



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DE LA PROPAGACIÓN DE GRIETAS EN
TERRAPLENES DESPLANTADOS EN ARCILLAS
BLANDAS**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN VÍAS TERRESTRES

P R E S E N T A :

ING. ALFREDO ROMERO GUZMÁN

DIRECTOR DE TESINA: DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

CIUDAD DE MÉXICO

SEPTIEMBRE, 2017



CONTENIDO

RESUMEN	1
OBJETIVOS Y ALCANCES	2
1. INTRODUCCIÓN	3
2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	4
3. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO	5
3.1 Ubicación de la zona de estudio	5
3.2 Descripción de los trabajos	6
3.3 Mediciones piezométricas	8
4. CARACTERIZACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	9
4.1 Distribución de la velocidad de onda de cortante.....	9
4.2 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y de amortiguamiento	11
4.2.1 Determinación de las curvas de degradación y amortiguamiento.....	13
5. CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO	15
5.1 Espectros de peligro uniforme para sismos normales.....	15
5.2 Historia de aceleraciones sintéticas	16
5.3 Obtención de acelerogramas sintéticos.....	18
5.4 Selección de sismos semilla para el análisis.....	20
6. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO	24
6.1 Análisis en el dominio de la frecuencia.....	24
6.1.1 Análisis probabilista con RADSH	24
6.1.2 Análisis determinista con SHAKE.....	25
6.2 Análisis en el dominio del tiempo	28
6.2.1 Análisis de respuesta de sitio no lineal.....	30
7. MODELO NUMÉRICO	34
7.1 Interacción suelo-terraplén	35
7.2 Evolución de los asentamientos.....	36
8. ANÁLISIS NUMÉRICO	38
8.1 Análisis estático.....	42



8.2	Análisis dinámico	48
8.2.1	Respuesta de sitio lineal.....	48
8.2.2	Análisis de respuesta de sitio no-lineal	49
8.2.3	Respuesta sísmica con la presencia de terraplén y sin grietas	50
8.2.4	Respuesta sísmica sin la presencia del terraplén bajo la influencia de discontinuidades	52
8.2.5	Respuesta sísmica con la presencia de terraplén y la influencia de discontinuidades	55
8.2.6	Respuesta sísmica con la presencia del terraplén y a corto, mediano y largo plazo	58
8.2.7	Comportamiento de las discontinuidades durante el evento sísmico.....	67
CONCLUSIONES.....		74
REFERENCIAS		76



RESUMEN

Se presenta y discute un estudio numérico sobre el desempeño de un terraplén conformado de materiales granulares para evitar la propagación de grietas del suelo a pavimentos desplantados en arcillas compresibles encontradas en la Ciudad de México y la influencia que pueden tener estas grietas y discontinuidades en la respuesta sísmica de sistemas suelo-terraplén. El sistema propuesto consiste en un terraplén de 2 metros de altura conformado de materiales granulares, que servirá como cimentación de la estructura de pavimentos para vías terrestres.

Se desarrolló un modelo tridimensional de diferencias finitas del suelo y el terraplén con el programa FLAC^{3D}, para el análisis se considera el modelo de falla Mohr-Coulomb. El terraplén se modeló con elementos sólidos y las grietas con elementos de interfaz. Se utilizaron fronteras de campo libre en los bordes del modelo para permitir la disipación de energía y evitar la reflexión de las ondas. Se realizó un análisis estático con el que se evaluó el comportamiento de las grietas ante hundimientos a corto plazo debido al peso propio del terraplén, y a mediano y largo plazo (i.e. 5, 10, 30 y 60 años) tomando en cuenta el hundimiento generado por el abatimiento del nivel freático debido a la extracción de agua en la zona de estudio. El efecto del agrietamiento sobre la respuesta sísmica se evaluó comparando los resultados del análisis de respuesta del sitio con y sin agrietamiento, y variando la separación entre interfaces y su profundidad. Se obtuvo la respuesta de sitio en campo libre y la respuesta sísmica del sistema suelo-terraplén estudiando el efecto de las grietas en la respuesta dinámica del sistema. El comportamiento no lineal se tuvo en cuenta utilizando propiedades lineales equivalentes calibradas frente a varios análisis de propagación de onda 2-D.

Con los resultados de esta investigación se pudo determinar la conveniencia del uso del terraplén propuesto como cimentación de vías terrestres desplantadas en arcillas blandas, también se obtuvo un panorama general sobre el efecto que las discontinuidades pueden tener en la respuesta sísmica de los depósitos del suelo con grandes estratos de arcillas blandas y en la eficiencia del terraplén propuesto para evitar la propagación de grietas de suelo a pavimentos.



OBJETIVOS Y ALCANCES

La zona lacustre de la Ciudad de México y en particular la zona del ex Lago de Texcoco presenta grietas de tensión de profundidad y extensión variables que suelen intersectarse entre ellas siguiendo un patrón aleatorio. En este estudio se analizará el efecto que pueden tener estas grietas en la respuesta de sitio y se evaluará el desempeño sísmico de un terraplén conformado de materiales granulares, durante y después de un sismo severo, el objetivo principal es entonces, conocer el comportamiento del terraplén en condiciones extremas y determinar si bajo estas condiciones las grietas se propagan a las capas superiores. Inicialmente se estudiará el cambio de los patrones de agrietamiento del campo libre debido al evento sísmico, para lo cual, se llevarán a cabo estudios de respuesta de sitio desarrollados con modelos tridimensionales de diferencias finitas y se evaluará el efecto de la propagación de la grieta en el campo libre durante el evento dinámico considerando un ambiente sísmico tridimensional y su efecto potencial en el terraplén propuesto. La simulación evaluará tanto el comportamiento estático a corto y largo plazo como la interacción sísmica suelo-terraplén durante un evento extremo. De esta forma, se estudiará el efecto del agrietamiento del terreno en la respuesta sísmica del sistema propuesto para el sismo de diseño considerando el efecto de la carga sostenida a mediano y largo plazos. Los análisis se llevarán a cabo con modelos numéricos para ambas condiciones de carga. Estos estudios permitirán generar la información requerida para determinar la conveniencia de implementar la solución que se propone para mitigar la propagación de grietas del suelo a terraplenes y pavimentos.

En este trabajo se desarrolla un análisis para un caso particular, sin embargo, lo que se busca es proporcionar una metodología a seguir para evaluar la propagación de grietas en terraplenes de vías terrestres desplantadas en arcillas compresibles haciendo uso de materiales friccionantes el cual debe ser analizado para cada caso pues las dimensiones y características del terraplén pueden variar drásticamente.



1. INTRODUCCIÓN

El fenómeno de agrietamiento se puede manifestar a consecuencia de cualquier condición que genere esfuerzos de tensión importantes en el suelo. Las grietas del suelo tienen por tanto distintas causas, incluyendo la contracción de las arcillas lacustres por secado, la existencia de esfuerzos de tensión asociados al peso de las construcciones, el fracturamiento hidráulico, los movimientos sísmicos, entre otras. Sin embargo, las grietas más importantes y destructivas son una consecuencia directa del hundimiento regional que se presenta en materiales compresibles como los de la zona lacustre de la ciudad de México por efecto del bombeo de estratos profundos (Auvinet, 2008). Aunque no ha sido ampliamente reconocido en la ingeniería sísmica, la presencia de grietas en un depósito de suelo influye directamente en la propagación de ondas sísmicas (Dineva, 2001, Mayoral y Flores, 2010). Las grietas en suelos arcillosos crean zonas de debilidad en la masa del suelo, lo que ocasiona una reducción en la resistencia del medio y aumenta su compresibilidad, de este modo, la estabilidad de las estructuras que se construyen sobre suelos arcillosos se verán afectadas (Chaosheng et al., 2008).

Es importante evitar que las grietas del suelo se propaguen a las estructuras desplantadas sobre éste para evitar posibles daños o fallas, en los pavimentos la presencia de grietas puede ocasionar filtraciones de agua que provocarán presiones de poro innecesarias que inducen esfuerzos de tensión al pavimento y que derivarán en daños mayores si no son tratadas adecuadamente.

En este trabajo se estudia la influencia que tienen las grietas y discontinuidades (grietas cerradas) sobre la respuesta sísmica de un suelo heterogéneo hipotético considerado. Se evalúa el efecto que puede tener una grieta en la respuesta sísmica de un terraplén conformado de materiales granulares. Para el análisis se generaron modelos de diferencias finitas en dos y tres dimensiones. La respuesta de sitio es obtenida sin grietas y con grietas cerradas, y considerando diferentes profundidades y separaciones de grietas. Además, se revisan los efectos tanto para una sola grieta como para familias de grietas.

En este trabajo, inicialmente se describen de manera general los trabajos de campo y laboratorio que sirvieron como base para los análisis que se llevaron a cabo. Posteriormente se presenta la caracterización de los parámetros geotécnicos para el sitio analizado, entre ellos la variación de la velocidad de onda de cortante, y las curvas del módulo de degradación de rigidez al cortante y de amortiguamiento. En seguida se muestra el ambiente sísmico para la zona de estudio y finalmente



se explican las características de los modelos numéricos y se analizan los resultados de la modelación para distintas condiciones.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La presencia de grietas o fisuras en suelos blandos altamente deformables, está generalmente relacionada con condiciones particulares del subsuelo combinadas con fenómenos ambientales externos, como periodos de sequía o extracción excesiva de agua de los acuíferos (Auvinet, 2008). Estas discontinuidades naturales pueden afectar el comportamiento sísmico y estático de las estructuras que se encuentran desplantadas sobre ellas, especialmente cuando se presentarán cambios en los esfuerzos efectivos durante la vida económica de la estructura debido a hundimientos regionales o a condiciones de carga de servicio. Estos cambios en los esfuerzos efectivos conllevan, a su vez, a grandes asentamientos. Esto es particularmente importante en áreas urbanas ubicadas en arcillas altamente compresibles como la ciudad de México, donde la tasa de asentamiento regional alcanza en promedio 10 cm/año, pero puede llegar a 35 cm/año en algunas zonas. Por lo tanto, es común tener asentamientos del terreno de unos 40 a 90 cm debido a la consolidación por carga sostenida, y alrededor de varios metros debido al hundimiento regional (Romo et al, 2006). Estos asentamientos producen cambios tanto en la configuración del perfil del suelo (en el espesor de los estratos y su geometría), como en las propiedades dinámicas, tales como la distribución de la velocidad de onda de corte debido a la profundidad y en las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte y de amortiguamiento. Todos estos cambios, a su vez, modifican la respuesta sísmica del sistema suelo-terraplén. En particular, el efecto de la variación en las propiedades dinámicas en la respuesta sísmica de sitios situados en arcilla blanda ha sido tenuemente estudiado por otros investigadores (Ovando et al, 2007), encontrando que la variación de las velocidades de onda de corte y de las curvas de degradación de módulo de rigidez al corte y de amortiguamiento puede modificar significativamente la respuesta. No obstante, el impacto de estas variaciones en el comportamiento sísmico de los sistemas de suelo-terraplén no ha sido abordado, ni el efecto de los cambios en la configuración del perfil del suelo después de varios metros de hundimiento regional. Sin embargo, estos efectos pueden modificar drásticamente la respuesta de campo libre, del medio y la respuesta de terraplenes de vías terrestres en el tiempo.



Para mitigar este efecto de propagación de grietas a pavimentos desplantados en arcillas blandas compresibles, se propuso una estructura de defensa, dicha estructura es un terraplén conformado de materiales granulares de 2 metros de altura desplantado sobre la superficie del suelo.

Este trabajo estudia los efectos de estos fenómenos en un terraplén de materiales granulares para evitar la propagación de grietas que puedan afectar el desempeño de pavimentos en la zona lacustre.

3. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1 Ubicación de la zona de estudio

El área de estudio se localiza en la zona del Lago de Texcoco, esta zona se encuentra instrumentada con seis estaciones sismológicas ubicadas en la superficie del terreno (Fig. 1): Texcoco Sosa (TXSO), Texcoco Sitio 1 (TXS1), Texcoco Sitio 2 (TXS2) y Texcoco Chimalhuacán (TXCH), Texcoco (TX5B), Texcoco (T4S3), de las cuales se tienen registros acelerográficos. La estación en suelo más cercana, que registró el sismo del 19 de septiembre de 1985 es Sosa Texcoco (TXSO), ubicada aproximadamente a 5 km del sitio de estudio. La estación en roca más cercana es la denominada San Miguel Tlaixpan (TXCR) la cual se encuentra a 19.9 km aproximadamente al Noreste. Las coordenadas UTM de las estaciones sismológicas se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Coordenadas UTM de las estaciones sismológicas

Estaciones	Coordenadas UTM	
TXSO	x = 498007 m E	y = 2165005 m N
TXS1	x = 502827 m E	y = 2155384 m N
TXS2	x = 502419 m E	y = 2155267 m N
TXCH	x = 505248 m E	y = 2148407 m N
TXCR	x = 500456 m E	y = 2160789 m N
TX5B	x = 503148 m E	y = 2155046 m N
T4S3	x = 503114 m E	y = 2155021 m N

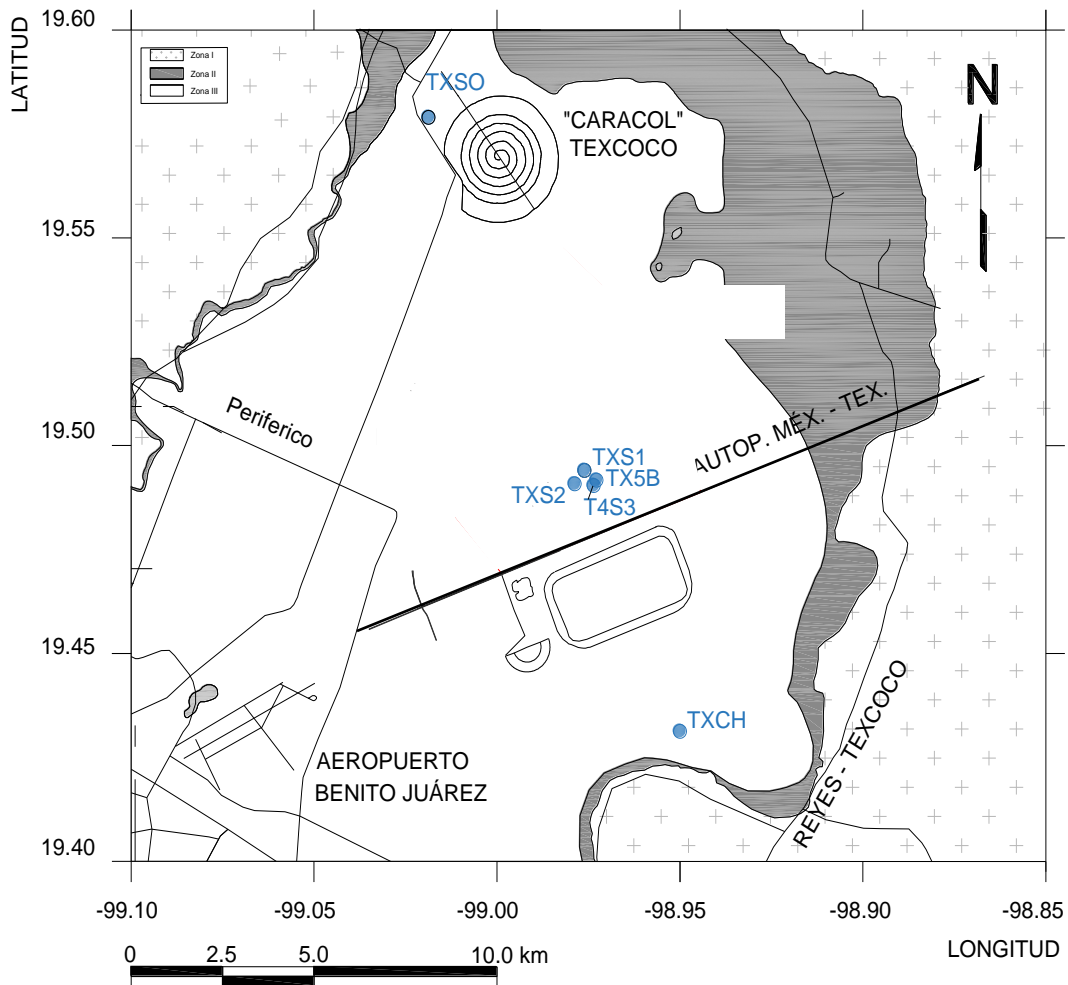


Fig. 1. Ubicación de estaciones sismológicas cercanas al sitio de estudio

3.2 Descripción de los trabajos

En campo se llevaron a cabo muestreos alterados e inalterados, estudios de sonda suspendida (SS), mediciones piezométricas, ensayos de penetración estándar (SPT), ensayos con cono eléctrico (CPT) y sondeos mixtos (SM) a distintas profundidades (en algunos casos los sondeos alcanzan los 80 m de profundidad), todos con la finalidad de establecer adecuadamente las condiciones del sitio de acuerdo con la estratigrafía, propiedades del suelo y las condiciones hidráulicas prevalecientes. En laboratorio se determinaron las características físicas y mecánicas del suelo. A las muestras inalteradas se les hicieron pruebas de columna resonante y triaxial cíclica para estudiar el comportamiento de los geo-materiales encontrados en el sitio de estudio. También se hicieron



series de ensayos de consolidación unidimensional a muestras inalteradas extraídas de los sondeos B-1, B-2, B-3, B-4, B-5 and B-6 (Fig. 2).

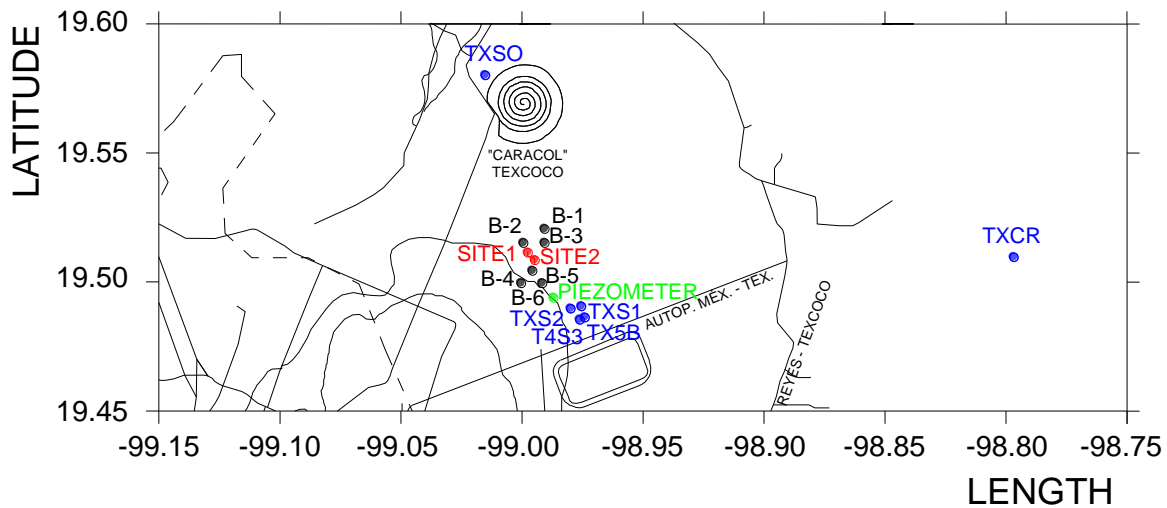


Fig. 2. Ubicación de los trabajos de campo e instrumentación

Con la información geotécnica recopilada a partir de los trabajos de campo (CPT-25, SPT-18 y SS-2), se determinó el perfil de suelo idealizado con base en el sondeo SS-2, el cual se muestra en la Fig. 3, también se muestran los perfiles de velocidad de onda de cortante (V_s) obtenidos en campo mediante CPT y sonda suspendida. En el sitio explorado el depósito de suelo se caracteriza por potentes estratos de arcilla con lentes de limos. Estos depósitos muestran una estratigrafía casi horizontal lo que permitió hacer simplificaciones razonables en los análisis de respuesta dinámica y utilizar herramientas analíticas unidimensionales para llevar a cabo el análisis de propagación de ondas.

