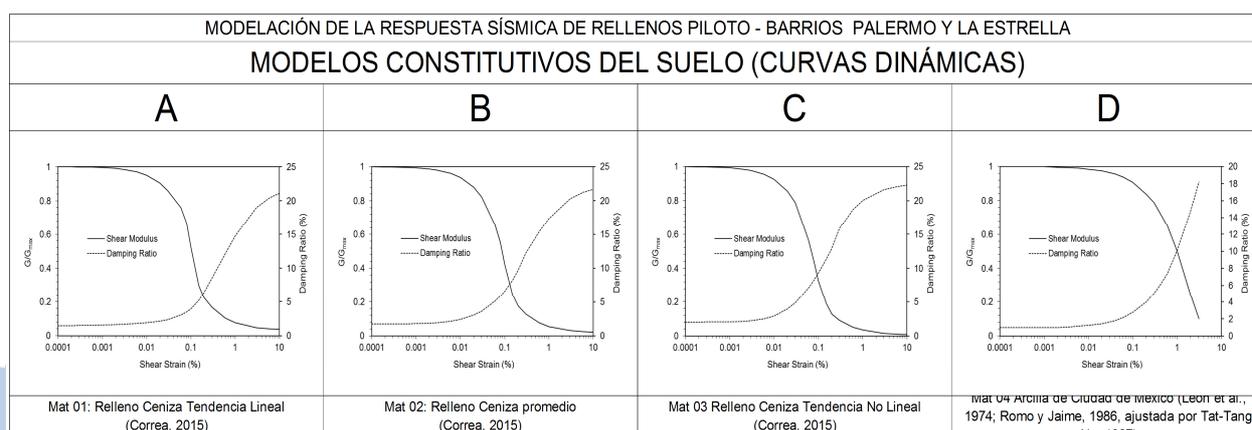


Figura 23: Ajuste de las curvas de degradación del módulo de corte dinámico normalizado y de la relación de amortiguamiento crítico en porcentaje versus deformación cortante cíclica en porcentaje, para el relleno piloto del barrio Palermo de la ciudad de Manizales (Colombia).

Las parejas de curvas así obtenidas se presentan en la Figura 23, en forma conjunta con la pareja de curvas de comportamiento dinámico correspondiente a la arcilla de Ciudad de México, de la siguiente manera:

A: Material 1. Curvas dinámicas representativas de un relleno con ceniza volcánica de tendencia lineal.

B: Material 2. Curvas dinámicas representativas de un relleno con ceniza volcánica promedio.

C: Material 3. Curvas dinámicas representativas de un relleno con ceniza volcánica de tendencia no lineal.

D: Material 4. Curvas dinámicas representativas de la Arcilla de Ciudad de México.

7.4.6 Consideraciones Iniciales

1. Tipo de Análisis: Análisis unidimensional de respuesta sísmica.
2. Modelo de análisis: Modelo Lineal Equivalente
3. Perfil de suelo: Homogéneo
4. Geometría: Semi-espacio horizontal.
5. Propiedades deterministas a partir del promedio y el rango.

7.4.7 Parámetros de Control de Desempeño del Modelo

- Se fijó como el máximo error de convergencia el 1%.
- Se verificó la continuidad de los resultados en profundidad.
- Se compararon las formas del espectro de respuesta para cada espesor, por cada sismo considerado.
- La relación de deformación cortante efectiva y máxima se estimó usando la expresión propuesta por [Idriss y Sun \(1992\)](#): $RDCEM = (M-1)/10$. Así, se tiene: $RDCEM(h=5m) = 0.56$; $RDCEM(h=15m) = 0.57$; $RDCEM(h=25m) = 0.63$; $RDCEM(h=35m) = 0.63$.
- En todos los casos se utilizó un tipo de módulo de corte como el usado por el SHAKE91.

7.5 SELECCIÓN Y TRATAMIENTO DE SEÑALES SÍSMICAS

7.5.1 Necesidad de Contar con Señales Sísmicas Representativas de la Amenaza en Roca

Como parte de la ejecución del presente convenio, [Salgado \(2014\)](#) realizó la evaluación de la amenaza sísmica a nivel de roca firme para Manizales, empleando el programa [CRISIS 2007 \(Ordaz et al., 2014\)](#), el cual constituye el módulo de cálculo de la amenaza sísmica de la plataforma CAPRA ([CEPRENAC – UNISDR](#)

– BID - BM, 2008) y permite la definición completa de un modelo de amenaza probabilista, la evaluación de amenaza uniforme en roca, y el cálculo de escenarios compatibles.

A partir de los resultados de la evaluación de la amenaza sísmica de Salgado, (2014), así como de la calibración del modelo de espectro fuente y la construcción de funciones de atenuación espectrales de movimiento fuerte (Bernal et al., 2012), se realizó la armonización de la microzonificación sísmica con las Normas sismo resistentes de Colombia, NSR-10 (Bernal, 2014).

Se destaca que, como parte del desarrollo del sistema SISMAN LISA, que hace parte del Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática de Manizales, Bernal (2014) desarrolló y calibró para Colombia, un método para generar señales sintéticas basadas en una formulación teórica del Espectro de Amplitudes de Fourier. Las señales generadas son muy coherentes en el dominio de la frecuencia. Están destinados a su empleo en programas que calculen la respuesta dinámica de los suelos en el dominio de la frecuencia, como lo hace el SISMAN LISA. Sin embargo, existen varias herramientas para análisis de la respuesta sísmica de los depósitos de suelos que requieren historias de tiempo correspondientes a señales sísmicas en roca.

Aunque la evaluación de la amenaza sísmica para Manizales, incluyó la determinaron funciones de transferencia del espectro de Fourier en la totalidad el área urbana de Manizales, se consideró pertinente seleccionar señales representativas de la amenaza sísmica en roca firme, con el propósito de facilitar los análisis detallados de la amplificación sísmica por efectos locales en cualquier parte de la ciudad, a partir de estudios geotécnicos específicos, de tal manera que sean compatibles con los resultados del estudio de armonización de la microzonificación sísmica con las NSR-10 (Bernal, 2014).

Estos análisis detallados permitirán incrementar la confiabilidad de los resultados sobre efectos locales en la ciudad, así como validar o ajustar los espectros y coeficientes sísmicos de diseño propuestos en la microzonificación, e incluso, servirán para determinar los factores de diseño de obras diferentes a edificaciones (Bernal, 2014).

7.5.2 Selección de Señales Sísmicas Representativas de la Amenaza en Roca

De acuerdo con lo anterior, Bernal (2014) realizó la selección de señales compatibles con la amenaza en roca de la ciudad, a partir de bases de datos internacionales con información de acelerogramas reales, como parte del estudio de Armonización de la Microzonificación Sísmica de Manizales con las normas NSR-10 (Bernal, 2014). Para ello, se basó en la desagregación de la amenaza sísmica realizada por Salgado (2014), empleando en programa CRISIS (Ordaz, 2007, 2014). Este programa permite desagregar la amenaza sísmica por rangos de magnitud y distancia, mediante una escala de color, según su contribución a las intensidades de movimiento fuerte estimadas. La desagregación de la amenaza en Manizales se presenta en la Figura 24, tomada de Bernal, (2014).

De acuerdo con el diagrama de la Figura 24, la mayor contribución a la amenaza en roca de la ciudad de Manizales, se debe a sismos con magnitudes Mw entre 6 y 7, que ocurran a distancias hipocentrales entre

25 y 50 km, así como también, a sismos con magnitudes M_w entre 7.3 y 7.8, que ocurran a distancias hipocentrales entre 100 y 130 km.

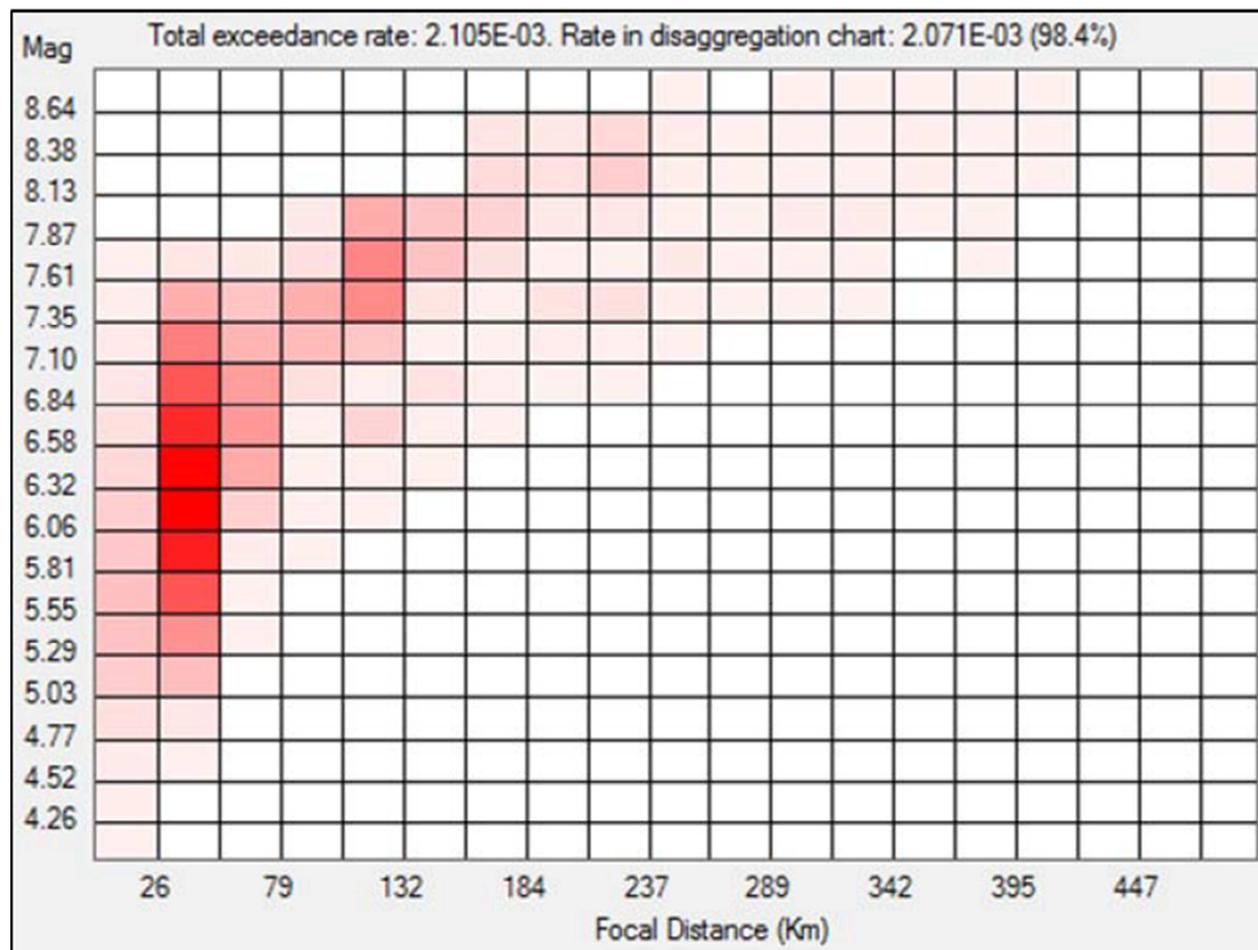


Figura 24: Desagregación de la amenaza sísmica de Manizales (Salgado, 2014, en Bernal, 2014).

Con estos rangos definidos se procede a la selección de las señales características. Las señales seleccionadas por Bernal (2014), son compatibles con la amenaza en roca de Manizales. Para ello se incluye la siguiente información: Nombre asignado al sismo, fecha y hora, país y estación, fuente de información, tipo de suelo, localización del epicentro, localización de la estación, distancia hipocentral, profundidad, mecanismo de rotura, magnitud M_w , PGA, PGV, PGD y duración de la señal.

En la Tabla 3, se describen las señales seleccionadas para el primer rango de magnitud – distancia, mientras que en la Tabla 4, se describen las señales seleccionadas para el segundo rango de magnitud – distancia.

| Nombre | Fecha | Hora | Sistema | País | Estación | Fuente | Tipo de Suelo | Longitud epicentro | Latitud epicentro | Longitud Estación | Latitud Estación | Dist. Hipoc. [km] | Prof. [km] | Mecanismo | Mw | PGA [cm/s ²] | PGV [cm/s] | PGD [cm] | Durac. [s] | Δt [s] | n |
|-------------------|------------|---------|---------|-------|---------------------------|--------|---------------|--------------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------|-----------------|------|--------------------------|------------|----------|------------|--------|-------|
| Northridge-01 | 17/01/1994 | 31:00.0 | (UT) | USA | Pacoima Dam (upper left) | NGA | A | -118.55 | 34.21 | -118.40 | 34.33 | 26.85 | 17.50 | Reverse | 6.69 | 1285.20 | 105.50 | 23.50 | 39.98 | 0.020 | 2000 |
| Northridge-01 | 17/01/1994 | 31:00.0 | (UT) | USA | Pacoima Dam (down str) | NGA | A | -118.55 | 34.21 | -118.40 | 34.33 | 26.85 | 17.50 | Reverse | 6.69 | 434.10 | 31.50 | 4.50 | 19.98 | 0.020 | 1000 |
| San Fernando | 09/02/1971 | 00:00.0 | (UT) | USA | Lake Hughes #4 | NGA | B | -118.41 | 34.44 | -118.48 | 34.65 | 27.46 | 13.00 | Reverse | 6.61 | 152.70 | 8.60 | 1.90 | 36.88 | 0.010 | 3689 |
| Kobe, Japan | 16/01/1995 | 46:00.0 | (UT) | Japan | Kobe University | NGA | B | 135.01 | 34.59 | 135.24 | 34.73 | 31.08 | 17.90 | Strike - Slip | 6.90 | 310.50 | 34.90 | 7.40 | 31.99 | 0.010 | 3200 |
| Irpinia, Italy-02 | 23/11/1980 | 35:00.0 | (UT) | Italy | Auletta | NGA | B | 15.33 | 40.85 | 15.56 | 40.56 | 37.81 | 7.00 | Normal | 6.20 | 23.00 | 8.10 | 10.20 | 110.23 | 0.010 | 11024 |
| San Fernando | 09/02/1971 | 00:00.0 | (UT) | USA | Pasadena - Old Seismo Lab | NGA | B | -118.41 | 34.44 | -118.17 | 34.15 | 41.27 | 13.00 | Reverse | 6.61 | 202.10 | 11.00 | 2.50 | 29.99 | 0.010 | 3000 |
| Irpinia, Italy-02 | 23/11/1980 | 35:00.0 | (UT) | Italy | Sturmo | NGA | B | 15.33 | 40.85 | 15.12 | 41.02 | 27.50 | 7.00 | Normal | 6.20 | 77.20 | 18.90 | 13.00 | 126.07 | 0.010 | 12608 |
| Northridge-01 | 17/01/1994 | 31:00.0 | (UT) | USA | LA - Wonderland | NGA | B | -118.55 | 34.21 | -118.38 | 34.11 | 25.82 | 17.50 | Reverse | 6.69 | 172.10 | 12.00 | 2.80 | 29.98 | 0.010 | 2999 |
| Northridge-01 | 17/01/1994 | 31:00.0 | (UT) | USA | Vasquez Rocks Park | NGA | B | -118.55 | 34.21 | -118.33 | 34.49 | 41.90 | 17.50 | Reverse | 6.69 | 139.10 | 11.30 | 2.90 | 39.98 | 0.020 | 2000 |
| Northridge-01 | 17/01/1994 | 31:00.0 | (UT) | USA | LA - Grinnell Park | NGA | B | -118.55 | 34.21 | -118.30 | 34.12 | 30.86 | 17.50 | Reverse | 6.69 | 163.60 | 13.80 | 2.40 | 46.93 | 0.005 | 9387 |
| Loma Prieta | 18/10/1989 | 05:00.0 | (UT) | USA | Gilroy Array #1 | NGA | B | -121.88 | 37.04 | -121.57 | 36.97 | 33.55 | 17.48 | Reverse-Oblique | 6.93 | 473.20 | 34.50 | 8.10 | 39.94 | 0.005 | 7989 |
| Irpinia, Italy-01 | 23/11/1980 | 34:00.0 | (UT) | Italy | Auletta | NGA | B | 15.34 | 40.81 | 15.56 | 40.56 | 34.44 | 9.50 | Normal | 6.90 | 62.40 | 21.50 | 44.80 | 118.23 | 0.010 | 11824 |
| Irpinia, Italy-01 | 23/11/1980 | 34:00.0 | (UT) | Italy | Sturmo | NGA | B | 15.34 | 40.81 | 15.12 | 41.02 | 31.80 | 9.50 | Normal | 6.90 | 357.80 | 220.20 | 565.90 | 163.91 | 0.010 | 16392 |
| Northridge-01 | 17/01/1994 | 31:00.0 | (UT) | USA | Burbank - Howard Rd. | NGA | B | -118.55 | 34.21 | -118.30 | 34.20 | 29.05 | 17.50 | Reverse | 6.69 | 163.30 | 8.60 | 1.80 | 29.98 | 0.010 | 2999 |
| Northridge-01 | 17/01/1994 | 31:00.0 | (UT) | USA | Mt Wilson - CIT Seis Sta | NGA | B | -118.55 | 34.21 | -118.06 | 34.22 | 49.00 | 17.50 | Reverse | 6.69 | 134.40 | 5.80 | 0.50 | 39.98 | 0.020 | 2000 |
| Irpinia, Italy-01 | 23/11/1980 | 34:00.0 | (UT) | Italy | Bisaccia | NGA | B | 15.34 | 40.81 | 15.38 | 41.01 | 25.13 | 9.50 | Normal | 6.90 | 83.10 | 43.90 | 35.40 | 131.91 | 0.010 | 13192 |
| Morgan Hill | 24/04/1984 | 15:00.0 | (UT) | USA | Gilroy Array #1 | NGA | B | -121.70 | 37.31 | -121.57 | 36.97 | 39.55 | 8.50 | Strike - Slip | 6.19 | 98.30 | 11.70 | 16.80 | 119.90 | 0.020 | 5996 |
| Chamoli | 28/03/1999 | 05:11.0 | (UTC) | India | Joshimath | COSMOS | Rock | 79.40 | 30.51 | 79.57 | 30.55 | 26.00 | 15.00 | Unknown | 6.60 | 696.00 | 37.20 | 20.10 | 25.04 | 0.020 | 1253 |
| Northridge | 17/01/1994 | 31:03.9 | (UTC) | USA | Lake Hughes #9 | COSMOS | Rock | -118.55 | 34.21 | -118.56 | 34.61 | 29.40 | 17.50 | Reverse | 6.70 | 221.20 | 13.60 | 3.50 | 59.98 | 0.020 | 3000 |

Tabla 3: Señales seleccionadas para el primer rango de magnitud – distancia.

| Nombre | Fecha | Hora | Sistema | País | Estación | Fuente | Tipo de Suelo | Longitud epicentro | Latitud epicentro | Longitud Estación | Latitud Estación | Dist. Hipoc. [km] | Prof. [km] | Mecanismo | Mw | PGA [cm/s ²] | PGV [cm/s] | PGD [cm] | Durac. [s] | Δt [s] | n |
|-----------------|------------|---------|---------|--------|---------------------------|--------|---------------|--------------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------|-----------------|------|--------------------------|------------|----------|------------|--------|-------|
| Chi-Chi, Taiwan | 20/09/1999 | :::00 | (UT) | Taiwan | TTN042 | NGA | B | 120.80 | 23.86 | 23.00 | 121.28 | 105.69 | 6.76 | Reverse-Oblique | 7.62 | 58.90 | 6.90 | 9.50 | 125.00 | 0.005 | 25000 |
| Chi-Chi, Taiwan | 20/09/1999 | :::00 | (UT) | Taiwan | ILA063 | NGA | B | 120.80 | 23.86 | 24.62 | 121.52 | 111.09 | 6.76 | Reverse-Oblique | 7.62 | 81.70 | 12.80 | 9.00 | 79.00 | 0.004 | 19750 |
| Chi-Chi, Taiwan | 20/09/1999 | :::00 | (UT) | Taiwan | TCU085 | NGA | B | 120.80 | 23.86 | 24.68 | 121.36 | 107.16 | 6.76 | Reverse-Oblique | 7.62 | 53.70 | 6.50 | 7.40 | 79.00 | 0.005 | 15801 |
| Landers | 28/06/1992 | 57:34.1 | (UTC) | USA | Rancho Cucamonga | COSMOS | Rock | -116.44 | 34.20 | 34.17 | 117.58 | 105.10 | 7.00 | Strike-slip | 7.30 | 65.60 | 9.60 | 7.70 | 165.00 | 0.010 | 16501 |
| Landers | 28/06/1992 | 57:34.1 | (UTC) | USA | Wrightwood - Jackson flat | COSMOS | Rock | -116.44 | 34.20 | 34.38 | 116.43 | 121.10 | 7.00 | Strike-slip | 7.30 | 46.50 | 10.10 | 7.30 | 70.00 | 0.010 | 7000 |

Tabla 4: Señales seleccionadas para el segundo rango de magnitud – distancia.

En la Figura 25, se presenta en forma gráfica la historia de aceleraciones correspondientes a las 10 primeras señales representativas del primer rango de magnitud – distancia focal con magnitudes entre $6 \leq Mw \leq 7$ y con distancias hipocentrales entre $25 \leq d \leq 50$ km (Bernal, 2014).

SEÑALES REPRESENTATIVAS DE AMENAZA EN ROCA PARA MANIZALES

Señales seleccionadas para el rango de magnitud – distancia focal: $6 \leq M_w \leq 7$; $25 \leq d \leq 50$ km (1 de 2)
(Fuente: Bernal, 2014)

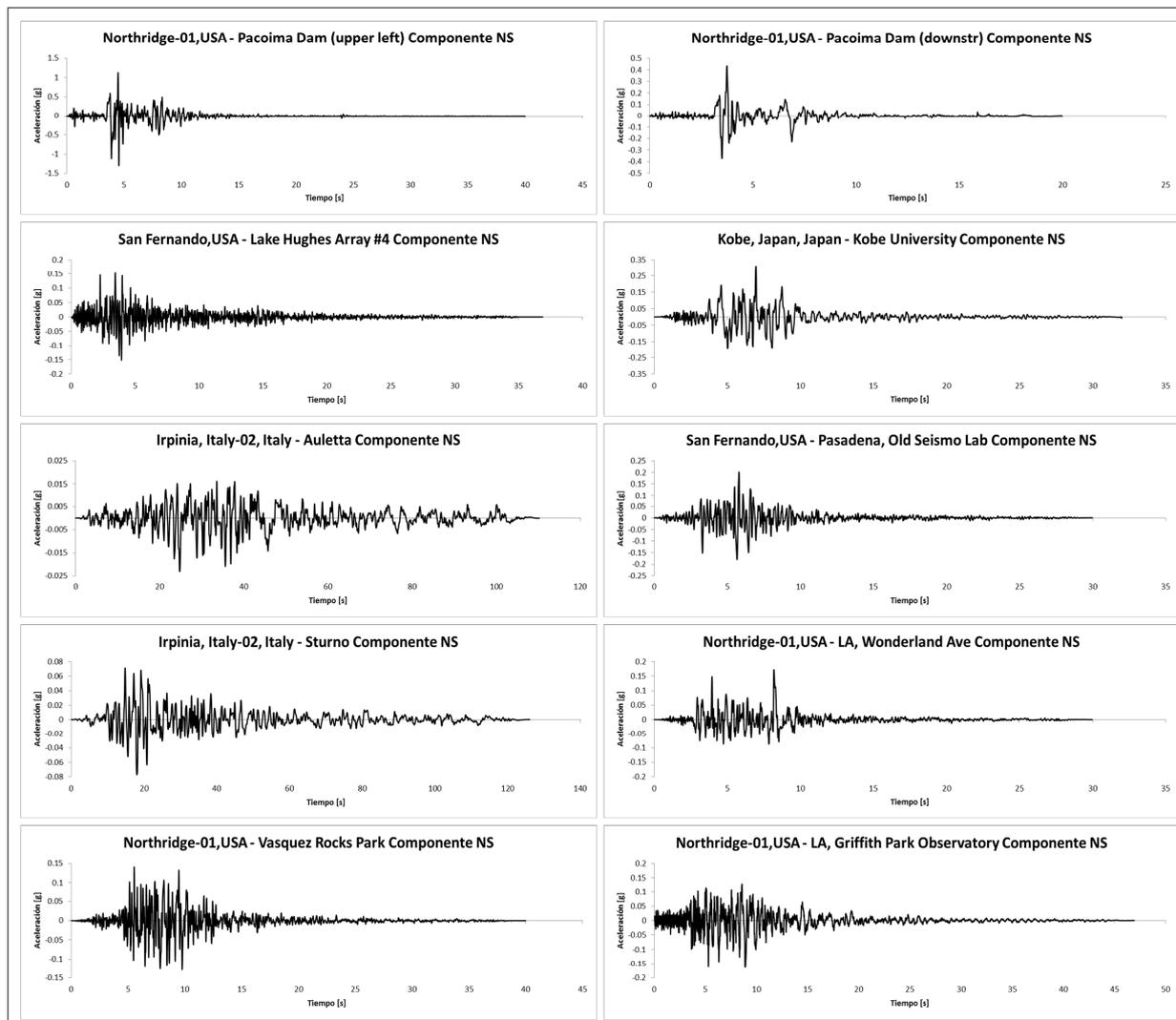


Figura 25: Señales representativas de la amenaza en roca para Manizales. Señales seleccionadas para el primer rango de magnitud – distancia focal: $6 \leq M_w \leq 7$ y $25 \leq d \leq 50$ km: Señales 1-10 (Fuente: Bernal, 2014).

Por su parte, en la Figura 26, se presentan las gráficas correspondientes a las historias de aceleraciones correspondientes a las siguientes 9 señales del primer rango de magnitud – distancia focal con magnitudes entre $6 \leq M_w \leq 7$ y con distancias hipocentrales entre $25 \leq d \leq 50$ km (Bernal, 2014).

SEÑALES REPRESENTATIVAS DE AMENAZA EN ROCA PARA MANIZALES

Señales seleccionadas para el rango de magnitud – distancia focal: $6 \leq M_w \leq 7$; $25 \leq d \leq 50$ km (2 de 2)
(Fuente: Bernal, 2014)

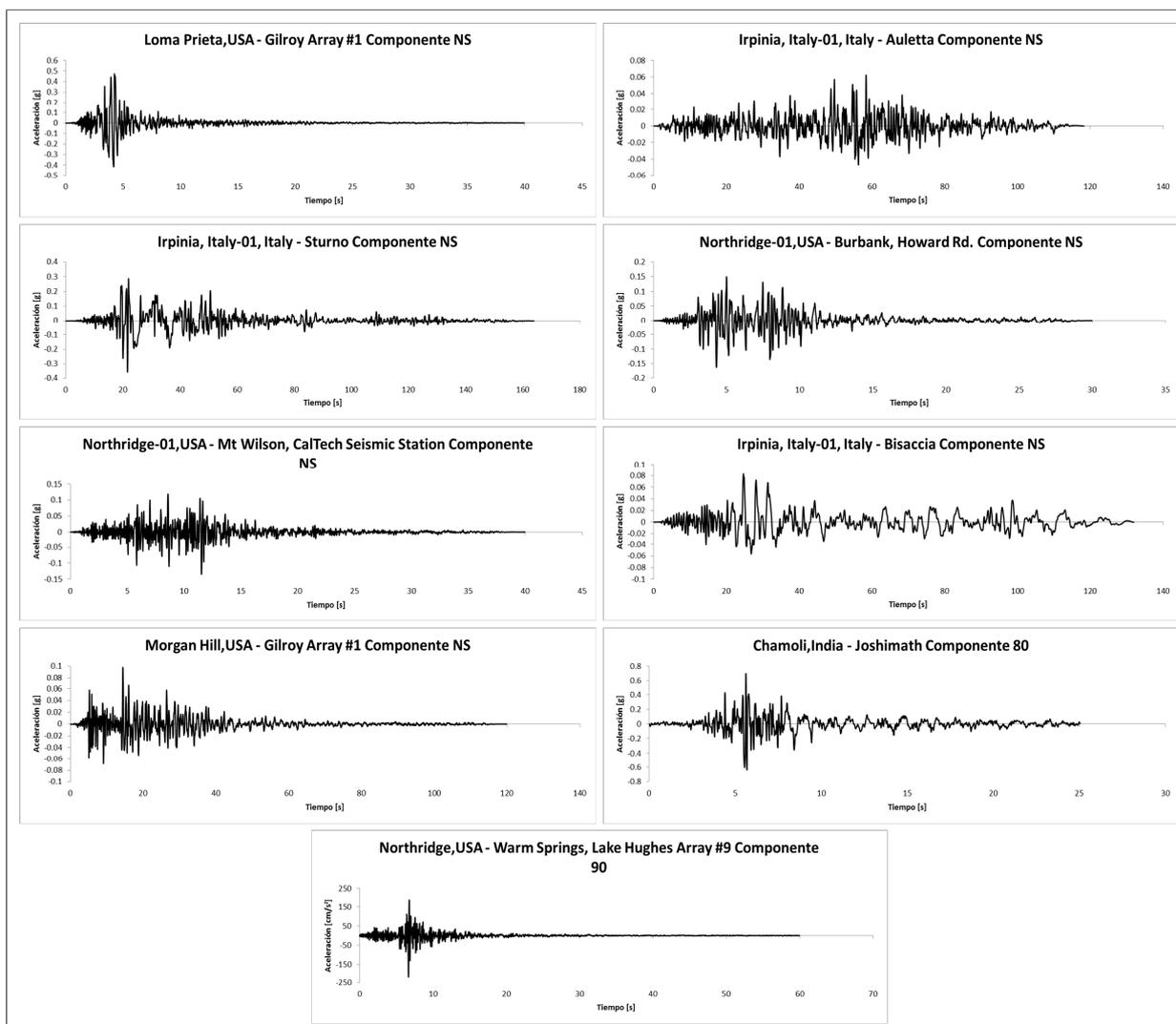


Figura 26: Señales representativas de la amenaza en roca para Manizales. Señales seleccionadas para el primer rango de magnitud – distancia focal: $6 \leq M_w \leq 7$ y $25 \leq d \leq 50$ km: Señales 11 -19 (Fuente: Bernal, 2014).

Finalmente, en la Figura 27, se incluyen las historias de aceleraciones de las señales correspondientes al segundo rango de magnitud – distancia focal, con magnitudes entre $7.3 \leq M_w \leq 7.8$, y con distancias hipocentrales entre $100 \leq d \leq 130$ km (Bernal, 2014).

SEÑALES REPRESENTATIVAS DE AMENAZA EN ROCA PARA MANIZALES

Señales seleccionadas para el rango de magnitud – distancia focal: $7.3 \leq M_w \leq 7.8$; $100 \leq d \leq 130$ km
(Fuente: Bernal, 2014)

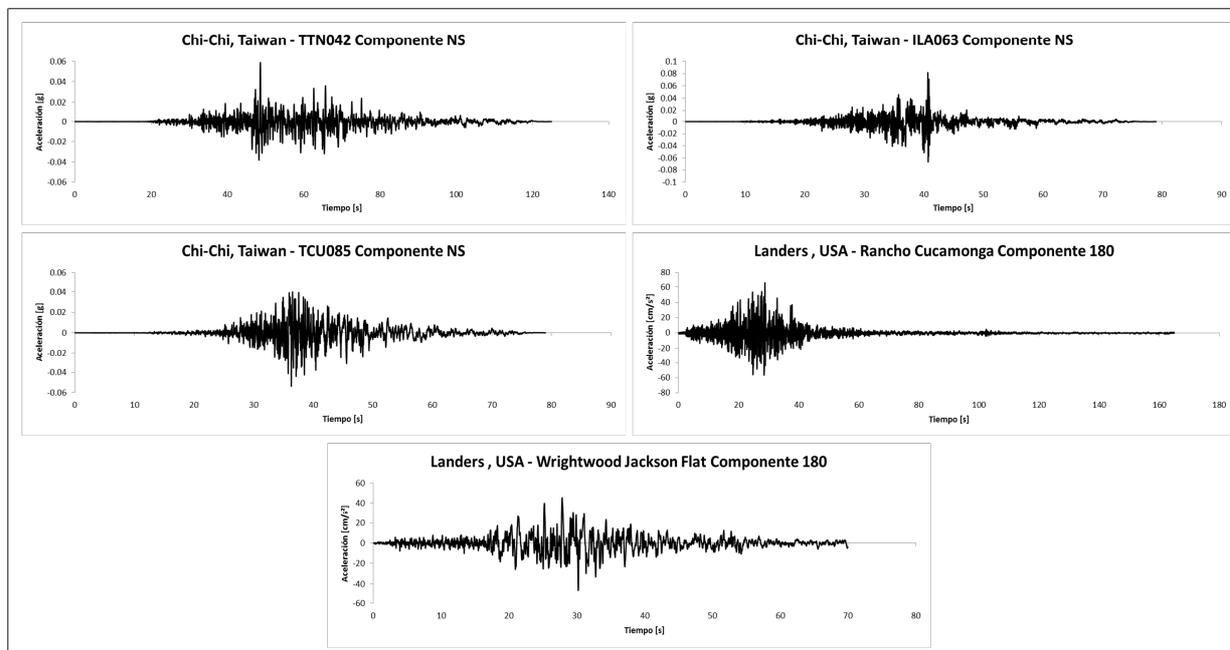


Figura 27: Señales representativas de la amenaza en roca para Manizales. Señales seleccionadas para el segundo rango de magnitud – distancia focal: $7.3 \leq M_w \leq 7.8$ y $100 \leq d \leq 130$ km (Fuente: Bernal, 2014).

Se propone que las señales representativas de la amenaza en roca para la ciudad de Manizales, presentadas atrás, sean utilizadas como señales incidentes en estratos suficientemente rígido para exhibir velocidades de onda de corte superiores a 750 m/s, de las formaciones Quebradagrande, Casabianca y Manizales.

7.5.3 Selección de Señales Sísmicas para el Modelo

Con el propósito de procurar la representatividad de las señales sísmicas seleccionadas para el modelo, se realizó una sub-selección de 4 de las 24 señales sísmicas propuestas por Bernal (2014). Se buscó que las señales seleccionadas hubieran sido medidas en afloramientos de roca sana. Las señales definitivas describen a continuación, de acuerdo con cada uno de los dos rangos de magnitud – distancia más incidentes en la amenaza en roca en la ciudad de Manizales.

7.5.3.1 Rango de Magnitud - Distancia 1: $M_w = \{6,7\}$, $dh = \{25,50\}$ km

Sismo 01: Chamoli India Joshimath (28/03/1999 - 19:05:11 UTC)

Magnitud $M_w = 6.6$; Distancia hipocentral $dh = 26$ km; duración del sismo $t = 25.04$ s; profundidad $z = 15$ km; aceleración pico del terreno $PGA = 696$ cm/s²; tipo de material de la estación: Roca; localización de la estación: afloramiento; Fuente: COSMOS; Paso de tiempo $\Delta t = 0.02$ s; Número total de Datos $N = 2048$; Duración del registro $t_r = 40.96$ s; Tiempo para pico de aceleración $t_{ap} = 5.63999987393617$ s; Pico de aceleración de la señal escalada y filtrada $PGA = 0.25$ g. El período fundamental de vibración de la señal es $T = 0.963764706$ s, y su frecuencia fundamental $f = 1.037597656$ Hz.

Sismo 02: Northridge USA Lake Hughes 9 (17/01/1994 - 12:31:03.9 UTC)

Magnitud $M_w = 6.7$; Distancia hipocentral $dh = 29.4$ km; duración del sismo $t = 59.98$ s; profundidad $z = 17.5$ km; aceleración pico del terreno $PGA = 221$ cm/s²; tipo de material de la estación: Roca; localización de la estación: afloramiento; Fuente: COSMOS; Paso de tiempo $\Delta t = 0.02$ s; Número total de Datos $N = 3000$; Duración del registro $t_r = 60.00$ s; Tiempo para pico de aceleración $t_{ap} = 6.67999985069036$ s; Pico de aceleración señal escalada y filtrada: $PGA = 0.25$ g. El período fundamental de vibración de la señal es $T = 0.199804878$ s, y su frecuencia fundamental $f = 5.004882814$ Hz.

7.5.3.2 Rango de Magnitud - Distancia 2: $M_w = \{7.3,7.8\}$, $dh = \{100,130\}$ km

Sismo 01: Landers Rancho Cucamonga (28/06/1992 - 11:57:34.1 UTC)

Magnitud $M_w = 7.3$; Distancia hipocentral $dh = 105.1$ km; duración del sismo $t = 165$ s; profundidad $z = 7$ km; aceleración pico del terreno $PGA = 65.6$ cm/s²; tipo de material de la estación: Roca; localización de la estación: afloramiento; Fuente: COSMOS; Paso de tiempo $\Delta t = 0.01$ s; Número total de Datos $N = 16501$; Duración del registro $t_r = 165.01$ s; Tiempo para pico de aceleración $t_{ap} = 28.7899993564933$ s; Pico de aceleración señal escalada y filtrada: $PGA = 0.25$ g. El período fundamental de vibración de la señal es $T = 0.45010989$ s, y su frecuencia fundamental $f = 2.221679688$ Hz.

Sismo 02: Landers Wrightwood Jackson Flat (28/06/1992 - 11:57:34.1 UTC)

Magnitud $M_w = 7.3$; Distancia hipocentral $dh = 121.1$ km; duración del sismo $t = 69.99$ s; profundidad $z = 7$ km; aceleración pico del terreno $PGA = 46.47$ cm/s²; tipo de material de la estación: Roca; localización de la estación: afloramiento; Fuente: COSMOS; Paso de tiempo $\Delta t = 0.01$ s; Número total de Datos $N = 7000$; Duración del registro $t_r = 70.00$ s; Tiempo para pico de aceleración $t_{ap} = 30.2299993243068$ s; Pico de aceleración señal escalada y filtrada: $PGA = 0.25$ g. El período fundamental de vibración de la señal es $T = 1.077894737$ s, y su frecuencia fundamental $f = 0.927734374$ Hz.

7.5.4 Escalamiento de Señales para el Modelo

Las señales seleccionadas atrás, fueron objeto de filtrado y escalamiento, antes de servir de entrada en el presente modelo. El filtrado se hizo para eliminar las frecuencias superiores a 25 Hz, de acuerdo con las recomendaciones de [Bardet et al., 2000](#).

Por otra parte, las señales fueron escaladas de acuerdo con los resultados del Estudio General de Amenaza Sísmica ([AIS, 2009](#)), para la ciudad de Manizales. Es decir, todas las señales fueron escaladas, de tal manera que alcanzaran una aceleración máxima del terreno de 0.25 g (contenida en la Tabla 6 Valores de Aa, Av, Ae y Ad para los municipios de Colombia), correspondientes a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, es decir, a un período de retorno de 475 años, de acuerdo con los resultados redondeados del modelo de atenuación de [Campbell \(1997\)](#), modificado por [García \(2005\)](#), y del modelo de atenuación de [Gallego \(2000\)](#), y congruentes con los resultados de los modelos del estudio anterior ([AIS, 1996](#)).

7.5.5 Caracterización de Señales para el Modelo

En la Tabla 5, se presenta la ficha técnica descriptiva de las señales definitivas que se usan en el modelo.

| Sismos Seleccionados para el Modelo de Respuesta Dinámica de los Rellenos de Manizales Rellenos Piloto de los Barrios Palermo y La Estrella | | | | |
|--|----------------|------------------|------------------|---------------------------|
| Parámetro | Descripción | | | |
| Relación Magnitud-Distancia | RMD1 | RMD1 | RMD2 | RMD2 |
| Sismo No. | 01 | 02 | 01 | 02 |
| ID | RMD1-01 | RMD1-02 | RMD2-01 | RMD2-02 |
| Nombre | Chamoli | Northridge | Landers | Landers |
| Fecha | 28/03/1999 | 17/01/1994 | 28/06/1992 | 28/06/1992 |
| Hora | 19:05:11 (UTC) | 12:31:03.9 (UTC) | 11:57:34.1 (UTC) | 11:57:34.1 (UTC) |
| País | India | USA | USA | USA |
| Estación | Joshimath | Lake Hughes #9 | Rancho Cucamonga | Wrightwood - Jackson flat |
| Fuente | COSMOS | COSMOS | COSMOS | COSMOS |
| Tipo de suelo | Rock | Rock | Roca granítica | Rock |
| Longitud epicentro | 79.403 | -118.5539 | -116.436 | -116.436 |
| Latitud epicentro | 30.512 | 34.2057 | 34.201 | 34.201 |
| Latitud estación | 79.57 | -118.56 | 34.169 | 34.381 |
| Longitud estación | 30.55 | 34.61 | 117.579 | 116.433 |
| Distancia Hipocentral [Km] | 26 | 29.4 | 105.1 | 121.1 |
| Profundidad [Km] | 15 | 17.5 | 7 | 7 |
| Mecanismo focal | Unknown | Reverse | Strike-slip | Strike-slip |
| Mw | 6.6 | 6.7 | 7.3 | 7.3 |
| PGA[cm/s ²] | 696 | 221.215 | 65.598 | 46.47 |
| PGV[cm/s] | 37.2 | 13.6119 | 9.6393 | 10.1138 |
| PGD[cm] | 20.1 | 3.4984 | 7.7394 | 7.2928 |
| Duración[seg] | 25.04 | 59.98 | 165 | 69.99 |
| Frecuencia fundamental[Hz] | 1.037597656 | 5.004882814 | 2.221679688 | 0.927734374 |
| Período fundamental[s] | 0.963764706 | 0.199804878 | 0.450109890 | 1.077894738 |

Tabla 5: Descripción detallada de las señales seleccionadas para el modelo.

En la Figura 28, se presentan los espectros de Fourier calculados para las 4 señales de entrada seleccionadas para el modelo.

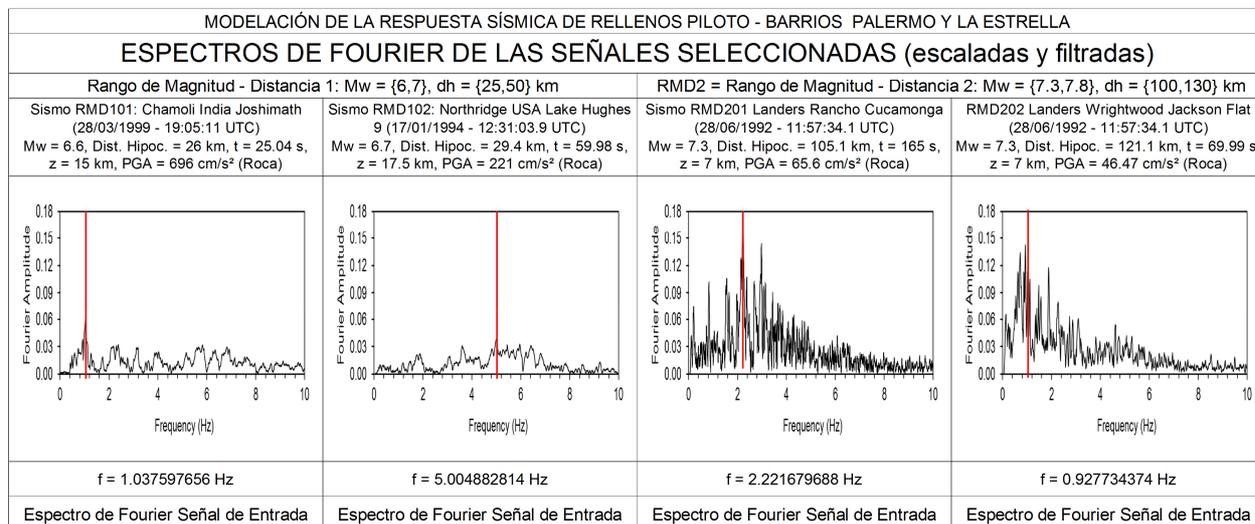


Figura 28: Espectros de Fourier de las señales seleccionadas para el modelo.

En la Figura 29, se presentan los espectros de respuesta calculados en la base rígida, para cada una de las 4 señales de entrada seleccionadas para el modelo, con respecto a sus períodos dominantes.

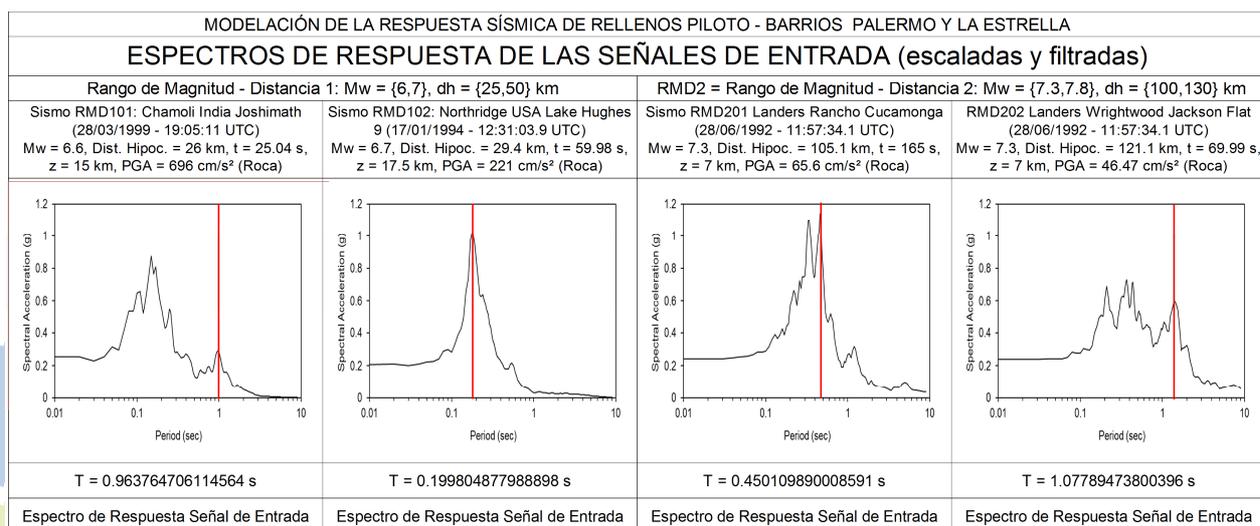


Figura 29: Espectros de respuesta de las señales de entrada que fueron seleccionadas para el modelo.

En la Figura 30, se presentan las historias de tiempo de aceleraciones (como fracción de la aceleración de la gravedad), original, escalada y filtrada, correspondientes a cada uno de los 4 sismos usados en el modelo.

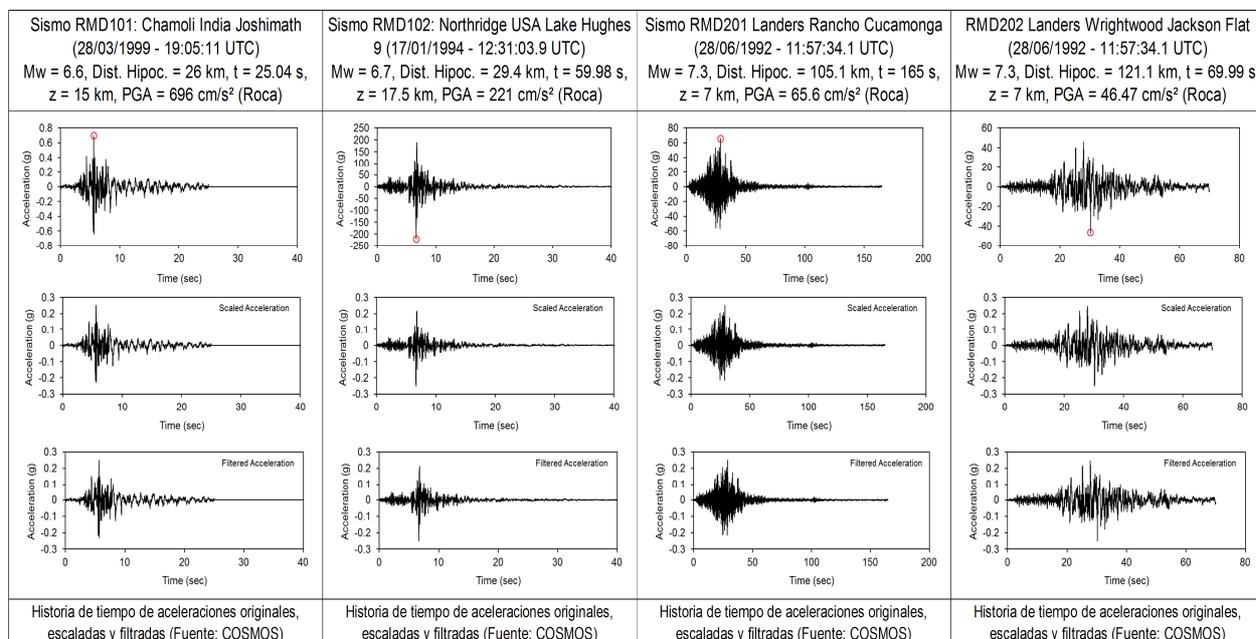


Figura 30: Descripción detallada de las señales seleccionadas para el modelo.



7.6 CASOS DE MODELAMIENTO Y CODIFICACIÓN DE ARCHIVOS

De acuerdo con lo anterior, se definieron los siguientes 64 casos para la modelación numérica de la respuesta dinámica representativa del comportamiento de los rellenos piloto seleccionados, correspondientes a los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales: Rangos de magnitud – distancia (RMD): (2); Sismos por rango: (2); Tipos de suelos: (4); Espesores de relleno: (4).

| CASOS DE MODELACIÓN DINÁMICA DE LOS RELLENOS DE MANIZALES - RELLENOS PILOTO PALERMO Y LA ESTRELLA | | | | | | | | | | | |
|---|-----|-------|----------|---------|--------------------|------|-----|-------|----------|---------------|--------------------|
| Caso | RMD | Sismo | Material | Espesor | Nombre del Archivo | Caso | RMD | Sismo | Material | Espesor | Nombre del Archivo |
| 1 | 1 | 01 | A | 05 | RMD101A05.xls | 33 | 2 | 01 | A | 05 | RMD101A05.xls |
| 2 | | | | 15 | RMD101A15.xls | 34 | | | | 15 | RMD101A15.xls |
| 3 | | | | 25 | RMD101A25.xls | 35 | | | | 25 | RMD101A25.xls |
| 4 | | | | 35 | RMD101A35.xls | 36 | | | | 35 | RMD101A35.xls |
| 5 | | | B | 05 | RMD101B05.xls | 37 | | | 05 | RMD101B05.xls | |
| 6 | | | | 15 | RMD101B15.xls | 38 | | | 15 | RMD101B15.xls | |
| 7 | | | | 25 | RMD101B25.xls | 39 | | | 25 | RMD101B25.xls | |
| 8 | | | | 35 | RMD101B35.xls | 40 | | | 35 | RMD101B35.xls | |
| 9 | | | C | 05 | RMD101C05.xls | 41 | | | 05 | RMD101C05.xls | |
| 10 | | | | 15 | RMD101C15.xls | 42 | | | 15 | RMD101C15.xls | |
| 11 | | | | 25 | RMD101C25.xls | 43 | | | 25 | RMD101C25.xls | |
| 12 | | | | 35 | RMD101C35.xls | 44 | | | 35 | RMD101C35.xls | |
| 13 | | | D | 05 | RMD101D05.xls | 45 | | | 05 | RMD101D05.xls | |
| 14 | | | | 15 | RMD101D15.xls | 46 | | | 15 | RMD101D15.xls | |
| 15 | | | | 25 | RMD101D25.xls | 47 | | | 25 | RMD101D25.xls | |
| 16 | | | | 35 | RMD101D35.xls | 48 | | | 35 | RMD101D35.xls | |
| 17 | | 02 | A | 05 | RMD102A05.xls | 49 | | 02 | A | 05 | RMD202A05.xls |
| 18 | | | | 15 | RMD102A15.xls | 50 | | | | 15 | RMD202A15.xls |
| 19 | | | | 25 | RMD102A25.xls | 51 | | | | 25 | RMD202A25.xls |
| 20 | | | | 35 | RMD102A35.xls | 52 | | | | 35 | RMD202A35.xls |
| 21 | | | B | 05 | RMD102B05.xls | 53 | | | 05 | RMD202B05.xls | |
| 22 | | | | 15 | RMD102B15.xls | 54 | | | 15 | RMD202B15.xls | |
| 23 | | | | 25 | RMD102B25.xls | 55 | | | 25 | RMD202B25.xls | |
| 24 | | | | 35 | RMD102B35.xls | 56 | | | 35 | RMD202B35.xls | |
| 25 | | | C | 05 | RMD102C05.xls | 57 | | | 05 | RMD202C05.xls | |
| 26 | | | | 15 | RMD102C15.xls | 58 | | | 15 | RMD202C15.xls | |
| 27 | | | | 25 | RMD102C25.xls | 59 | | | 25 | RMD202C25.xls | |
| 28 | | | | 35 | RMD102C35.xls | 60 | | | 35 | RMD202C35.xls | |
| 29 | | | D | 05 | RMD102D05.xls | 61 | | | 05 | RMD202D05.xls | |
| 30 | | | | 15 | RMD102D15.xls | 62 | | | 15 | RMD202D15.xls | |
| 31 | | | | 25 | RMD102D25.xls | 63 | | | 25 | RMD202D25.xls | |
| 32 | | | | 35 | RMD102D35.xls | 64 | | | 35 | RMD202D35.xls | |

Tabla 6: Casos de modelación dinámica de los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo de Manizales. En total 64, representados por: Dos rangos de magnitud – distancia (RMD) representativos de los mayores aportes a la amenaza sísmica de la ciudad; dos sismos por cada rango; Cuatro tipos de suelos; cuatro espesores del relleno.

En la Tabla 6, se presenta la codificación de los archivos usados para el modelamiento numérico de la respuesta dinámica de los depósitos antrópicos seleccionados.

8 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

En el presente estudio se realizó el análisis de respuesta sísmica de rellenos homogéneos, para 4 modelos diferentes, según su espesor, así: 5 m, 15 m, 25 m y 35 m, usando 4 sismos diferentes, y considerando 4 tipos materiales, a saber: (A) Mat 01: Relleno de Ceniza Tendencia Lineal; (B) Mat 02: Relleno de Ceniza Promedio; (C) Mat 03: Relleno de Ceniza Tendencia No Lineal; (D) Mat 04: Arcilla de Ciudad de México. En total son 64 casos, conformados por 16 casos por cada espesor de relleno. A continuación se presentan figuras que representan los resultados completos para una variable específica. La figura está conformada por 4 gráficas, una por cada modelo de espesor diferente. Cada gráfica contiene 16 barras de resultados, 4 barras por cada uno de los 4 materiales usados. Las 4 barras de resultados correspondientes a un material específico se distinguen por una escala de color que permite diferenciar las magnitudes obtenidas para cada sismo considerado. En total, cada figura contiene 64 barras que representan las magnitudes calculadas de la variable considerada, para cada uno de los 64 casos del modelo. Así, el modelo de 5 metros siempre se encuentra en la parte superior izquierda; el modelo de 15 metros en la parte superior derecha; el modelo de 25 metros en la parte inferior izquierda; y el modelo de 35 metros en la parte inferior derecha.

8.1 CONTROL DE LOS ERRORES DE CONVERGENCIA

Con el propósito de determinar en número adecuado de iteraciones en cada caso del modelo, se fijó un error de convergencia tolerable del 1.0%. Se utilizó como base inicial de cálculo, un número sugerido de iteraciones de 8 (Schnabel et al., 1972, Bardet et al., 2000). El número de iteraciones debió ser modificado en buena cantidad de casos, con el fin de alcanzar un error de convergencia tolerable adoptado. Los números de iteraciones empleados fueron los siguientes: 6, 8, 16, 20, 25, 30, 35, 40, 41, 45, y 50.

| Error de Convergencia (%) | Modelo según Espesor (m) | | | |
|---------------------------|--------------------------|---------|---------|---------|
| | 5 | 15 | 25 | 35 |
| Valor máximo | 0.09544 | 0.69126 | 0.92972 | 0.65281 |
| Valor medio | 0.00832 | 0.20408 | 0.36149 | 0.26630 |
| Valor mínimo | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00002 |
| Desviación estandar | 0.02413 | 0.28787 | 0.33579 | 0.24309 |

Tabla 7: Estadísticas del error de convergencia porcentual para 4 modelos de espesor diferente y 16 casos por modelo.

Las estadísticas del error de convergencia porcentual para los 16 casos de cada uno de los modelos, considerados según su espesor en metros, se presentan en la Tabla 7. De dicha tabla se concluye que el máximo error de convergencia observado fue de 0.93. Todos los modelos alcanzaron una convergencia adecuada, según la tolerancia establecida.

8.2 ACELERACIONES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO

Las aceleraciones máximas del relleno se calcularon, en cada caso, para la superficie de un depósito horizontal extenso que vibra libremente (no confinado). Cada modelo, representado por un espesor, incluye 16 casos (4 sismos y 4 materiales diferentes). Los 64 resultados de aceleraciones máximas se presentan en la Figura 31.

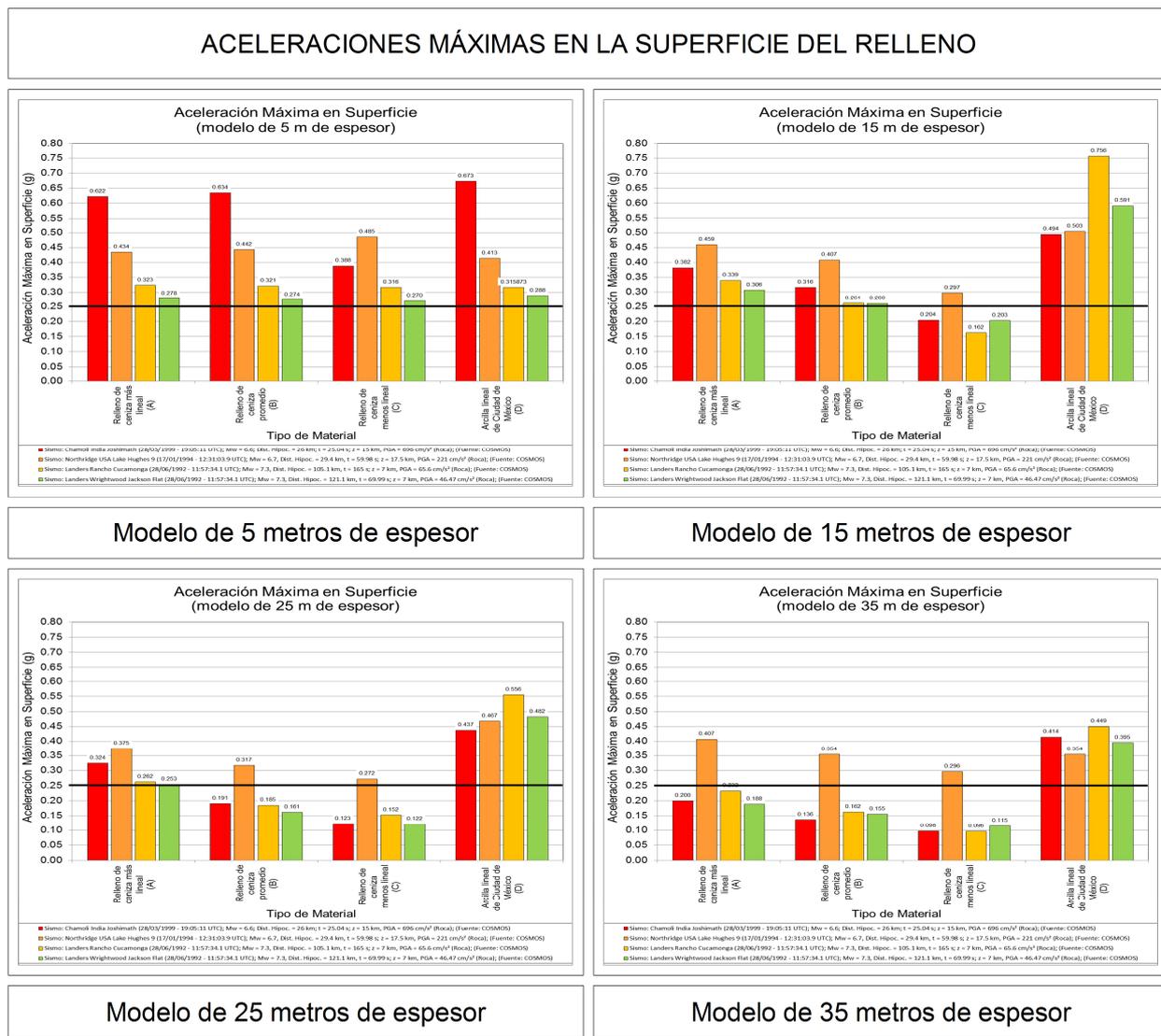


Figura 31: Aceleraciones máximas calculadas en la superficie del relleno para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados. La línea negra representa la aceleración máxima a la cual fue escalada la señal incidente.