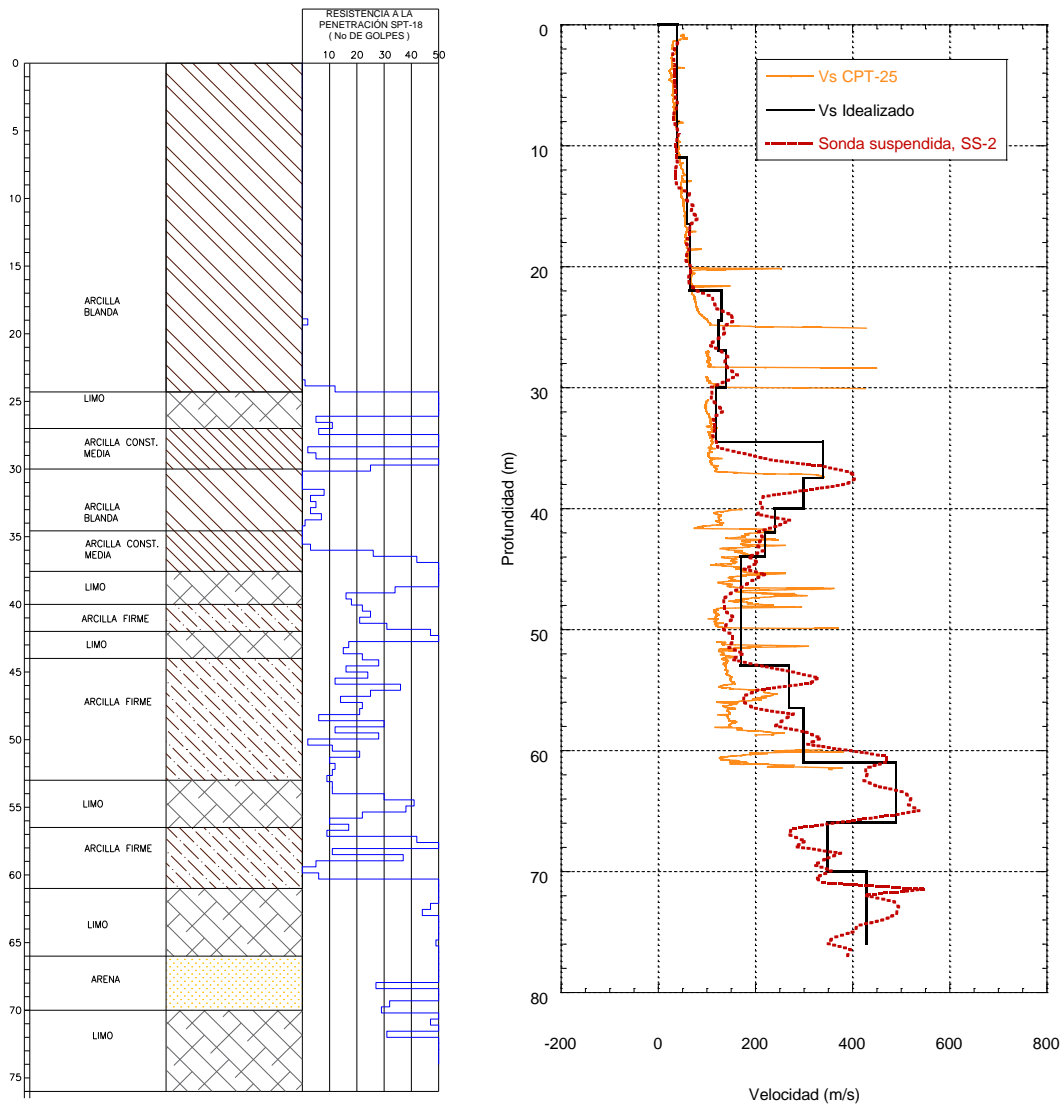


Fig. 3. Perfil estratigráfico idealizado

3.3 Mediciones piezométricas

Se instaló un piezómetro (3PzA) en el sitio instrumentado como se indica en la Fig. 2. De acuerdo con los datos obtenidos del piezómetro se elaboró el perfil hidrostático (Fig. 4), en el que se observa claramente que la distribución de presión hidrostática no es lineal. Esta información permitió realizar la estimación de la evolución del abatimiento de la presión hidrostática para varios intervalos de tiempo (es decir, 5, 10, 30 y 60 años).

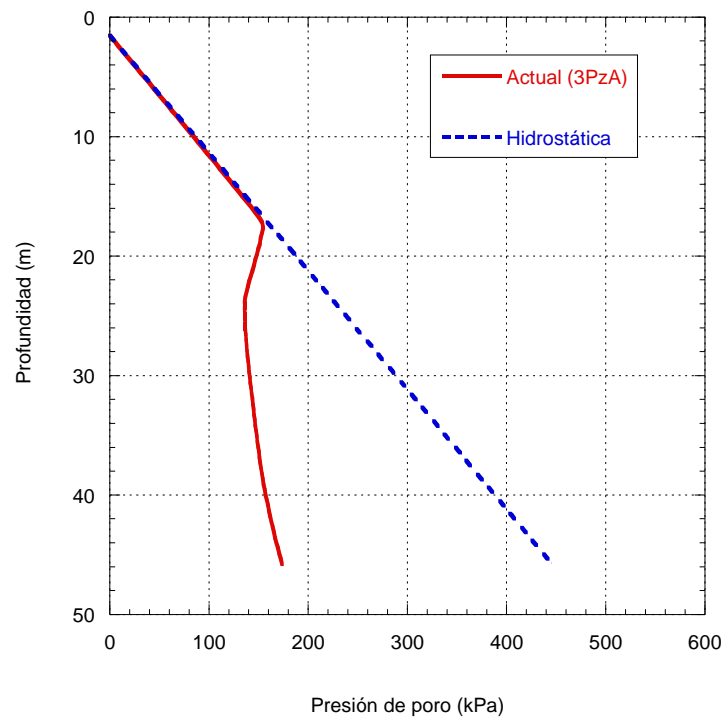


Fig. 4. Perfil piezométrico correspondiente a la estación 3PzA

4. CARACTERIZACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

4.1 Distribución de la velocidad de onda de cortante

Se estimó la variación de las propiedades dinámicas en el tiempo para cada estrato de suelo, con base en la evolución de estado de esfuerzos efectivos calculados con el software FLAC^{3D}. La evolución de la velocidad de onda de cortante se definió a partir de los esfuerzos efectivos calculados con la simulación numérica en cada estrato, correlacionándolos con pruebas de laboratorio puntuales llevadas a cabo a diferentes presiones de confinamiento efectivo y con la correlación empírica mostrada en la ecuación 1. Estos valores fueron corregidos tomando en cuenta los resultados de las observaciones de campo utilizando un factor determinado para las condiciones iniciales de esfuerzos y los valores de velocidad de onda de cortante obtenidos con la sonda suspendida.

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \quad (\text{Ec. 1})$$



donde:

V_s es la Velocidad de onda cortante, en m/s

ρ es la densidad del material en kg/m³

G_{max} es el módulo de rigidez máximo al esfuerzo cortante, en kg/m²

A partir de la comparación de las velocidades de onda de cortante a bajas deformaciones determinadas indirectamente en el laboratorio y las velocidades obtenidas in-situ de la sonda suspendida SS-02, se determinó un factor de corrección de 0.78 para las condiciones iniciales. Considerando este factor constante en el tiempo de consolidación, se determinaron los valores de velocidades máximas esperadas para diferentes tiempos de consolidación con base en los resultados experimentales de columna resonante obtenidos para diferentes esfuerzos de consolidación y los esfuerzos efectivos calculados con la simulación numérica para los diferentes estratos y tiempos de consolidación. Se encontró que el aumento máximo esperado en las ondas de corte medidas inicialmente en arcillas para los diferentes tiempos de consolidación considerados de 5, 10, 30 y 60 años, es aproximadamente de 10, 20, 30 y 40%, respectivamente (Fig. 5).

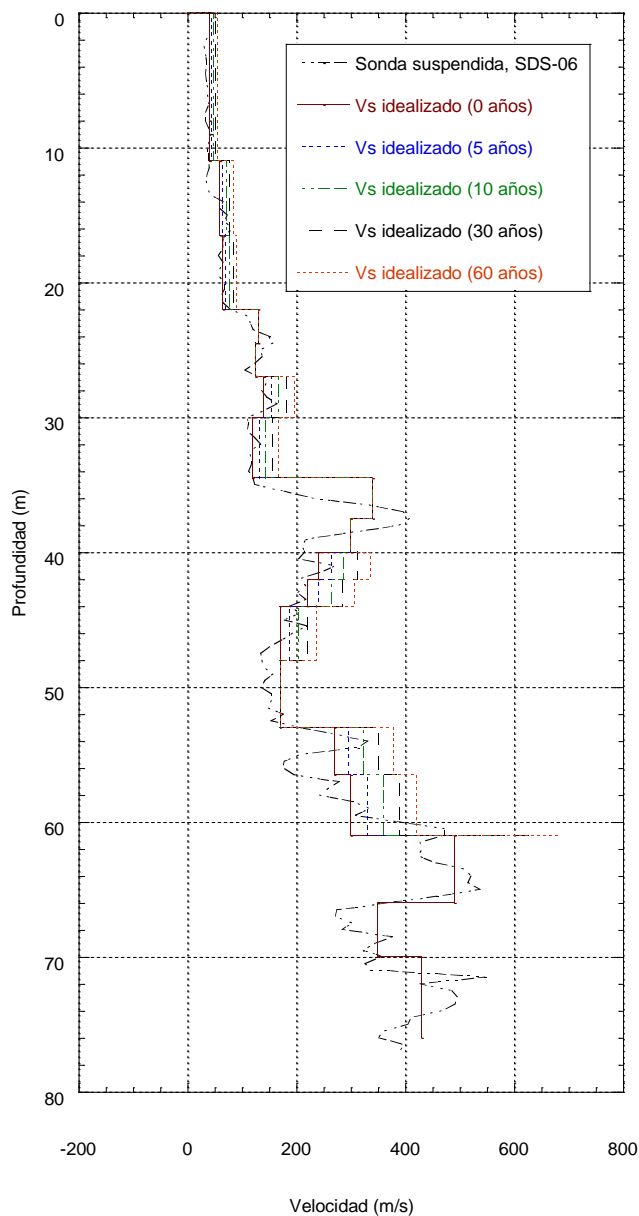


Fig. 5. Perfiles idealizados a diferentes tiempos de consolidación

4.2 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y de amortiguamiento

Con los resultados obtenidos de las pruebas de columna resonante y triaxial cíclica, se generaron las curvas de degradación de módulo de rigidez al cortante (G) y de amortiguamiento (λ) para los geo-materiales encontrados en la zona estudiada, utilizando también los resultados de índice de plasticidad y esfuerzo vertical efectivo correspondiente. Los resultados experimentales se ajustaron siguiendo el modelo de González y Romo (2011), el cual es capaz de tomar en cuenta las no-



linealidades del suelo asociadas a los niveles de deformación angular generados durante un sismo, y que están definidas por las siguientes expresiones:

$$G = (G_{\min} - G_{\max})H_G(\gamma) + G_{\max} \quad (\text{Ec. 2})$$

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H_\lambda + \lambda_{\min} \quad (\text{Ec. 3})$$

$$H_G = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}} \quad (\text{Ec. 4})$$

$$H_\lambda = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{r\lambda}}\right)^{2B_\lambda}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{r\lambda}}\right)^{2B_\lambda}} \quad (\text{Ec. 5})$$

Los parámetros G_{\max} y λ_{\min} corresponden a los valores del G y de λ para el rango de deformaciones en el que el suelo exhibe un comportamiento elástico; estos valores son propios de cada suelo y sitio de estudio. Para las arcillas estudiadas en esta investigación, λ_{\min} presenta valores del orden del 1.5 al 3 por ciento para las arcillas lacustres, que es ligeramente superior al reportado en otros estudios para las arcillas del lago del centro de la ciudad de México, donde fluctúa entre 0.5 a 1.5% (Romo y Ovando, 1996). G_{\min} y λ_{\max} son valores del G y de λ , mínimo y máximo respectivamente, alcanzados por el suelo antes de llegar a la falla bajo carga dinámica. Para el caso de las arcillas lacustres estudiadas en esta investigación, G_{\min} y λ_{\max} tienden a 0.1 MPa y 14% respectivamente.

$$B_G = -2 \cdot 10^{-6} IP^2 + 0.0014 IP + 0.2846 \quad (\text{Ec. 6})$$

$$B_\lambda = -7 \cdot 10^{-6} IP^2 + 0.0038 IP + 0.3282 \quad (\text{Ec. 7})$$

B_G y B_λ son parámetros que definen la geometría característica de las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$, respectivamente. Los valores de B_G y B_λ dependen del índice de plasticidad, IP . El valor de γ_r es una deformación angular de referencia correspondiente al 50% de degradación del módulo de rigidez al cortante, G .



4.2.1 Determinación de las curvas de degradación y amortiguamiento

Para calcular las curvas de degradación y amortiguamiento del módulo normalizado para cada tiempo de consolidación, se utilizó el modelo propuesto descrito anteriormente por González y Romo (2011). Los esfuerzos efectivos obtenidos en la simulación numérica se consideraron como el esfuerzo efectivo de confinamiento para el modelo. Se asumió que el índice de plasticidad no cambia significativamente con el tiempo.

Considerando el índice de plasticidad, IP, de la zona y fijando el valor de λ_r , se obtuvieron las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante, G , y de amortiguamiento, λ , utilizadas en los análisis unidimensionales de respuesta sísmica, las cuales se muestran en las figuras: Fig. 6 y Fig. 7.

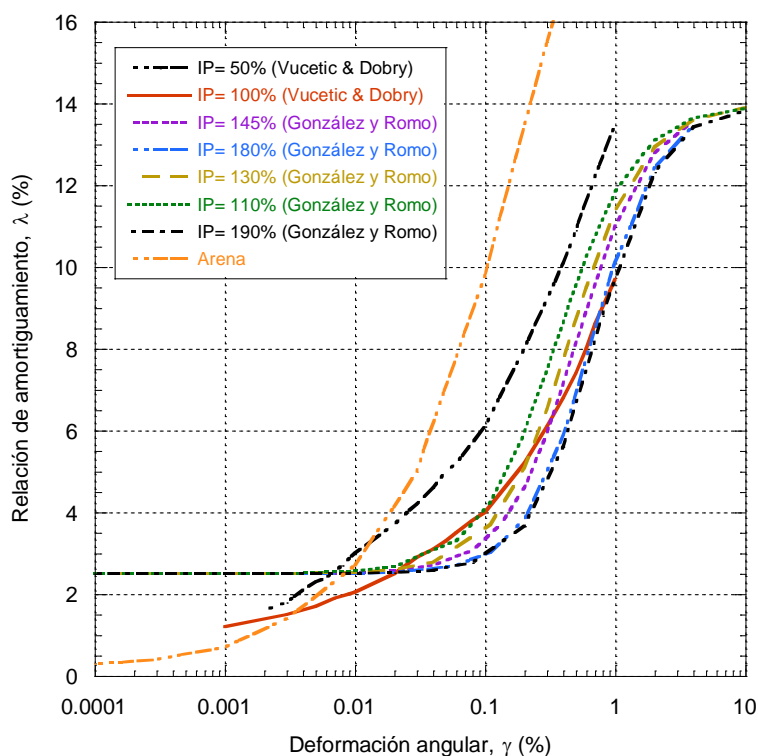


Fig. 6. Curvas de degradación de rigidez al cortante normalizadas, $G/G_{\text{máx}}$

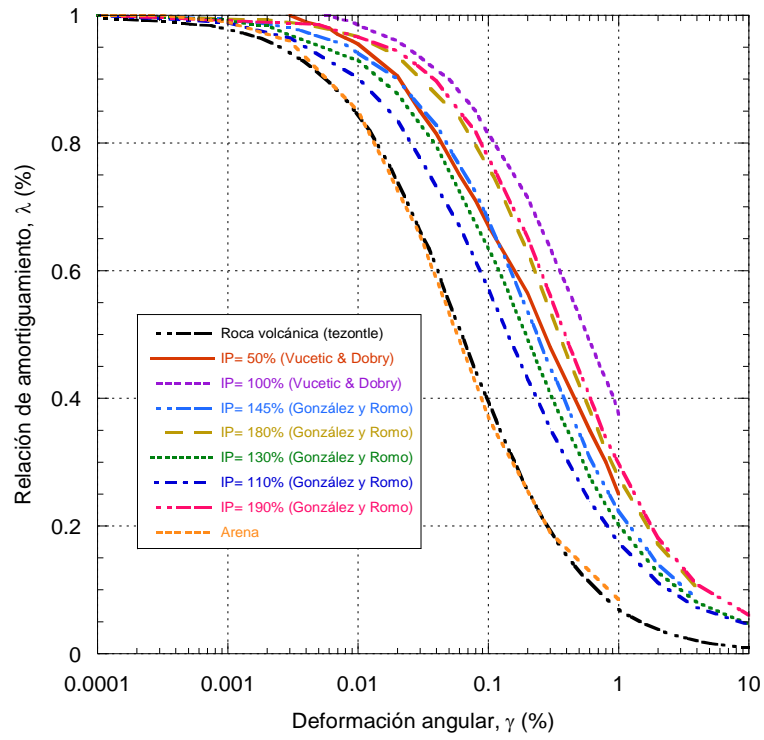


Fig. 7. Curvas de amortiguamiento, λ



5. CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO

El ambiente sísmico se caracterizó en función de espectros de peligro uniforme en un afloramiento en roca para cuatro periodos de retorno: 125, 250, 475, 2475 años (Fig. 8) en San Miguel Tlaixpan (TXRC). El primer periodo es compatible con los espectros de diseño establecidos en el reglamento de construcciones del Distrito Federal, el segundo periodo corresponde al considerado en la actualización más reciente de este reglamento, aún sin oficializarse, y los dos últimos periodos de retorno son usualmente aceptados internacionalmente para obras de infraestructura importantes.

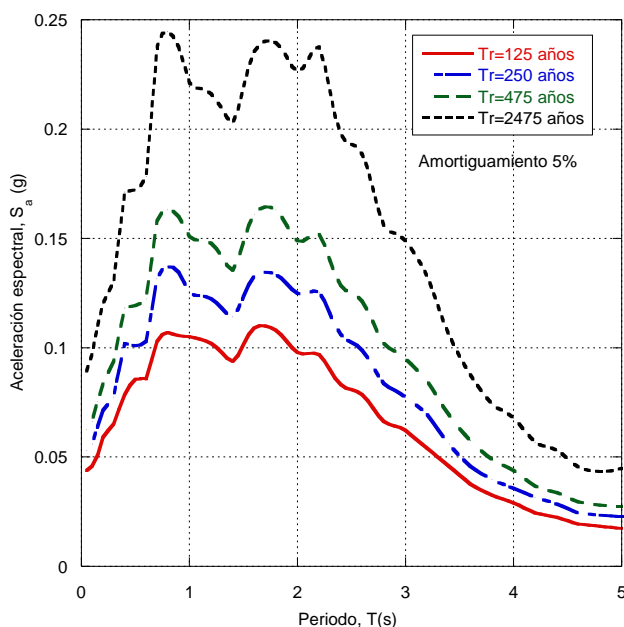


Fig. 8. Espectros de peligro uniforme para sismos de subducción en San Miguel Tlaixpan

5.1 Espectros de peligro uniforme para sismos normales

Los espectros de peligro uniforme para sismos normales fueron proporcionados por el grupo de estructuras del Instituto de Ingeniería, UNAM, también para un afloramiento en roca. La metodología para su obtención se describe en el primer informe parcial entregado por el grupo de estructuras denominado “Estudio de estructuras”. La Fig. 9 presenta dichos espectros.