8.3 TIEMPOS DE OCURRENCIA DE ACELERACIONES MÁXIMAS

Los 64 resultados correspondientes a los tiempos de ocurrencia de las máximas aceleraciones de la superficie del relleno se presentan en la Figura 32.

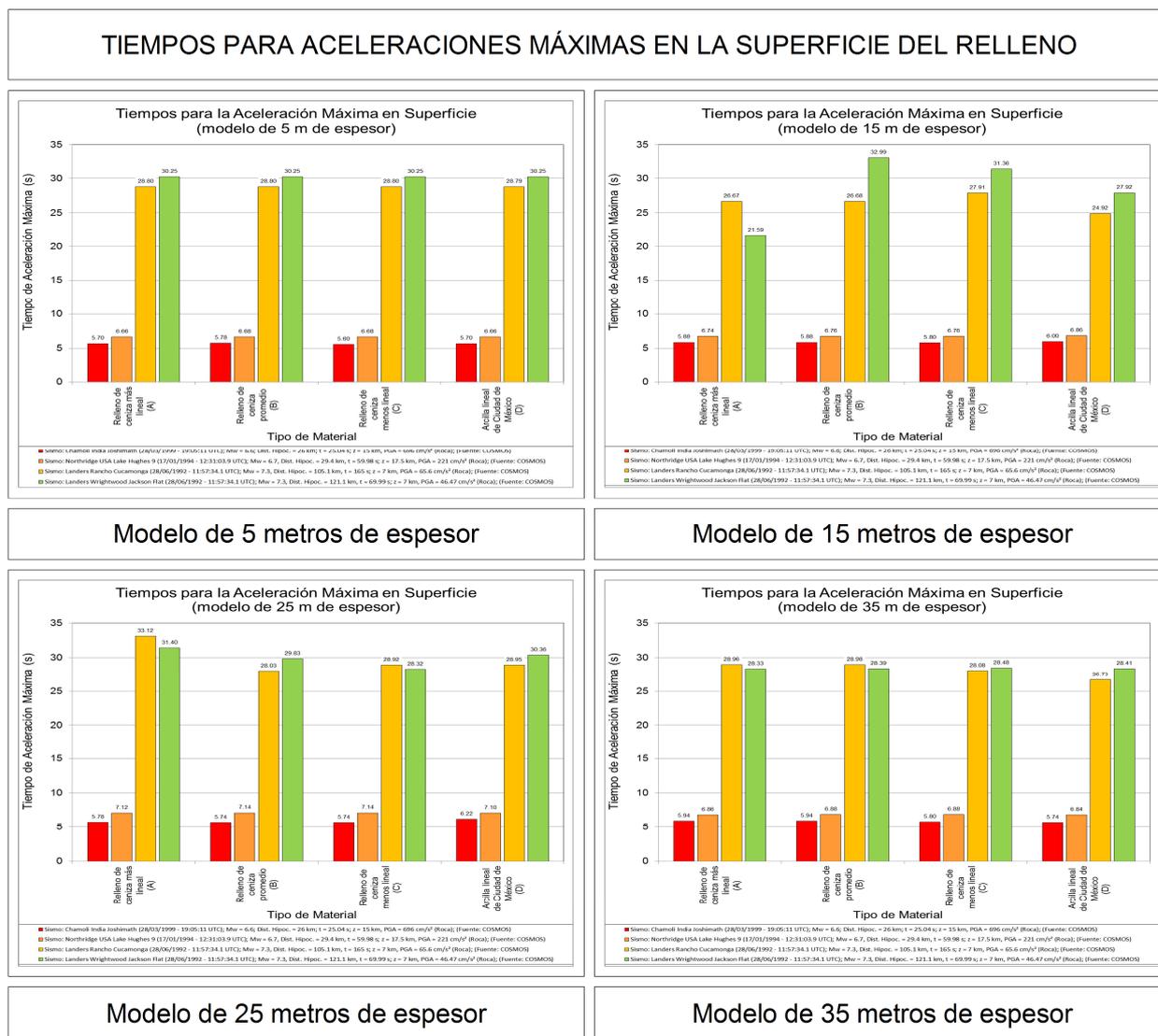


Figura 32: Tiempos para la ocurrencia de aceleraciones máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.4 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE ACELERACIONES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO

Los 64 resultados correspondientes a los factores de amplificación de las aceleraciones máximas en la superficie del relleno, se presentan en la Figura 33.

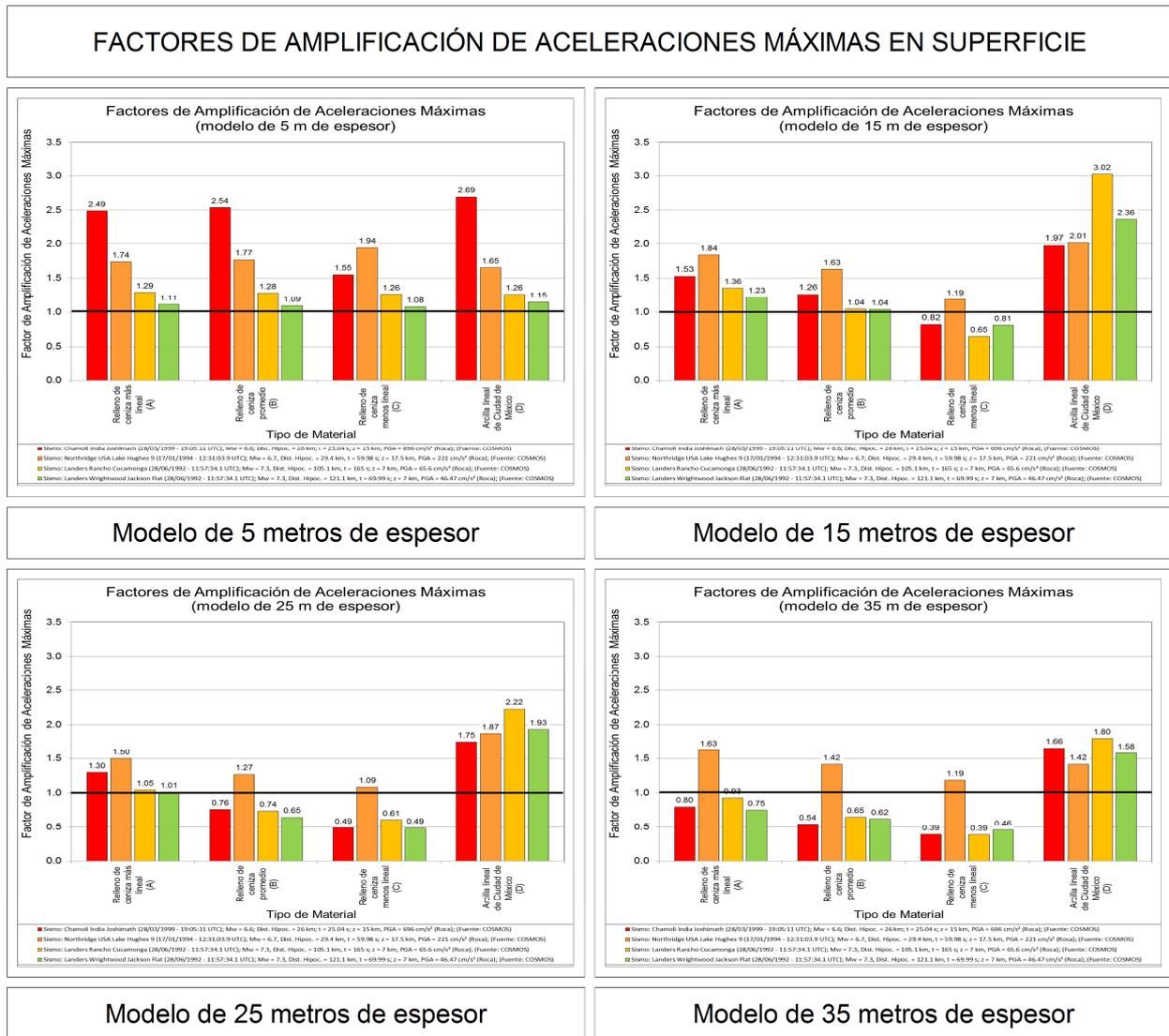


Figura 33: Factores de amplificaciones de aceleraciones máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.5 ACELERACIONES ESPECTRALES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO

Los 64 resultados correspondientes a las aceleraciones espectrales máximas se presentan en la Figura 34.

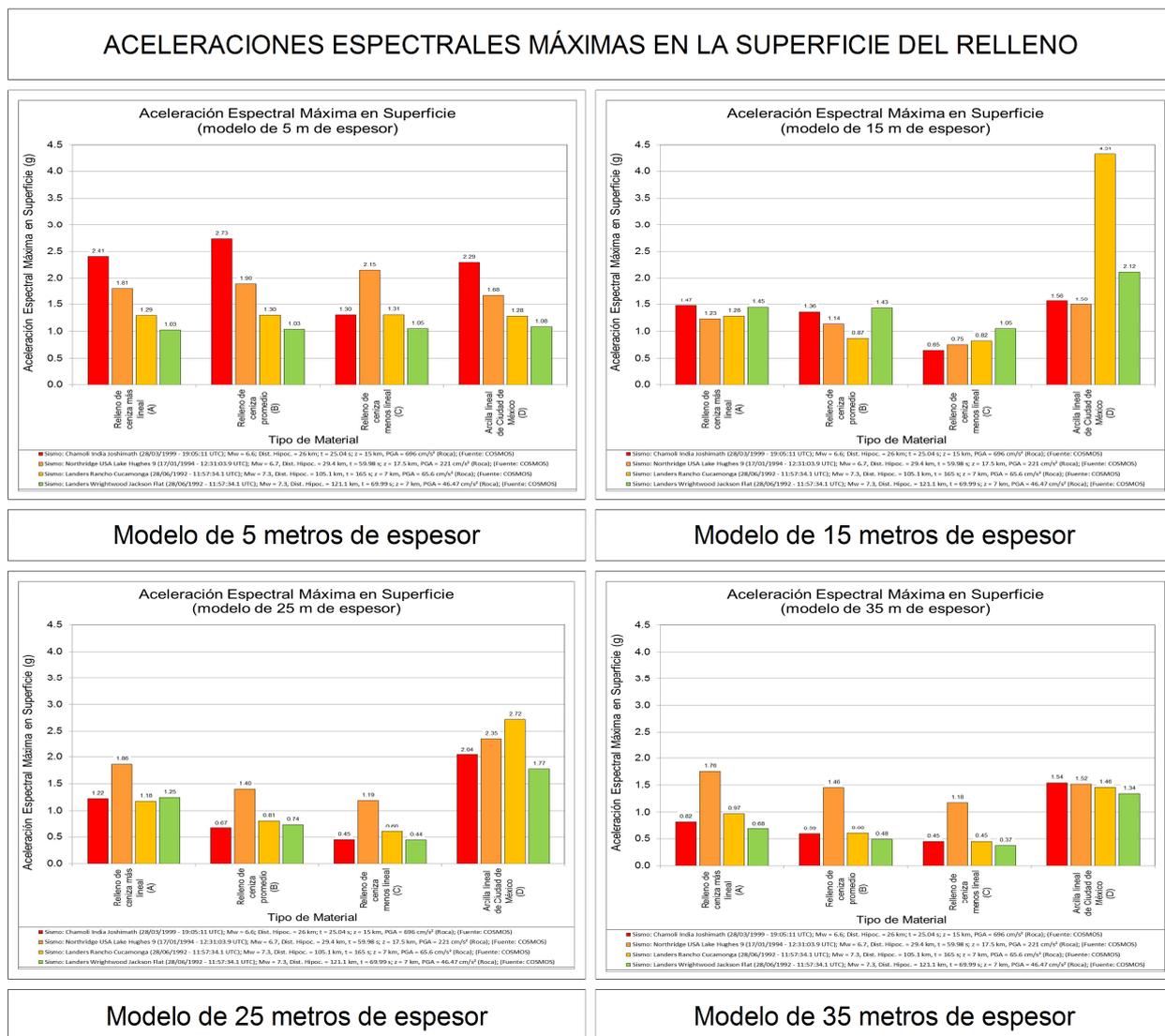


Figura 34: Aceleraciones espectrales máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.6 PERÍODOS PARA ACELERACIONES ESPECTRALES MÁXIMAS

Los 64 resultados correspondientes a los períodos en los cuales ocurren las máximas aceleraciones espectrales, se presentan en la Figura 35.

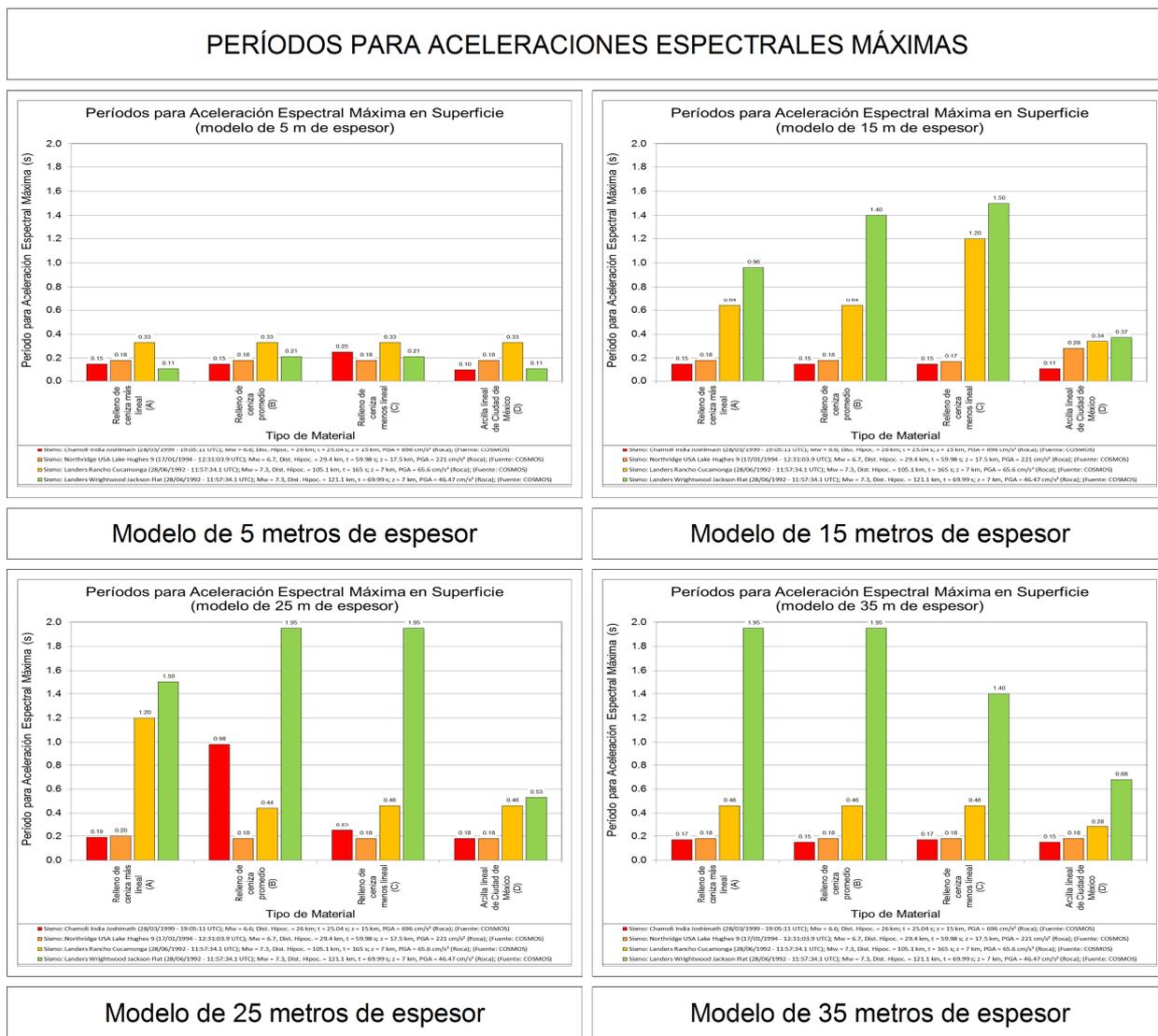


Figura 35: Períodos correspondientes a las aceleraciones espectrales máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.7 VALORES MÁXIMOS DE LAS RELACIONES DE AMPLIFICACIÓN

Los 64 resultados correspondientes a los valores máximos de las relaciones de amplificación en el dominio de la frecuencia para el primer modo de vibración que coincide con la frecuencia fundamental de vibración del suelo, se presentan en la Figura 36.

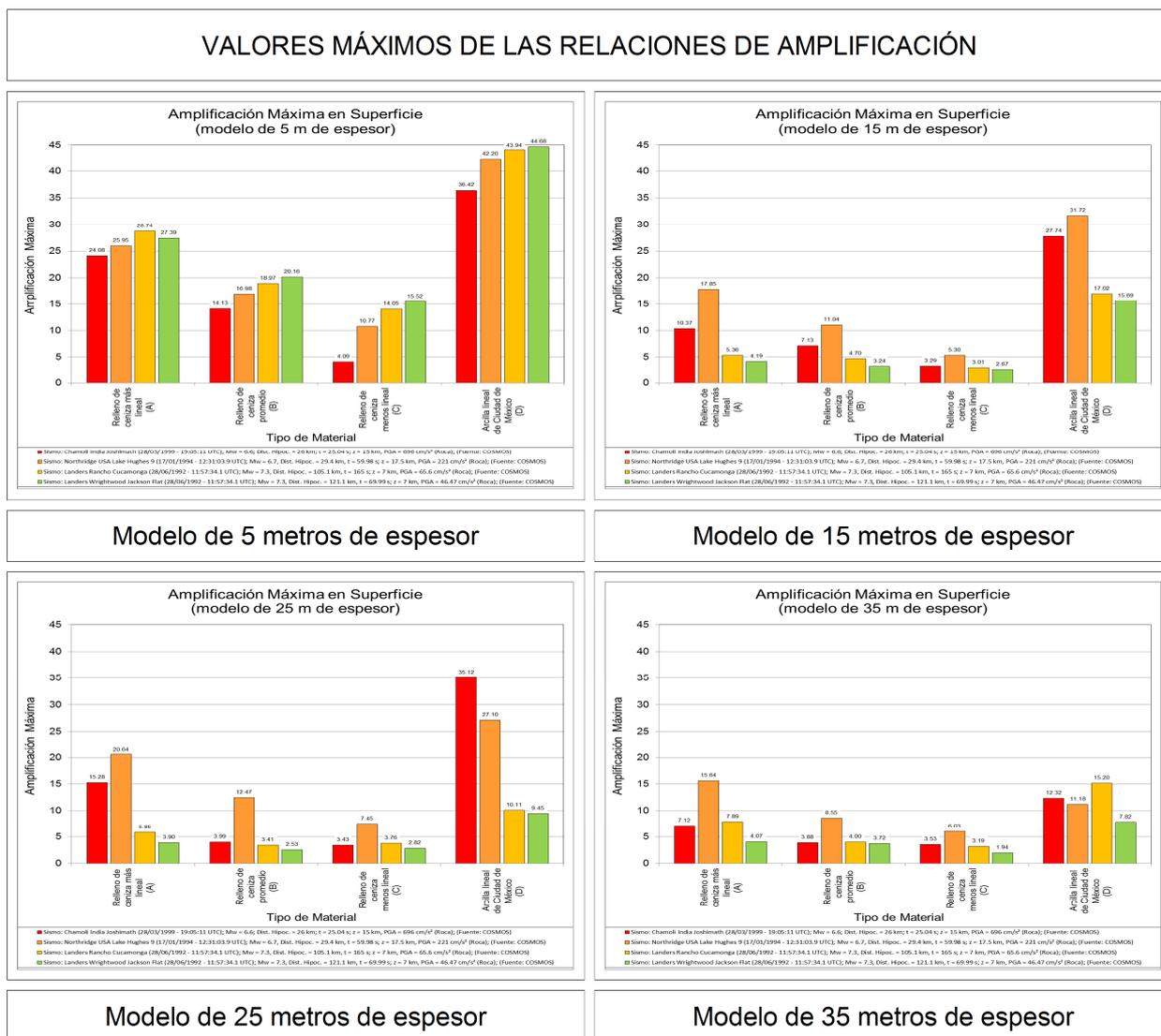


Figura 36: Valores máximos de las relaciones de amplificación en el dominio de la frecuencia, para el primer modo de vibración del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.8 FRECUENCIAS PARA AMPLIFICACIONES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO

Los 64 resultados de las frecuencias a las cuales ocurren las amplificaciones máximas de la superficie del relleno, se presentan en la Figura 37.

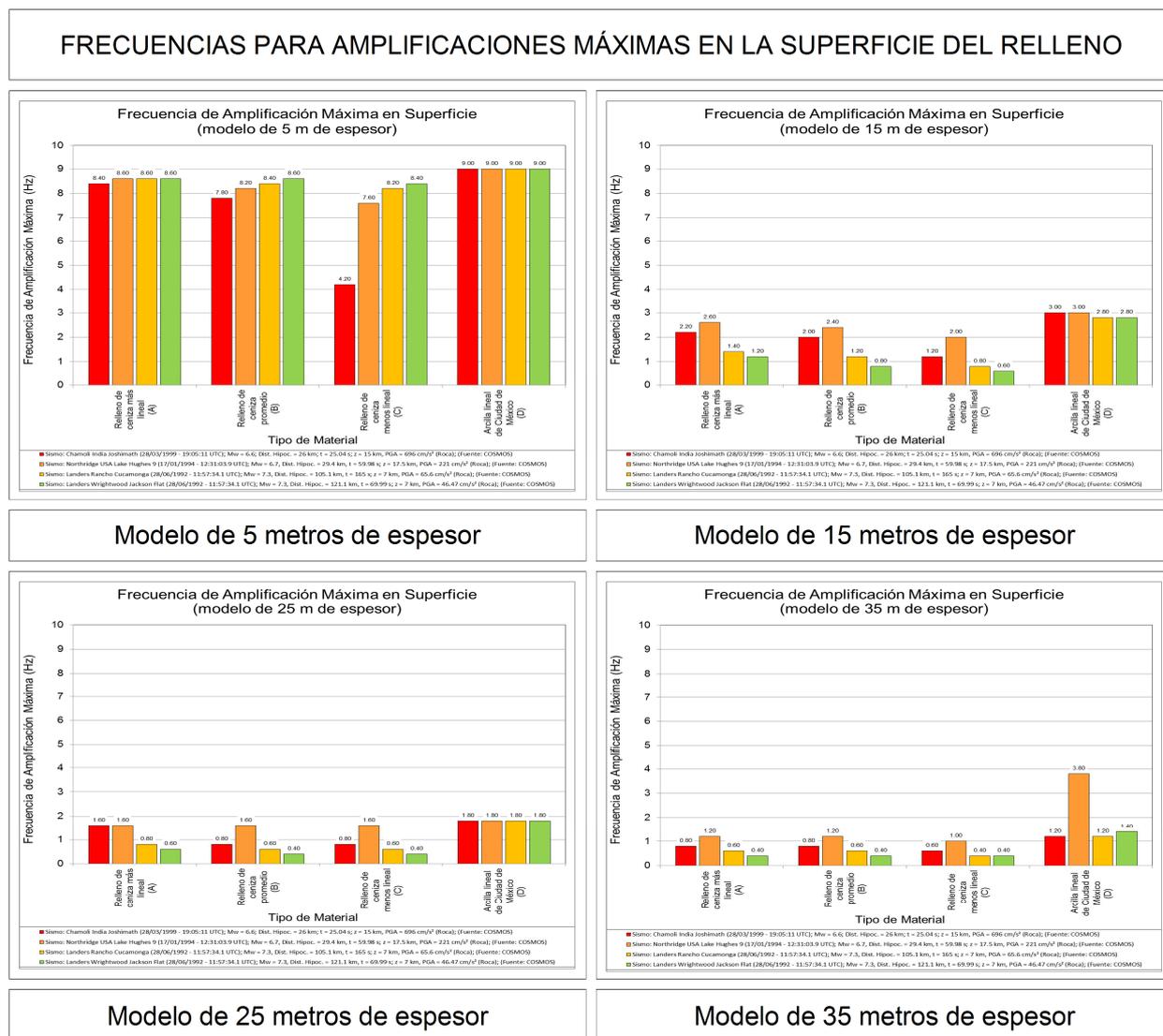


Figura 37: Frecuencias correspondientes a las amplificaciones máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.9 ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO (kPa)

Los 64 resultados de los cálculos de los esfuerzos cortantes máximos en la superficie del relleno se presentan en la Figura 38.

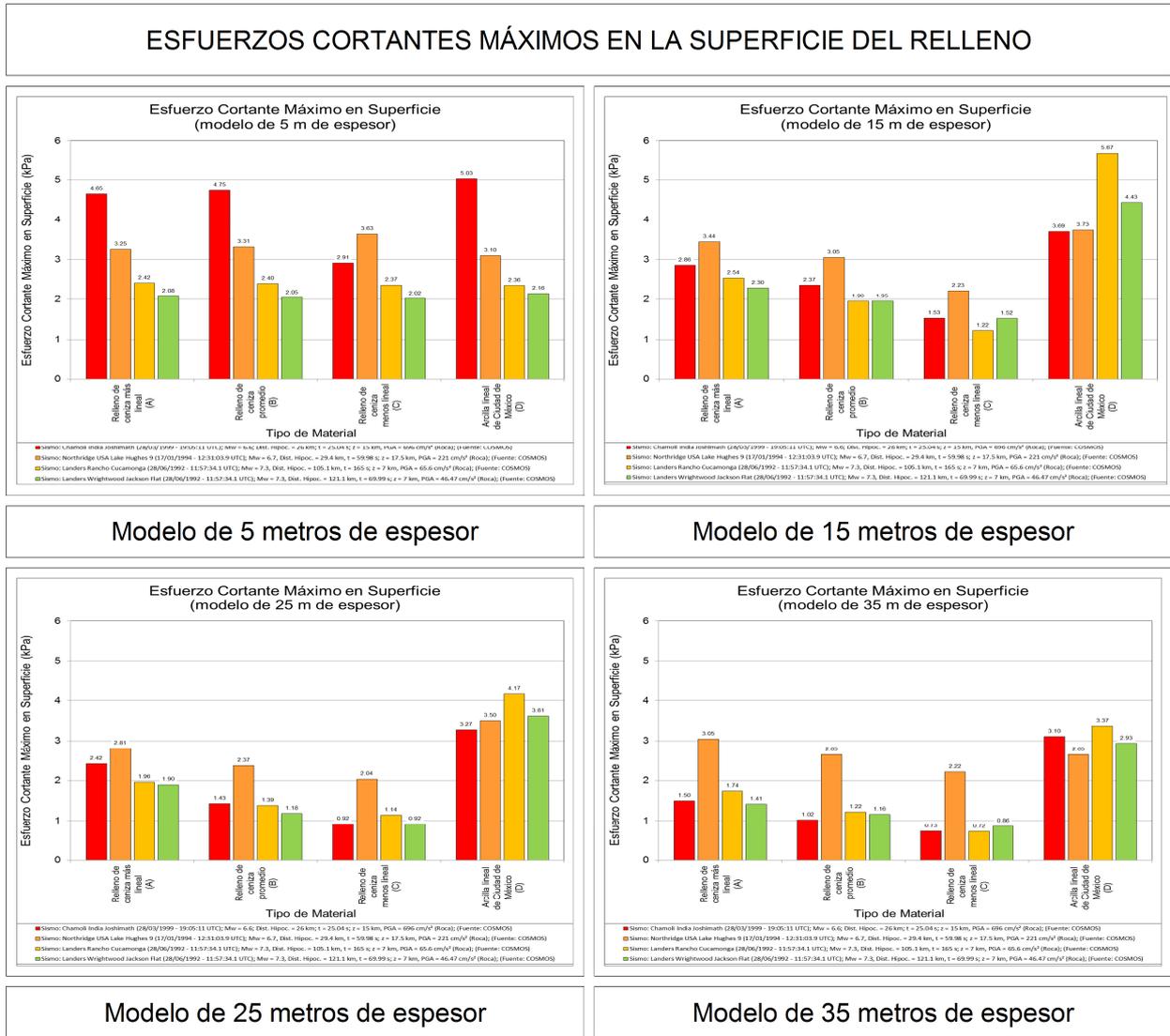


Figura 38: Esfuerzos cortantes máximos en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.10 DEFORMACIONES CORTANTES MÁXIMAS EN LA SUPERFICIE DEL RELLENO (%)

Los 64 resultados de los cálculos correspondientes a las deformaciones cortantes máximas en la superficie del relleno se presentan en la Figura 39.

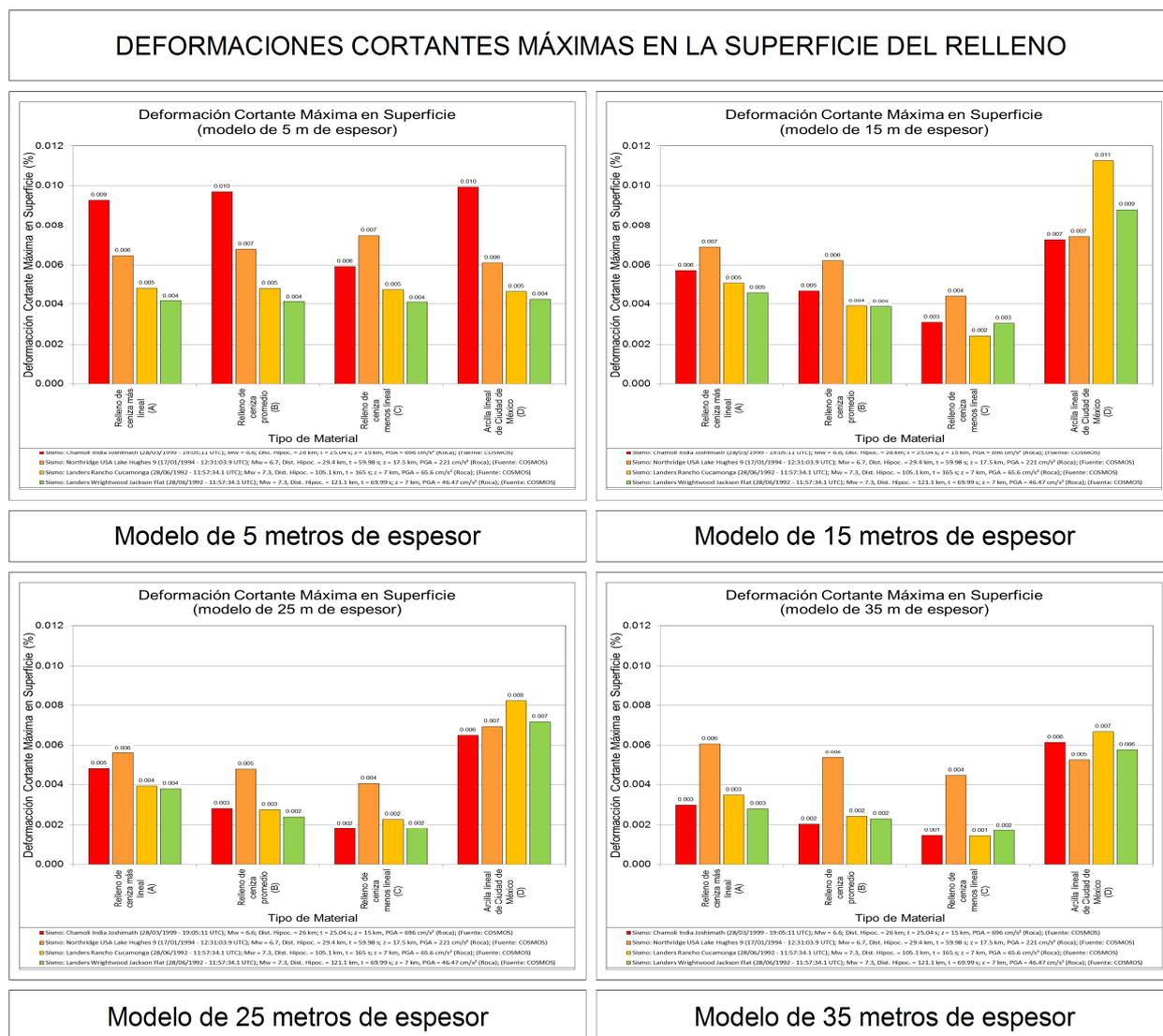


Figura 39: Deformaciones cortantes máximas en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.11 TIEMPO DE OCURRENCIA DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES CORTANTES MÁXIMOS

En la Figura 40, se presentan los tiempos de ocurrencia de los esfuerzos y deformaciones cortantes máximas en la superficie del terreno, para los 64 casos estudiados.

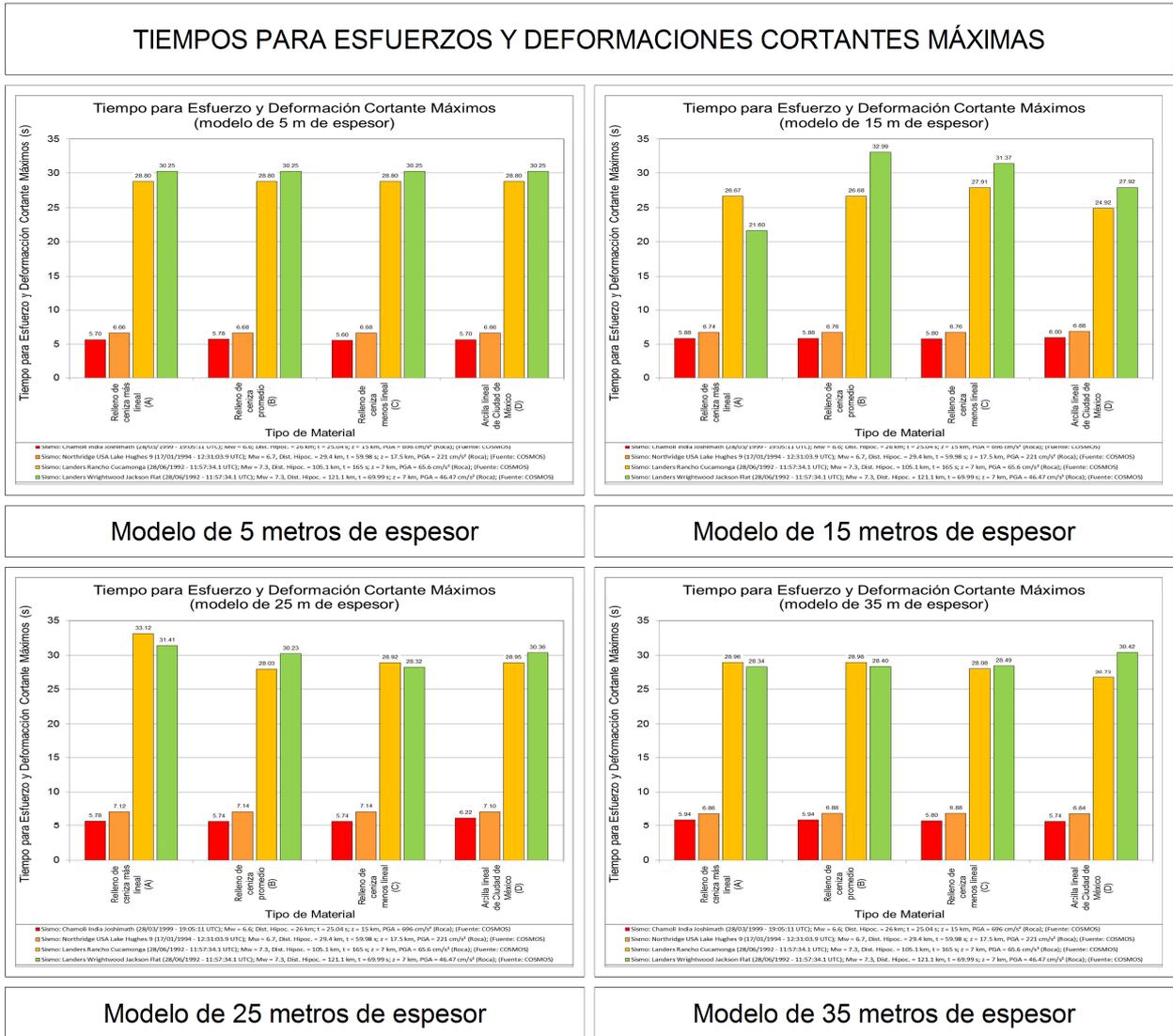


Figura 40: Tiempos correspondientes a los esfuerzos y las deformaciones cortantes máxima en la superficie del relleno, para los 4 modelos de espesor diferente, 4 tipos de materiales (A, B, C y D), y 4 sismos seleccionados.

8.12 ESTADÍSTICAS DESCRIPTIVAS

En este apartado se consignan otro tipo de gráficos apareados que representan el rango y el valor medio de las variables calculadas con el modelo. El gráfico de la izquierda contiene los valores: máximo, medio y mínimo, de una variable específica, para los 4 materiales considerados en el modelo (materiales A, B, C, y D); mientras que el gráfico de la derecha contiene los mismos resultados, pero considerando solamente 3 materiales, es decir, los rellenos con suelo volcánico (materiales A, B, y C).

Así, el rango y valor medio correspondiente a los 4 materiales considerados, reflejan las tendencias generales de las variables; mientras que el rango y valor medio

las estadísticas de los 3 materiales, permiten conocer las tendencias específicas de las magnitudes esperadas de dichas variables específicamente para los rellenos piloto.

8.12.1 Rango de Aceleraciones Máximas de la Superficie del Relleno

En la Figura 41, se presentan de manera comparativa los valores máximos, medios y mínimos de las aceleraciones máximas superficiales del relleno, con respecto a la aceleración máxima de la señal incidente en roca de 0.25 g, dada por el Estudio General de Amenaza Sísmica (AIS, 2010), adoptado por las normas sismo resistentes de Colombia, NSR-10. La gráfica del lado izquierdo de la citada Figura, corresponde a todos los suelos (A, B, C, y D), mientras que la gráfica del lado derecho, corresponde a los suelos volcánicos de los rellenos piloto (suelos locales A, B, y C).

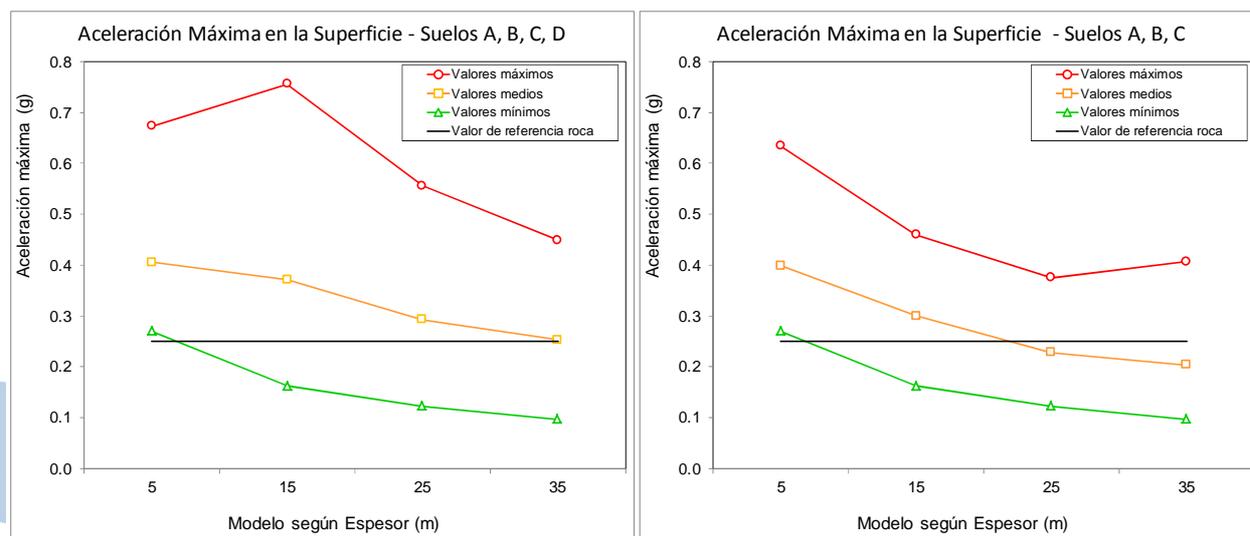


Figura 41: Valores máximos, medios y mínimos de las aceleraciones máximas en la superficie del relleno en comparación con la aceleración máxima de la señal incidente. Modelos de espesores: 5 m, 15 m, 25 m y 35 m.

8.12.2 Rango de Aceleraciones Espectrales Máximas de la Superficie del Relleno

En la Figura 42, se presentan las aceleraciones espectrales máximas en la superficie del terreno. La gráfica de la izquierda corresponde a todos los suelos, mientras que la de la derecha, solo los suelos A, B y C. En ambas gráficas se presentan los valores máximos, medios y mínimos de la aceleración espectral máxima para cada modelo, según su espesor. En este caso se usa como referencia, la aceleración máxima promedio de la superficie del relleno, como referencia.

Se debe advertir que esta Figura 42, se construye con aceleraciones espectrales máximas correspondientes a períodos diferentes del espectro, razón por la cual, deben ser interpretadas con cuidado.

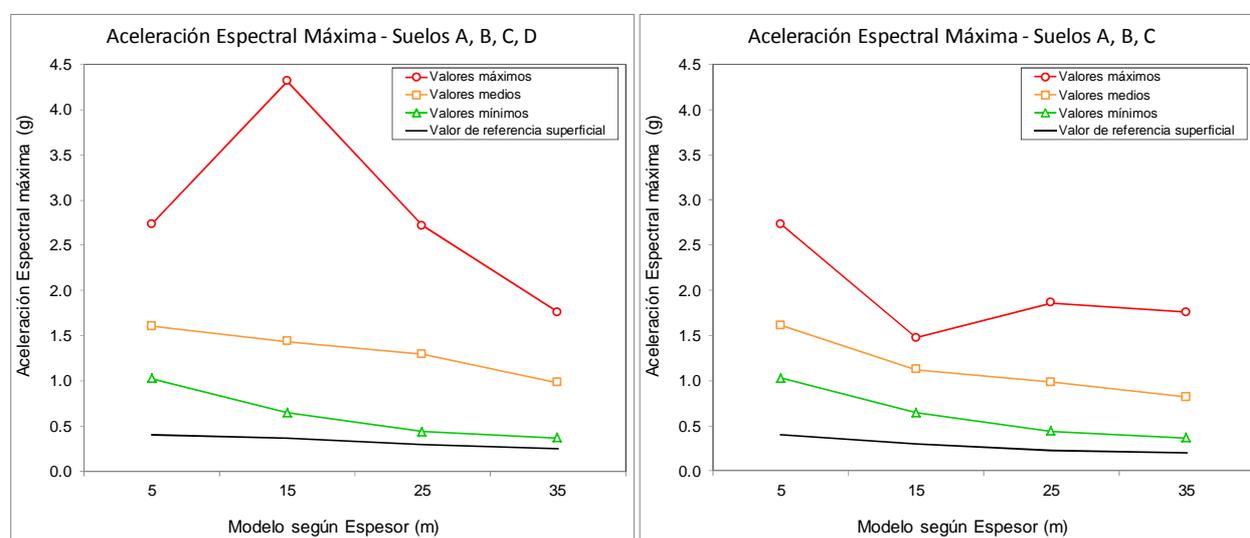


Figura 42: Valores máximos, medios y mínimos de las aceleraciones espectrales máximas del relleno en comparación con el promedio de aceleraciones máximas en la superficie del relleno. Modelos de espesores: 5 m, 15 m, 25 m y 35 m.

8.12.3 Rango de Amplificaciones Máximas de la Superficie del Relleno

La Figura 43, representa las amplificaciones máximas en la superficie del terreno. La gráfica de la izquierda se construyó con información de todos los suelos, mientras que la gráfica de la derecha, solo con los suelos A, B y C. En ambas gráficas se presentan los valores máximos, medios y mínimos de las amplificaciones máximas en la superficie del terreno para cada modelo, según su espesor. La referencia usada es la unidad.

Los puntos de las gráficas representan las veces que se amplifica la aceleración en la frecuencia dominante de la señal de salida, que para cada uno de los 64 cacos, generalmente es diferente. Por tanto, se agrupan y describen estadísticamente las máximas relaciones de amplificación de cada modelo (según su espesor), pero esos valores no ocurren a una misma frecuencia de vibración.

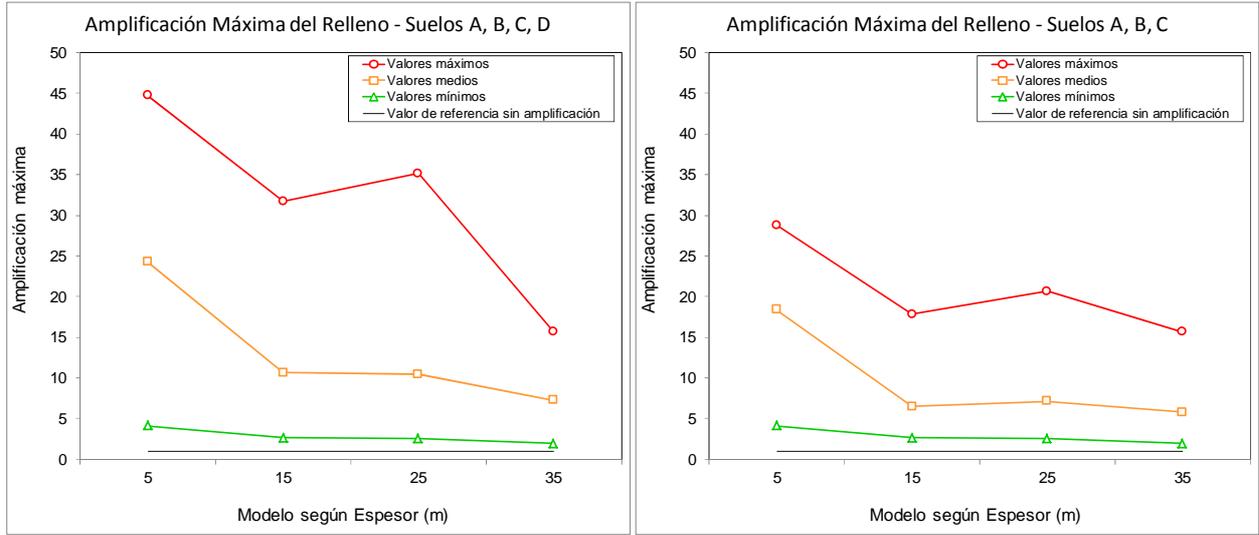


Figura 43: Valores máximos, medios y mínimos de las de amplificaciones máximas en la superficie del relleno. Modelos de espesores: 5 m, 15 m, 25 m y 35 m.

8.13 ESPECTROS DE RESPUESTA SÍSMICA

En la Figura 44, se presentan los espectros de respuesta en la superficie del relleno para los 16 casos del modelo de $h = 5$ m.

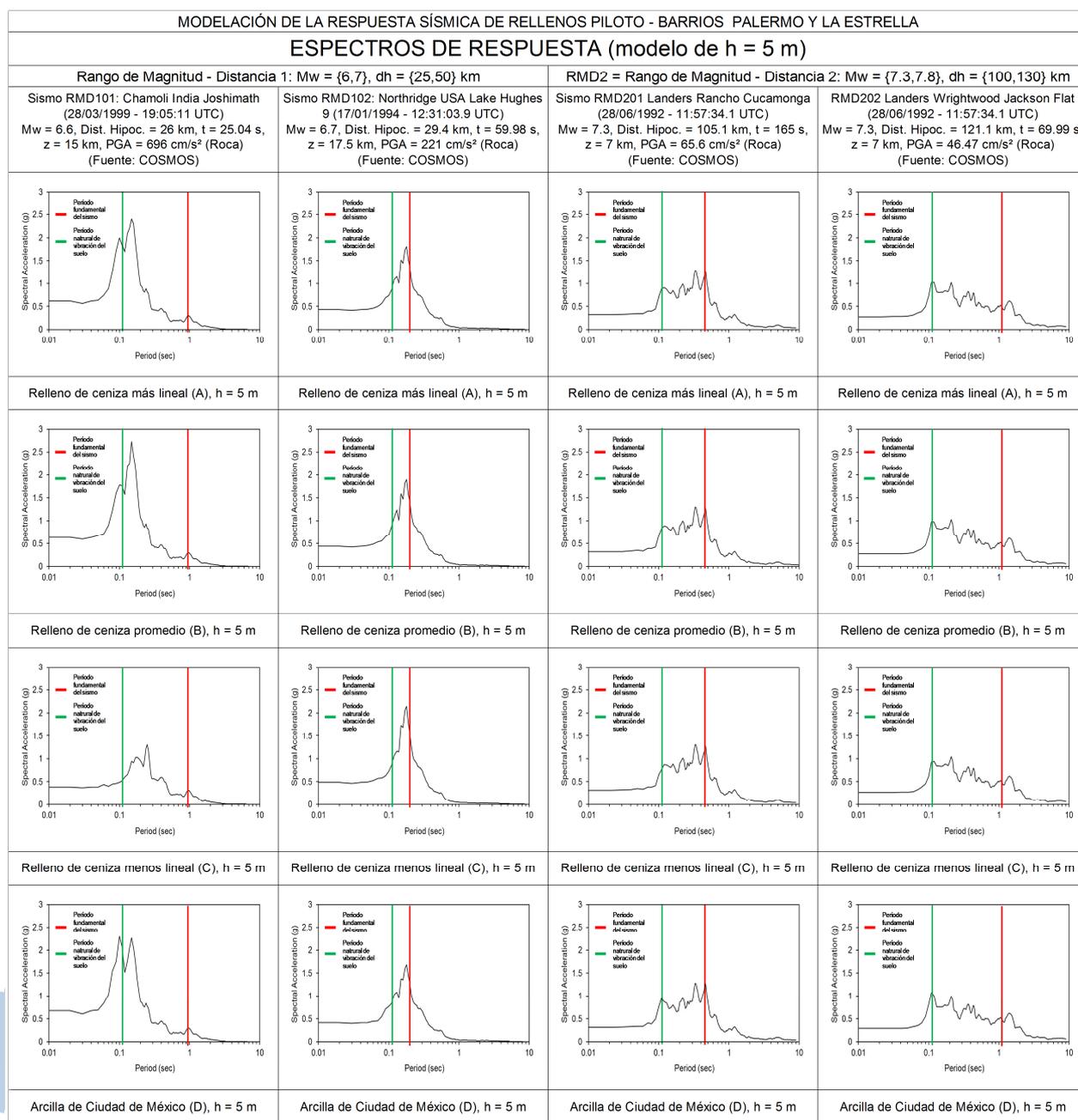


Figura 44: Espectros de Respuesta calculados en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 5$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 45, se presentan los espectros de respuesta en la superficie del relleno para los 16 casos del modelo de $h = 15$ m.

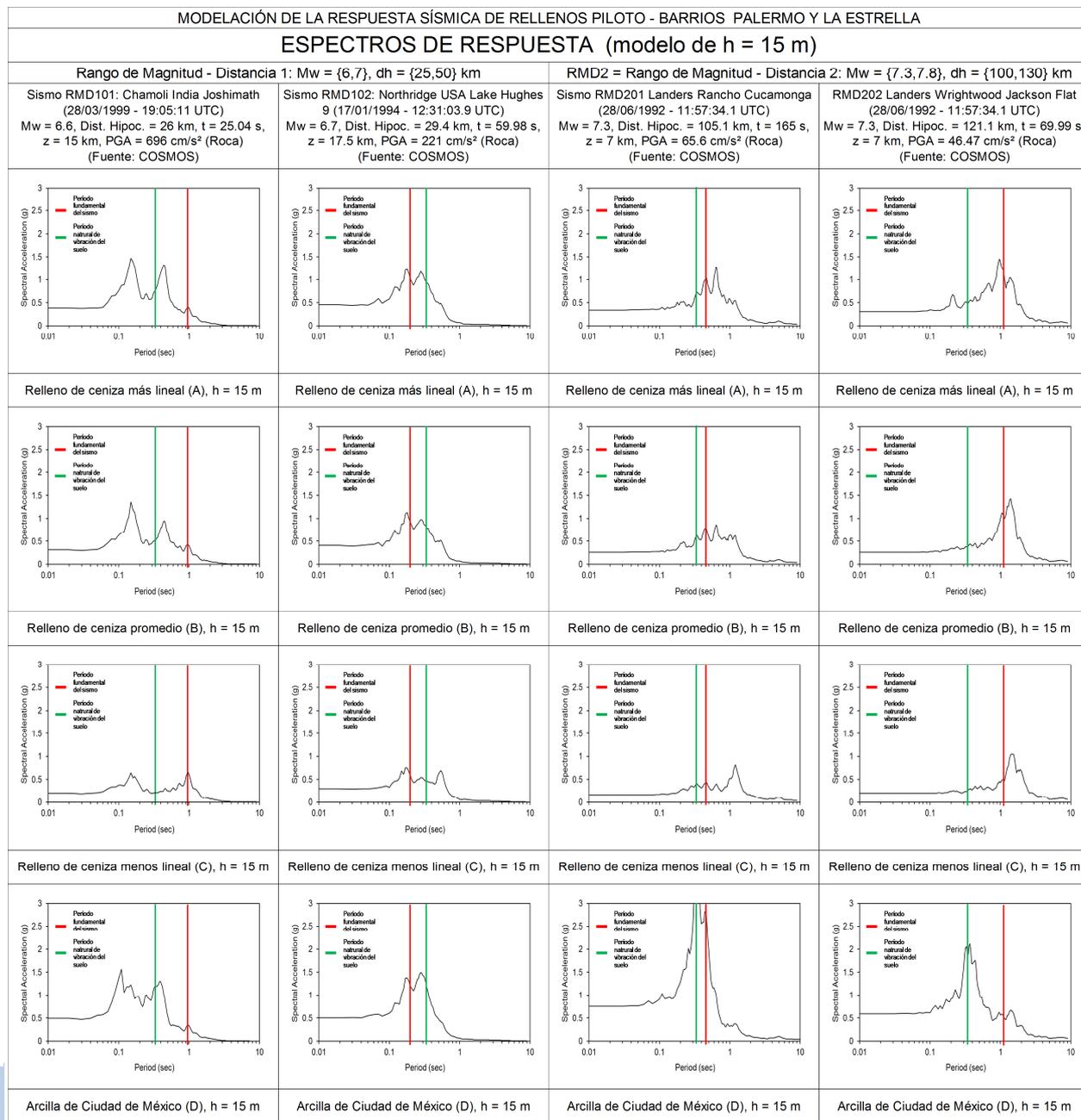


Figura 45: Espectros de Respuesta calculados en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 15$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 46, se presentan los espectros de respuesta en la superficie del relleno para los 16 casos del modelo de $h = 25$ m.

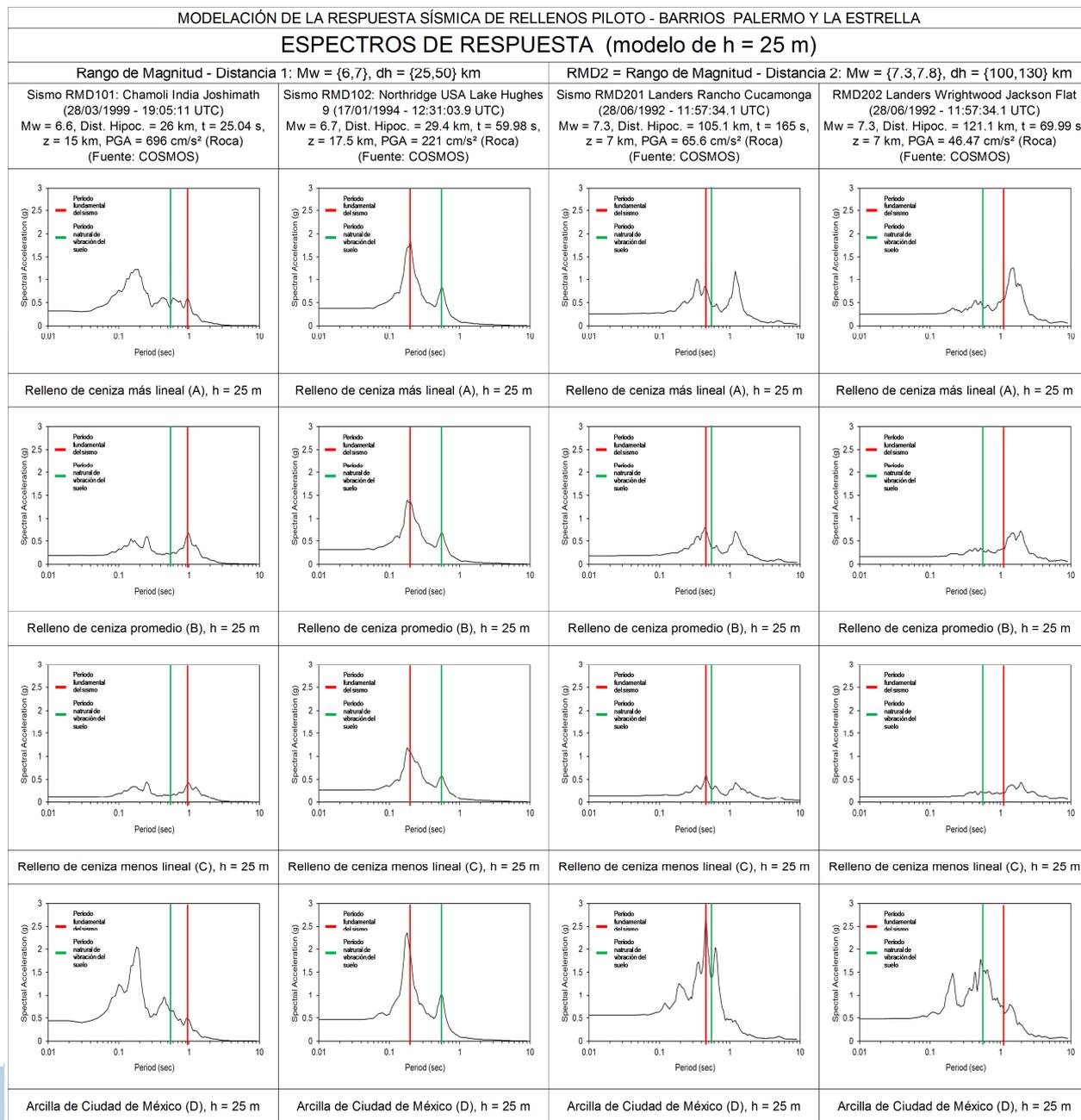


Figura 46: Espectros de Respuesta calculados en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 25$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 47, se presentan los espectros de respuesta en la superficie del relleno para los 16 casos del modelo de $h = 35$ m.