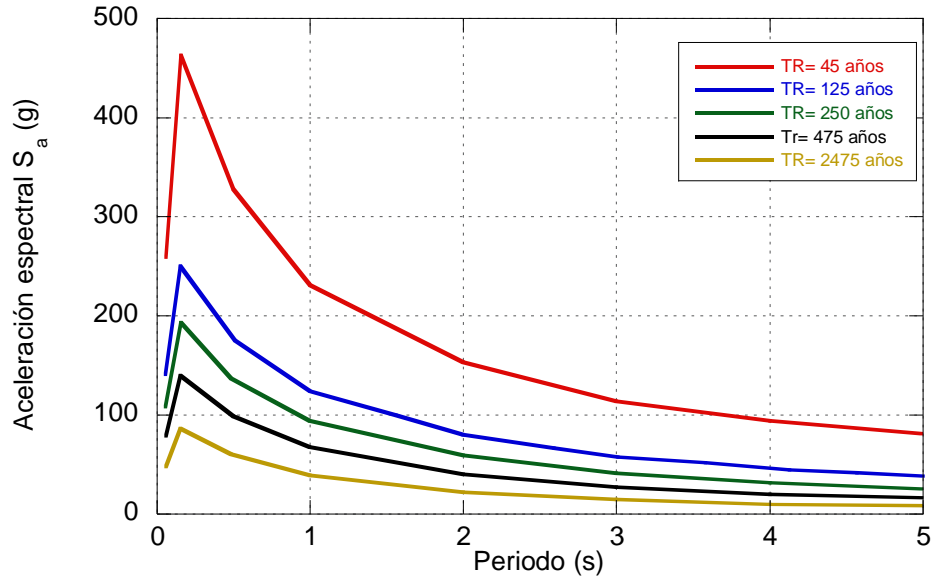


Fig. 9. Espectro de peligro uniforme para sismos normales

5.2 Historia de aceleraciones sintéticas

Lilhanand y Tseng (1988) dan a conocer un método para generar historias de tiempo sintéticas realistas, en el cual se propone tomar las historias de aceleraciones registradas recientemente y ajustar a un espectro de respuesta que define el movimiento que se quiere reproducir para un análisis de respuesta dinámico. Cambios pequeños en los valores de pseudo-aceleración del espectro de respuesta, $\delta R(\omega_i, \beta_k)$, en la frecuencia espectral ω_i para un amortiguamiento espectral β_k pueden relacionarse a ajustes pequeños $\delta a(t)$ en la historia de aceleraciones en el tiempo inicial de entrada, $a(t)$, por medio de la integral de Duhamel:

$$\delta R_{ik} = \delta R(\omega_i, \beta_k) = \int_0^{t_i} \delta a(\tau) h_{ik}(t_i - \tau) d\tau \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde $h_{ik}(t)$ es la función de respuesta del impulso de aceleraciones para un oscilador de un grado de libertad, con frecuencia ω_i y una relación de amortiguamiento β_k ; t_i es el tiempo en el cual se produce el espectro de respuesta; y es el lapso. La tarea de modificar una historia de tiempo para ajustarla a un espectro de referencia se realiza con la ecuación 8 para $\delta a(t)$, dado $\delta R(\omega_i, \beta_k)$.

Para ajustar una serie de valores espectrales de referencia en N frecuencias espectrales para M relaciones de amortiguamiento espectral, la solución de la ecuación 8 puede ser transformada en la



solución de un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales de $M \times N$ dejando que $\delta a(t)$ sea una combinación de un conjunto de dimensiones $M \times N$ establecido como una función linealmente independiente, $f_{ji}(t)$, como sigue:

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N b_{ji} f_{ji}(t) \quad (\text{Ec. 9})$$

En la cual, b_{ji} son coeficientes constantes desconocidos a ser determinados. De las ecuaciones 8 y 9, el conjunto de ecuaciones lineales algebraicas se convierte en:

$$\delta R_{ik} = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N C_{ijkl} b_{ji} | C_{ijkl} | = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) f_{ji}(\tau) d\tau \quad (\text{Ec. 10})$$

De la ecuación 10 se desprende que el orden de eficiencia en el cálculo de C_{ijkl} , es función de $f_{ji}(\tau)$, que puede ser definida como:

$$f_{ji}(\tau) = h_{ji}(t_j - \tau) \quad (\text{Ec. 11})$$

Así que C_{ijkl} es simétrica y puede ser calculada como:

$$C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) h_{ji}(t_j - \tau) d\tau; t_i < t_j \quad (\text{Ec. 12})$$

Una vez calculada la matriz de coeficientes, la ecuación 10 puede resolverse con la solución de ecuaciones lineales estándar; entonces, los ajustes pequeños de $\delta a(t)$ pueden ser obtenidos de la ecuación 9. La historia de tiempo ajustada para cada iteración, $a_1(t)$, se puede obtener de la historia de tiempo de la iteración previa, $a_0(t)$ o empleando la expresión:

$$a_1(t) = a_0(t) + \delta a_0(t) \quad (\text{Ec. 13})$$

La historia de tiempo ajustada se determina por aplicación repetitiva del proceso iterativo anterior y con la precisión deseada para el ajuste entre el espectro de la historia de aceleraciones semilla y el espectro de referencia de amortiguamiento múltiple.



La mayoría de los métodos usados para generar historias de tiempo sintéticas generalmente siguen un procedimiento en el dominio de la frecuencia, para modificar una historia de tiempo inicial de entrada con repetidos ajustes a sus amplitudes de Fourier, utilizando valores espectrales de la semilla como base para generar los valores espectrales de la historia de aceleraciones en la frecuencia espectral ajustada. Como resultado, el ajuste de la historia de aceleraciones $\delta_{a0}(t)$ para cada frecuencia espectral es un movimiento armónico con energía uniforme prolongada sobre la duración total del movimiento. Esto produce perturbaciones significativas tanto en la historia de tiempo así como en el espectro. Contrariamente, el método descrito aquí es un procedimiento en el dominio del tiempo, el cual reconoce la inherencia del dominio del tiempo en la definición de los espectros de respuesta y sólo ajusta la historia de tiempo localmente en $t(i)$, para el cual el valor espectral ocurre. Como resultado, el ajuste de la historia de tiempo sólo produce perturbaciones puntuales, tanto en la historia de tiempo como en el espectro.

5.3 Obtención de acelerogramas sintéticos

Para obtener una historia de tiempo cuyo espectro de respuesta se ajuste razonablemente al espectro de respuesta de diseño, la historia de tiempo seleccionada (registrada) fue modificada usando el método propuesto por Lilhanand y Tseng (1988), con el cual Abrahamson (1993) generó un programa de ajuste espectral. Este método lleva a cabo una modificación en el dominio del tiempo de una historia de aceleraciones para hacerla compatible con un espectro de referencia especificado. La modificación de la historia de tiempo puede efectuarse con una variedad de diferentes modelos. Al hacerlo así, el periodo largo de la fase no estacionaria de la historia de tiempo original se conserva. Aplicando el método descrito anteriormente se generaron los acelerogramas sintéticos como se detalla en el diagrama de flujo mostrado en la Fig. 10.

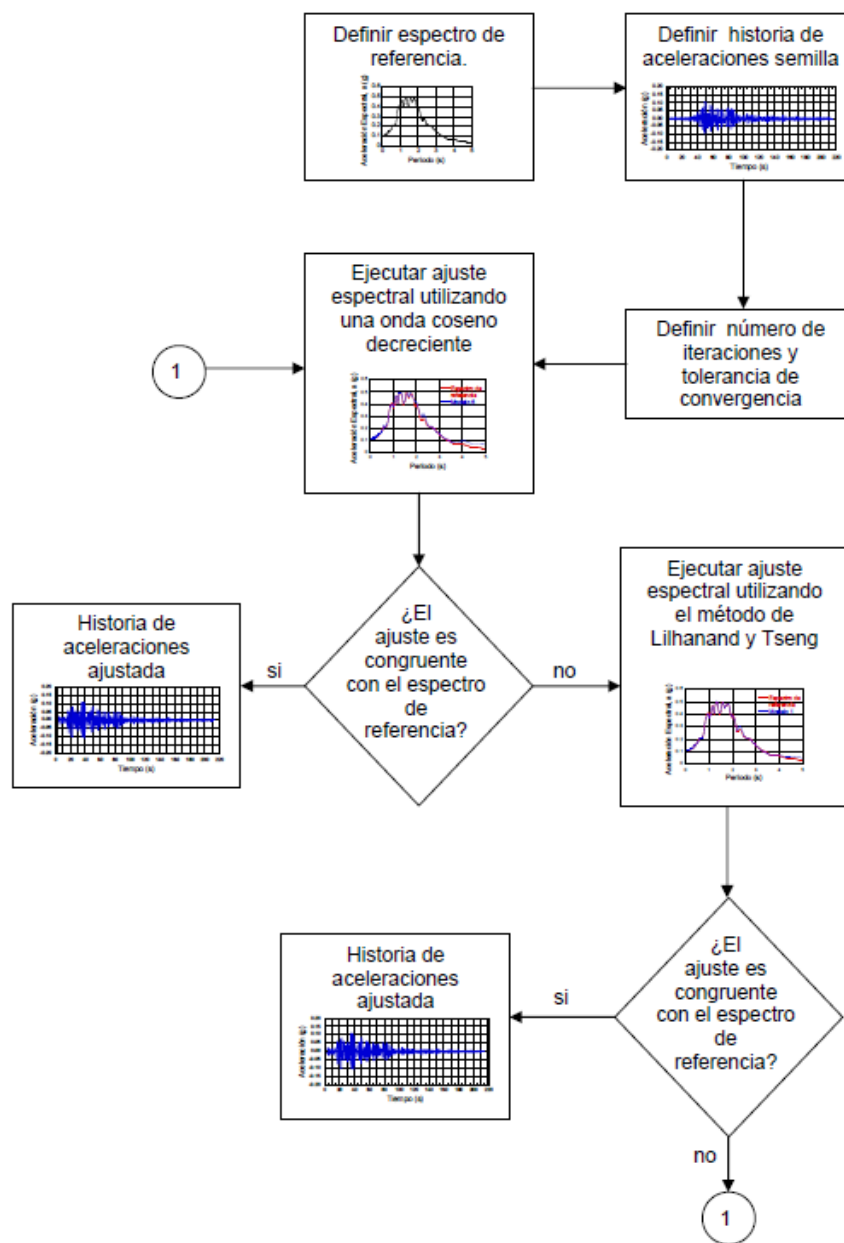


Fig. 10. Metodología para generar historias de aceleraciones sintéticas

Los parámetros que deben tomarse en cuenta en la generación de acelerogramas sintéticos con la metodología presentada en la Fig. 10, son:

- a) El número de iteraciones por realizar, y
- b) La tolerancia de convergencia



Estos dos parámetros tienen una influencia directa en los resultados del ajuste espectral; se puede observar que tanto el número de iteraciones como la tolerancia de convergencia son factores que nos llevan a minimizar el error entre el espectro de respuesta de referencia y el ajustado.

$$|e| = a_{referencia} - a_{ajuste} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

$a_{referencia}$ es la aceleración espectral de referencia

a_{ajuste} es la aceleración espectral ajustada

$e_{mín}$ es el error entre el espectro de referencia y el espectro ajustado, este tiene que ser minimizado en el proceso de ajuste.

El valor fijado como la tolerancia de convergencia es el error mínimo que puede existir entre el espectro de referencia y el ajustado, por lo que, a menor número de iteraciones corresponde un mayor valor en la tolerancia de convergencia, y a mayor número de iteraciones menor valor en la tolerancia de convergencia. Este procedimiento podría plantearse con técnicas numéricas como los algoritmos genéticos, los cuales pudieran hacer más eficiente el proceso.

5.4 Selección de sismos semilla para el análisis

Con base en la información disponible al momento de la elaboración de este informe se seleccionaron cinco sismos, tres de subducción y dos normales. La Tabla 2 resume la información relevante de los eventos. En las gráficas de las figuras Fig. 11 y Fig. 12 se muestra el acelerograma y espectro de respuesta normalizado con respecto al PGA de cada una de las señales empleadas, correspondientes a sismos normales y subducción.

Tabla 2. Sismos empleados para la obtención de historias sintéticas

Sismo	Estación	Año	Magnitud	Distancia epicentral, R (km)	Profundidad focal (km)	PGA (g)
Normal	Huajuapán de León	1980	Ms=6.5	338	70	0.023
	Tehuacán	1999	Mb=7.0	218	69	0.011
Subducción	Michoacán (Tacubaya, Mexico)	1985	Mw=8.1	395	5	0.032
	CENAPRED	1999	Mw=7.4	418	16	0.010
	C.U.	2003	Mw=7.5	524	9	0.004

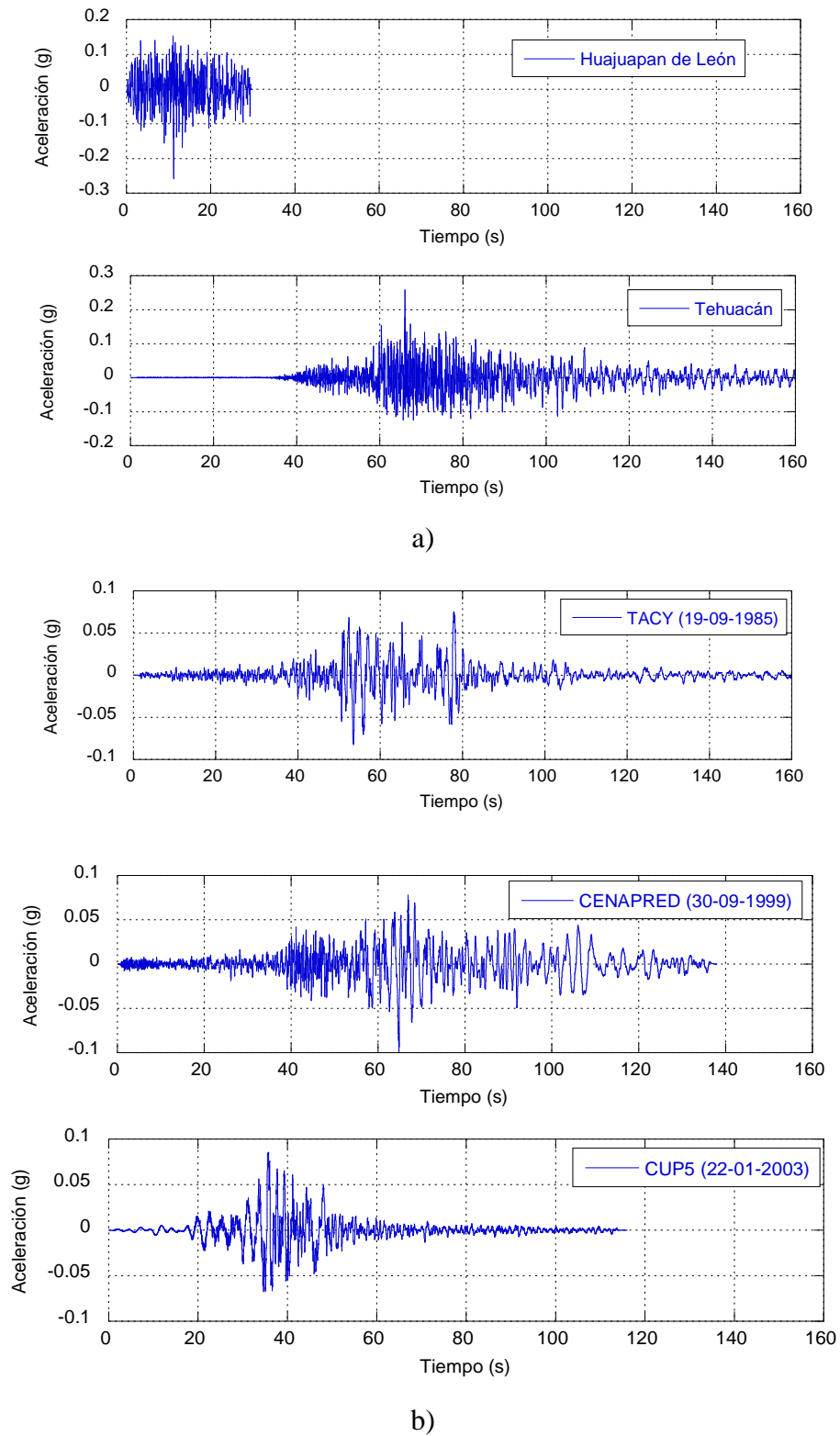


Fig. 11. Historia de Aceleraciones de los sismos semilla a) sismos de subducción y b) sismos normales

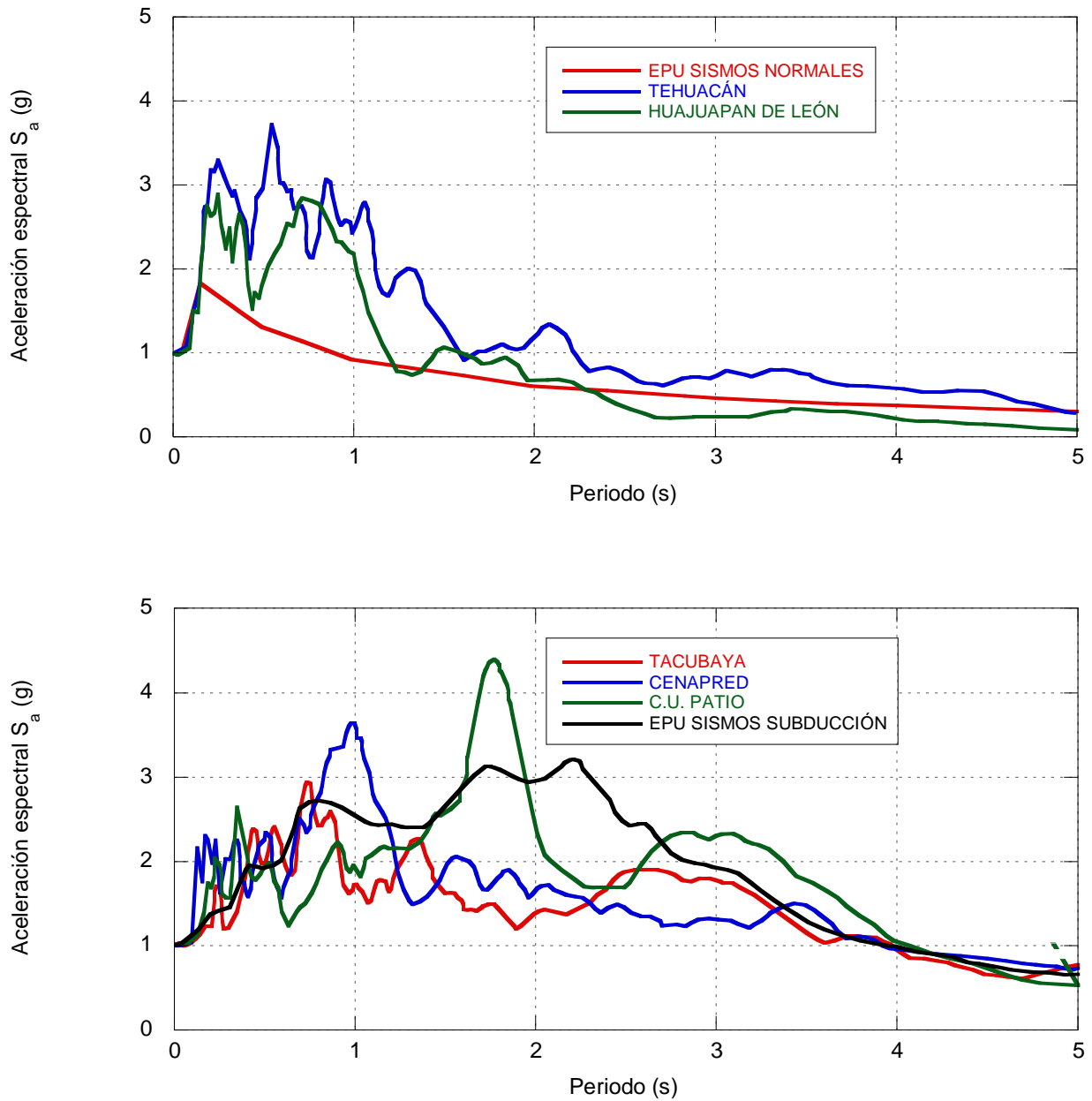


Fig. 12. Espectro de respuesta de los sismos semilla normalizados con respecto al PGA respectivo de cada evento



En la Fig. 13 se muestra una comparación del espectro objetivo y el espectro sintético para el EPU de 2475 años, correspondiente a los eventos de subducción y normales.