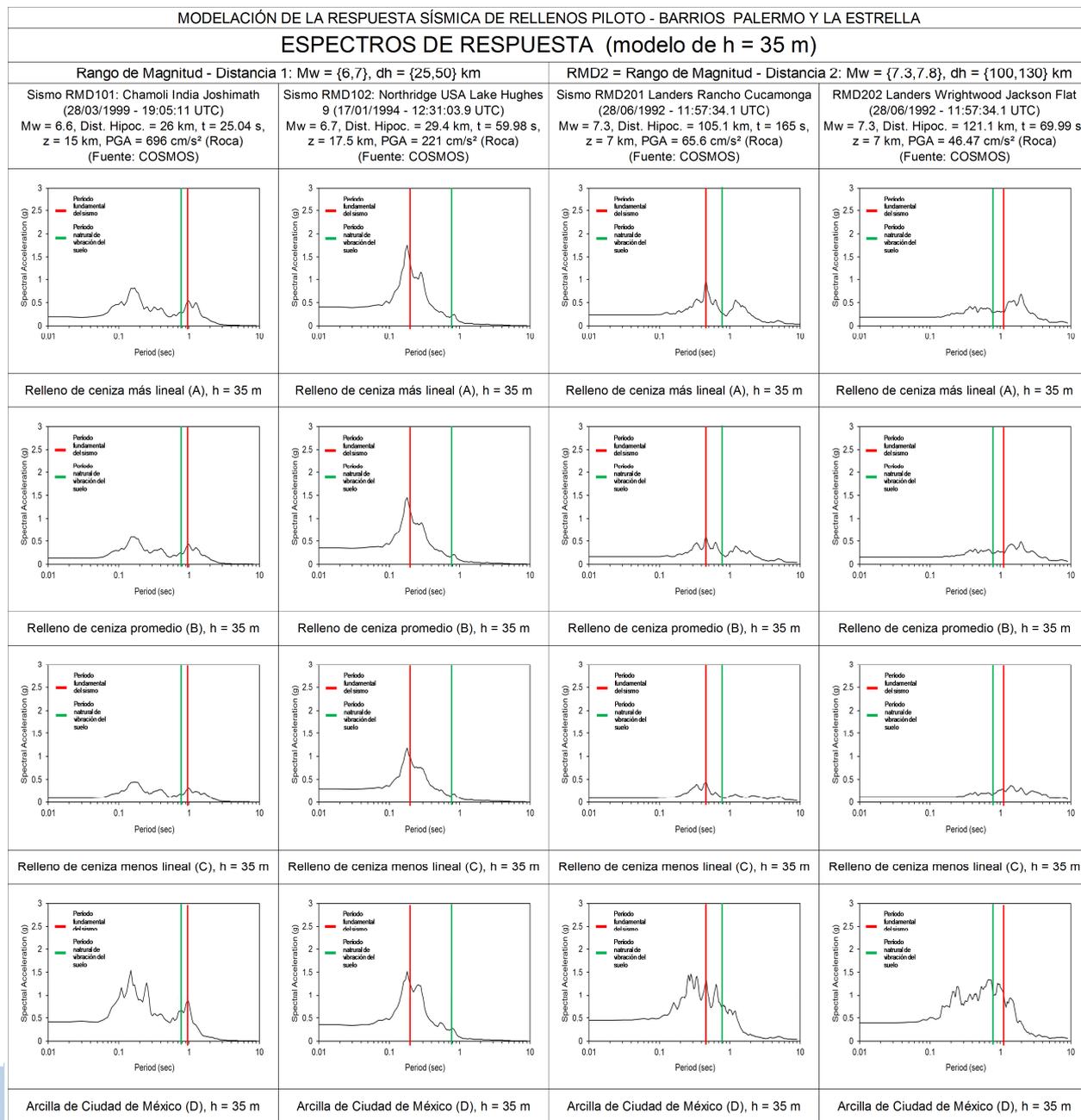


Figura 47: Espectros de Respuesta calculados en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 35$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

8.14 RELACIONES DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

En la Figura 48, se presentan las relaciones de amplificación sísmica en la superficie del relleno para los 16 casos del modelo de $h = 5$ m.

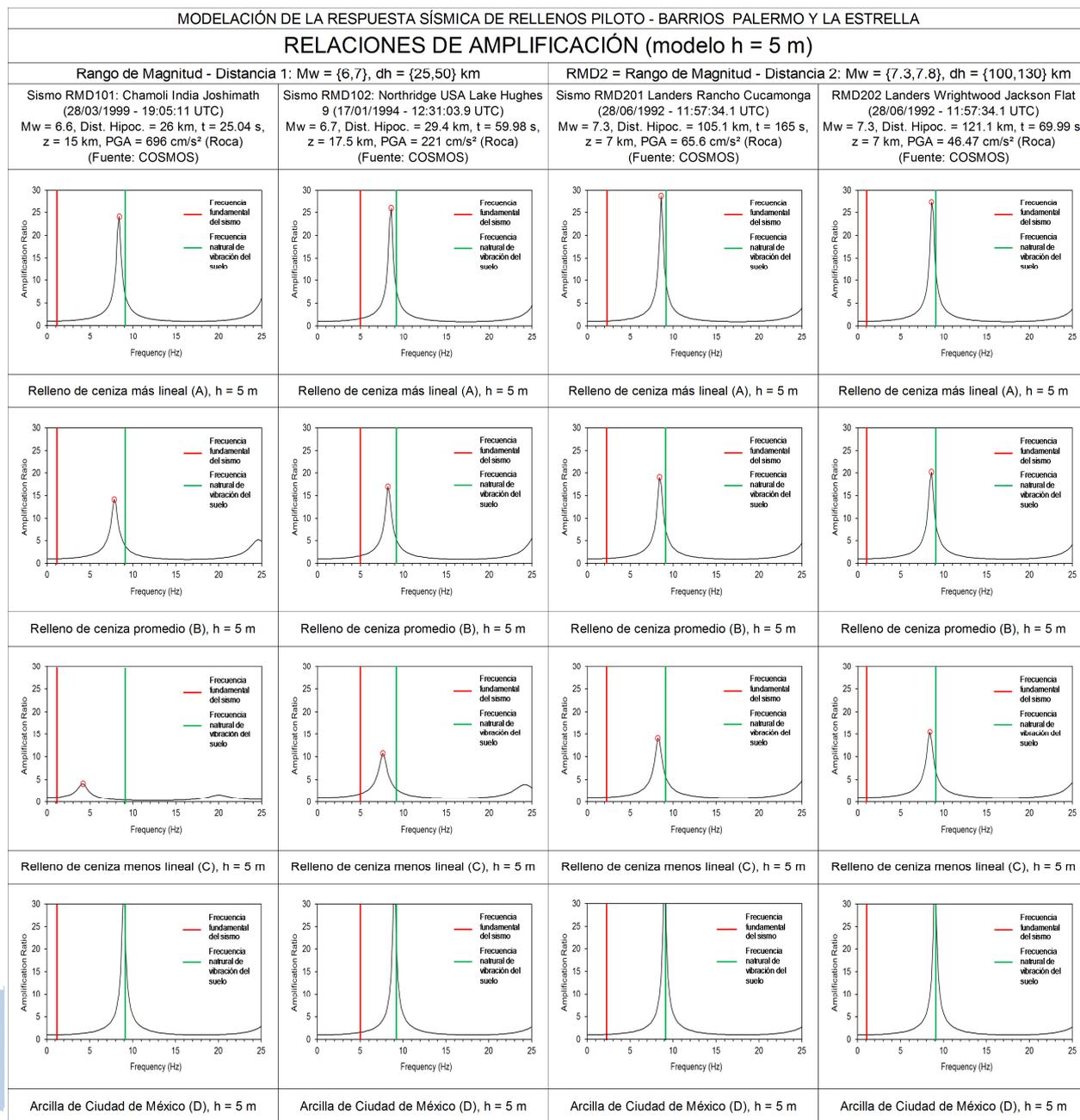


Figura 48: Relaciones de amplificación calculadas en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 5$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 49, se presentan las relaciones de amplificación sísmica en la superficie del relleno para los 16 casos del modelo de $h = 15$ m.

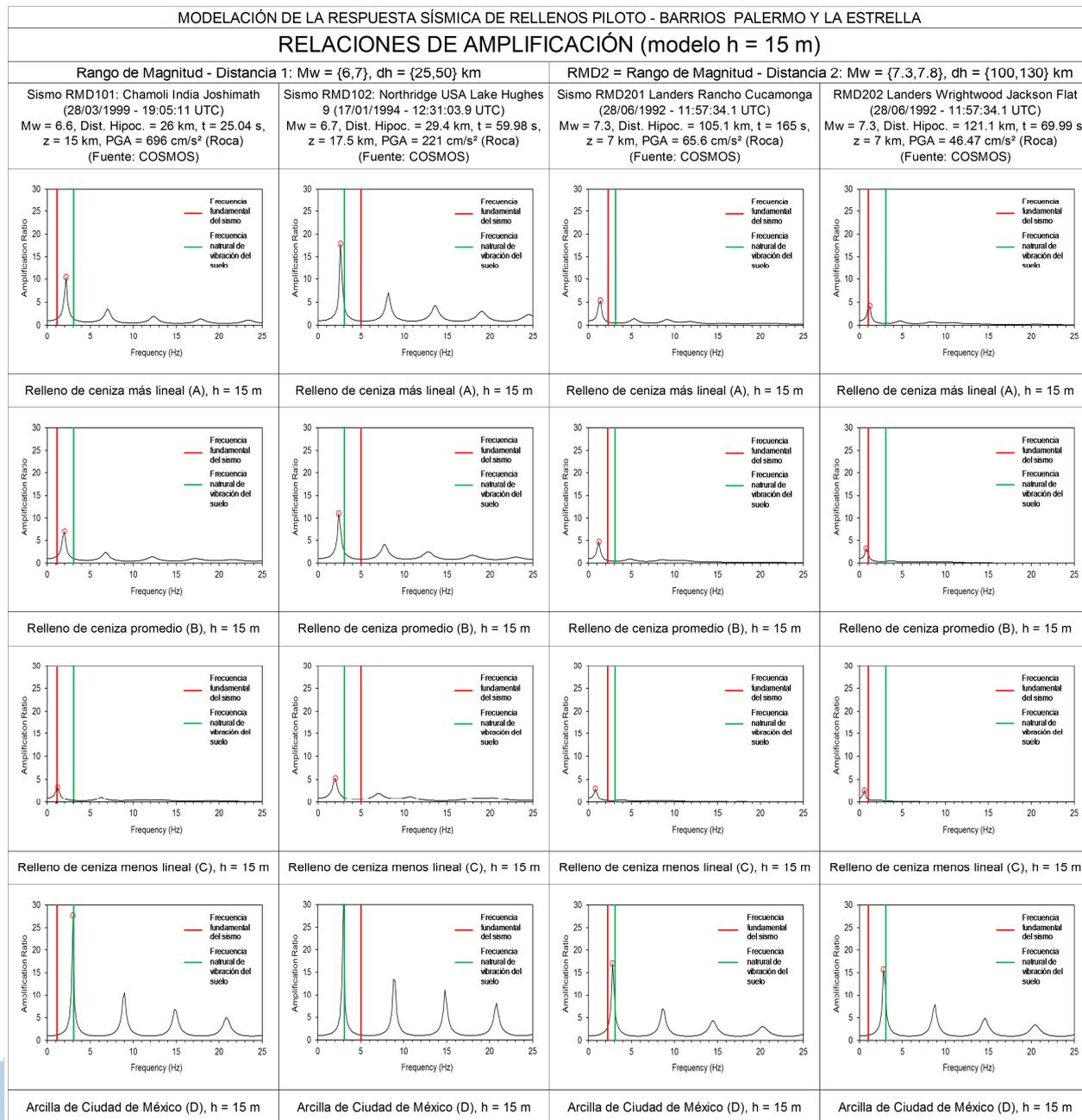


Figura 49: Relaciones de amplificación calculadas en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 15$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 50, se presentan las relaciones de amplificación sísmica en la superficie del relleno para los 16 casos del modelo de $h = 25$ m.

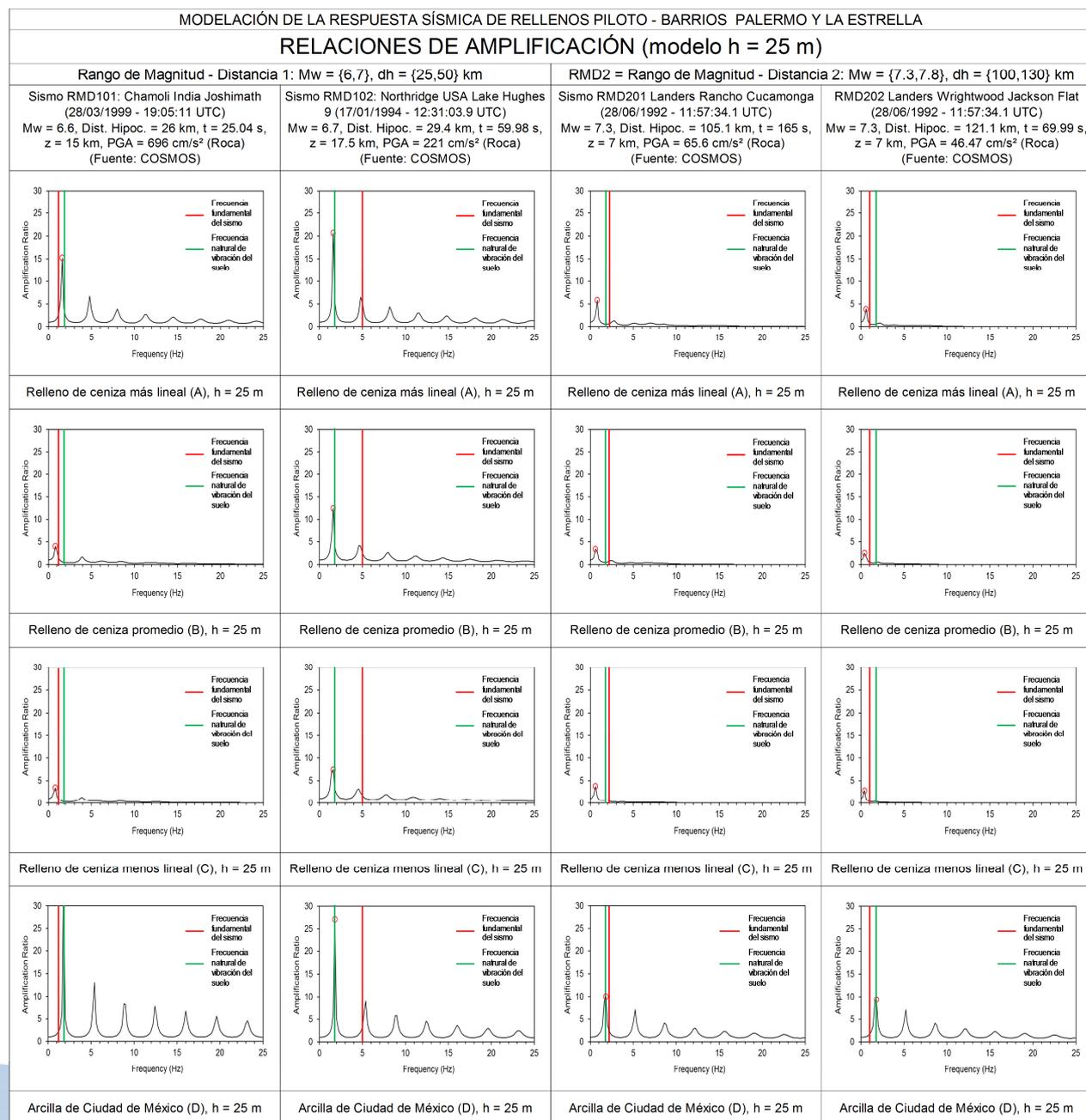


Figura 50: Relaciones de amplificación calculadas en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 25$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 51, se presentan las relaciones de amplificación sísmica en la superficie del relleno para los 16 casos del modelo de $h = 35$ m.

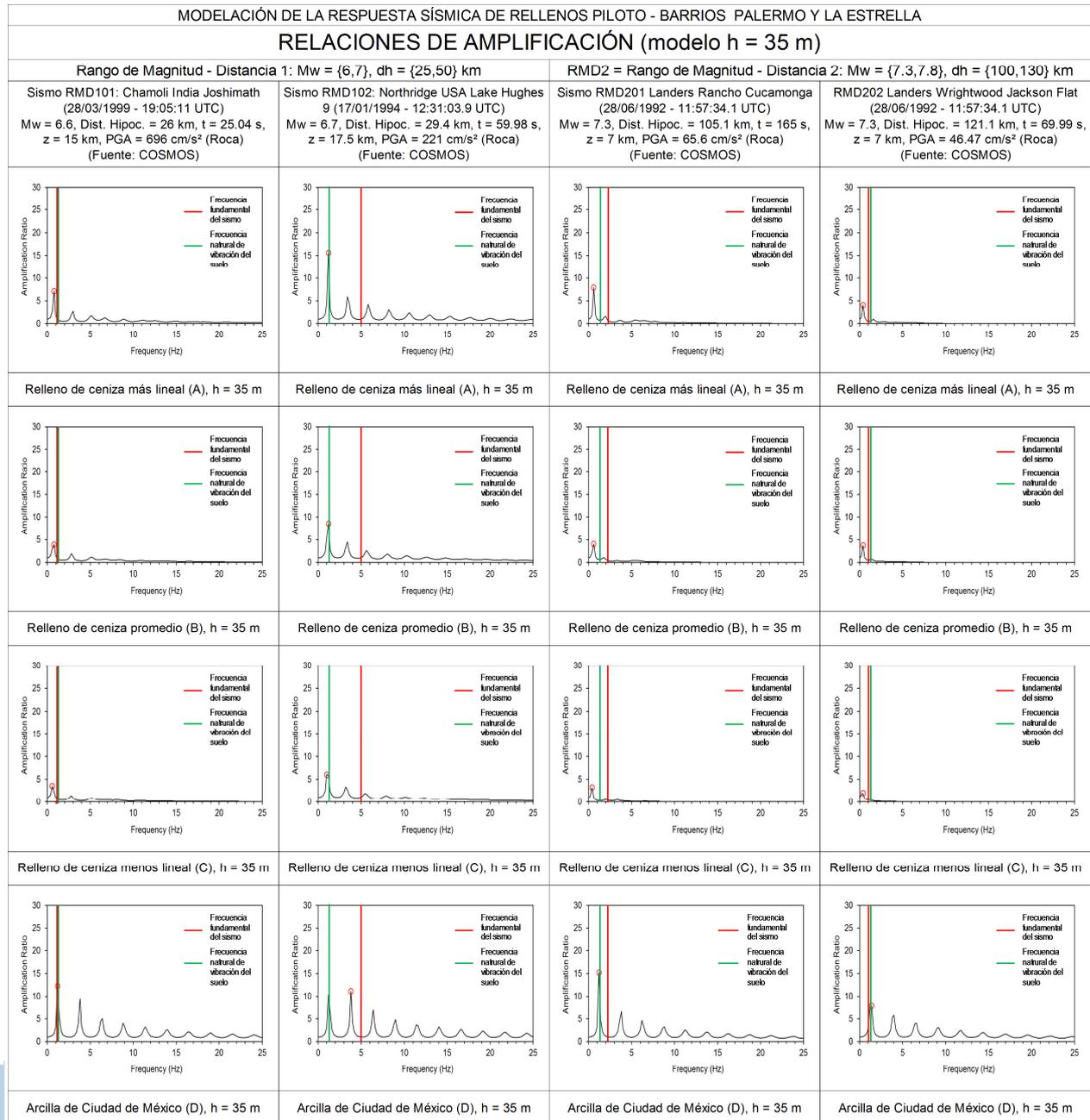


Figura 51: Relaciones de amplificación calculadas en la superficie del relleno, para el modelo de $h = 35$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

8.15 VARIACIÓN DE ACELERACIONES MÁXIMAS EN PROFUNDIDAD

En la Figura 52, se presenta la variación de la aceleración máxima con la profundidad, para los 16 casos del modelo de $h = 5$ m.

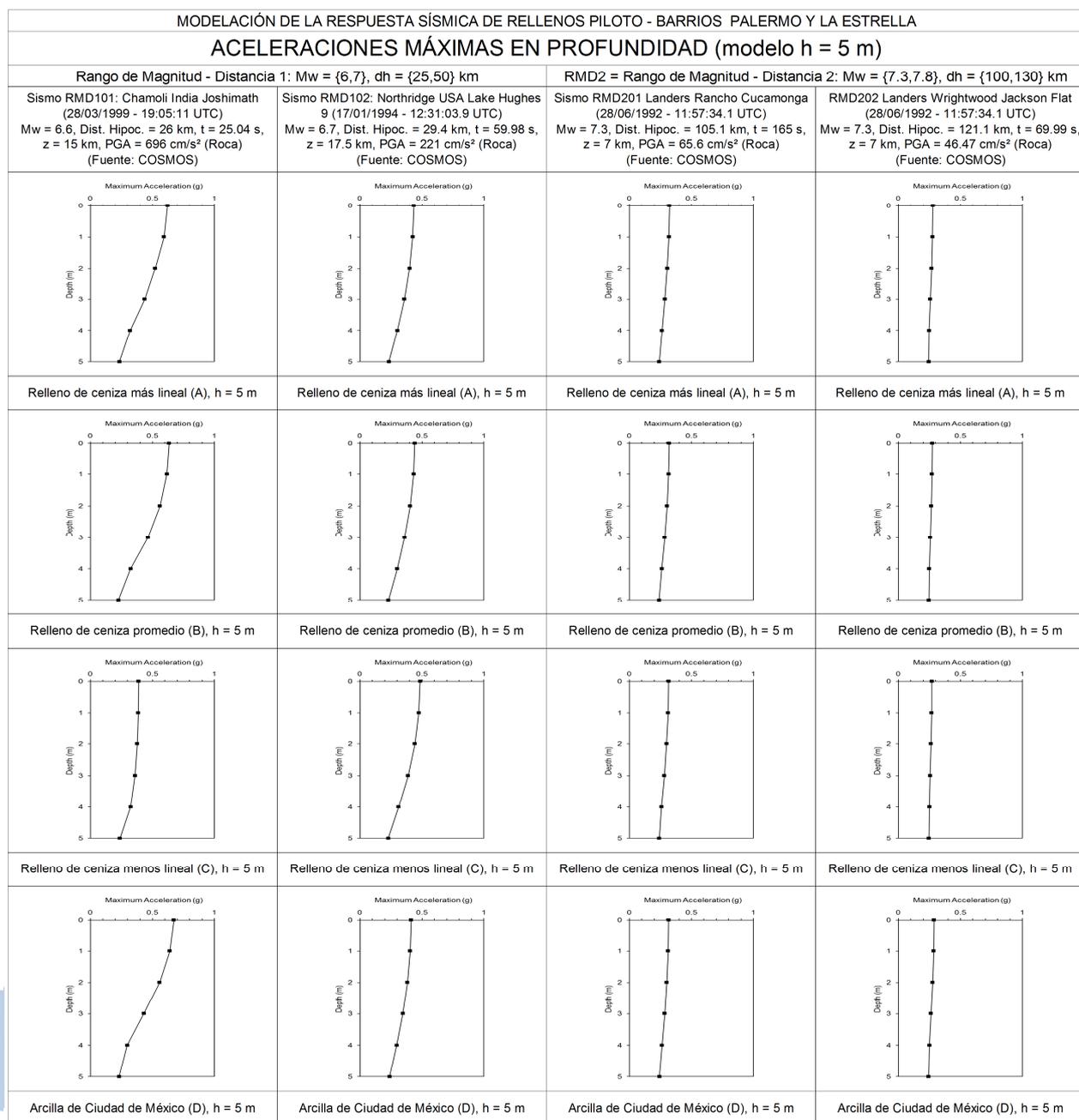


Figura 52: Variación de las aceleraciones máximas con la profundidad correspondientes al modelo de $h = 5$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 53, se presenta la variación de la aceleración máxima con la profundidad, para los 16 casos del modelo de $h = 15$ m.

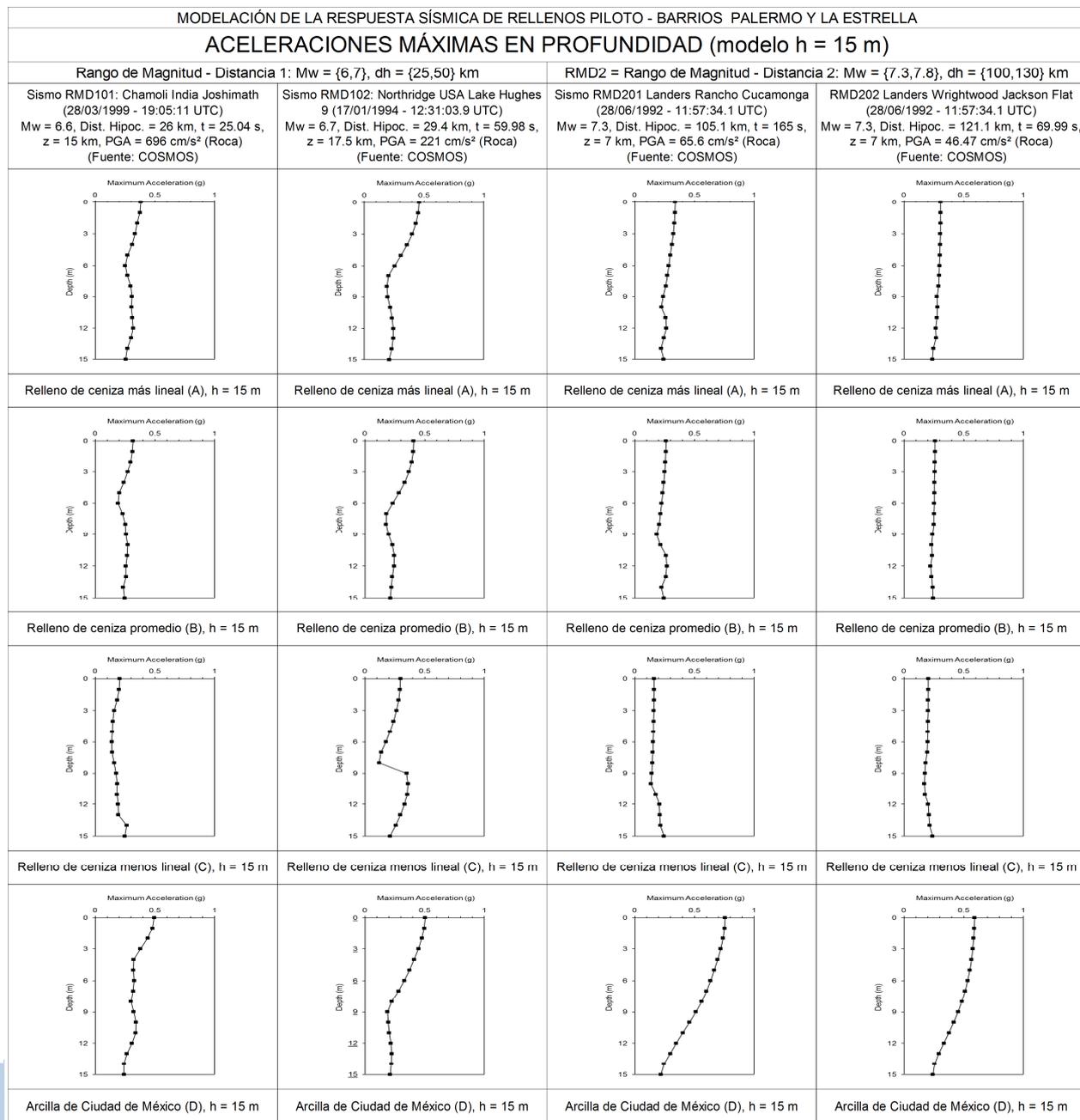


Figura 53: Variación de las aceleraciones máximas con la profundidad correspondientes al modelo de $h = 15$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 54, se presenta la variación de la aceleración máxima con la profundidad, para los 16 casos del modelo de $h = 25$ m.

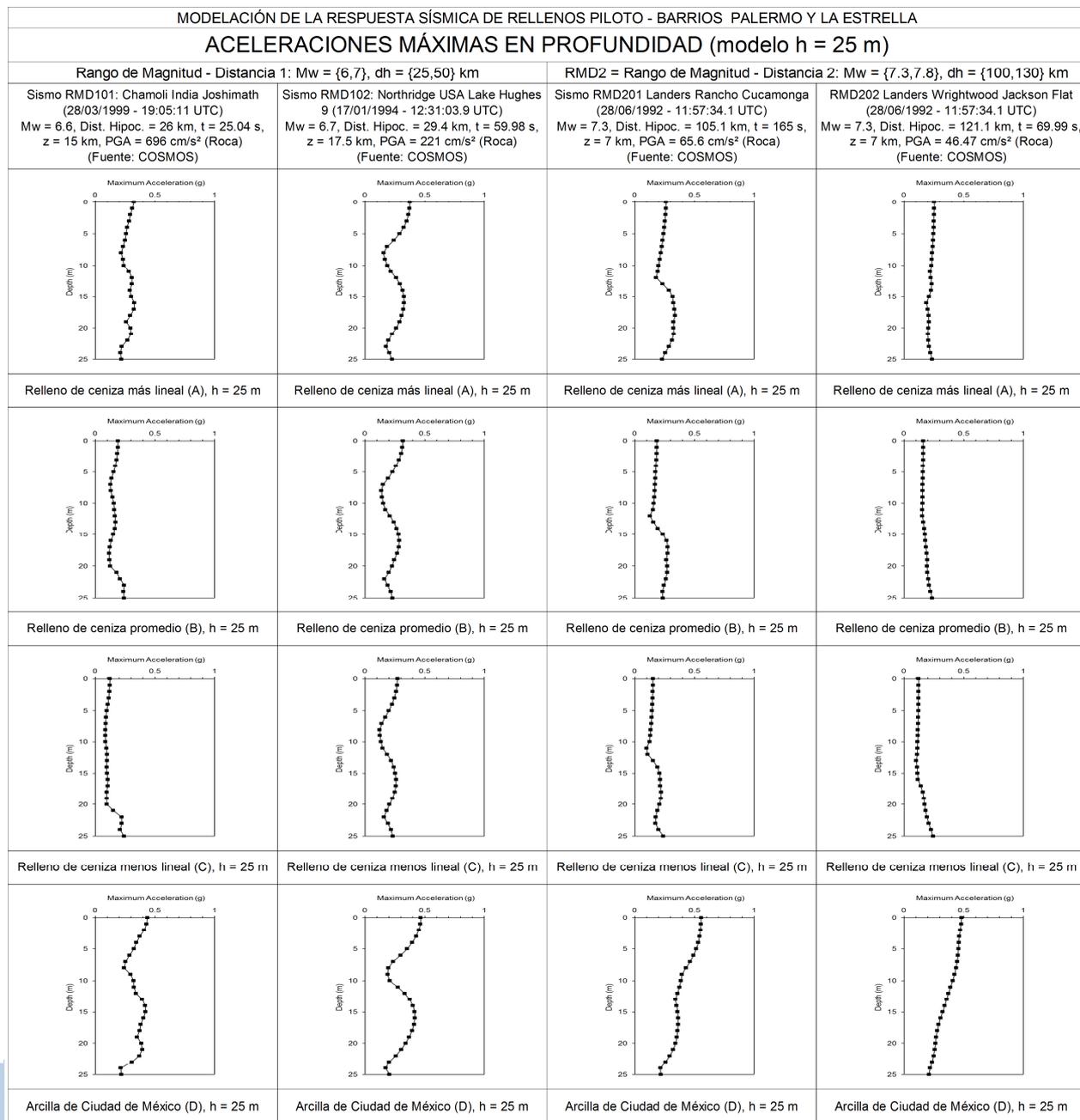


Figura 54: Variación de las aceleraciones máximas con la profundidad correspondientes al modelo de $h = 25$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

En la Figura 55, se presenta la variación de la aceleración máxima con la profundidad, para los 16 casos del modelo de $h = 35$ m.