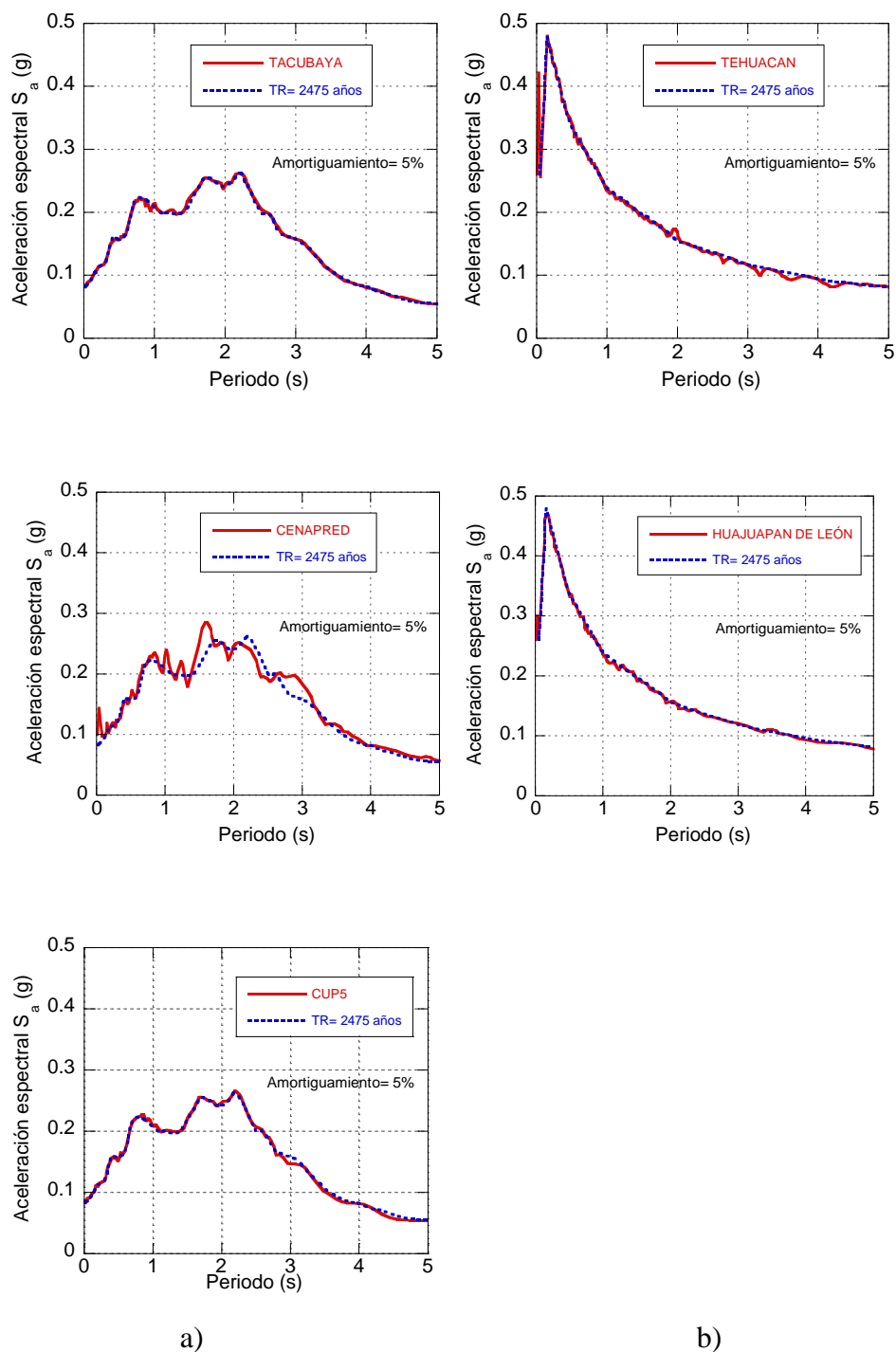


Fig. 13. Espectro de respuesta sintético y objetivo para el EPU de 2475 años a) sismos de subducción y b) sismos normales



6. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO

6.1 Análisis en el dominio de la frecuencia

El análisis de respuesta dinámica de un depósito de suelo puede clasificarse como determinista o probabilista, siendo un ejemplo del primero, los análisis de respuesta de sitio realizados con el programa SHAKE (Schnabel et al., 1972), y del segundo, los realizados con el programa RADSH (Bárcena y Romo, 1994). En este contexto, se ha observado que la respuesta calculada por un procedimiento determinista es significativamente dependiente de la historia de aceleraciones usada, mientras que un análisis con enfoque probabilista considera los movimientos sísmicos como fenómenos aleatorios, suponiéndolos como un proceso gaussiano con media cero, con lo que el fenómeno aleatorio queda completamente caracterizado por su espectro de potencia; físicamente, tal definición del ambiente sísmico es equivalente a considerar una infinidad de historias de aceleraciones con el mismo contenido de frecuencias medio pero con fases aleatoriamente distribuidas (Romo, 1976).

6.1.1 Análisis probabilista con RADSH

Bárcena y Romo (1994), desarrollaron el programa RADSH, para realizar análisis de respuesta de sitio probabilista. Con el uso de la teoría de vibraciones aleatorias, las respuestas pico de un sistema lineal excitado por un proceso estocástico se calculan para límites de confianza dados (probabilidad de no excedencia). Físicamente, tal definición del ambiente sísmico es equivalente a considerar una infinidad de historias de aceleraciones con el mismo contenido de frecuencias medio pero con fases aleatoriamente distribuidas. Originalmente, el procedimiento analítico que usa el enfoque probabilista fue introducido por Romo (1976) para el análisis de la respuesta dinámica de sistemas suelo-estructura. En éste se propone considerar al espectro de diseño como la respuesta extrema media de un proceso aleatorio equivalente. Este tratamiento aleatorio de los eventos sísmicos se ha incorporado en el programa de computadora RADSH para el análisis probabilista de la respuesta dinámica de depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a la propagación bidimensional de ondas de corte SH, utilizando la solución de Thomson-Haskell (1953). La excitación se define en términos de un espectro de respuesta medio a partir del cual se obtiene el espectro de potencia equivalente de la excitación. La respuesta del sistema se obtiene en términos



de espectros de potencia a través de la teoría de vibraciones casuales. Con los espectros de potencia de respuesta y con la teoría del valor extremo se obtienen aceleraciones, deformaciones, esfuerzos máximos medios, y espectros de respuesta en diferentes puntos del sistema. En este proceso se usa el método lineal-equivalente para simular el comportamiento no-lineal de los materiales téreos. Esta metodología se empleó en este trabajo para resolver el problema de propagación unidimensional de ondas sísmicas.

Empleando el programa RADSH se llevaron a cabo los análisis de respuesta dinámica de la zona estudiada. Los espectros de respuesta obtenidos se muestran en la Fig. 14. En los análisis se consideraron sismos de subducción y sismos normales.

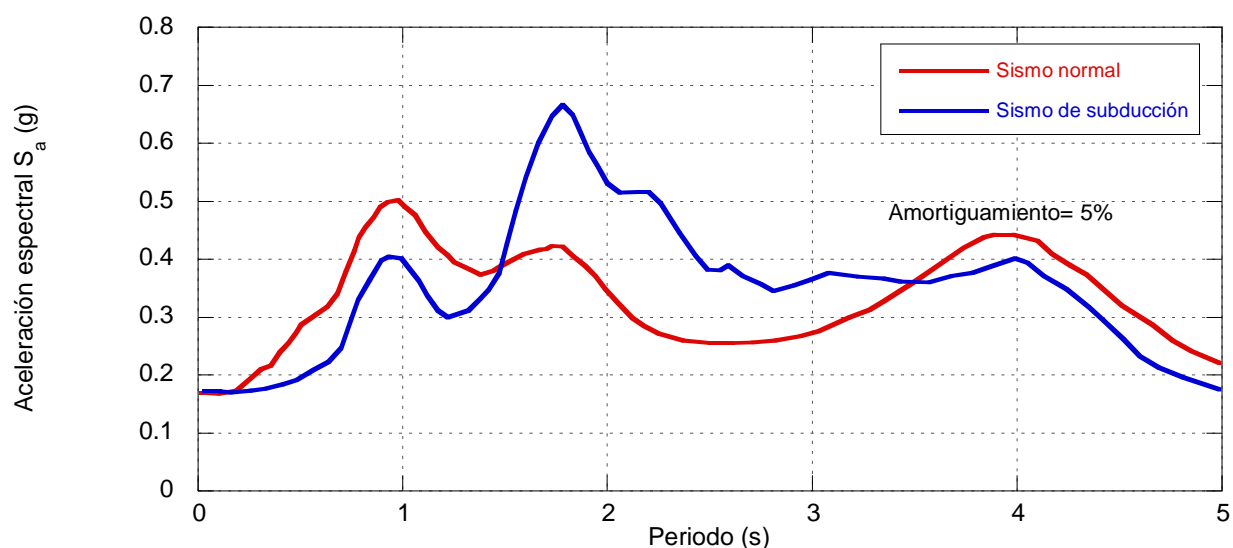


Fig. 14. Espectros de respuesta (análisis probabilista)

6.1.2 Análisis determinista con SHAKE

Para poder considerar el comportamiento no-lineal del suelo, en los análisis de respuesta sísmica de suelos agrietados, y su impacto en las estructuras del NAICM, es indispensable realizar análisis en el dominio del tiempo. Estos análisis se llevarán a cabo con modelos de diferencias finitas desarrollados con el programa FLAC3D, cuyos resultados se incluirán en el siguiente informe. Para fines de calibración se realizaron análisis con el programa SHAKE91, con las señales determinadas. Con esta información y usando el programa SHAKE (Schnabel et al., 1972), se llevaron a cabo los análisis de respuesta del sitio para los modelos geodinámicos a lo largo de las pistas del NAICM. El programa SHAKE calcula la propagación vertical de ondas de corte en un depósito de suelo semi-infinito estratificado horizontalmente (Fig. 15).

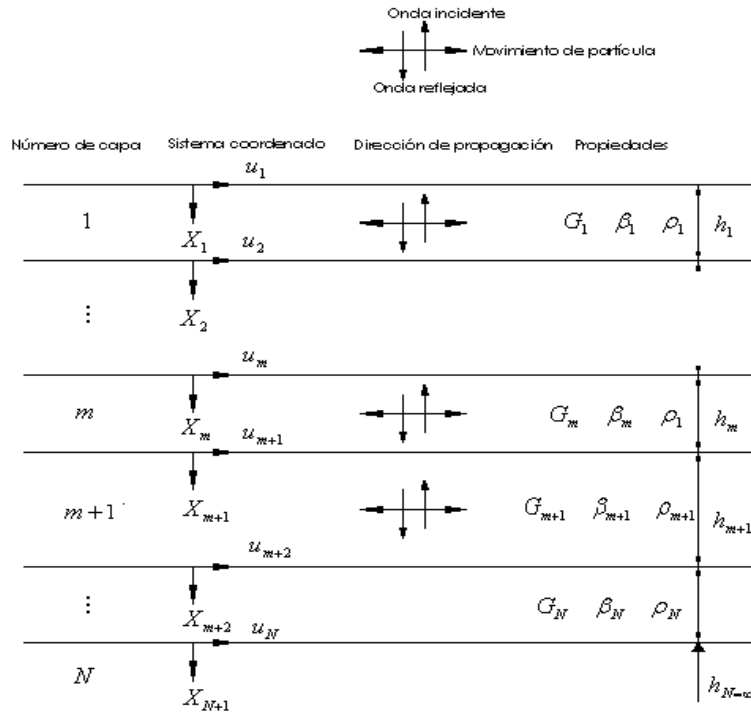


Fig. 15. Sistema unidimensional de propagación de ondas

Para el análisis de respuesta de sitio se hicieron las siguientes consideraciones:

- La respuesta en el perfil de suelo es causada por la propagación vertical de las ondas de corte a través de las capas que subyacen al semiespacio.
- Cada subcapa, fue definida según su módulo de corte máximo, $G_{\text{máx}}$, relación de amortiguamiento, λ , un peso volumétrico, γ , y un espesor, h .
- Se supone que todas las propiedades de los materiales son viscoelásticas, sin embargo, la rigidez y el amortiguamiento de cada capa, se ajustan con el método lineal equivalente.
- Las curvas de degradación de rigidez al cortante normalizado con respecto a su valor máximo, $G/G_{\text{máx}}$, y amortiguamiento para cada geomaterial, son las que se calcularon con el modelo propuesto por González y Romo (2011).



El espectro de respuesta del análisis determinista para el área de estudio seleccionada considerando sismos de subducción y normales se muestran en la Fig. 16.

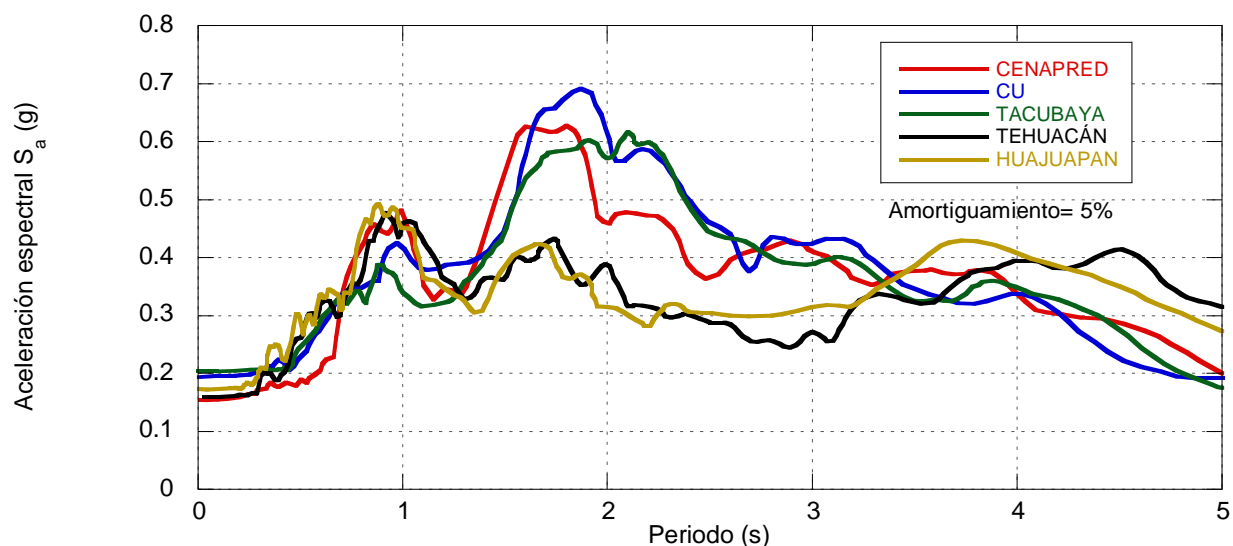


Fig. 16. Espectros de respuesta (análisis determinista)

La comparación de los espectros de respuesta obtenidos empleando ambas metodologías (*i.e.* probabilista y determinista) se muestra en las figuras Fig. 17 y Fig. 18 para sismos de subducción y normales respectivamente.

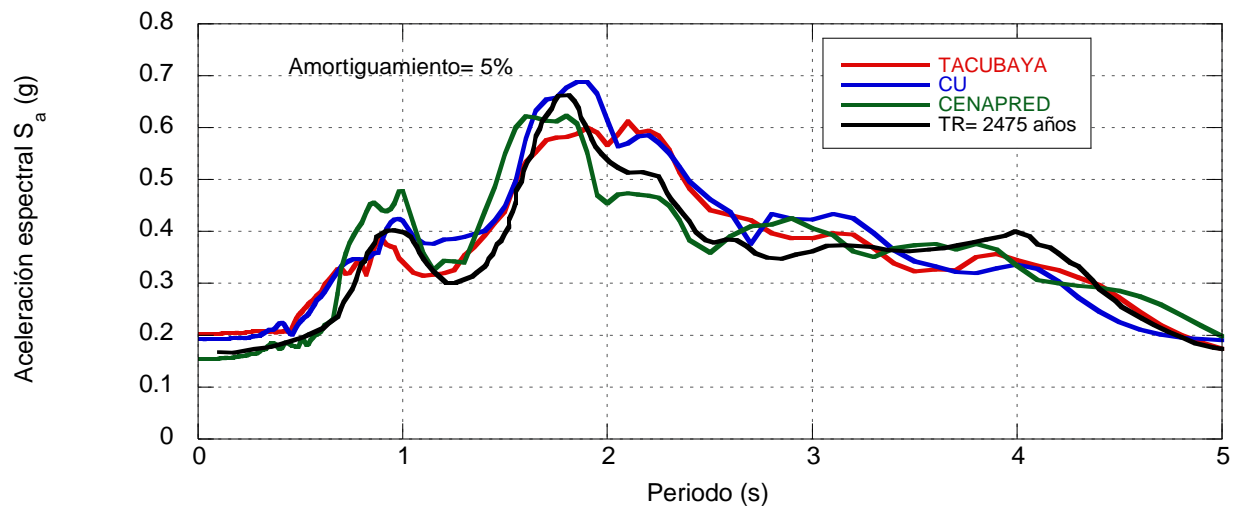


Fig. 17. Espectros de respuesta del perfil idealizado del área de estudio (sismos de subducción)

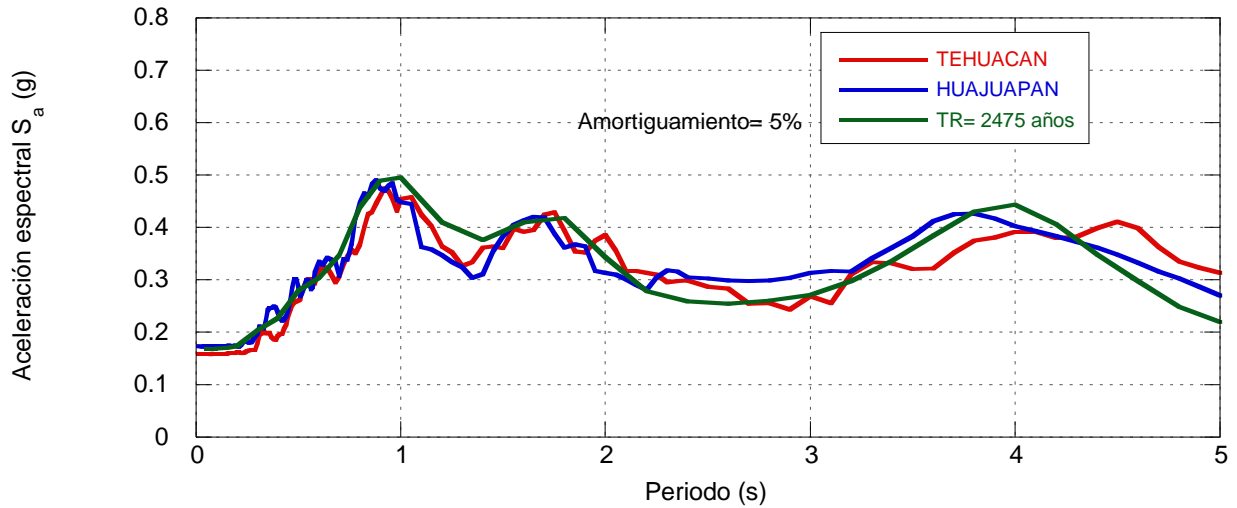


Fig. 18. Espectros de respuesta del perfil idealizado del área de estudio (sismos normales)

6.2 Análisis en el dominio del tiempo

El análisis en el dominio del tiempo se basa en la solución de la ecuación de movimiento (Ec. 15), usando masas concentradas en los puntos de la malla derivados de la densidad real de las geomateriales simulados. Esta formulación puede ser acoplada a modelos estructurales para determinar la interacción suelo-estructura provocada por los movimientos sísmicos.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{y} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde

m matriz de masas

c coeficiente de amortiguamiento

k coeficiente de rigidez

\ddot{x} aceleración del punto nodal

\dot{x} velocidad del punto nodal

x desplazamiento del punto nodal

$-m\ddot{y}$ fuerza de inercia inducida en la base del sistema

El sismo suele representarse con ondas planas que se propagan hacia arriba a través del material subyacente. Las condiciones de frontera laterales del modelo deben tener en cuenta el movimiento en campo libre que existiría en ausencia de la estructura (Fig. 19). En algunos casos, pueden ser



suficientes las condiciones de frontera elementales. Estos límites deben ser colocados a distancias suficientes para minimizar los reflejos de onda y lograr condiciones de campo libre. Para materiales con alto porcentaje de amortiguamiento esta condición se puede obtener con una distancia relativamente pequeña (Seed et al., 1975). Existen varios paquetes computacionales comerciales para realizar el análisis de la estabilidad de presas en el dominio del tiempo tales como QUAD4, PLAXIS, FLAC, entre otros.