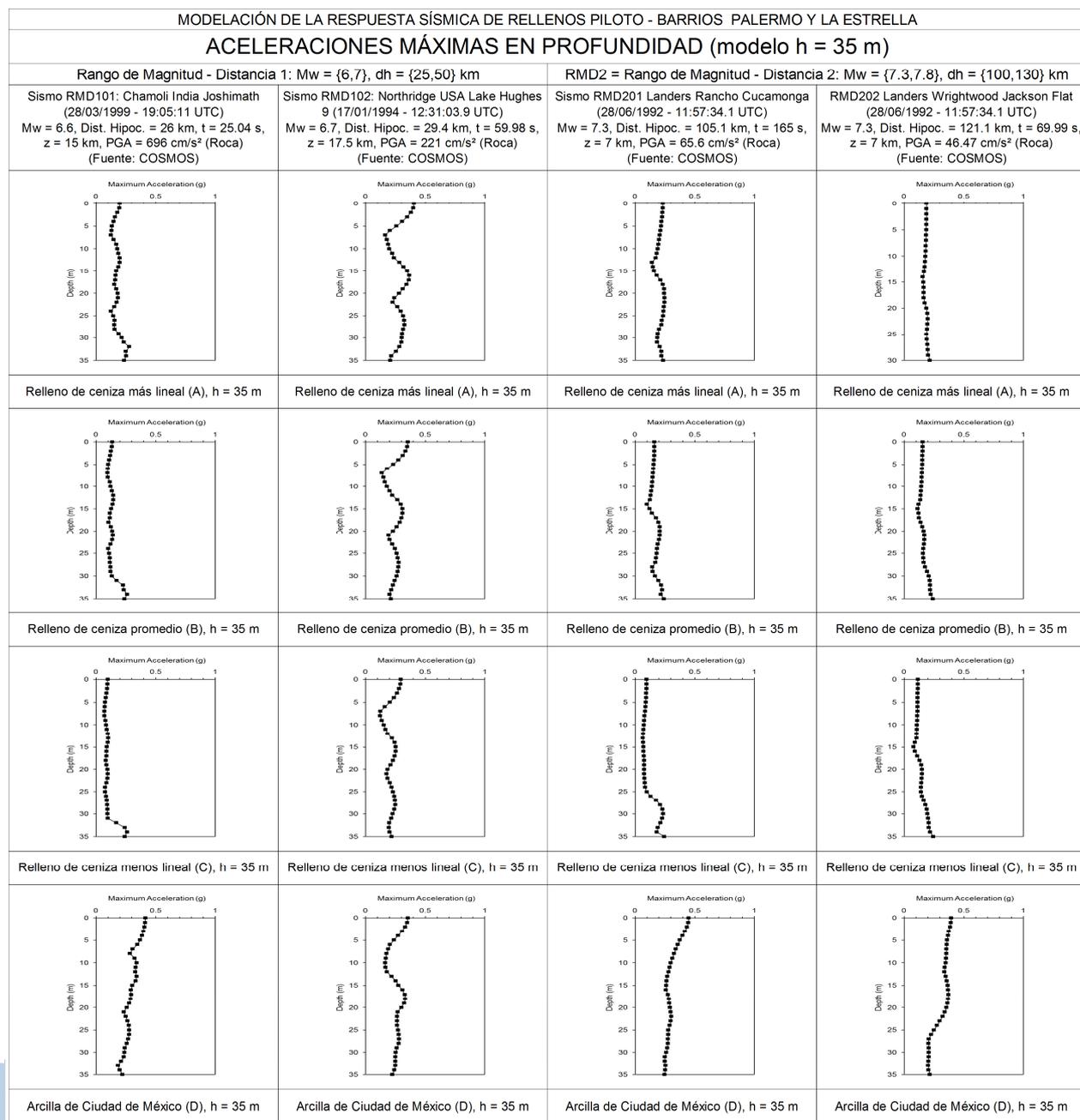


Figura 55: Variación de las aceleraciones máximas con la profundidad correspondientes al modelo de $h = 35$ m, considerando los 4 sismos de análisis y los 4 tipos de materiales definidos.

8.16 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA

Estas funciones se obtienen mediante la relación del espectro de respuesta de la señal de salida en superficie y el correspondiente a la señal incidente en roca, para cada uno de los períodos estudiados. En la Figura 56, se presentan las funciones de transferencia para los 16 casos del modelo de $h = 5$ m.

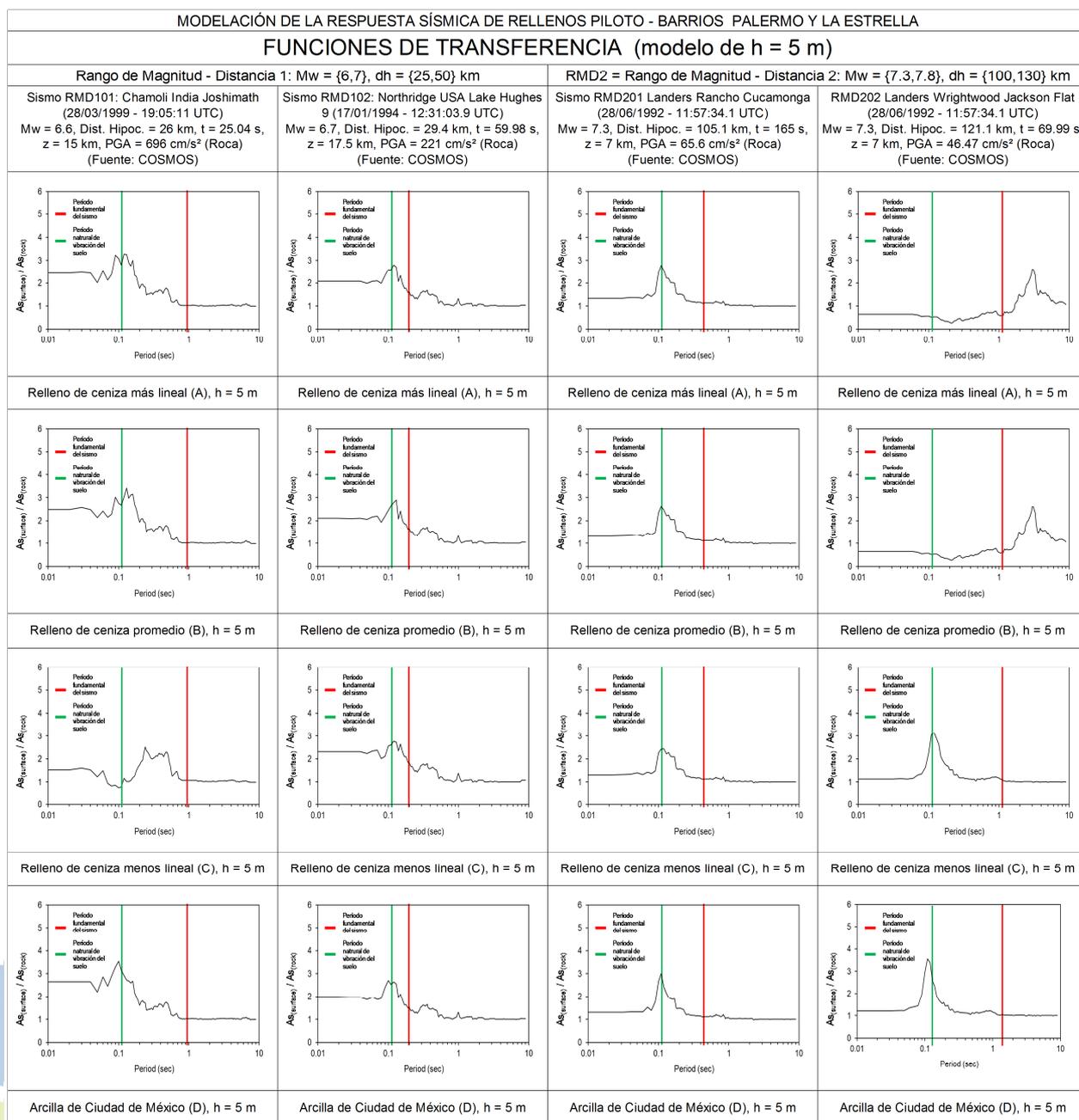


Figura 56: Funciones de transferencia correspondientes al modelo de $h = 5$ m de espesor.

En la Figura 57, se presentan las funciones de transferencia para los 16 casos del modelo de $h = 15$ m.

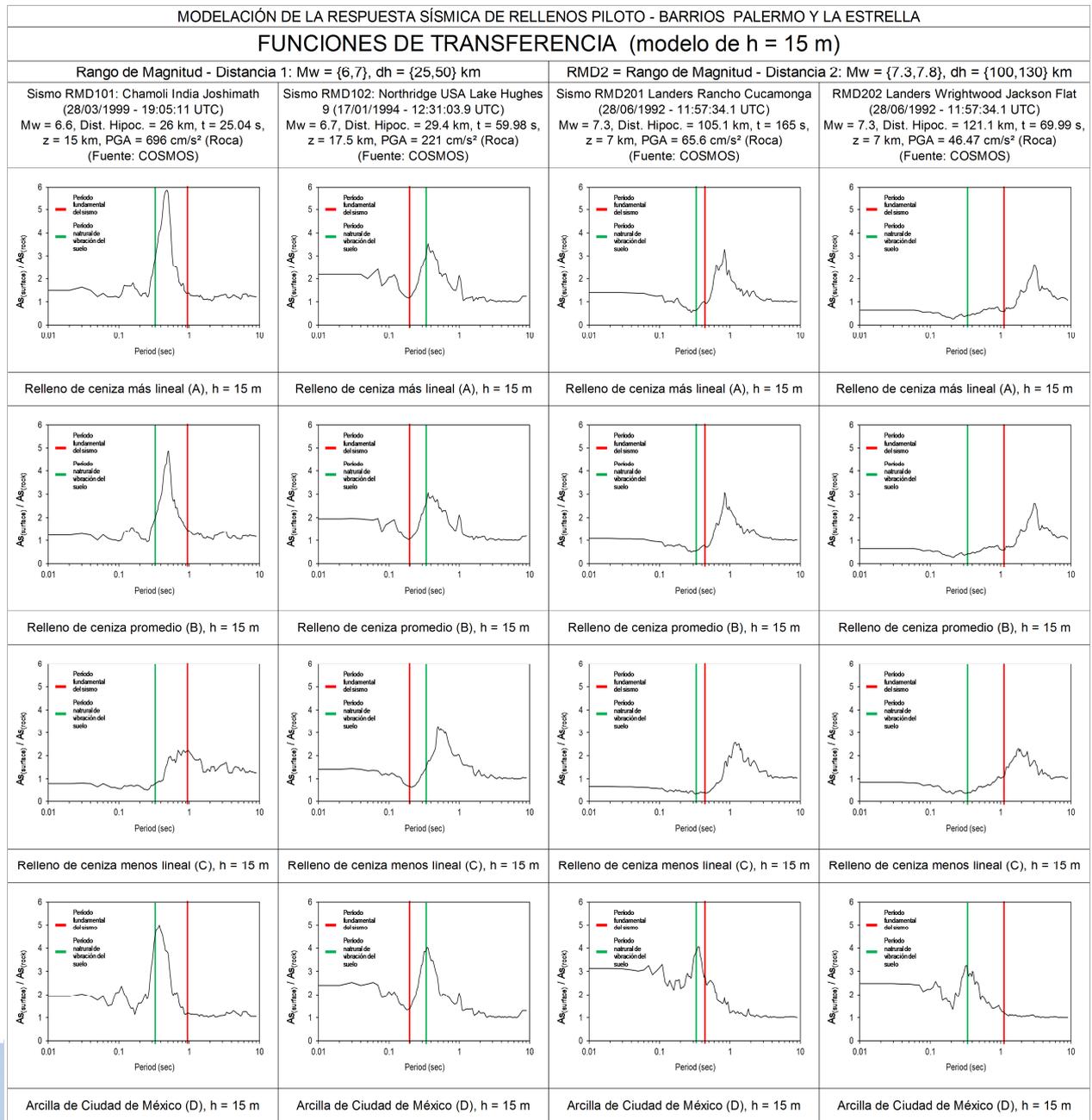


Figura 57: Funciones de transferencia correspondientes al modelo de $h = 15$ m de espesor.

En la Figura 58, se presentan las funciones de transferencia para los 16 casos del modelo de $h = 25$ m.

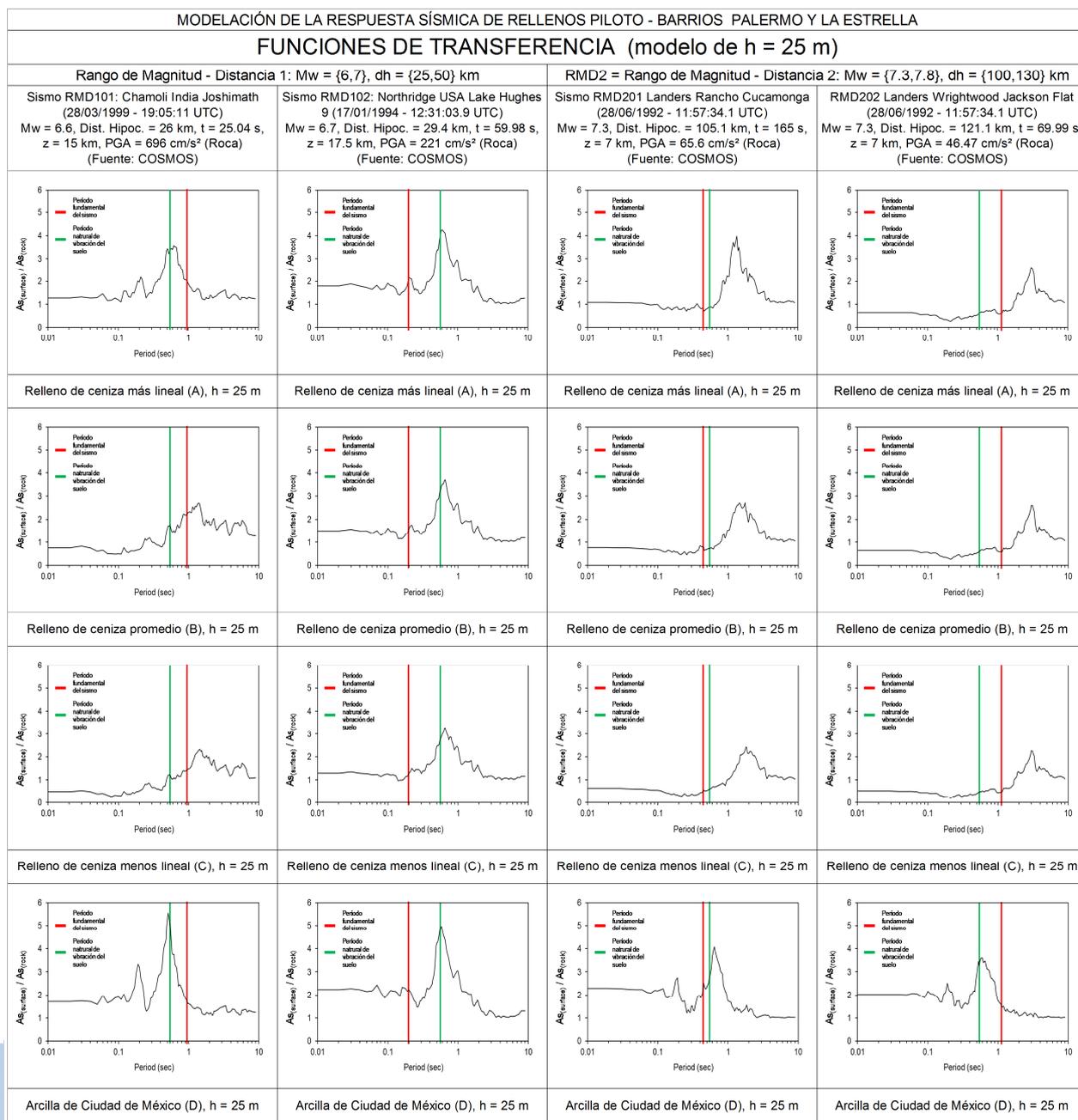


Figura 58: Funciones de transferencia correspondientes al modelo de $h = 25$ m de espesor.

En la Figura 59, se presentan las funciones de transferencia para los 16 casos del modelo de $h = 15$ m.

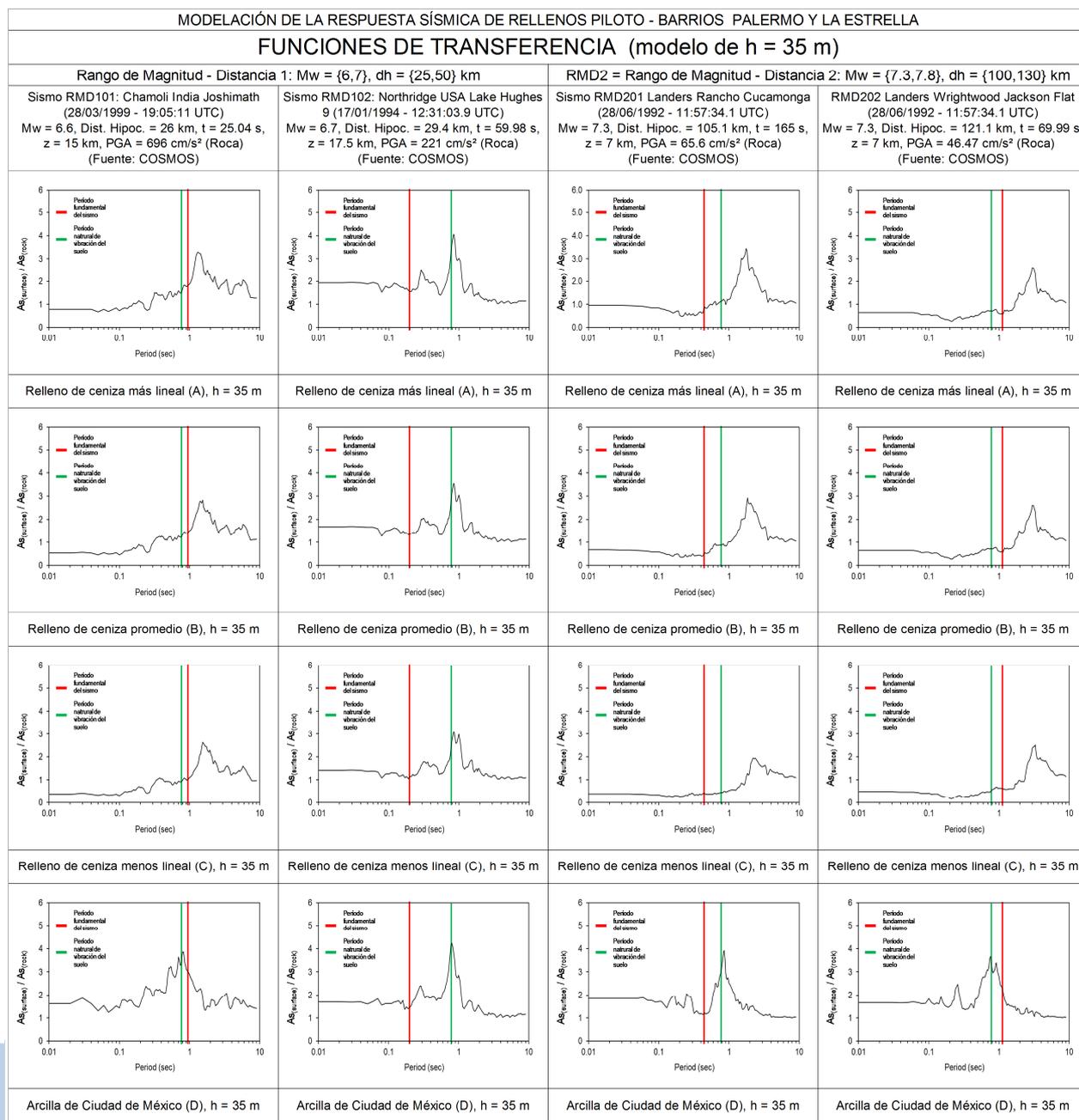


Figura 59: Funciones de transferencia correspondientes al modelo de $h = 35$ m de espesor.

9 ANÁLISIS DE RESULTADOS

El análisis de resultados se lleva a cabo a partir de contenido de las figuras del apartado anterior, es decir, de la Figura 31 en adelante. Primero se comparan los resultados de los cálculos de cada una de las variables correspondientes a cada modelo, según su espesor, diferenciando el comportamiento de sus magnitudes según los tipos de materiales y los sismos seleccionados. Luego se realizan comparaciones entre resultados de los modelos de espesores diferentes, para intentar detectar tendencias generales.

Debe tenerse en cuenta que los modelos unidimensionales sólo permiten evaluar efecto local por suelo blando, más no los efectos topográficos, ni los efectos geométricos tridimensionales por alto contraste de impedancia.

Se usó un modelo desacoplado, es decir, se evaluó la respuesta dinámica, en forma independiente de una cimentación y una estructura. Los resultados son válidos exclusivamente para la respuesta a superficie libre.

9.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE CADA MODELO DE ESPESOR DIFERENTE

La respuesta dinámica de los rellenos con suelos volcánicos se compara con la respuesta que se obtendría con un material como la arcilla de ciudad de México, considerando solamente sus curvas dinámicas, más no su velocidad de onda ($V_s = 75$ m/s). En lugar de ello, se usaron las velocidades de onda de corte promedio observadas para los depósitos antrópicos con suelos volcánicos de Manizales (182.5 m/s). Lo anterior, con el propósito de estudiar los efectos de la no linealidad del comportamiento esfuerzo – deformación en la amplificación sísmica.

9.1.1 Modelo de 5 Metros de Espesor

En este modelo, las aceleraciones máximas superficiales varían en forma significativa, con cada sismo considerado. El mayor valor de la aceleración máxima superficial corresponde a la Arcilla de Ciudad de México y al sismo de Chamoli India Joshimath, con $PGA = 0.673g$ (factor de amplificación de 2.69).

Por su parte, para los rellenos con suelos volcánicos el máximo valor de la aceleración máxima superficial corresponde al relleno de ceniza más lineal y el mismo sismo Chamoli India Joshimath, con $PGA = 0.622g$ (factor de amplificación de 2.49). En este caso, la amplificación pronosticada por el modelo para el relleno de ceniza más lineal corresponde al 92.6% de la máxima amplificación para la arcilla de Ciudad de México.

Por otra parte, comparando la respuesta del relleno de 5 metros de espesor ante el sismo de Chamoli India Joshimath, considerando el relleno de ceniza menos lineal, que presenta un $PGA = 0.388g$ (factor de amplificación de 1.55), con la correspondiente a la arcilla de Ciudad de México, se tiene una amplificación del 57.6%. Es decir, el 62.4% de la amplificación alcanzada por el relleno de ceniza más lineal.

Sin embargo, en este modelo no se observa una tendencia a variar significativamente la aceleración máxima superficial por tipo de suelo, para cada sismo considerado en forma separada. Esto quiere decir que las diferencias en la respuesta sísmica, en términos de aceleraciones máximas en la superficie del terreno, se deben principalmente a el grado de no linealidad del material y a las diferencias en el contenido frecuencial y en la duración de la señal incidente.

También se observa que las aceleraciones máximas superficiales promedio parecen estar relacionadas con el rango de magnitud – distancia. Estas aceleraciones son mayores para el rango de magnitud – distancia 1 (RMD1: $M_w = \{6,7\}$; $dh = \{25,50\}$ km), que para el rango 2 (RMD2: $M_w = \{7.3,7.8\}$, $dh = \{100,130\}$ km).

El sismo de Landers Wrightwood Jackson Flat, es el que causa las menores aceleraciones máximas superficiales en todos los suelos. Para este sismo, la máxima amplificación corresponde a la arcilla de Ciudad de México con un 15.2% ($PGA = 0.288g$), mientras que la mínima ocurre en el relleno de ceniza menos lineal ($PGA = 0.270g$), con una amplificación del 8% (93.8% de la amplificación de la arcilla de Ciudad de México).

Para el modelo de $h = 5$ m de espesor, en todos los suelos y para todos los sismos estudiados, ocurre amplificación de las aceleraciones máximas de la señal incidente.

Las diferencias en los tiempos de ocurrencia de las aceleraciones máximas en superficie con respecto al comienzo del movimiento, son en promedio de $\pm 0.087328\%$ con respecto a la duración del mismo, con una desviación estándar de 0.149784%. Es decir, según los resultados del modelo, no ocurren cambios significativos en la duración de la señal, entre la entrada y la salida, en razón a probablemente a la corta distancia recorrida por la onda, considerando un espesor de 5 m. Además, las aceleraciones máximas superficiales y los esfuerzos y deformaciones cortantes máximos, ocurren simultáneamente.

Este modelo presenta las máximas aceleraciones en los espectros de respuesta, los máximos esfuerzos y deformaciones cortantes, para los rellenos con cenizas volcánicas. Además, presenta los valores máximos en las relaciones de amplificación en el dominio de la frecuencia, para todos los materiales estudiados.

9.1.2 Modelo de 15 Metros de Espesor

En este modelo, las aceleraciones máximas superficiales varían en forma moderada, con cada sismo considerado. El mayor valor de la aceleración máxima superficial corresponde a la Arcilla de Ciudad de México y al sismo de Landers Rancho Cucamonga, con $PGA = 0.756g$ (factor de amplificación de 3.02). Esta es el máximo factor de amplificación registrado entre todos los modelos estudiados.

Por su parte, para los rellenos con suelos volcánicos el máximo valor de la aceleración máxima superficial corresponde al relleno de ceniza más lineal y pero al sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, con $PGA = 0.459g$ (factor de amplificación de 1.84). En este caso, la amplificación pronosticada por el modelo para el relleno de ceniza más lineal corresponde al 60.7% de la máxima amplificación para la arcilla de Ciudad de México.

Comparando la respuesta del relleno de 15 metros de espesor ante el sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, del relleno de ceniza menos lineal, que presenta un $PGA = 0.297g$ (factor de amplificación de 1.19), con la correspondiente a la arcilla de Ciudad de México, se tiene una amplificación relativa del 39.4%, para este último. Es decir, el 64.7% de la amplificación alcanzada por el relleno de ceniza más lineal.

En este modelo de $h = 15m$ de espesor, es más evidente el efecto del grado de linealidad del comportamiento esfuerzo – deformación, en términos de la aceleración máxima superficial, con respecto a los demás espesores estudiados. Es decir, son evidentes las deferencias en la respuesta dinámica para cada tipo de suelo considerado. Las diferencias en la respuesta dinámica observada para el modelo de $h = 5m$ de espesor, según el sismo considerado, no son tan significativas en este modelo.

Eso reafirma que la respuesta sísmica de las aceleraciones máximas en la superficie del terreno, está altamente influenciada por grado de no linealidad del material. Aquí no son tan significativas las diferencias debidas al contenido frecuencial y en la duración de la señal incidente, como en el modelo anterior.

Para el caso de los rellenos con cenizas volcánicas, se observa que las aceleraciones máximas superficiales promedio parecen estar relacionadas con el rango de magnitud – distancia. Estas aceleraciones son mayores para el rango de magnitud – distancia 1 (RMD1: $M_w = \{6,7\}$; $dh = \{25,50\}$ km), que para el rango 2 (RMD2: $M_w = \{7.3,7.8\}$, $dh = \{100,130\}$ km). Sin embargo, se debe destacar de manera especial que para la arcilla de ciudad de México ocurre exactamente lo contrario, siendo mayores las amplificaciones relacionadas con para el rango de magnitud – distancia 2, en donde se registran las máximas amplificaciones de todo el modelo (amplificación 3.02 y $PGA = 0.756G$).

De igual manera que para el caso anterior, el sismo de Landers Wrightwood Jackson Flat, es el que causa las menores aceleraciones máximas superficiales en cada tipo de suelo en particular. Para este sismo, el máximo factor de amplificación corresponde a la arcilla de Ciudad de México con valor de 2.36 ($PGA = 0.591g$, que representa el 72.2% del valor máximo para ese mismo material), mientras que el valor mínimo fue de 0.82 para el relleno de ceniza menos lineal, lo cual significa deamplificación ($PGA = 0.203g$).

Para el modelo de $h = 15 m$ de espesor, solamente el relleno de ceniza menos lineal presenta deamplificación, en términos de las aceleraciones máximas de la señal incidente.

Las diferencias en los tiempos de ocurrencia de las aceleraciones máximas en superficie con respecto al comienzo del movimiento, son en promedio de $\pm 1.956622 \%$ con respecto a la duración del mismo, con una desviación estándar de 2.985588 %. Es decir, según los resultados del modelo, ocurren unos cambios no muy significativos en la duración de la señal, entre la entrada y la salida.

En este caso, también ocurren simultáneamente las aceleraciones máximas superficiales y los esfuerzos y deformaciones cortantes máximos.

Este modelo presenta las segundas más grandes aceleraciones espectrales máximas, esfuerzos y deformaciones cortantes máximos. En cada tipo de suelo tienden a ser muy homogéneas, para los rellenos con cenizas volcánicas.

9.1.3 Modelo de 25 Metros de Espesor

En este modelo, las aceleraciones máximas superficiales varían en forma moderada, con cada sismo considerado. El mayor valor de la aceleración máxima superficial corresponde a la Arcilla de Ciudad de México y al sismo de Landers Rancho Cucamonga, con $PGA = 0.556g$ (factor de amplificación de 2.22).

Por su parte, para los rellenos con suelos volcánicos el máximo valor de la aceleración máxima superficial corresponde al relleno de ceniza más lineal y al sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, con $PGA = 0.375g$ (factor de amplificación de 1.50). En este caso, la amplificación pronosticada por el modelo para el relleno de ceniza más lineal corresponde al 67.6% de la máxima amplificación para la arcilla de Ciudad de México.