Por practicidad, y tomando en cuenta la escasez de datos experimentales para calibrar un modelo más sofisticado, en este informe se utilizó un modelo histerético disponible en el programa FLAC3D, para llevar a cabo estos análisis. En particular el modelo histerético en FLAC3D se basa en asumir un suelo ideal, en el que los esfuerzos dependen sólo de la deformación, por lo que se deduce una relación incremental constitutiva de la curva de degradación, descrita por $\tau / \lambda = M_s$, donde τ es el esfuerzo cortante normalizado, λ es la deformación por cortante y M_s el módulo secante normalizado. Existen varias funciones para representar las curvas de degradación, en este caso se utilizó el modelo sig3. Son curvas monótonas dentro de un rango definido, y tienen un comportamiento asintótico apropiado. Así, esta función ha sido bien aceptada para representar las curvas de degradación. El modelo sig3 se define de acuerdo a la ecuación 15.

$$M_s = \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L - x_0}{b}\right)} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde a , b y x_0 son valores numéricos de ajuste de la función y L es la deformación logarítmica.

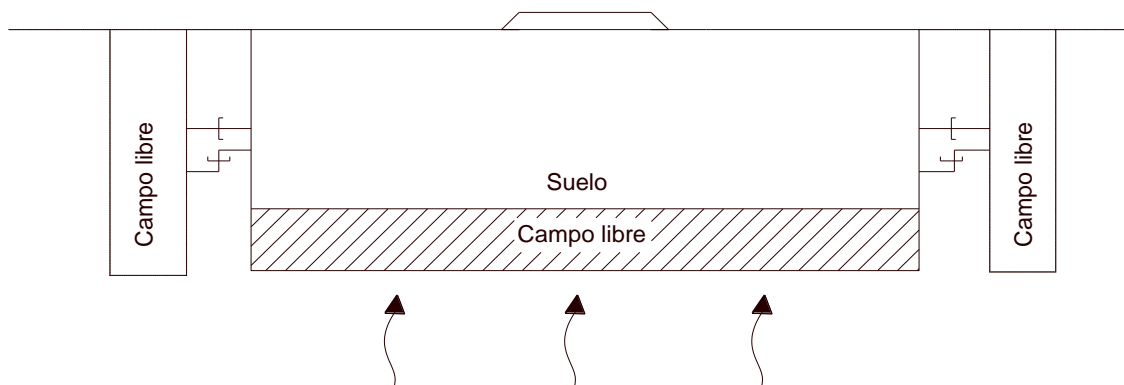


Fig. 19. Modelo para el análisis sísmico



6.2.1 Análisis de respuesta de sitio no lineal

Para el análisis en el dominio del tiempo se seleccionaron las 2 sondas suspendidas SS-1 y SS-2 las cuales permiten una mejor caracterización del sitio, considerando sismos de subducción y normales.

Ante eventos extremos como el relacionado con el periodo de retorno de 2475 años, asociado al sismo máximo creíble para el proyecto del NAICM, las arcillas de la ciudad de México exhiben un comportamiento no-lineal importante (Mayoral et al., 2015). Más aún los análisis lineales equivalentes no son aplicables para sismos de magnitud mayor a 8.1 Mw, en arcillas plásticas. Esto hace indispensable considerar la no linealidad del suelo. En este trabajo se utilizó un el modelo histerético disponible en FLAC^{3D}. En las Fig. 20 a la Fig. 23 se muestran los espectros de respuesta y las historias de aceleración, de cada uno de los sismos seleccionados anteriormente.

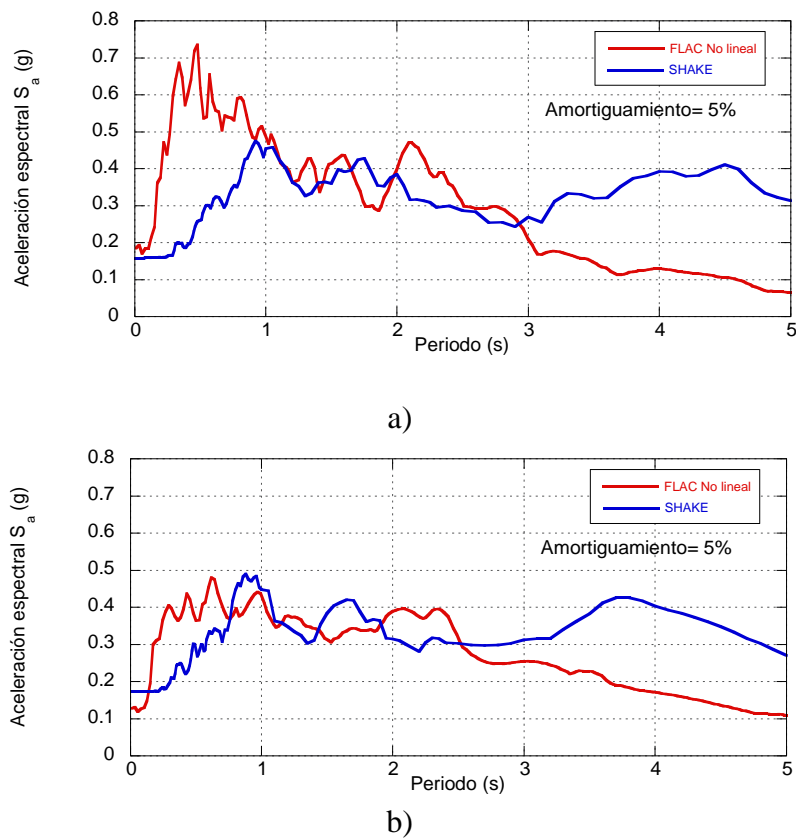
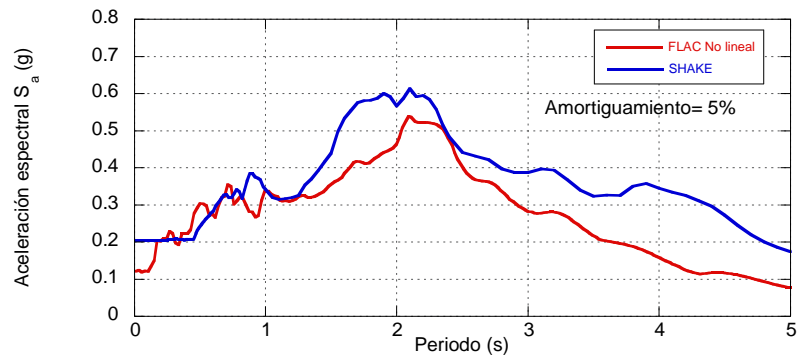
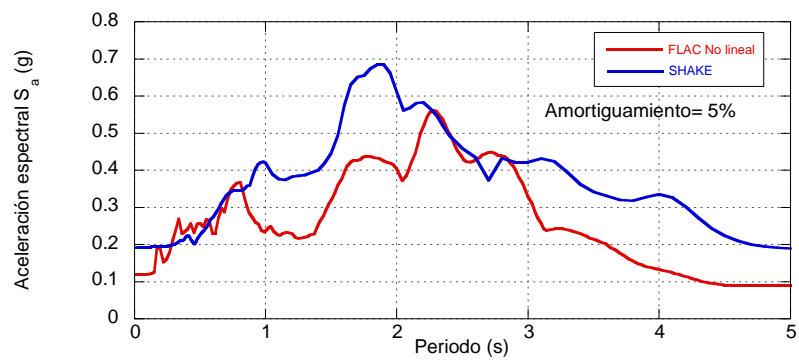


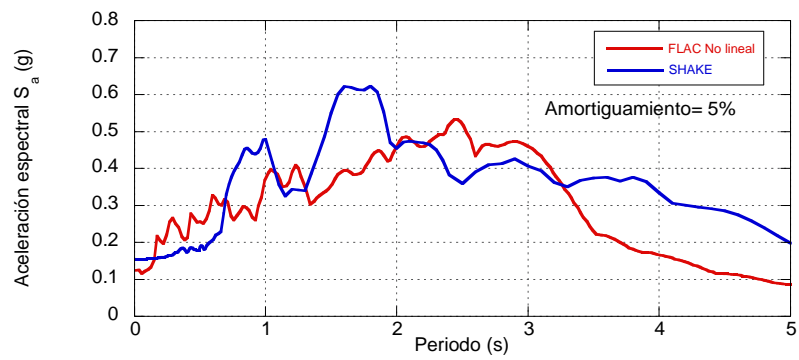
Fig. 20. Espectros de respuesta para los sismos normales a) Tehuacán y b) Huajuapán



a)



b)



c)

Fig. 21. Espectros de respuesta para los sismos de subducción a) Tacubaya b) CU y c) Cenapred

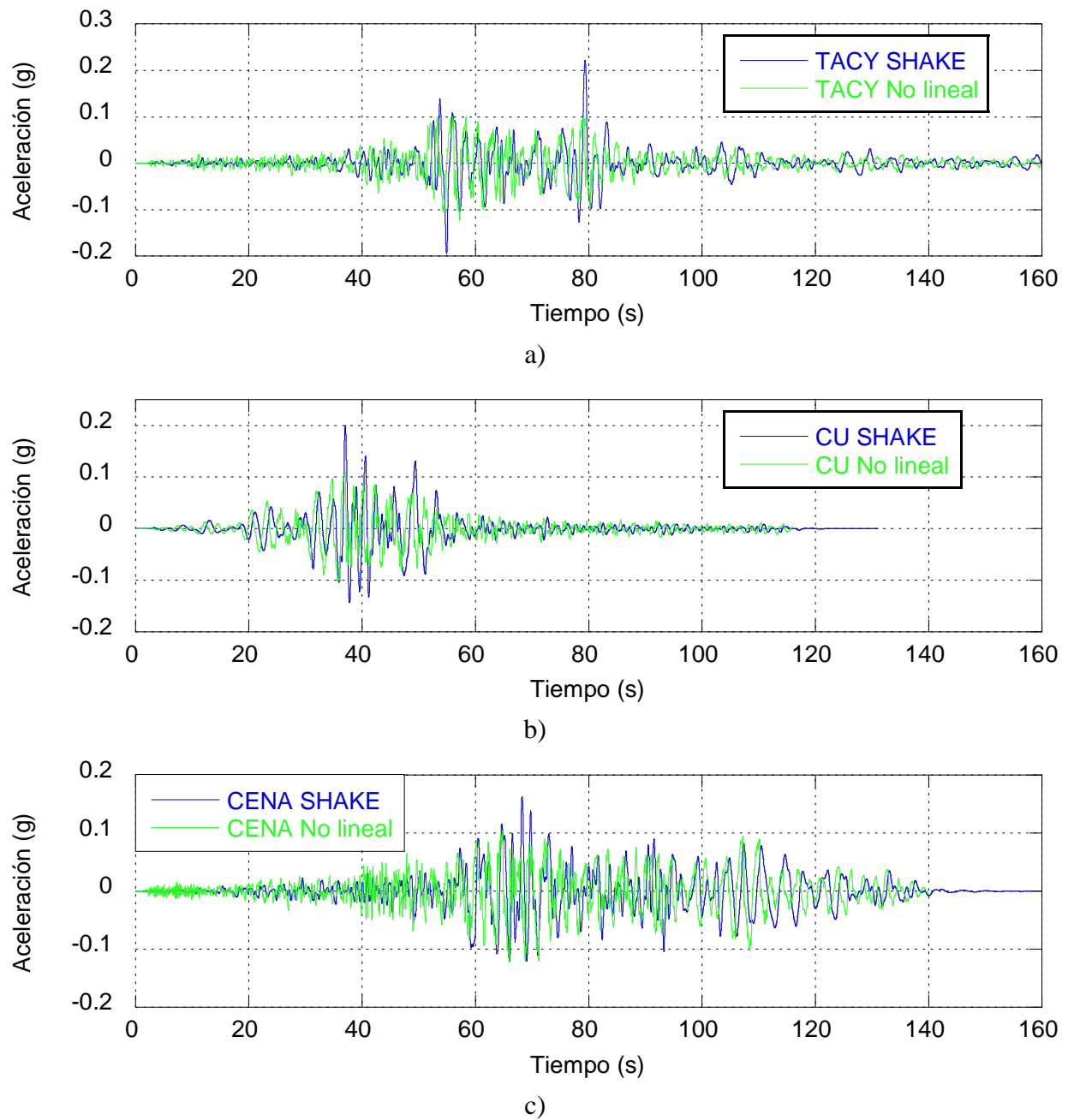
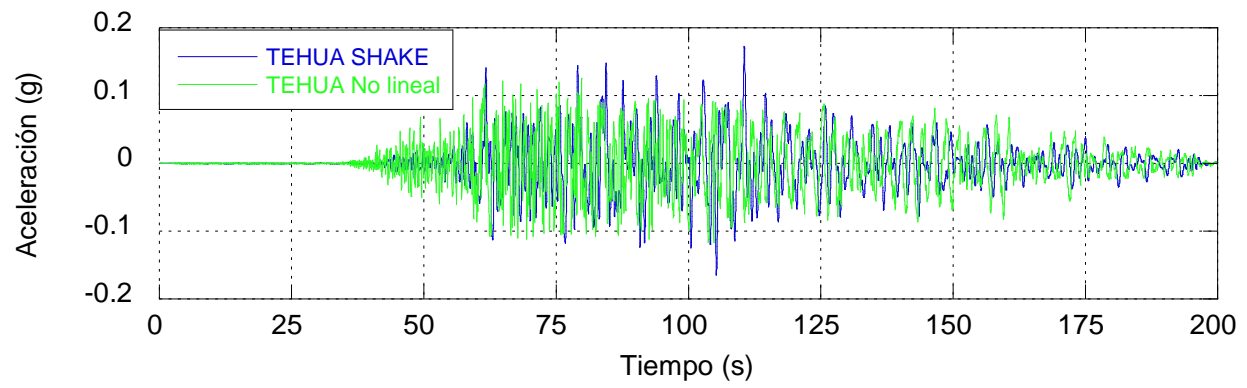
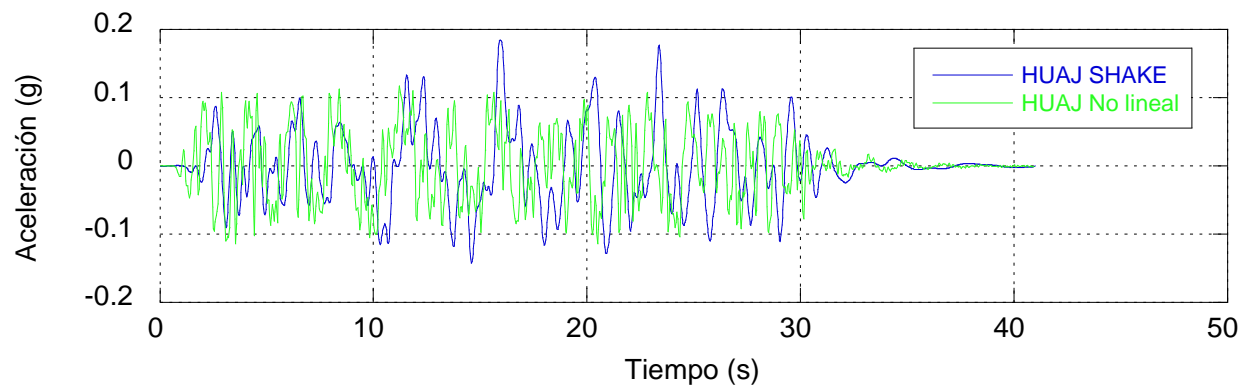


Fig. 22. Historias de aceleraciones para los sismos de subducción a) Tacubaya b) CU y c) Cenapred



a)



b)

Fig. 23. Historias de aceleraciones para los sismos normales a) Tehuacán y b) Huajuapán



7. MODELO NUMÉRICO

Para el análisis se generaron modelos tridimensionales de diferencias finitas con el uso del software FLAC^{3D}, el modelo utilizado en el presente estudio se muestra en la Fig. 24. La malla está conformada por elementos sólidos rectangulares y triangulares. La relación esfuerzo-deformación del suelo se asumió como elasto-plástica siguiendo el criterio de falla de Mohr-Coulomb, este criterio se usa ampliamente en problemas geotécnicos ya que los desplazamientos calculados son confiables (Alberro, 2002).

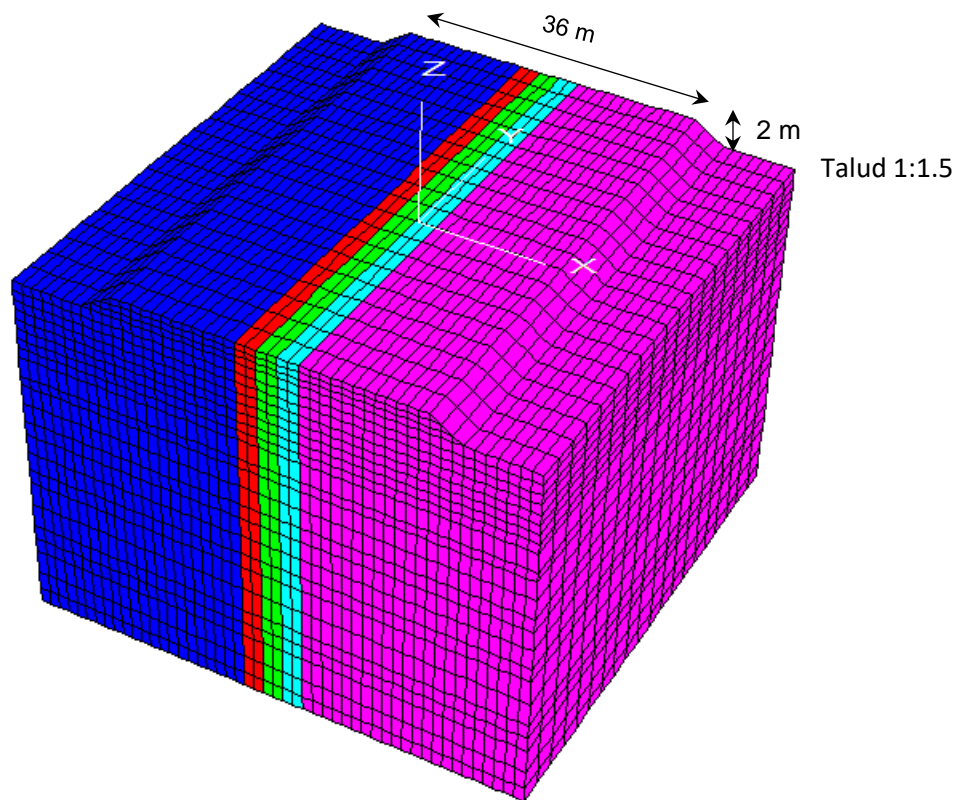


Fig. 24. Modelo numérico tridimensional

Las grietas se modelaron con elementos interface. La respuesta de sitio es obtenida sin grietas y con grietas en puntos de control ubicados entre las familias de discontinuidades, y considerando diferentes profundidades y separaciones de grietas. Se colocaron fronteras de campo libre en los bordes del modelo numérico. Inicialmente, se obtuvo el cambio de los esfuerzos efectivos con la presión de poro con base en mediciones piezométricas in situ y datos de laboratorio. Posteriormente, se tomaron en cuenta las variaciones en las propiedades dinámicas con base en series de ensayos de columna resonante realizados para varios esfuerzos efectivos de confinamiento



y sondeos de sonda suspendida. Se evaluó el comportamiento estático del sistema suelo-terraplén. Se calibró la respuesta del modelo de campo libre comparando los resultados de los análisis no lineales con los análisis lineales equivalentes realizados con el programa SHAKE [7]. Finalmente, se estudió el comportamiento sísmico del sistema suelo-estructura para evaluar el impacto de los cambios en las propiedades dinámicas en la respuesta sísmica, considerando un evento de subducción extremo asociado a un período de retorno de 2475 años.

7.1 Interacción suelo-terraplén

El modelo a implementar consistirá en un terraplén de material granular ligero (Tezontle) de 2 m de espesor, el cual tendrá que ser capaz de proporcionar el soporte para la estructura de pavimentos que tienen que ser colocadas en la parte superior de la misma. Asimismo, también soportará de manera segura las cargas de operación que actuaran en el terraplén.

En el diseño y desempeño sísmico de estructuras, los parámetros como el periodo natural de vibrar, las formas modales y el amortiguamiento asociado a la estructura son determinantes. El comportamiento ante grandes deformaciones y no linealidades en los materiales también definen de manera importante el nivel de seguridad.

Para una correcta modelación numérica, comúnmente la interacción suelo-estructura es delimitada mediante fronteras de campo libre para la disipación de energía (Fig. 25).

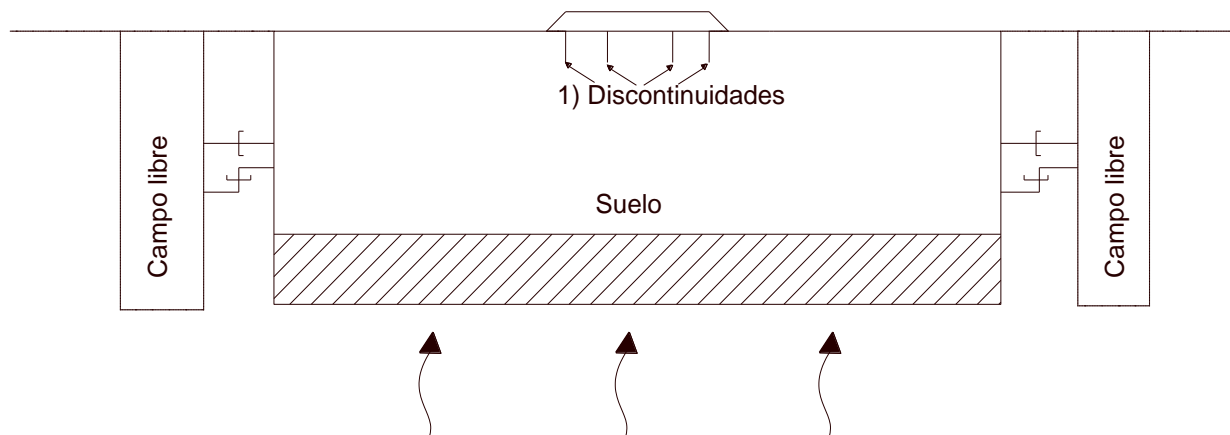


Fig. 25. Interacción suelo-terraplén



Una de las problemáticas a enfrentar para la cimentación de obras lineales desplantadas en arcillas blandas compresibles con presencia de grietas, es el comportamiento que tendrán las grietas existentes ante excitaciones debidas a eventos sísmicos las cuales podrían propagarse a través del terraplén de cimentación y dañar la superficie de rodamiento de los pavimentos.

7.2 Evolución de los asentamientos

El análisis de la consolidación regional se desarrolló con ayuda de la modelación numérica mediante elementos finitos, requirió del perfil piezométrico actual, el cual se determinó a partir de las mediciones en campo.

El abatimiento piezométrico en la zona para 5, 10, 30 y 60 años se obtuvo mediante un modelo de diferencias finitas, en FLAC^{3D}, resolviendo la ecuación de flujo en suelos arcillosos, la Fig. 26 muestra la proyección de presión de poro calculada a diferentes tiempos.

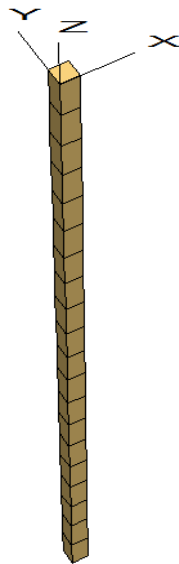


Fig. 26. Modelo numérico de diferencias finitas para el cálculo de las proyecciones a 5,10,30 y 60 años de abatimiento por extracción de agua

El cálculo de la proyección del abatimiento piezométrico por bombeo toma en cuenta las condiciones de presión de poro iniciales de la estación 3PzA, considera una permeabilidad constante de $K=1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ y porosidad constante de 0.85. Ambos, permeabilidad y porosidad son representativos de las arcillas encontradas en el Valle de México. El análisis es de flujo vertical



drenado sólo por la parte inferior de la estratigrafía. La variación de la presión de poro se presenta en la Fig. 27.

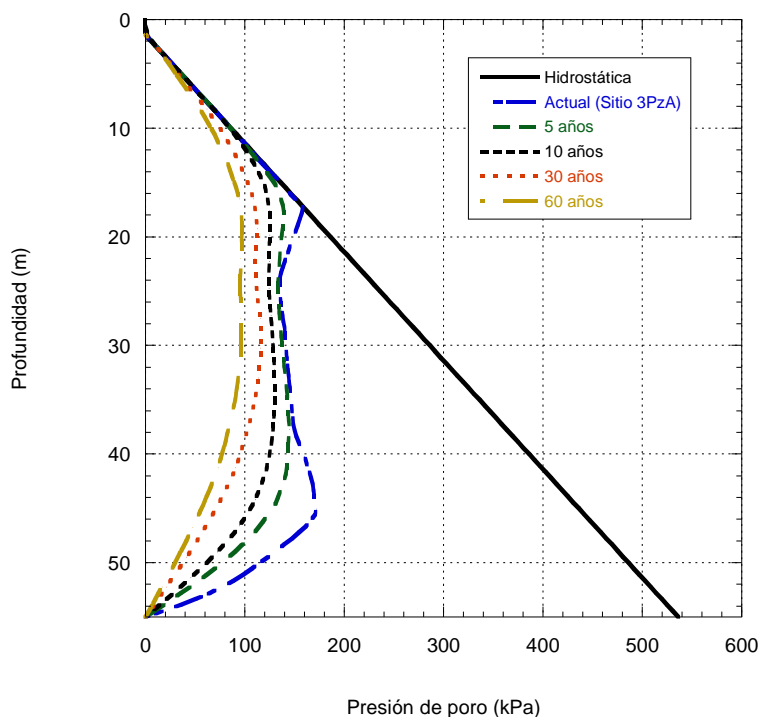


Fig. 27. Variación de presión de poro

El efecto de la disminución de presión de poro a lo largo del tiempo genera mayores esfuerzos efectivos que toma el suelo, estos esfuerzos efectivos se calcularon con base en la proyección de presión de poro calculada.

Los desplazamientos acumulados de cada estrato contribuyen al asentamiento en la superficie. Se realizó el cálculo del hundimiento regional debido al abatimiento del nivel freático ocasionado por la extracción de agua en la zona, el cual se muestra gráficamente en la Fig. 28, identificando los diferentes estratos principales y su disminución en el espesor. Se muestran la formación arcillosa superior e inferior, la capa dura, así como los estratos profundos a mediano y largo plazo. Los asentamientos se obtuvieron resolviendo la ecuación de consolidación utilizando como herramientas de apoyo modelos de diferencias finitas en FLAC^{3D}. En la Tabla 3 se muestra la consolidación del perfil del suelo en el tiempo.



Tabla 3. Consolidación del perfil de suelo

Tiempo	5 años	10 años	30 años	60 años
Hundimiento total en la superficie (cm)	50	81	125	230

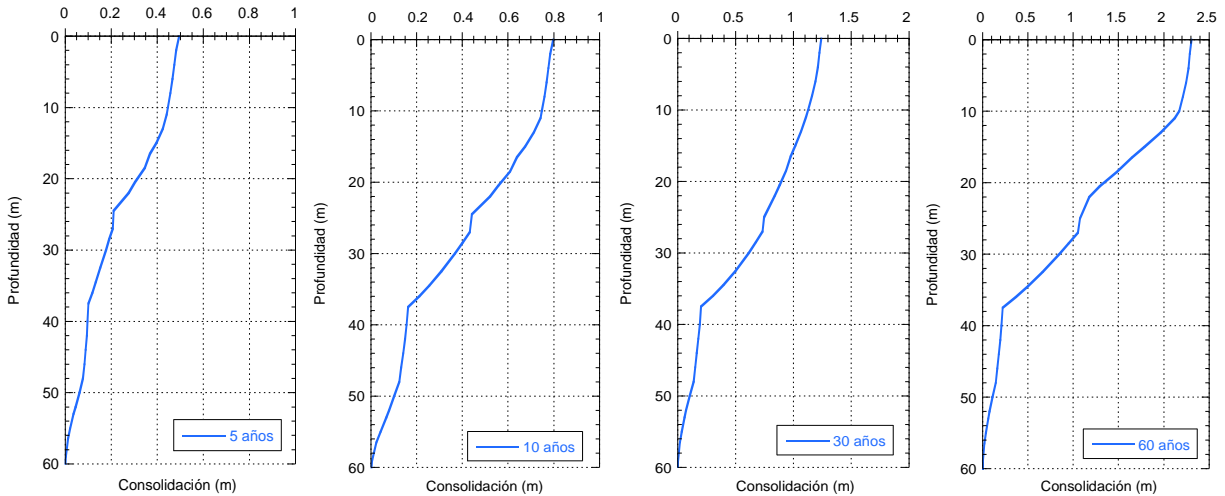


Fig. 28. Hundimiento regional ocasionado por el abatimiento del nivel freático a) 5 años b) 10 años c) 30 años d) 60 años

8. ANÁLISIS NUMÉRICO

Se estudia numéricamente la respuesta suelo-terraplén, para evaluar la influencia de las grietas y discontinuidades en la respuesta ante carga sostenida y sísmica, presentes en los depósitos de suelos arcillosos compresibles encontrados en la Ciudad de México. Las propiedades del material del terraplén que se emplearon para el análisis se muestran en la Tabla 4. Las dimensiones del terraplén se muestran en la Fig. 29.

Tabla 4. Propiedades mecánicas del material Tezontle

γ (kN/m ³)	Φ (°)	C (kPa)
11.0-12.5	45	0

Para el análisis ante carga sostenida se evaluaron las deformaciones debidas a consolidación para corto plazo originadas por el peso propio del terraplén después de la construcción, a mediano y largo plazos (i.e. 0, 5, 10, 30 y 60 años) originadas por el abatimiento debido a la extracción de agua. Conservadoramente, se omitió el efecto de la precarga en la simulación. Para el análisis



respuesta sísmica del sistema suelo-terraplén mediante la comparación de los resultados de la respuesta sísmica calculada con y sin terraplén para diferentes profundidades y separaciones de grietas.

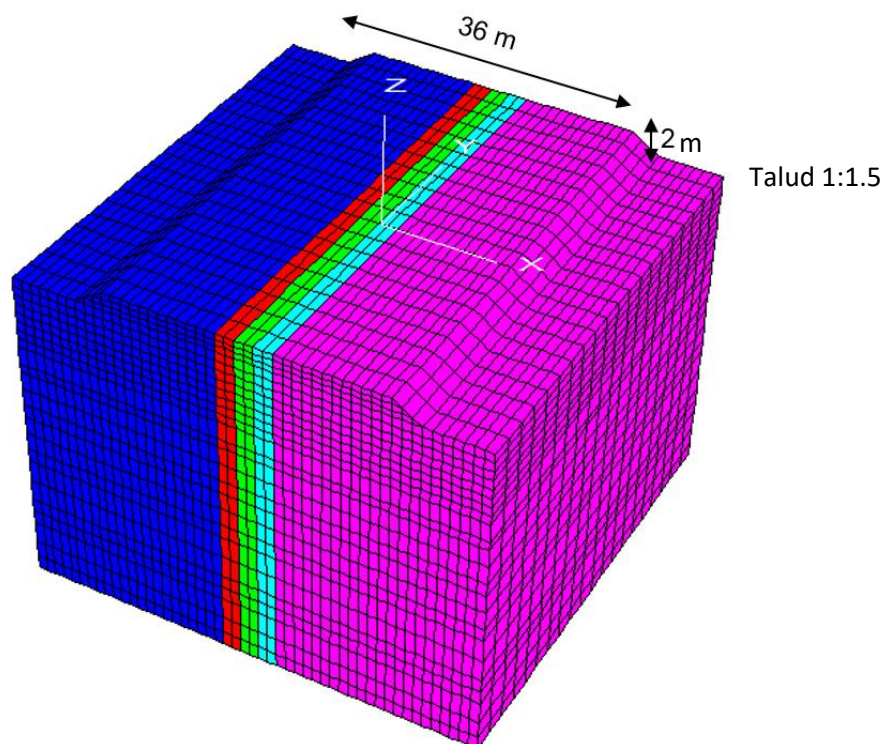


Fig. 29. Modelo numérico tridimensional

Para el análisis de la interacción suelo-terraplén se asumirán profundidades de grieta variables. Se consideraron análisis paramétricos a partir de tres profundidades de grieta, P , (i.e. 2, 5 y 7 m), y tres separaciones entre grietas de 2, 6 y 10 m, S , incluyendo un total de cuatro grietas en el modelo (i.e. dos grietas externas y dos internas). La dimensión de las grietas en el sentido longitudinal, L , se considera constante de 10 m para todos los casos.

Los efectos de la profundidad de las grietas en la respuesta sísmica de los depósitos de suelo serán evaluados asumiendo los casos de análisis descritos en el párrafo anterior. La grieta cerrada implica que hay contacto entre ambos bordes de la grieta, por tanto la grieta es capaz de transmitir fuerzas orientadas perpendicularmente a la discontinuidad en compresión pero no en tensión. La profundidad de las grietas depende principalmente de la génesis de éstas, la cohesión y el esfuerzo de confinamiento del material.

Se seleccionaron secciones de control en las cuales se obtendrá la respuesta sísmica para el modelado de campo libre y bajo la influencia del terraplén (Fig. 30 y Fig. 31).



La sección de control para campo libre se muestra en la Fig. 30 y Fig. 31 constan de tres puntos de control localizados entre las grietas y un cuarto punto de control alejado de la influencia de ellas (puntos A-D).

S: Separación
P: Profundidad
L: Longitud

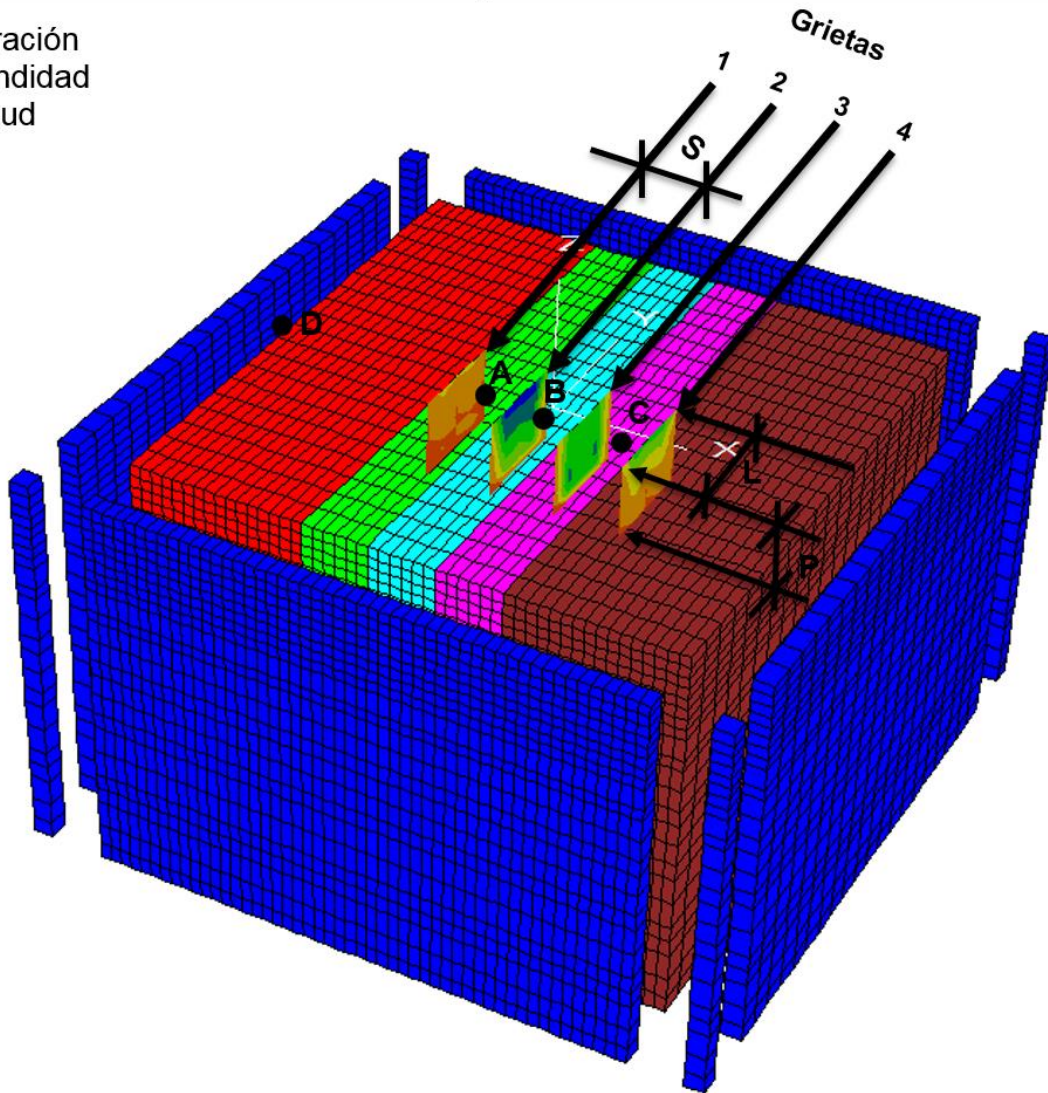


Fig. 30. Modelo numérico tridimensional localización de las grietas y los puntos de control para los modelos numéricos de campo libre



En tanto para el modelo numérico con la influencia del terraplén se muestra (Fig. 31) la sección de control que consta de tres puntos localizados sobre el terraplén y un cuarto punto de control para obtener resultados de campo libre sin la influencia de las grietas y/o el terraplén.

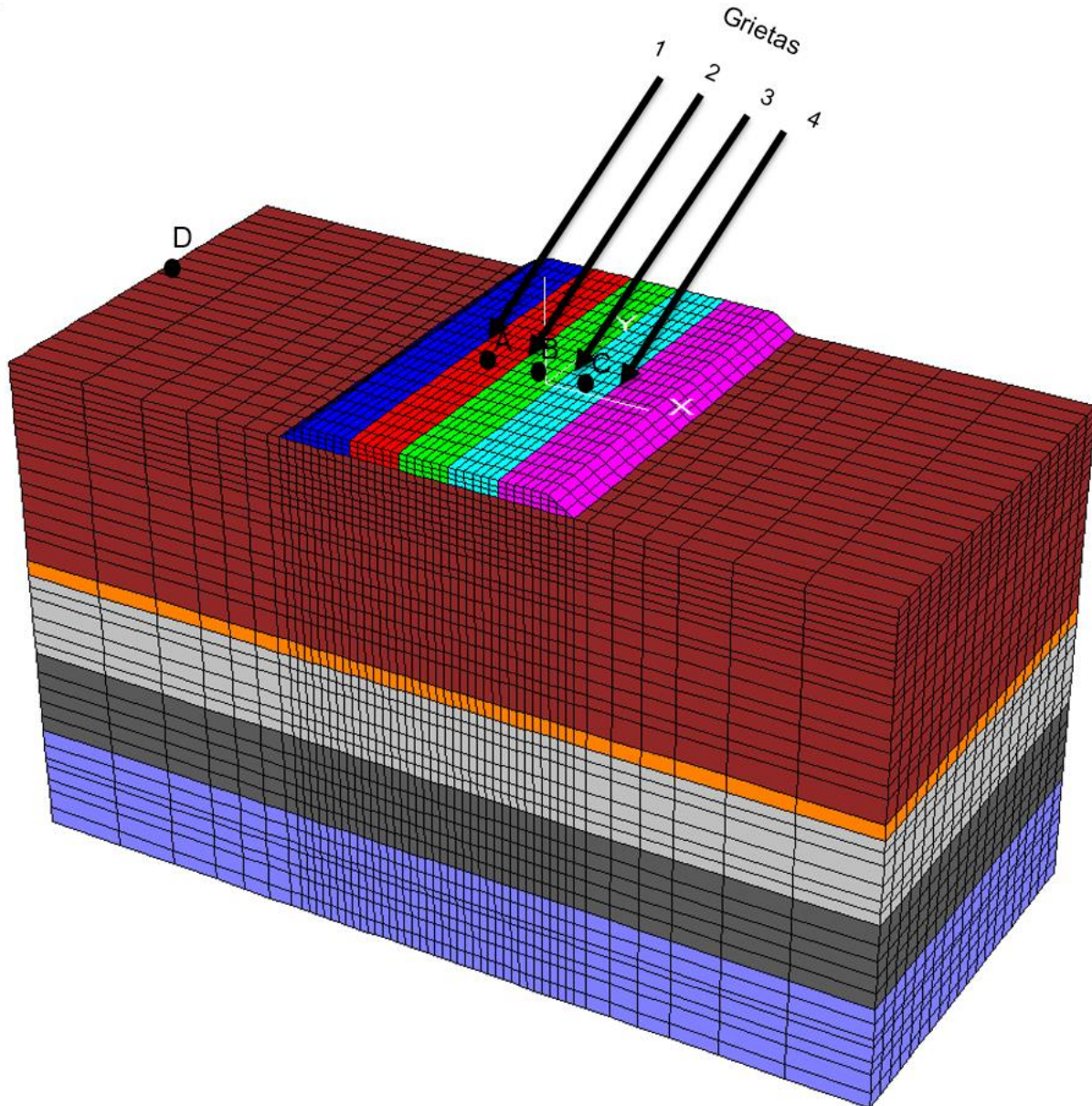


Fig. 31. Modelo numérico tridimensional localización de las grietas y los puntos de control para los modelos numéricos con el terraplén



8.1 Análisis estático

Se realizó un estudio paramétrico de la respuesta estática del sistema suelo-terraplén para tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades del suelo, y evaluar el efecto de la variación de la compresibilidad del suelo ante diferentes profundidades y separaciones de grietas presentes en la superficie del predio. Para modelar el fenómeno de consolidación se consideró una estratigrafía horizontal, y un coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v homogéneo a lo largo del modelo considerando la presencia del terraplén.