Comparando la respuesta del relleno de 25 metros de espesor ante el sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, del relleno de ceniza menos lineal, que presenta un $PGA = 0.0.272g$ (factor de amplificación de 1.09), con la correspondiente a la arcilla de Ciudad de México, se tiene una amplificación relativa del 48.9%, para este último. Es decir, el 72.5% de la amplificación alcanzada por el relleno de ceniza más lineal. Sin embargo, para el relleno de ceniza menos lineal, el modelo sólo amplifica para este sismo. Para los otros tres, ocurre deamplificación (factores de amplificación de 0.49, 0.61 y 0.49).

En este modelo de 25m de espesor, también es muy evidente el efecto del grado de linealidad del comportamiento esfuerzo – deformación, en términos de la aceleración máxima superficial, con respecto a los demás espesores estudiados. Las diferencias en la respuesta dinámica observada para el modelo de $h = 5m$ de espesor, según el sismo considerado, tampoco no son tan significativas en este modelo.

Lo anterior también confirma la observación que la respuesta sísmica de las aceleraciones máximas en la superficie del terreno, está altamente influenciada por grado de no linealidad del material. Aquí, tampoco son tan significativas las diferencias debidas al contenido frecuencial y en la duración de la señal incidente, como en el modelo anterior.

También se observa alguna influencia de los rangos de magnitud – distancia con respecto a la respuesta sísmica, salvo en el modelo con relleno de ceniza menos lineal. Para son mayores las amplificaciones relacionadas con para el rango de magnitud – distancia 2.

De igual manera que para los casos anteriores, el sismo de Landers Wrightwood Jackson Flat, es el que causa las menores aceleraciones máximas superficiales en cada tipo de suelo en particular. Para este sismo, el máximo factor de amplificación corresponde a la arcilla de Ciudad de México con valor de 2.22 ($PGA = 0.482g$, que representa el 86.7% del valor máximo de este modelo, para ese mismo material), mientras que el valor mínimo fue de 0.49 para el relleno de ceniza menos lineal, lo cual significa deamplificación ($PGA = 0.122g$).

Para el modelo de $h = 25 m$ de espesor, solamente el relleno de ceniza más lineal presenta amplificación, en términos de las aceleraciones máximas de la señal incidente. Los demás rellenos de ceniza exhiben deamplificación de las ondas sísmicas.

Las diferencias en los tiempos de ocurrencia de las aceleraciones máximas en superficie con respecto al comienzo del movimiento, son en promedio de ± 0.941266 % con respecto a la duración del mismo, con una desviación estándar de 0.884802 %. Es decir, según los resultados del modelo, no ocurren cambios significativos en la duración de la señal, entre la entrada y la salida.

En este caso, también ocurren simultáneamente las aceleraciones máximas superficiales y los esfuerzos y deformaciones cortantes máximos.

Este modelo, las aceleraciones espectrales máximas, esfuerzos y deformaciones cortantes máximos son progresivamente menores que en los dos modelos anteriores. En cada tipo de suelo tienden a ser muy homogéneas, para los rellenos con cenizas volcánicas.

9.1.4 Modelo de 35 Metros de Espesor

En este modelo, las aceleraciones máximas superficiales para los rellenos de cenizas, son significativamente altas para el sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, con respecto a las aceleraciones máximas superficiales producidas por los otros 3 sismos.

El mayor valor de la aceleración máxima superficial corresponde a la Arcilla de Ciudad de México y al sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, con PGA = 0.449g (factor de amplificación de 1.80).

Por su parte, para los rellenos con suelos volcánicos el máximo valor de la aceleración máxima superficial corresponde al relleno de ceniza más lineal y al sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, con PGA = 0.407g (factor de amplificación de 1.63). En este caso, la amplificación pronosticada por el modelo para el relleno de ceniza más lineal corresponde al 90.6% de la máxima amplificación para la arcilla de Ciudad de México.

Comparando la respuesta del relleno de 35 metros de espesor ante el sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, del relleno de ceniza menos lineal, que presenta un PGA = 0.296g (factor de amplificación de 1.19), con la correspondiente a la arcilla de Ciudad de México, se tiene una amplificación relativa del 66.1%, para este último. Es decir, el 73.0% de la amplificación alcanzada por el relleno de ceniza más lineal. Sin embargo, para los tres rellenos de ceniza, el modelo sólo amplifica para este sismo. Para los otros tres sismos, ocurre una significativa deamplificación (factores de amplificación de 0.39, 0.39 y 0.46). Sólo la arcilla de Ciudad de México sigue presentando amplificación significativa,

En este modelo de 35m de espesor, es entonces mucho más evidente el efecto del grado de linealidad del comportamiento esfuerzo – deformación, sobre la respuesta dinámica de los rellenos de Manizales.

De igual manera que para los casos anteriores, el sismo de Landers Wrightwood Jackson Flat, es el que causa las menores aceleraciones máximas superficiales en cada tipo de suelo en particular. Para este sismo, el máximo factor de amplificación corresponde a la arcilla de Ciudad de México con valor de 1.80 (PGA = 0.395g, que representa el 88.0% del valor máximo de este modelo, para ese mismo material), mientras que

el valor del factor de amplificación mínimo fue de 0.36 para el relleno de ceniza menos lineal, lo cual significa deamplificación ($PGA = 0.096g$).

En este caso es bastante evidente que la significativa diferencia de la respuesta sísmica en términos de aceleraciones máximas superficiales para cada material en particular, está seriamente influenciada por las diferencias en el contenido frecuencial de las señales de entrada y salida.

No se observa influencia de los rangos de magnitud – distancia con respecto a la respuesta sísmica.

Para el modelo de $h = 35$ m de espesor, todos los rellenos de ceniza deamplifican las señales sísmicas, en términos de las aceleraciones máximas entre la señal incidente y la señal de salida.

Las diferencias en los tiempos de ocurrencia de las aceleraciones máximas en superficie con respecto al comienzo del movimiento, son en promedio de $\pm 1.063098\%$ con respecto a la duración del mismo, con una desviación estándar de 0.993365% . Es decir, según los resultados del modelo, no ocurren cambios significativos en la duración de la señal, entre la entrada y la salida.

Las aceleraciones máximas superficiales y los esfuerzos y deformaciones cortantes máximos, ocurren en un mismo instante de la historia de aceleraciones de salida.

Este modelo, las aceleraciones espectrales máximas, esfuerzos y deformaciones cortantes máximos son en promedio, progresivamente menores que en los dos modelos anteriores. La respuesta de este modelo al sismo de Northridge USA Lake Hughes 9, origina grandes diferencias en esfuerzos y deformaciones máximas.

9.2 ANÁLISIS GENERAL DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos mediante el presente modelo y sus diferentes casos, se consideran representativos del comportamiento y la respuesta dinámica de los rellenos con suelos volcánicos existentes en los antiguos cauces de los barrios Estrella y Palermo, de la ciudad de Manizales, en cuanto a sus espesores, propiedades, comportamiento y de los sismos utilizados.

Los espesores estudiados, son representativos de los depósitos volcánicos naturales y antrópicos en la ciudad de Manizales. Estos no alcanzan a modificar en forma significativa la duración de la señal incidente con respecto a la señal de salida. Sin embargo, si ocurren grandes modificaciones de las señales de entrada respecto a las de salida, en cuanto a los contenidos frecuenciales y a las magnitudes máximas de las aceleraciones.

Las propiedades usadas, fueron obtenidas de múltiples estudios, pero principalmente, del estudio geotécnico del Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales (UniAndes, 2002), y del presente convenio.

Las curvas de comportamiento dinámico propuestas dentro del presente estudio fueron confrontadas con múltiples propuestas de la literatura y de los estudios específicos en la región, con el fin de verificar su validez.

También se presentaron resultados de validaciones de los modelos lineales equivalentes unidimensionales para evaluar la respuesta sísmica de depósitos de suelos blandos.

Sin embargo, más que resultados concluyentes, se deben entender estos resultados como indicios del comportamiento sísmico de los depósitos antrópicos compuestos por materiales volcánicos remoldeados, de los efectos del remoldeo sobre las propiedades y el comportamiento y sobre, la respuesta unidimensional de estos depósitos cuando están dispuestos en una morfología relativamente plana.

Las aceleraciones máximas superficiales varían en forma significativa, con cada sismo y cada material considerados, en los 4 modelos de espesor diferente.

Los resultados obtenidos permiten reconocer que la respuesta sísmica en la superficie de los rellenos, es significativamente sensible a las características de las señales de entrada (duración y contenido frecuencial), incluso cuando estas han sido escaladas a una misma aceleración máxima correspondiente a la amenaza asignada para la ciudad de Manizales en el Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia (AIS, 2010), considerando un período de retorno del evento de $T_r = 475$ años (probabilidad de excedencia del 10% en 50 años).

Los espectros de respuesta de las señales de entrada muestran que los sismos seleccionados para el modelo son bastante representativos de la sismicidad correspondiente al campo intermedio (sismos entre 30 km y 150 km), es decir, a sismos típicos de la zona de Benioff, y sismos corticales a distancias intermedias.

Sin embargo, los espectros de respuesta de las señales de entrada revelan que no existe una buena representatividad de los sismos seleccionados, de la sismicidad correspondiente a campo cercano, es decir, a sismos originados en fallas locales o en fallas que distan menos de 25 km (como es el caso de la falla de Romeral). Los sismos de campo cercano se caracterizan por altas aceleraciones espectrales en los períodos bajos (movimientos de alta frecuencia), las cuales afectan principalmente a las edificaciones de baja altura, como las viviendas de 1 y 2 pisos. Generalmente estos sismos son relativamente superficiales (profundidades menores de 30 km), exhiben magnitudes generalmente menores de $M_w = 6.5$ y presentan mayor recurrencia que los sismos de campo intermedio (sismos de la zona de Benioff) y de campo lejano (sismos de subducción).

Además, los citados espectros de respuesta de las señales de entrada, también revelan una baja representatividad de los sismos seleccionados para el modelo, de la sismicidad correspondiente a campo lejano, es decir, a sismos originados en fallas distantes más de 250 km a 400 km, como es el caso de los sismos de la zona de subducción del Pacífico. Estos sismos, a pesar de su gran distancia a la zona estudiada, pueden registrar altas ordenadas espectrales en períodos largos, del orden de 2 segundos, que corresponden a las edificaciones altas. Las magnitudes M_w esperadas para estos sismos, pueden estar entre 8 y más de 9. Aunque la atenuación esperada a grandes distancias muestra que su aporte a la amenaza en roca es limitado y por tanto, no son tan significativos al realizar la desagregación de la amenaza en roca, sus

bajas frecuencias y largas duraciones, pueden representar a la postre, una amenaza considerable en la superficie de los rellenos, especialmente para las edificaciones de mayor altura. Es necesario mantener muy presente que los efectos locales debidos al fenómeno de amplificación por suelo blando en los períodos altos del espectro, fueron causantes del colapso o daño estructural grave de cientos de edificios y millares de muertos y heridos durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México.

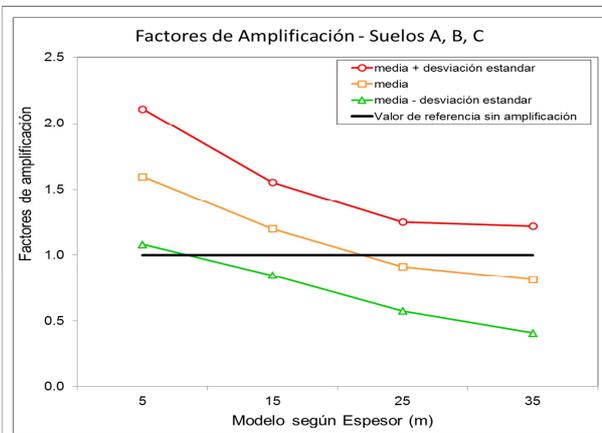
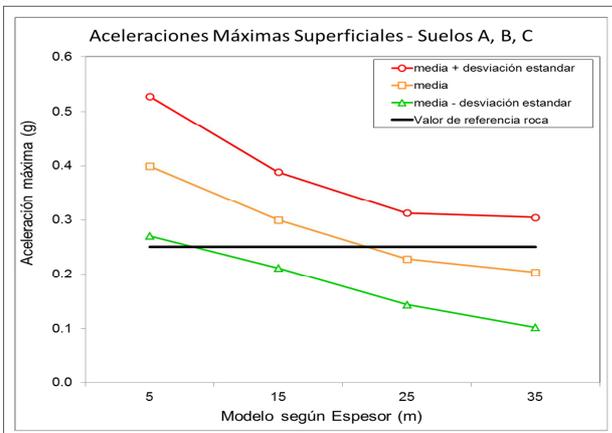
Por otra parte, el hecho de escalar los sismos de análisis puede ser discutible en cuanto a que las señales seleccionadas corresponden a sismos de las magnitudes ya consideradas peligrosas (de períodos de retorno de 475 años), medidos dentro del rango de distancias que más aportan a la amenaza en roca de la ciudad, de acuerdo con la desagregación de la amenaza sísmica realizada mediante el programa CRISIS (Ordaz, 2007 y 2014). Sin embargo, aunque los sismos seleccionados corresponden a magnitudes y distancias similares, a aquellos sismos que más aportan a la amenaza sísmica en roca para la ciudad de Manizales, estos se propagan a través de un medio cuyo ambiente geológico es diferente al regional. Es decir la magnitud, contenido frecuencial y duración debidos a la atenuación sísmica sufrida por estos sismos, pueden llegar a ser bastante diferentes de las señales esperadas en roca en la ciudad de Manizales.

Considerando que las señales sísmicas incidentes en la base rígida del modelo, son aleatorias, las señales de respuesta en superficie, también lo son. Por consiguiente, es posible aproximar la respuesta sísmica esperada en la superficie de los rellenos, mediante los valores promedio de aceleraciones máximas, factores de amplificación, esfuerzos y deformaciones máximas, y sus intervalos de confianza. En la Figura 60, se presan estos valores medios, más o menos una desviación estándar, como los valores representativos de la respuesta de los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales. De dicha figura se puede inferir lo siguiente:

Considerando exclusivamente los materiales volcánicos, las tendencias medias muestran que la aceleración máxima superficial decrece gradualmente con el incremento en el espesor del modelo. De acuerdo con la tendencia mostrada de la variación de las aceleraciones máximas superficiales y de los factores de amplificación, es posible inferir que los rellenos hasta de 22 metros de espesor, potencialmente amplificarán las ondas sísmicas de los terremotos originados en campo intermedio y que corresponden a los que más aportan a la amenaza sísmica en roca en la ciudad de Manizales.

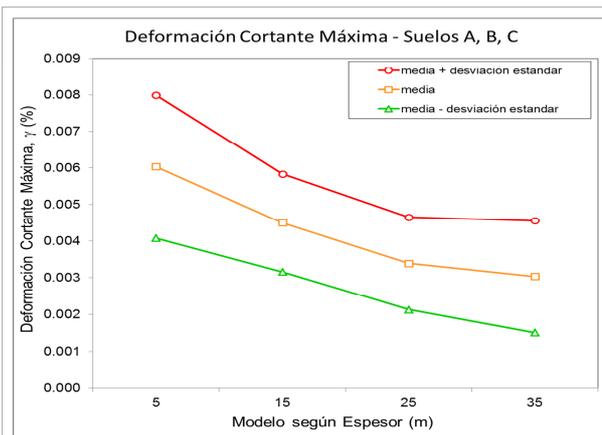
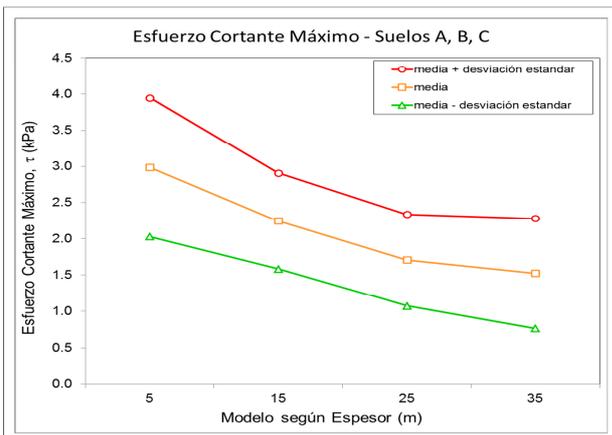
Los esfuerzos y deformaciones causados por estos sismos de campo intermedio general esfuerzos y deformaciones relativamente pequeños, lo cual es deseable en términos del potencial de falla por cortante cíclico debido a licuación o movilidad cíclica, independiente del número de ciclos de carga, es decir, de la duración y la frecuencia de las señales incidentes. Sin embargo, esta es una observación exclusivamente válida para los modelos y casos analizados. Entre otros, no aplica al potencial de licuación y de movilidad cíclica, teniendo en cuenta sismos de campo cercano y de campo lejano.

**INTERVALOS DE CONFIANZA DEL 68.27%
ACELERACIONES, AMPLIFICACIONES, ESFUERZOS Y DEFORMACIONES**



Aceleraciones Máximas Superficiales

Factores de Amplificación Máximos



Esfuerzos Cortantes Máximos

Deformaciones Cortantes Máximos

Figura 60: Respuesta sísmica esperada en la superficie de los rellenos piloto de los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales, en términos de aceleraciones máximas, factores de amplificación, esfuerzos y deformaciones máximas.

La respuesta sísmica es muy sensible a la posición de las curvas dinámicas dentro de los gráficos de $G/G_{máx}$ vs. γ_c y ξ vs. γ_c , es decir, al grado de no linealidad

Los tiempos correspondientes a las aceleraciones máximas de las señales de salida, no varían con respecto los correspondientes a las señales de entrada, y a su vez son iguales a los tiempos de ocurrencia de los esfuerzos y las deformaciones cortantes máximas.

Se podría estar tentado a pensar que la falla por movilidad cíclica en los rellenos de cenizas volcánicas en la ciudad, durante la ocurrencia de terremotos no tiene cabida debido a los bajos niveles de esfuerzos

cortantes inducidos por los sismos usados en los modelos estudiados. Sin embargo, es necesario profundizar en el estudio de la generación de excesos de presión de poros y los cambios inducidos por esta causa, en los esfuerzos efectivos y en la resistencia misma, ante los esfuerzos y deformaciones inducidos por señales sísmicas de fuentes de campo lejano, de larga duración, así como de fuentes sísmicas de campo cercano, de alta frecuencia y magnitud. Para la ocurrencia de movilidad cíclica o de licuación, sería necesario que se dieran simultáneamente las siguientes condiciones: a) existencia de suelos contráctiles o con altas relaciones de vacíos, como es el caso de las cenizas volcánicas de la ciudad; b) El suelo debe encontrarse en condición saturada, lo cual es posible en los bajos topográficos como los representado por los rellenos de cauces; y c) Ocurrencia de gran acumulación de excesos de presión de poros por carga dinámica, para lo cual deben darse altos niveles de esfuerzos y deformaciones (como ocurre con los sismos de campo cercano), y durante un elevado número de ciclos equivalentes (propio de sismos de campo lejano que exhiben duraciones mayores).

Los suelos volcánicos en general exhiben altas relaciones de vacíos, lo cual puede condicionar una tendencia a la reducción de volumen, es decir, la condición a) es factible que se cumpla. Por otro lado, para la condición; b) La saturación del suelo puede darse en los valles sub-horizontales y en los rellenos de cauces; c) es necesario que ocurran altos niveles de esfuerzos cortantes cíclicos/dinámicos, pero esta condición no se verifica en el modelo estudiado, o la ocurrencia de un alto número de ciclos equivalentes, es decir, altas duraciones de las sacudidas sísmicas. Como se sabe, la duración del movimiento en un sitio dado depende de la magnitud del sismo y de la distancia. A mayor magnitud, mayor duración. La relación con la distancia no ha sido suficientemente estudiada. Por tanto, los sismos correspondientes a relaciones magnitud – distancia 2, es decir, magnitudes entre 7.3 y 7.9, y distancias entre 120 y 150 km, que corresponden a sismos en la zona de Benioff, serían sismos que también podrían causar fallas del terreno por movilidad cíclica.

Finalmente, aunque se buscó que el modelo formulado fuera representativo de la respuesta dinámica de los rellenos piloto estudios en los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales, en cuanto a: a) Relaciones de magnitud – distancia de sismos que más aportan a la amenaza; b) Magnitudes de amenaza en roca; c) Propiedades y curvas de comportamiento dinámico esfuerzo – deformación de los materiales; d) Espesores. Sin embargo, es necesario reconocer que se realizaron varias simplificaciones en cuanto a la configuración lito-estratigráfica, a la topografía y morfología, así como al comportamiento del suelo respecto a las variaciones de las presiones de poros.

Por ejemplo, se realizó la simplificación de las heterogeneidades que se observaron durante la exploración geotécnica, es decir, la composición heterogénea de los rellenos en la dirección vertical, conformados por capas relativamente uniformes, características de la técnica de construcción de los rellenos hidráulicos, y de pequeño espesor, con una tendencia a la inversión del perfil lito-estratigráfico, terminando en la parte superior con suelos residuales, con densidades algo mayores que la tendencia de los suelos volcánicos de la ciudad.

Simplificación de la morfología compleja a un semi-espacio infinito horizontal, mediante un modelo unidimensional. Esto desconoce el efecto topográfico de la superficie modificada del terreno, por una parte, pero también, la influencia tridimensional de las concavidades que fueron sujetas a llenado con hidro-

mezclas que se dejaron consolidar, lo cual puede causar atrapamiento de trenes de ondas por altos contrastes de rigidez o altas relaciones de impedancia entre la base rígida y los depósitos antrópicos superficiales.

Es necesario advertir que los resultados obtenidos no son directamente extrapolables a suelos volcánicos in situ.

No se consideraron las acumulaciones de excesos de presiones de poros por carga dinámica. Para ello se requiere un modelo acoplado entre esfuerzos – deformaciones y presiones de poros.

10 CONCLUSIONES

Las aceleraciones máximas del terreno debidas al efecto local por presencia de suelos blandos en los rellenos de cenizas volcánicas de los barrios Estrella y Palermo de la ciudad de Manizales, son bastante sensibles a los cambios en los espesores de relleno. La amplificación sísmica decae con el incremento del espesor del relleno. Sin embargo, no se conocen con precisión los espesores de los rellenos de la ciudad de Manizales.

Se encontró que los rellenos con materiales volcánicos de la ciudad de Manizales que tengan menos de 22 metros de espesor, amplificarán las ondas sísmicas de los sismos originados en campo intermedio asociados a la zona de Benioff, los cuales son los que más aportan a la amenaza sísmica en roca en la ciudad de Manizales. De estos rellenos, aquellos que tengan más de 22 metros, según los resultados obtenidos, al parecer deamplifican las ondas sísmicas

Se encontró que las aceleraciones máximas superficiales, y por tanto, las amplificaciones sísmicas, también son significativamente sensibles al grado de linealidad del material del depósito. Los materiales más lineales tienden a exhibir las mayores aceleraciones máximas en superficie, y por tanto, mayores amplificaciones de las ondas sísmicas. Se ha estudiado un limitado número de depósitos naturales y antrópicos, en cuanto a sus propiedades y comportamiento dinámico. No se encontraron estudios sobre de estos aspectos en relación con las formaciones geológicas subyacentes (formaciones Casabianca, Manizales y Quebradagrande), en la ciudad de Manizales.

En algunos de los modelos se evidenció la coincidencia del periodo fundamental de vibración de la señal incidente con el período natural de vibración del depósito antrópico. En estos casos, las amplificaciones sísmicas están asociadas al efecto de resonancia.

Para el desarrollo de este efecto, es necesario tener presente que no todas las señales sísmicas pueden poner en resonancia a un oscilador (Sarria, 1995), en este caso representado por un depósito antrópico. Para que ocurra resonancia en los depósitos de suelos se requiere que la frecuencia dominante de la señal incidente en la base rocosa, coincida con la frecuencia natural de vibración del depósito, y además, que la fase intensa de la señal incidente supere una cierta duración mínima, a partir de la cual se pueden desarrollar las máximas amplitudes de movimiento.

Es decir, se requieren sismos con fases intensas más largas (mayor número de ciclos equivalentes), para que se desarrolle la resonancia en la superficie del relleno (y por tanto, en la base de las estructuras). Este umbral de duración depende de la relación de amortiguamiento del depósito y actualmente no se cuenta con relaciones empíricas propias para su determinación en los suelos naturales y antrópicos de Manizales, razón por la cual deberá ser objeto de estudio posterior, tal vez a partir del número de ciclos equivalentes.

Para que ocurra doble resonancia, como fue el caso de cientos de edificaciones en la zona del lago en Ciudad de México, durante el terremoto de 1985, es necesario que los periodos fundamentales del suelo y la estructura sean aproximadamente iguales al período dominante de la señal incidente en roca. Además, la

duración de la fase intensa de la señal sísmica registrada en el basamento rocoso del lugar, deber ser lo suficientemente larga, para alcanzar la resonancia.

Aunque no se realizó un análisis de la sensibilidad de los modelos, a cambios en la relación de impedancia en la base rígida, se ha conocido que la respuesta es sensible al espesor y a la rigidez de dicha frontera del modelo (Correa, 2007). Sin embargo, no se tienen estudios de curvas dinámicas a partir de ensayos, relacionadas con las formaciones Casabianca y Manizales. Tampoco se conoció un estudio sistemático de la variación espacial de los espesores de estas dos formaciones geológicas de la ciudad de Manizales, pero se sabe que estas características son significativamente determinantes la amenaza sísmica superficial de la ciudad de Manizales, tanto por efectos locales en depósitos naturales y antrópicos.

Así mismo, la respuesta sísmica es bastante sensible a las características de la señal incidente, esto es, a las magnitudes, duraciones y contenidos frecuenciales. En el presente estudio, las magnitudes máximas de las aceleraciones de las señales se fijaron en un valor de 0.25g, correspondiente a la amenaza sísmica en roca de la ciudad de Manizales, para sismos con período de retorno de 475 años (AIS, 2010). No se realizó un análisis de la sensibilidad de los modelos, a cambios en la magnitud máxima de la señal de entrada.

Los sismos seleccionados corresponden a campo intermedio. No se usan sismos de campo lejano, representativos de la zona de subducción. Tampoco se usan sismos de campo cercano, representativos de fallas a menos de 25 km de distancia epicentral y a menos de 30 km de profundidad, puesto que no se cuenta con registros, acelerográficos de movimiento fuerte en roca o en la base rígida para estas fuentes.

Se conoce que la duración de la fase intensa de las señales sísmicas está directamente relacionada con la magnitud del sismo. A mayor magnitud del sismo, mayor duración de la fase intensa en un sitio dado. Por su parte, la frecuencia dominante de vibración de los acelerogramas registrados en un sitio dado está relacionada la magnitud y la distancia del sismo. A mayor magnitud o a menor distancia hipocentral, mayor frecuencia dominante (menor período). Sin embargo, grandes magnitudes de sismos ocurridos a grandes distancias de la estación de medición de aceleraciones, producen señales incidentes de baja frecuencia dominante de vibración (alto período), por el efecto de filtración que se presenta en las formaciones geológicas más antiguas y profundas de la corteza terrestre.

La validez y representatividad de las señales sísmicas obtenidas de catálogos internacionales para evaluar la respuesta sísmica de depósitos debe ser objeto de estudio debido a que los acelerogramas correspondientes a sismos con igual magnitud, mecanismo focal y distancia hipocentral, modifican de manera diferente las magnitudes, duraciones y frecuencias de las señales registrados, de acuerdo con las condiciones y el ambiente geológico. Además, 4 señales no representan todas las posibilidades de movimiento incidente para los rellenos de Manizales.

Por lo anterior, es necesario contar con una mayor cantidad de señales sísmicas representativas de la amenaza en roca para la ciudad de Manizales, de tal manera que se pueda asegurar la representatividad de los movimiento sísmicos incidentes que se pueden esperar en el basamento rocoso, con el fin de mejorar sustancialmente los movimientos superficiales pronosticados por los modelos.

También se puede concluir que no es suficiente realizar una microzonificación sísmica de áreas urbanas, basada en los períodos dominantes de vibración de las formaciones superficiales (Sarria, 1995), con respecto a los periodos fundamentales de las edificaciones, puesto que las amplificaciones dependerán en gran medida, de las señales incidentes más probables.

Como conclusión final se puede decir que los rellenos de cauces de Manizales, construidos por las técnica autóctona de los “Rellenos Hidráulicos”, o por métodos mecanizados con equipos y métodos convencionales de movimientos de tierras, y utilizando suelos de origen volcánico, ocupan una porción importante del área urbana, han servido de soporte al crecimiento de la ciudad y han estado históricamente relacionados, directa o indirectamente, con la amenaza sísmica y por movimientos en masa de la ciudad.

Estos rellenos, reúnen las condiciones necesarias para poseer un alto potencial de amplificación de las ondas sísmicas (altas relaciones de impedancia en la base rígida, moderada rigidez y tendencia al comportamiento dinámico esfuerzo – deformación lineal, espesores variables dentro del rango de mayor potencial de amplificación, y alta amenaza sísmica alta, con significativa influencia de fuentes sísmicas tanto de campo intermedio, cercano y lejano). Sin embargo, dado los rellenos de cauces presentan un espesor que varía en cada punto del espacio, la amplificación esperada es diferencial en el relleno, y por tanto, se requiere utilizar los resultados de este y otros estudios posteriores, para hacer un refinamiento periódico de la microzonificación sísmica en estas áreas, en cuanto a los espectros y requisitos de diseño sismo resistente para las nuevas edificaciones, y para el reforzamiento de algunas de las existentes, de acuerdo con las normas NSR-10 y posteriores.

11 RECOMENDACIONES

Se considera necesario continuar las investigaciones sobre la respuesta sísmica local de los rellenos de Manizales, incluyendo selección de sismos representativos de campo cercano y de campo lejano; el empleo de secuencias lito-estratigráficas específicas representativas de cada relleno en particular; la obtención y revisión de las curvas dinámicas correspondientes a cenizas in situ y a rellenos del resto de la ciudad; la generación de curvas dinámicas para las formaciones más rígidas como son la formación Casabianca, Manizales, y Quebradagrande; El estudio de los efectos del espesor de los flujos glacio-fluvio-torrencales representados por las formaciones Casabianca y Manizales; la calibración de los modelos mediante señales en la base rígida y en superficie, las cuales constituyen registros reales de los efectos sísmicos locales causados por los rellenos de la ciudad, entre otros.