Los resultados de la modelación numérica para los análisis estáticos considerando la presencia de grietas o discontinuidades se presentan en la Tabla 5. Ésta muestra los asentamientos máximos al final de la construcción del terraplén y a diferentes tiempos (i.e. 0, 5, 10, 30 y 60 años). Las figuras Fig. 32 a Fig. 36 muestran los contornos de asentamientos, en los cuales se aprecia la consolidación no uniforme para los primeros años.

Tabla 5. Asentamientos máximos en centímetros

Separación (m)	Profundidad (m)	Tiempo (años)				
		0	5	10	30	60
2	2	14	89	131	227	329
	5	14.4	90.3	130	228	326
	7	14	88.7	130	225	327
6	2	13.8	89.1	131	230	331
	5	14	89.5	130	227	329
	7	13.6	89.6	131	229	330
10	2	13.8	90.3	130	221	319
	5	14	88.3	133	219	329
	7	13.6	90.2	131	231	325

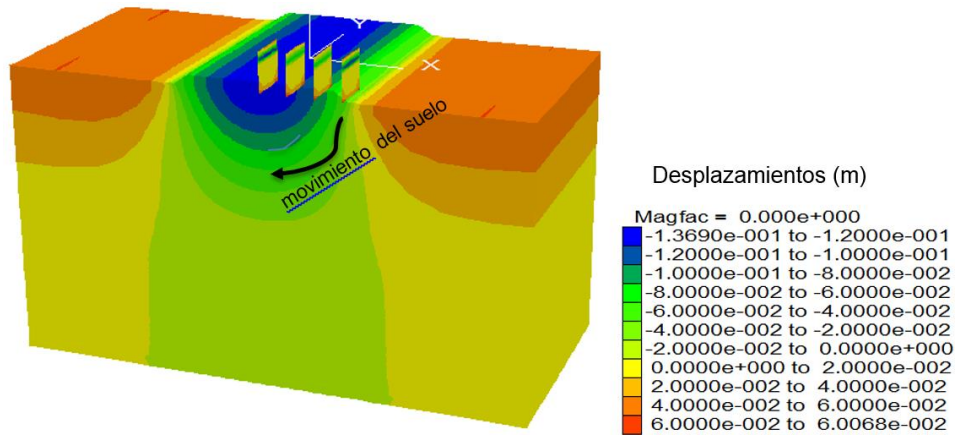


Fig. 32. Contorno de deformaciones elásticas después de la construcción

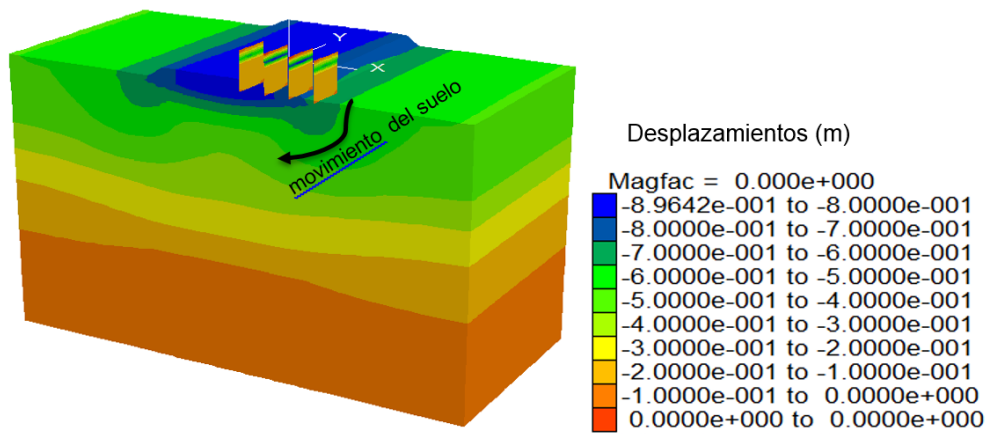


Fig. 33. Contorno de asentamientos a 5 años

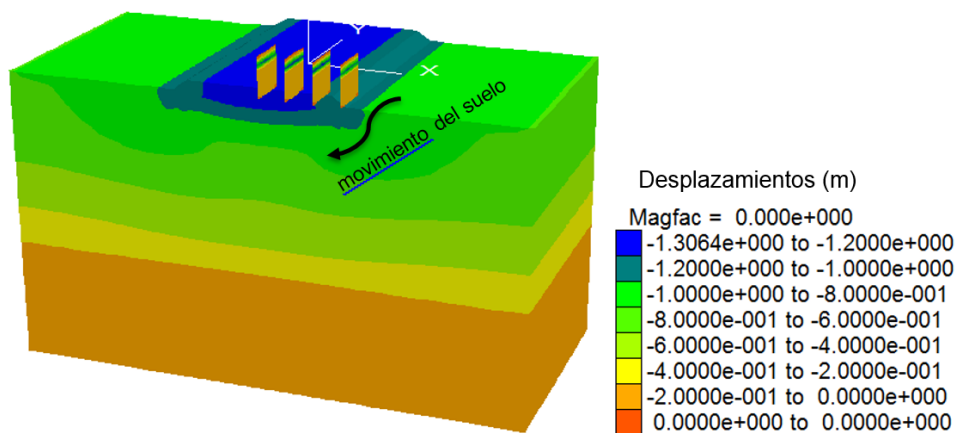


Fig. 34. Contorno de asentamientos a 10 años

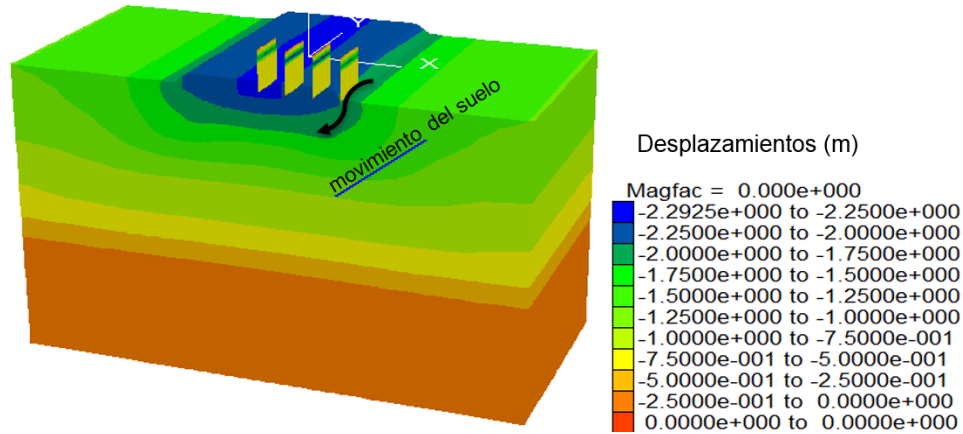


Fig. 35. Contorno de asentamientos a 30 años

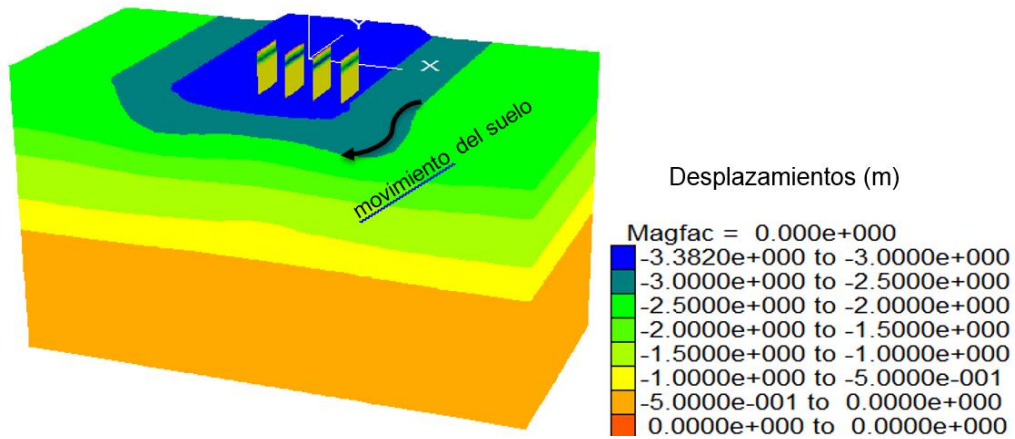


Fig. 36. Contorno de asentamientos a 60 años

Durante la modelación del proceso de consolidación se realizó un monitoreo del efecto en las grietas y la abertura que se genera debido al hundimiento tanto para las grietas externas como internas del modelo. La Tabla 6 presenta un resumen de las aberturas máximas que se presentan en el contacto suelo-terraplén.



Tabla 6. Abertura máxima de grieta, en centímetros

Separación (m)	Profundidad (m)	Tiempo (años)				
		0	5	10	30	60
2	2	0.38	1.01	1.03	1.35	1.17
	5	0.36	0.86	0.9	1.35	1.02
	7	0.36	0.89	0.91	1.23	1.06
6	2	0.38	1.01	1.03	1.35	1.17
	5	0.36	0.86	0.9	1.35	1.02
	7	0.36	0.89	0.91	1.23	1.06
10	2	1.3	1.55	1.66	2.2	1.98
	5	0.71	1.46	1.63	2.17	1.49
	7	0.74	1.57	1.64	2.3	1.98

El análisis paramétrico indica que a mayor separación, las grietas externas presentan una mayor abertura al final de la construcción, debido a que la concentración de esfuerzos generada por la construcción del terraplén provoca mayor hundimiento en la zona central del desplante del terraplén. Las grietas internas son las que tienen mayor abertura bajo el efecto de consolidación a largo plazo, presentándose un máximo de 2.3 cm después de 30 años, sin llegar a propagarse a la superficie del terraplén. Las figuras Fig. 37 a Fig. 42 muestran la distribución las aberturas de los casos analizados a diferentes tiempos.

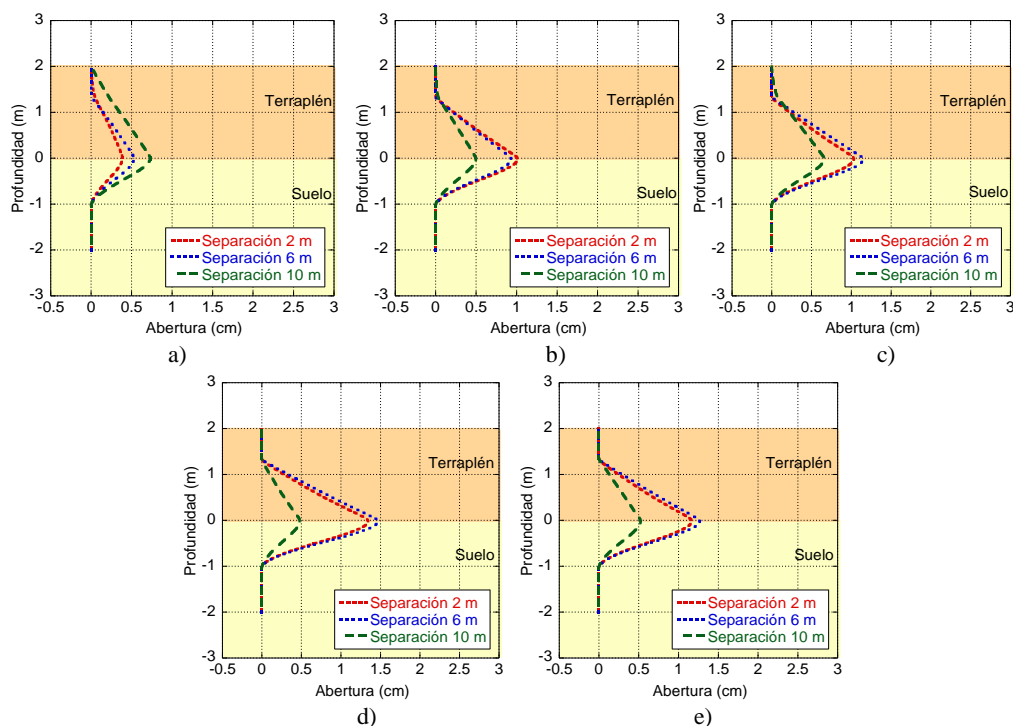


Fig. 37. Abertura de grietas externas con profundidad de 2 m. a) final de la construcción, b) 5 años, c) 10 años, d) 30 años, e) 60 años

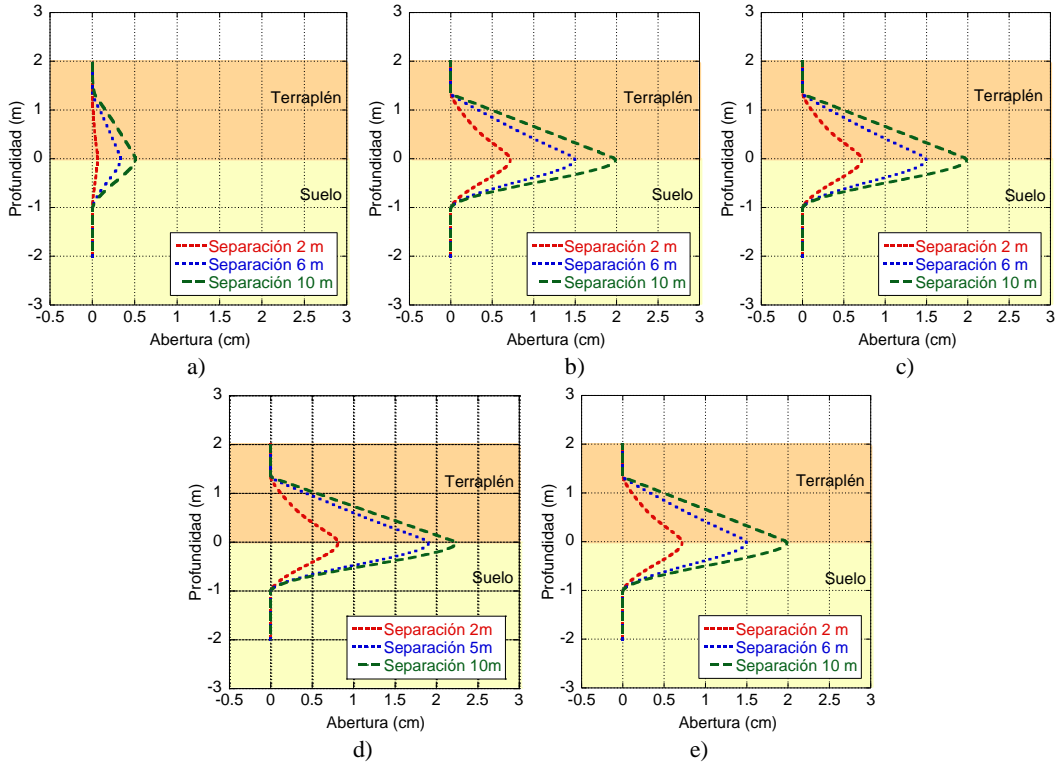


Fig. 38. Abertura de grietas internas con profundidad de 2 m. a) final de la construcción, b) 5 años, c) 10 años, d) 30 años, e) 60 años

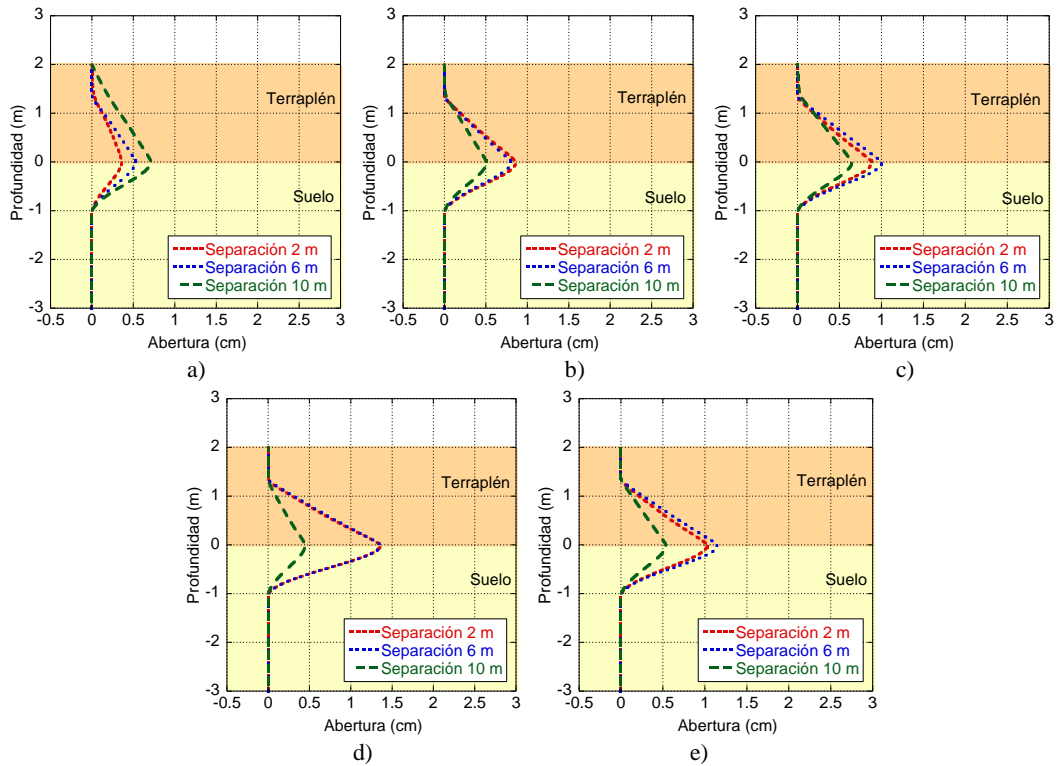


Fig. 39. Abertura de grietas externas con profundidad de 5 m. a) final de la construcción, b) 5 años, c) 10 años, d) 30 años, e) 60 años