Es necesario avanzar en el conocimiento de los espesores, de las propiedades estáticas y dinámicas y comportamiento dinámico esfuerzo – deformación de los depósitos naturales y antrópicos de la ciudad de Manizales, así como de las formaciones glacio-fluvio-torrencales representadas por las formaciones Casabianca y Manizales, con el fin de ir ajustando la microzonificación sísmica y los espectros de diseño que deben ser usados en la ciudad de Manizales para efectos de proyectar nuevas estructuras y de reforzar estructuras existentes que lo requieran según las normas NSR-10 y posteriores.

También es imprescindible desarrollar métodos y criterios cada vez más rigurosos para la selección de las señales sísmicas representativas de los movimientos esperados en la base rígida. Para ello es necesario mantener el registro continuo de señales de movimiento débil y de movimiento fuerte afloramientos de roca y en la base rígida, con el fin de precisar los estudios de la amenaza en roca y de calibrar los modelos de análisis de los efectos locales.

Se requiere aplicar modelos bidimensionales y tridimensionales para estudiar los efectos topográficos y los efectos geométricos derivados de la sub-topografía.

Se requiere avanzar en el registro de movimientos fuertes en la red de acelerógrafos de la ciudad, especialmente en roca y en profundidad, para poder tener mejores criterios de selección de señales representativas, tanto para ir perfeccionando las evaluaciones de la amenaza en roca y de los estudios de respuesta local. En este sentido, como parte de la ejecución del presente convenio se realizó la reposición, ajuste, mantenimiento, ampliación y mejoramiento de la Red de Estaciones Acelerográficas de Manizales, se instaló un acelerómetro bore hole en el parqueadero de INFIMANIZALES, bajo la estación superficial del mismo nombre, instalada sobre un relleno hidráulico.

Una vez se cuente con registros de movimiento fuerte en la estación INFIMANIZALES, tanto a nivel de la base rígida (acelerómetro tipo “bore hole”), como en la superficie del terreno, se considera muy importante realizar la calibración del modelo teórico de análisis respuesta dinámica del relleno a partir de señales de entrada y salida sincronizadas en el tiempo.

A medida que se realicen estudios detallados de respuesta sísmica es conveniente ir realizando comparaciones con los resultados de la microzonificación sísmica de la ciudad, con el propósito de realizar los ajustes pertinentes que mejoren la capacidad de pronóstico de los modelos usados.

Resulta recomendable continuar las investigaciones, mejorando los modelos usados en el presente estudio y realizando análisis de sensibilidad de la respuesta sísmica en superficie, de los depósitos volcánicos antrópicos, en las ciudades andinas y tropicales de Colombia, como lo son: Armenia, Manizales, Pereira, y ciudades vecinas, con respecto a variaciones de: Propiedades, parámetros, modelos constitutivos, estados de humedad y nivel freático, condiciones de confinamiento, características de los movimientos sísmicos, espesores de rellenos, efectos del remoldeo, efectos del envejecimiento, efectos del modelo utilizado, otros. Por ejemplo, peso unitario, índice de plasticidad, relación de sobre consolidación, esfuerzo efectivo vertical, nivel freático, curvas de comportamiento dinámico, velocidades de onda de corte, módulo de corte máximo, características de los movimientos sísmicos representativos de amenaza en roca (magnitud, duración, frecuencias), efectos del remoldeo, efecto del envejecimiento de rellenos por tixotropía, métodos de análisis y algoritmos, dimensión de análisis, entre otros.

En cuanto al desarrollo del efecto de resonancia, es necesario tener presente que no todas las señales sísmicas pueden poner en resonancia a un oscilador (Sarría, 1995), en este caso representado por un depósito antrópico. Para que ocurra resonancia en los depósitos de suelos se requiere que la frecuencia dominante de la señal incidente en la base rocosa, coincida con la frecuencia natural de vibración del depósito, y además, que la fase intensa de la señal incidente supere una cierta duración mínima, a partir de la cual se pueden desarrollar las máximas amplitudes de movimiento. Es decir, se requieren sismos con fases intensas más largas (mayor número de ciclos equivalentes), para que se desarrolle la resonancia en la superficie del relleno (y por tanto, en la base de las estructuras). Este umbral de duración depende de la relación de amortiguamiento del depósito y actualmente no se cuenta con relaciones empíricas propias para su determinación en los suelos naturales y antrópicos de Manizales, razón por la cual deberá ser objeto de estudio posterior, tal vez a partir del número de ciclos equivalentes.

Es recomendable finalmente estudiar otros fenómenos tales como el potencial de licuación, la movilidad cíclica y los efectos topográficos.

12 REFERENCIAS

AIS (1983). "Estudio General del Riesgo Sísmico de Colombia. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – para Departamento Nacional de Planeación. Bogotá (Colombia).

AIS (1996). "Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia". Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – Comité AIS-300. Bogotá (Colombia).

AIS (1998). "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98". Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá (Colombia).

AIS (2010). "Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia". Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Comité AIS-300. Bogotá (Colombia).

AIS (2010). "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10". Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá (Colombia).

Aki, K., Richards, P.G. (2002). "Quantitative Seismology". University Science Books, Second Ed. Sausalito, CA (USA).

Alarcón Guzmán, Adolfo (1989). "Dinámica Aplicada a Estabilidad de Taludes - Introducción". Curso de la Sociedad Colombiana de Geotecnia y de la Universidad Nacional de Colombia, con el auspicio de la Agencia Japonesa de Cooperación Internacional, JICA. Agosto 2 y 3. Bogotá (Colombia).

Atuesta, José Alejandro. (1972). "Evaluación del riesgo sísmico para Colombia". Universidad de los Andes, proyecto de grado. Bogotá (Colombia).

Bardet, J., Ichi, K., Lin, C. (2000). "EERA - A Computer Program for Equivalent - Linear Earthquake Site Response Analysis of Layered Soil Deposits". Technical report, University of Southern California, Department of Civil Engineering, U.S.A., California (United States of America).

Bernal Granados, Gabriel Andrés (2014). "Armonización de la Microzonificación Sísmica con las Normas NSR-10 e Implicaciones Económicas y de Seguros - Respuesta Dinámica de los Suelos de Manizales". Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales - CORPOCALDAS. Contrato interadministrativo No. 179-2012. Manizales (Colombia).

Bernal G., Cardona O.D., Barbat A.H., Salgado M. (2013). Enfoque integral para la evaluación de efectos de sitio en ciudades y su aplicación en Bogotá. Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Bucaramanga, 2013.

Bernal G., Ordaz M.G., Salgado M.A., Yamín L.E., Cardona O.D.(2012) "Calibration of a source spectrum model and construction of spectral strong motion attenuation relationships from accelerogram records", Proceedings of the 15 WCEE. Lisbon, 2012.

Bernal, G. (2012). "Strong Motion Analyst". Programa para el procesamiento de información sísmológica.

Bernal, G. (2013). "Seismic Microzonation Studio". Programa para la modelación tridimensional de entornos geológicos con fines de evaluación de respuesta sísmica de suelos.

Campbell K. (1997) "Empirical Near-Source Attenuation Relationships for Horizontal and Vertical Components of Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity and Pseudo-Absolute Acceleration Response Spectra". Seismological Research Letters, Vol 68, No.1 pp. 154-179.

CEPREDENAC – UNISDR – BID - BM (2008) "Programa de Evaluación Probabilista de Riesgos (CAPRA). Software libre, modular, para evaluación probabilista de riesgo por eventos naturales y diseño de estrategias de financiación del riesgo". Centro de Coordinación para la Prevención de los Desastres Naturales en América Central (CEPREDENAC), Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR), el Banco Inter-Americano de Desarrollo (BID) y el Banco Mundial BM).

Congreso de la República de Colombia (1997). "Ley N° 400 del 19 de agosto de 1997, por la cual se adoptan las normas sobre construcciones sismo resistentes". Bogotá, Colombia.

Correa Calle, Oscar; García Orozco Francisco J.; Aguilar Gómez, Miguel A.; Giraldo Orjuela, Leonardo J, (2015). "Informe sobre el estudio de las formas del relieve modificado en la zona urbana de Manizales. Mapeo de cortes y rellenos. Agrupación y caracterización de las formas del relieve modificado de la zona urbana". Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales - CORPOCALDAS. Contrato interadministrativo No. 213-2012. Manizales (Colombia).

Correa Calle, Oscar (2008). "Estudio de Vulnerabilidad Sísmica y Diseño del Reforzamiento Estructural del Palacio de Justicia de Pereira. Tomo Informe Geotécnico". Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales para el Consejo Superior de la Adjudicación – Unidad de Recursos Físicos e Inmuebles. Pereira (Colombia).

Correa Calle, Oscar (2007). "Análisis Geotécnicos Retrospectivos y Predictivos deslizamiento El Arenillo". CORPOCALDAS, Estudios y diseños de obras de estabilidad del deslizamiento El Arenillo de diciembre de 2006 en la ciudad de Manizales - Tomo I. Manizales (Colombia).

Correa Calle, Oscar y Portilla Gamboa, Modesto (2000). "Modelación Dinámica del Depósito Fluvio - Lacustre de la Sabana de Bogotá. Sondeo N - 49, INGEOMINAS". Trabajo del Magíster en Ingeniería - Geotecnia. Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá. Bogotá (Colombia).

Correa Calle, Oscar (1994). "Ensayos de campo para la caracterización geotécnica del subsuelo, una revisión del estado actual de conocimientos sobre la ejecución e interpretación del ensayo de penetración estándar". Revista Boletín de Vías, Transportes y Geotecnia. Universidad Nacional Sede Manizales (Colombia).

Der Kiureghian, A., and A. H-S. Ang. (1975). "A line source Model for Seismic Risk Analysis". University of Illinois at Urbana-Champaign. Civil Engineering Studies Structural Research Series N° 419. Urbana, IL (USA).

Díaz Rodríguez, J. Abraham (1995). "Determinación de las Propiedades Dinámicas de los Suelos". Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Postgrado de la Universidad Nacional Autónoma de México – UNAM. México D.F., 1985.

Dobry, R. and Vucetic, M. (1987). "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits". Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils. Vol. 2(51–87). México D.C. (México).

Duque, G. (2006). Estudio de cinco conducciones subterráneas para el trasvase de aguas residuales, entre varias subcuencas del Olivares y el Río Chinchiná, en el sector urbano de Manizales-Villamaría y otras microcuencas vecinas. INGENIERÍA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL – INGESAM, 2006.

Duncan, J.M.; Byrne, Peter; Wong, Kai S. and Mabry, Phillip (1980). "Strength, Stress – Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses. Report No. UCB/GT/80-01". College of Engineering Office of Research Services, University of California, Berkeley, California (USA).

Estrada, Gabriel y Ramírez, Jesús Emilio, S. J. (1977). "Mapa de riesgo sísmico para Colombia". Universidad Javeriana - Instituto Geofísico de los Andes Colombianos. Bogotá (Colombia).

Finn W., D. L., (2000). "State-of-the-art of geotechnical earthquake engineering practice". Soil Dynamics Earthquake Engineering 20 (2000), ELSEVIER, 1-15.

Gallego, M., y Ordaz, M. (1999). "Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias". Revista internacional de ingeniería de estructuras. Vol. 4, 1, pp 45-60. No. 179-2012.

Gallego, M. (2000). "Estimación del Riesgo Sísmico en la República de Colombia". Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, 110pp.

García et al. (2005). "Inslab earthquakes of Central Mexico: Peak Ground Motion Parameters and Response Spectra", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 95, No.6 pp. 2272-2282.

GeoSub (2015). "GEO-03-662 Informe Perforaciones Exploratorias, Análisis de Laboratorio e Instrumentación de Materiales - Áreas de Rellenos Antrópicos Barrios Palermo y La Estrella, Manizales (Caldas)". Convenio CORPOCALDAS – Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales – IDEA. Orden contractual UN 049/2015. Manizales (Colombia).

Hardin B. O., Black A. M. (1968). "Vibration modulus of normally consolidated clay". ASCE Journal of the soil mechanics and foundations Division 94 (SM"), 353-369.

Hardin, B. (1978). "The nature of stress-strain behavior of soils". Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Pasadena, California, Vol. 1, 3-89.

Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No.SM6, 603-624.

Idriss, I. M. and Sun, Joseph I. (1992). "User's Manual for SHAKE91". Department of Civil Environmental Engineering, University of California, Davis (USA).

Idriss, I.M., Dobry, R., Singh, R.D. (1978). Nonlinear behaviour of soft clays during cyclic loading. Proc. ASCE, Vol. 104, GT12, 1427–1447.

Idriss, M. I. y Seed, H. B. (1968). Seismic Response of Horizontal Soil Layers. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 94, N° SM4, Julio 1968.

INGEOMINAS (1999). "Volumen II: Zonificación Sismo-geotécnica Indicativa para la reconstrucción de Armenia. Terremoto del Quindío (enero 25 de 1999). Informe Técnico-Científico.". Armenia (Colombia).

INGEOMINAS, UPES, DNPAD, Universidad de los Andes (1997). "Microzonificación sísmica de Santa Fe de Bogotá". INGEOMINAS. Bogotá (Colombia).

INGEOMINAS (1996). "Curso de capacitación sobre operación y mantenimiento de acelerógrafos digitales – K2". Carder, Pereira (Colombia).

Ishibashi, I. (1992). "Discussion to effect of soil plasticity on cyclic response", by M. Vucetic and R. Dobry. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 5, 830-832.

Ishihara, K. (1982). "Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis". Zurich: International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, pp. 237-259.

Ishihara, K. (1989). "Dinámica Aplicada a Estabilidad de Taludes". Memorias del curso. Sociedad Colombiana de Geotecnia y Universidad Nacional de Colombia, con el auspicio de la Agencia Japonesa de Cooperación Internacional, Jica. Agosto 2 y 3. Bogotá (Colombia).

Ishihara, K. (1996). Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. New York: Oxford University Press Inc.

Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y. (1982). "Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range". Soils and Foundations, Vol. 22, No. 4, pp. 1-18.

Kramer, S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". New Jersey: Prentice Hall civil engineering and engineering mechanics series.

Ley 400/97

Lodde P.F. and Stokoe, K.H. (1981). "Dynamic Response of San Francisco Bay Mud". Geotechnical Engineering Report, University of Texas at Austin.

Millán Ángel, Álvaro (1988). "Estudio de Suelos y Recomendaciones de Cimentación –Palacio de Justicia de Risaralda. Calles 41 y 42 Carreras 7ª y 8ª – Pereira". Ingeniería y Estudios Ltda., Pereira (Colombia).

Ministerio del Transporte – Instituto Nacional de Vías, INVIAS (1996). "Procedimientos Técnicos Internos I.N.V. E números 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 111, 112, 122, 123, 124, 125, 126, 128, 141, 149, 151, 152, 153, 154, 161, 170, 171". Bogotá, Colombia.

Ministerio de Obras Públicas y Transporte (1984). "Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes. Decreto 1400 de junio 7 de 1984". Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS para el MOPT. Bogotá (Colombia).

Morales Ramírez, Ivón Yamile (2011). "Factores de Amplificación de Ondas Sísmicas en Cenizas Volcánicas". Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil. Trabajo de grado. Bogotá D.C. (Colombia).

Naranjo, J. L., y Ríos, P. A. (1989). Geología de Manizales y sus alrededores y su influencia en los riesgos geológicos. Universidad de Caldas, Manizales, 1989.

NSR-10. Normas Colombianas de diseño y Construcción Sismo-resistente. Ministerio de Vivienda. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010.

Ordaz, Mario et.al. (2007). Programa Crisis para modelación probabilista de la amenaza sísmica y tsunamigénica basada en escenarios estocásticos. Versión 7.6.0.0. Manual de usuario y referencia técnica. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), Instituto de Ingeniería. Disponible en: http://www.ecapra.org/software/CRISIS_2007.zip

Ordaz, M., Martinelli, F., Agular, A., Arboleda, J., Meletti, C., D'Amico, V. (2014). "CRISIS 2014". Program for computing seismic hazard. UNAM, 2014.

Padilla, J. M. (2004). "GCTS Resonant Column Device". Manual of TSH-100 Resonant Column Test System. Geotechnical Consulting Testing System, Tempe, USA. Traducción y complementos: O. Correa-Calle Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

Presidencia de la República de Colombia (1999). "Decreto N° 34 del 8 de enero de 1999, por medio del cual se modifican algunas disposiciones del Decreto N° 33 de 1998". Bogotá, Colombia.

Presidencia de la República de Colombia (1998). "Decreto N° 33 del 9 de febrero de 1998, por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-98". Tomos I y II. Bogotá, Colombia.

Rodríguez Segurado, Montse (2007). "Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona". Universidad Politécnica de Cataluña. Tesis. Barcelona (España).

Salgado G., Mario A. (2014). "Evaluación de la amenaza sísmica a nivel de roca firme para Manizales". Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales - CORPOCALDAS. Contrato interadministrativo No. 179-2012. Manizales (Colombia).

Salgado G., Mario A. (2013). Curso de Evaluación de Amenaza y Riesgo Sísmico usando CAPRA. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales - CORPOCALDAS. Contrato interadministrativo No. 179-2012. Manizales (Colombia).

Salgado M., Bernal G., Yamín L., Cardona O. (2010). Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. Rev. de Ing. 32: 28-37. Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.

Sarria Molina, Alberto (1978). "Revisión del mapa de riesgo sísmico de Colombia". Universidad de los Andes. Bogotá (Colombia).

Sarria Molina, Alberto (1995). "Ingeniería Sísmica". Ediciones Uniandes, segunda Edición, Bogotá (Colombia).

Schnabel, P. ; Seed H. B., and Lysmer, J. (1972). "Modification of seismograph records for effects of local soil conditions". Seismological Society of America.

Seed, H. B.; Romo, M. P.; Sun, J. I.; Jaime, A.; and Lysmer J. (1988) The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions. Earthquake Spectra: November 1988, Vol. 4, No. 4, pp. 687-729.

Seed, H. B. e Idriss, M. I. (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis. Report N° UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Diciembre de 1970.

Silva, Walter; Stark, Cathy; Pyke, Robert; Idriss, I.M. y Humphrey, James R.. (1995). "Validation Of One-Dimensional Site Response Methodologies". Submitted to Earthquake Spectra, february 19 1995.

Towhata, I. (2008). Geotechnical Earthquake Engineering. Tokio: Springer Series in Geomechanics and Geoengineering, Editors: Wei Wu · Ronaldo I. Borja.

UNIANDES - CIMOC, CEDERI (2002). "Informe Final Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales – Caldas". Alcaldía de Manizales, Oficina Municipal para la Prevención y Atención de Desastres – OMPAD. Manizales (Colombia).

UNIANDES - CIMOC, CEDERI (1999). "Exploración Geotécnica, Investigación de Laboratorio y Zonificación Sísmica de Pereira, Dosquebradas y Santa Rosa de Cabal (Departamento de Risaralda)". Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres DNPAD y Corporación Autónoma Regional de Risaralda CARDER. 147 pp. Pereira, (Colombia).

Vucetic, M., Dobry, R. . (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1.

Vusetic, M. (1994). Cyclic threshold shear strains in soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120, 2208-28.

Yamín L. E., Caicedo B y Solano E. (2000). "Evaluación de la respuesta dinámica del subsuelo en depósitos volcánicos y sus implicaciones para el diseño sísmico". Universidad de los Andes, Centro de Innovación y Desarrollo Tecnológico - CITEC. Bogotá (Colombia).

Yasuda, S. y Yamaguchi, I. (1985). "Dynamic soil properties of undisturbed samples". 20th Ann. Conv. JSSMFE, pp. 539–542, Nagoya.

13 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

ARANGO, Ignacio (1980). "Ingeniería Sísmica Aplicada a Problemas Geotécnicos". Sociedad Colombiana de Geotecnia. Memorias del Segundo Seminario Colombiano de Geotecnia, Bogotá (Colombia).

Bazzurro, P. y Cornell, A. (2004). Ground Motion Amplification in Nonlinear Soil Sites with Uncertain Properties. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, No. 6, pp. 2090-2109, Diciembre de 2004.

BOMMER, Julián J., RODRÍGUEZ P., Carlos E. (2001). "Earthquake-Induced Landslides in Central America". Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science. London (United Kingdom).

BOZORGNIA, Yousef, BERTERO, Vitelmo V. (Editors). (2004). "Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering".

CARDONA A., Omar D.; BERNAL L., Carlos E.; CAMPOS G., Ana; PRIETO R., Samuel D. (2002). "Aspectos técnico científicos que fueron objeto de discusión y acuerdo para los resultados de la segunda fase del proyecto de microzonificación sísmica de Manizales". Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS, Manizales, septiembre 25 de 2002.

DAS, Braja M. (1993). "Principles of soil dynamics". PWS-KENT Publishing Company, Illinois, United States.

GARCÍA N., Jesús R. (2007). "Análisis Comparativo del Fenómeno de Licuación en Arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)". Universitat Politècnica de Catalunya, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona (España).

HURTADO, Jarge E., LONDOÑO, Jhon M., MEZA, M.A. (2001). "On the Applicability of Neural Networks for Soil Dynamic Amplification Analysis". Elsevier. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 21 (2001) 579±591.

INTEINSA (2007). "Ejecución e Interpretación de Ensayos Dinámicos y Down Hole - Deslizamiento El Arenillo en Manizales (Colombia)". Informe Final I 2098-ED-Final, Informe parcial de consultoría del Ingeniero Carlos Enrique Escobar Potes para CORPOCALDAS. Manizales (Colombia).

INTEINSA (2008). "Ejecución e Interpretación de Ensayos Dinámicos - Palacio de Justicia de Pereira". Informe Final I 2117-Final, Informe parcial de consultoría de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales para el Consejo Superior de la Judicatura. Pereira (Colombia).

ITEC LTDA (2004). "Sistema de Información Sísmica para Manizales - Manual del Usuario". Universidad de los Andes. Bogotá (Colombia).

ITEC LTDA (2008). "Acelerógrafo SMA-03 - Manual del Usuario". Universidad de los Andes. Bogotá (Colombia).

Jibson, R. (1987). Summary of research on the effects of topographic amplification of earthquake shaking on slope stability. Menlo Park, California.: Open-File Report 87-268, U.S. Geological Survey.

Kawase, H. a. (1990). Topography effect at the critical SV wave incidence: possible explanation of damage pattern by to the Whittier-Narrows, California, earthquake of 1 October 1987. Bull. Seism. Soc. Am., 80, 1-22.

Kim T.C., Novak M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Ontario: Canadian Geotechnical Journal, 18, 37 1-89.

KINEMATRICS INC (2000). "ETNA Digital Recorder - User Guide". Pasadena (United States of America).

Levret. A., C. L. (1986). The Provence earthquake of June 11th, 1909 (France): New assessment of near-field effects. . Lisbon: Proceedings of the 8th European Conference of earthquake Engineering.

Marcuson III, W. a. (1978). Effects of time on damping ratio of clays. ASTM STP 654 Dynamic Geotechnical Testing, pp. 126-147.

Mejía G., O. (1995). Algunas Propiedades Geotécnicas de Los Suelos Cohesivos Derivados de Tefra Predominantes en El Departamento de Caldas. Manizales.

MÉNDEZ, Ricardo A., INGEOMINAS (2004). "Metodología para el Análisis Sedimentológico de Muestras Volcánicas". INGEOMINAS. Manizales (Colombia).

MÉNDEZ, Ricardo A., INGEOMINAS (2009). "Depósitos de origen volcánico asociados a los movimientos en masa de la ciudad de Manizales". Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales. Foro sobre la Gestión del Riesgo por Inestabilidad de Terrenos en Manizales, Ponencia de INGEOMINAS. Manizales (Colombia).

NARANJO HENAO, José Luis (2005). "Modelo de Evolución Morfotectónica del Sistema de Fallas de Romeral entre Pereira (Risaralda) y Filadelfia (Caldas)". Autopistas del Café Cuaderno de Investigación. 2005. Manizales (Colombia).

OMPAD - Alcaldía de Manizales, UNAL - Manizales, UNAM, UNIANDES (2007). "SISMan- LISA. Manual del Usuario". Sistema de Información Sísmica de Manizales y Laboratorio de Instrumentación Sísmica Automática. Manizales (Colombia).

ORDAZ, Mario (2001). "Evaluación de Efectos de Sitios en Armenia (Colombia) Utilizando Vibración Ambiental y Ondas de Coda". INGEOMINAS - Bogotá. Informe Interno. 121 pp.

ORDAZ, Mario, Huerta, B., Reinoso, E. (2003). Exact computation of input-energy spectra from Fourier amplitude spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 597-605.

PEREZ DE ÁGRED A, Eduardo A. (1990). "Propiedades Dinámicas de los Suelos y su Determinación". E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Barcelona (España).

PRIETO, Rafael, VILLARRAGA, Manuel R. (2002). "Análisis del Comportamiento Dinámico No Lineal del Suelo y sus Efectos Locales, utilizando el Método de los Elementos Finitos Tridimensionales". Universidad Nacional de Colombia Sede Bogotá. VI Congreso Colombiano de Elementos Finitos y Modelamiento Numérico. Bogotá (Colombia).

Redondo, G. A. (2003). "Comportamiento geomecánico de los materiales de origen volcánico aplicado a la estabilidad de taludes del Eje Cafetero". Bogotá.

RIEPL P., J., HATZFELD, Bard, D., PAPAIOANNOU, C., NECHTSCH EIN, S. (1998). "Detailed Evaluation of Site-Response Estimation Methods across and along the Sedimentary Valley of Volvi (EURO-SEISTEST)". *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 88, No. 2, pp. 488-502 (United States of America)..

RODRÍGUEZ G., Edgar E. (2009). "Análisis Dinámico de Presas de Enrocado". Sociedad Colombiana de Geotecnia e INGEOMINAS. Memorias del Seminario sobre Presas de Enrocado con Cara de Concreto y Estabilidad de Laderas Conexas". Bogotá D.C. (Colombia).

Rodríguez, J. A. (2005). *Dinámica de suelos*. Mexico, D.F.: Limusa S.A. de C.V Grupo Noriega Editores.

Sandoval M., A. (2002). *Comportamiento Geotécnico de las Cenizas Volcánicas del Glacis del Quindío*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería Civil, Dpto. Ing. Civil, Unidad de Geotecnia.

SANTAMARINA, J. Carlos, KLEIN, Katherine. A., FAM, Moheb A. (2001). "Soil and Waves. Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring". John Wiley & Sons Ltd. ISBN 0-471-49058-X, London, (England).

Seed H. B., I. I. (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes". *Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, Monograph Series*, 13.

Seed, H.B and Lee, K.L. (1996). "Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 92 (SMG)*, 105-134.

Siro, L. (1982). Southern Italy November 23, 1980 earthquake. Athens, Greece: *Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*, September 20-25.

STEVEN L., Kramer (1996). "Geotechnical Earthquake Engineerig". *Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics*, United States.

Stewart, J. P., y Goulet, C. A. (2006). Comment on "Nonlinear Soil Site Effects in Probabilistic Seismic Hazard Analysis" by Paolo Bazzurro and C. Allin Cornell. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 96, No. 2, pp. 745-747, Abril de 2006.

Sun J.I., Golesorkhi R., Seed H.B. (1988). "Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils". Berkeley: Report No. UCB/EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California.

Tsige, M., García Flórez, I. (2006). Propuesta de clasificación geotécnica del "Efecto Sitio" (Amplificación Sísmica) de las formaciones geológicas de la Región de Murcia. Geogaceta, 40, 39-42.

VALDEZ M., Emna M. (2007). "Cálculo de Velocidad Vs en el Deslizamiento El Arenillo, Sector Suroccidental del Casco Urbano de Manizales - Caldas, a Partir de Registros de Microtrepidación". Informe parcial de consultoría del Ingeniero Carlos Enrique Escobar Potes para CORPOCALDAS. Manizales (Colombia).

VARGAS J., Carlos A., KAMMER, Andreas, VALDEZ M., Emna M., RODRÍGUEZ P., Carlos E., CANEVA, Alexander, SANCHEZ, Jhon J., ARIAS, Eliana, CORTES, Carlos; MORA, Héctor (2005). "New Geological and Geophysical Contributions in the Section Ibagué - Armenia, Central Cordillera - Colombia". Earth Sciences Research Journal, ISSN: 1794-6190. Universidad Nacional de Colombia, v.9 fasc.2 p.99 - 109. Bogotá D.C. (Colombia).

VARGAS J., Carlos A., MONSALVE, Hugo, BERMUDEZ, María L., CUENCA, Julio C. (2002). "Utilización de Redes Neuronales para la determinación de respuestas de sitio a partir de ondas coda: Aplicación para Armenia, Colombia". Geofísica Colombiana. ISSN: 0121-2974, ed: v.5 fasc.N/A p.27 - 31. Bogotá D.C. (Colombia).

Viggiani, J., Atkinson, J.H. (1995). Interpretation of bender element tests. Geotech., Vol. 45, No. 1, 149-154.

Vilcapoma. (2005). Evolución espacial de los periodos de resonancia y aplicaciones en el análisis mecánico de suelos, Capítulo 3. Movimiento armónico. Trabajo Monográfico para optar el Título de Licenciado en Física.

VILLARRAGA H., Manuel R., PINEDA A., Mauricio, RAMÍREZ R., Andrés F., RAMÍREZ R., Camilo E., ARANGO R., Juan D., RODRÍGUEZ A., Ricardo A., VALENCIA C., Jimmy (2006). "Estudio Paramétrico de la Interacción Sísmica Suelo -Estructura". Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia. Medellín (Colombia).

WESLEY, Laurence D. (2004). "Geotechnical Characterisation and Behaviour of Allophane Clays". University of Auckland. Auckland (New Zealand).

WESLEY, Laurence D. (2004). "Geotechnical Properties of Two Volcanic Soils". University of Auckland. Auckland (New Zealand).

WESLEY, Laurence D. (2010). "Geotechnical Engineering in Residual Soils". Jhon Wiley & Sons Inc., ISBN 978-0-470-37627-0. New Jersey (United States of America).

ZEEVAERT W., Leonardo (2002). "Aceleración de los Pisos de Edificios por la Sismo-Geodinámica". Imprenta de la Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F. (México).