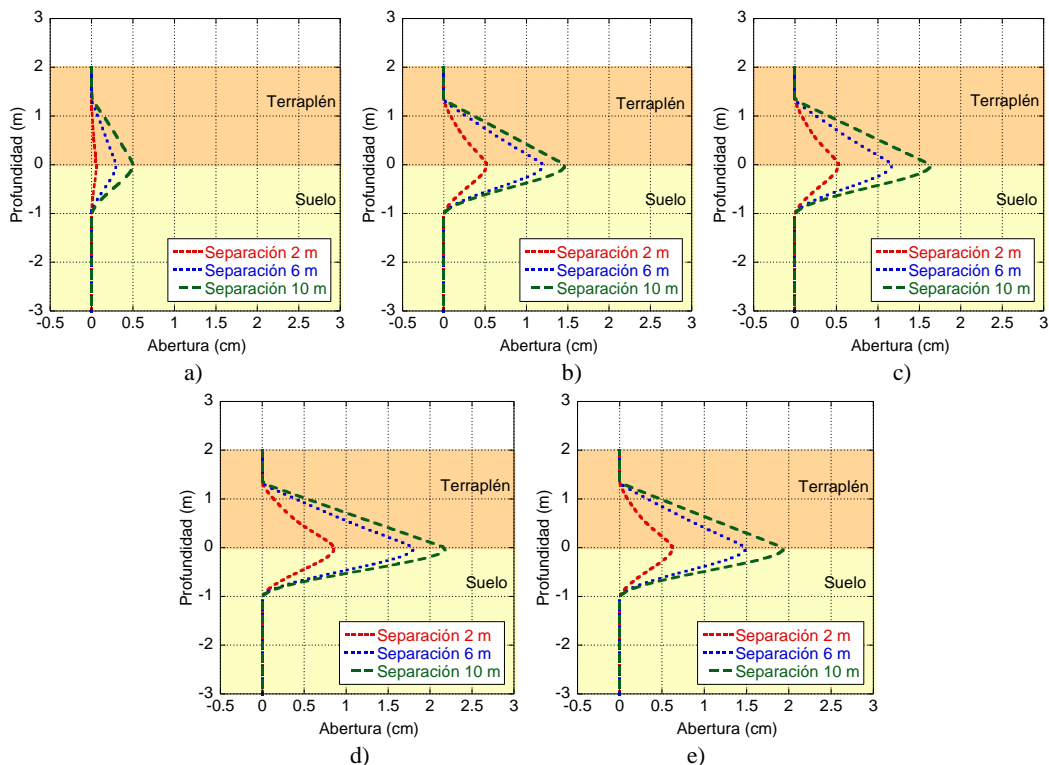


Fig. 40. Abertura de grietas internas con profundidad de 5 m. a) final de la construcción, b) 5 años, c) 10 años, d) 30 años, e) 60 años

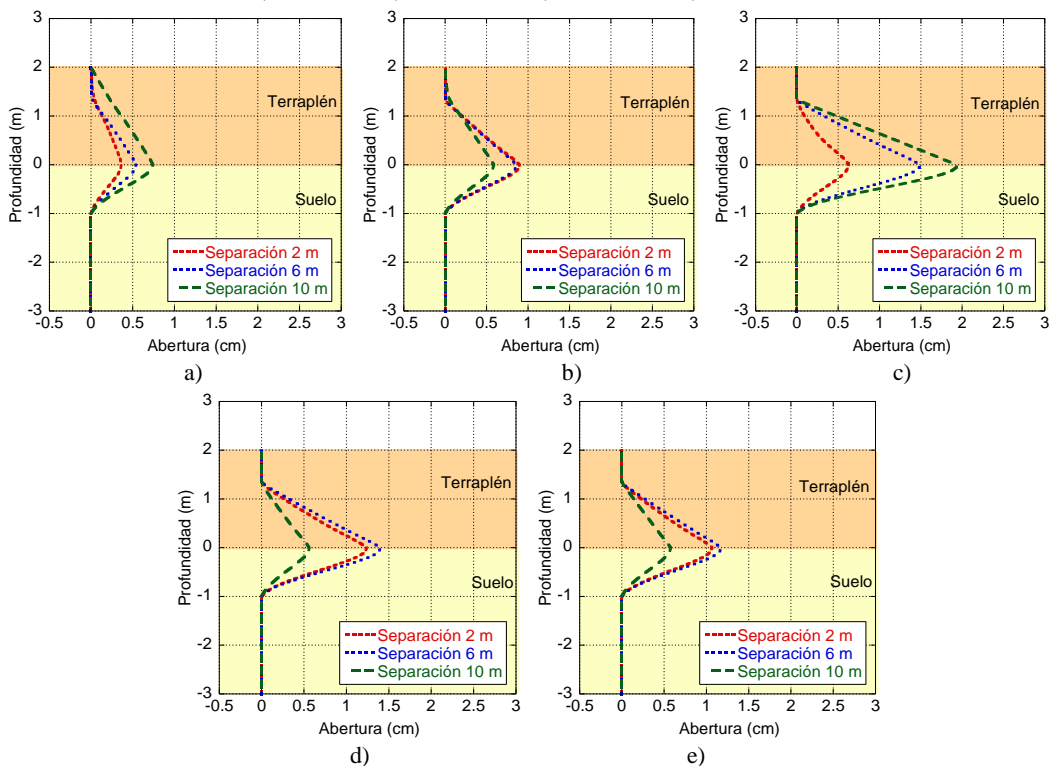


Fig. 41. Abertura de grietas externas con profundidad de 7 m. a) final de la construcción, b) 5 años, c) 10 años, d) 30 años, e) 60 años

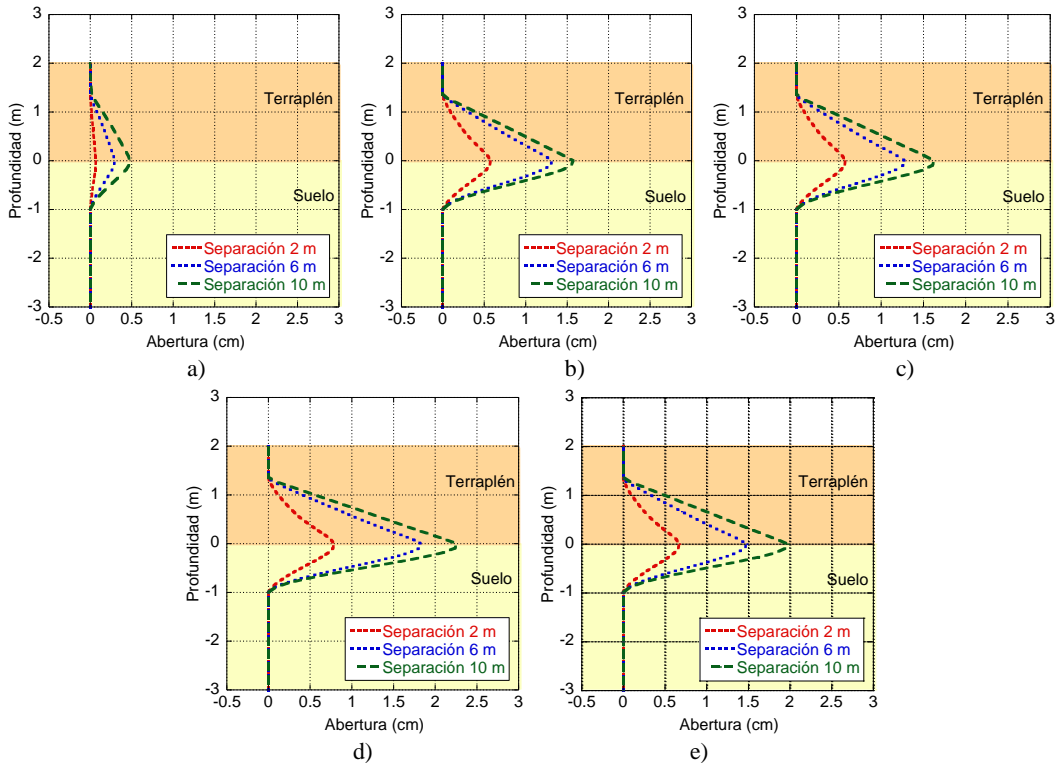


Fig. 42. Abertura de grietas internas con profundidad de 7 m. a) final de la construcción, b) 5 años, c) 10 años, d) 30 años, e) 60 años

8.2 Análisis dinámico

Para el análisis dinámico se consideró el efecto de consolidación a largo plazo, pues en arcillas de alta compresibilidad como las existentes en la zona del ex Lago de Texcoco, puede llegar a generar cambios en las propiedades dinámicas de estas. Se realizaron análisis de respuesta de sitio a mediano y largo plazo variando los parámetros que afectan la respuesta sísmica, los cuales se variaron de acuerdo con el hundimiento individual de cada estrato reportado por la modelación numérica.

8.2.1 Respuesta de sitio lineal

Definidas las características del suelo a mediano y largo plazo se procedió al cálculo del espectro de respuesta realizando un análisis lineal equivalente con apoyo del programa SHAKE (Schnabel et al., 1972). Se realizaron análisis de la respuesta del sitio para cada una de las condiciones estáticas del suelo, lo que explica los cambios tanto en las propiedades dinámicas como en el espesor del suelo. La Fig. 43 muestra los espectros de respuesta para los modelos geodinámicos, se



muestra la comparación de la respuesta de sitio obtenida para 0 años y los espectros de respuesta para 5,10, 30 y 60 años.

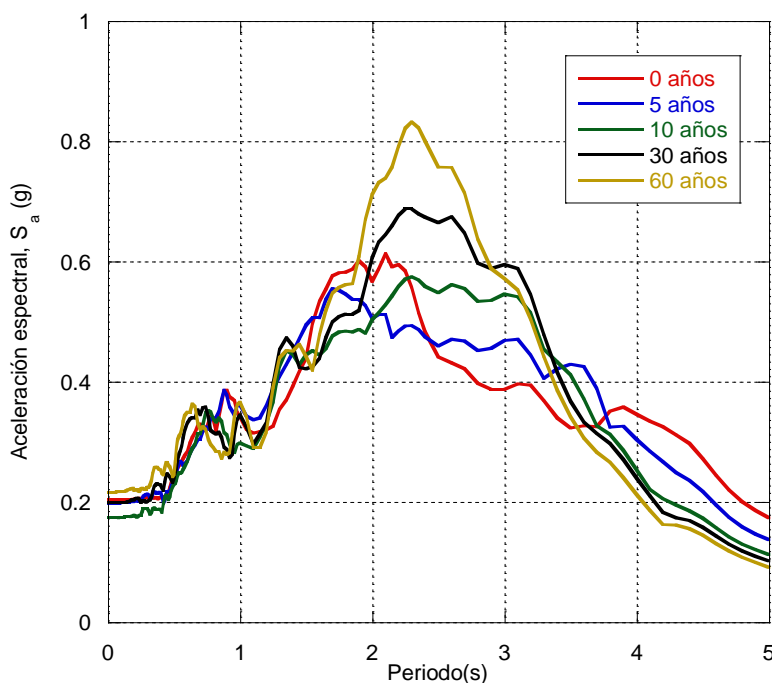


Fig. 43. Espectros de respuesta para 0, 5, 10, 30 y 60 años utilizando un análisis lineal equivalente

8.2.2 Análisis de respuesta de sitio no-lineal

Debido a los valores altos de aceleración espectral reportados en el análisis lineal equivalente y para modelar un comportamiento más cercano al comportamiento real del suelo, se realizó un análisis no lineal en el dominio del tiempo tomando los perfiles mencionados generando un modelo numérico en FLAC^{3D}. En la Fig. 44, se presentan los resultados obtenidos con FLAC considerado el modelo no lineal. Se puede notar que debido a la consolidación cambia tanto el contenido de frecuencia como las aceleraciones espectrales. Después de 5 y 10 años, aunque los efectos de consolidación en general tienden a reducir el período predominante del depósito de suelo, éstos siguen siendo menores. Así, prevalece la no linealidad del suelo y el periodo se desplaza hacia 2 s, lo que corresponde al punto en el que la excitación sísmica tiene su energía concentrada. Así, la aceleración espectral máxima aumenta. Después de este año crítico al alcanzar 30 años de consolidación, las propiedades dinámicas y las configuraciones de capas han cambiado drásticamente, por lo que el período predominante se ha reducido a 1.8 s, y la aceleración espectral se ha atenuado. Finalmente, después de 60 años, la aceleración espectral es de aproximadamente



0.9 s, y la aceleración espectral se ha reducido. Sin embargo, en este caso, la ganancia de rigidez en el depósito de suelo que se produce después de 30 años desplaza el período predominante hacia 2 s, y de nuevo se observa claramente una amplificación.

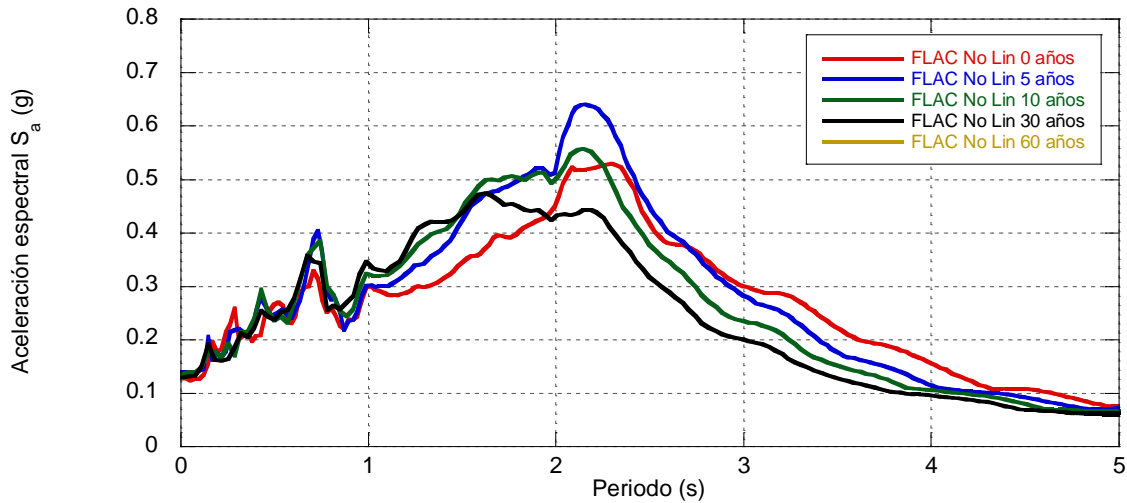


Fig. 44. Espectros de respuesta para 0,5,10,30 y 60 años utilizando un análisis histerético no lineal en el dominio del tiempo

8.2.3 Respuesta sísmica con la presencia de terraplén y sin grietas

Para la correcta interpretación de la respuesta de sitio en los puntos de control ubicados en la corona del terraplén se obtuvo la respuesta que tienen los puntos sobre esta sin la influencia de las discontinuidades, estas se muestran en la Fig. 45.

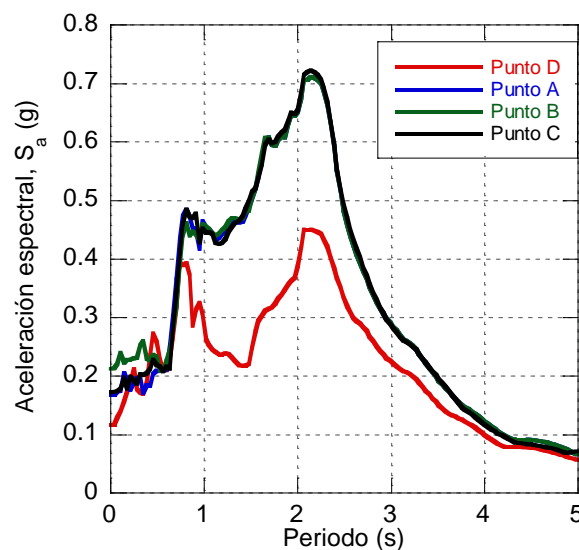


Fig. 45. Espectros de respuesta en los puntos de control sin la influencia de las grietas



En la Fig. 46 se muestra la variación de esfuerzos efectivos a 0, 10, 30 y 60 años. Se aprecia que no existe variación significativa ocasionada por el peso de la presencia del terraplén de tezontle en la distribución de esfuerzos efectivos.

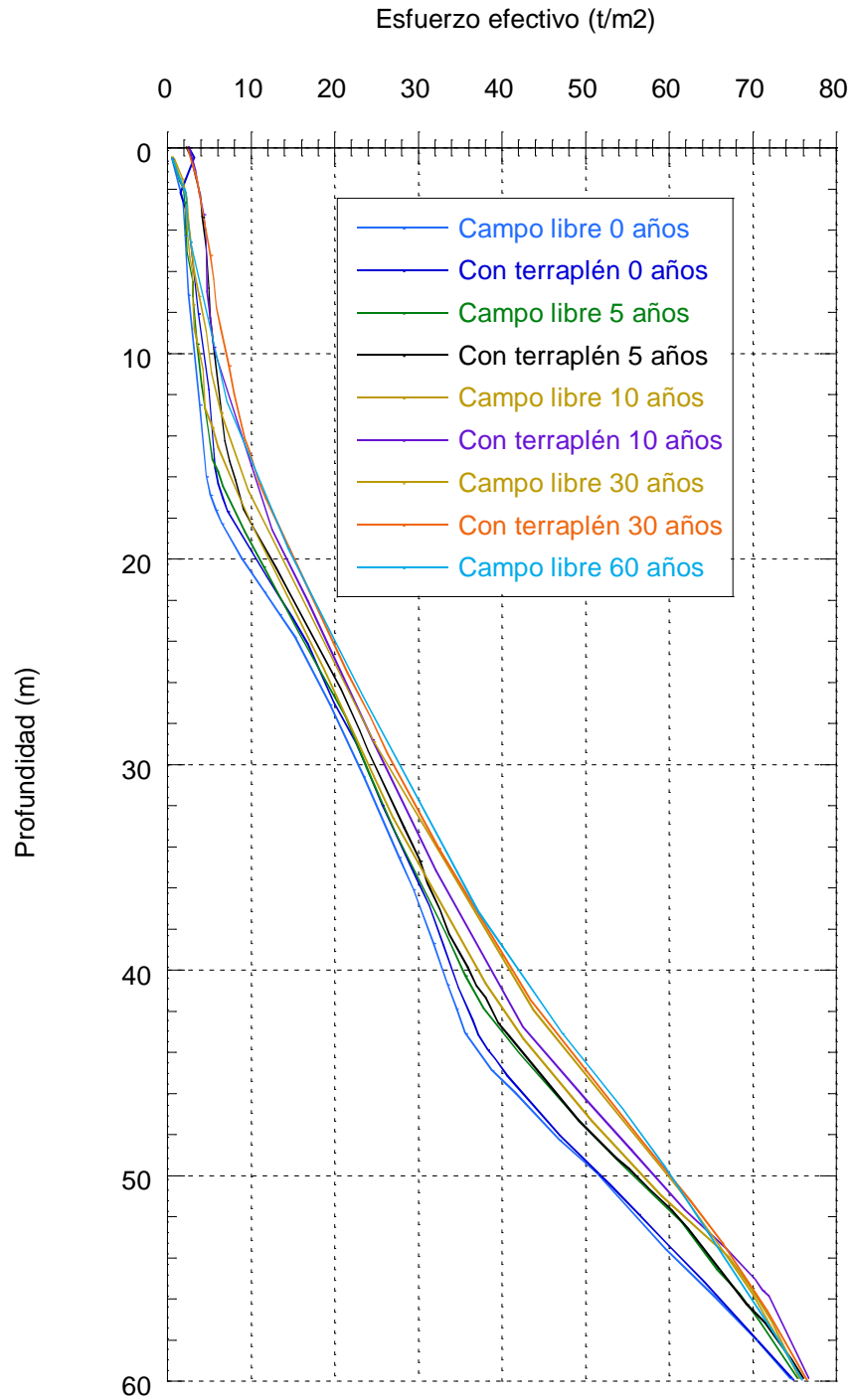


Fig. 46. Variación de esfuerzos efectivos



8.2.4 Respuesta sísmica sin la presencia del terraplén bajo la influencia de discontinuidades

En esta sección se presenta la respuesta de sitio obtenida en los puntos de control para el perfil de suelo tomando en cuenta la presencia de las discontinuidades en la superficie. Se muestran los resultados para cada combinación de parámetros mencionada anteriormente.

De la Fig. 47 a la Fig. 49 se muestran las respuestas de sitio obtenidas de los modelos numéricos de campo libre (i.e. sin terraplén) para grietas cerradas (i.e. discontinuidades). Se presentó una amplificación importante en los puntos de control ubicados sobre el terraplén (i.e. A, B y C). Se observa una amplificación en las aceleraciones espectrales calculadas entre periodos bajos (0.1 y 0.8 s), debido a la presencia de las grietas.

Profundidad de grieta de 2 m

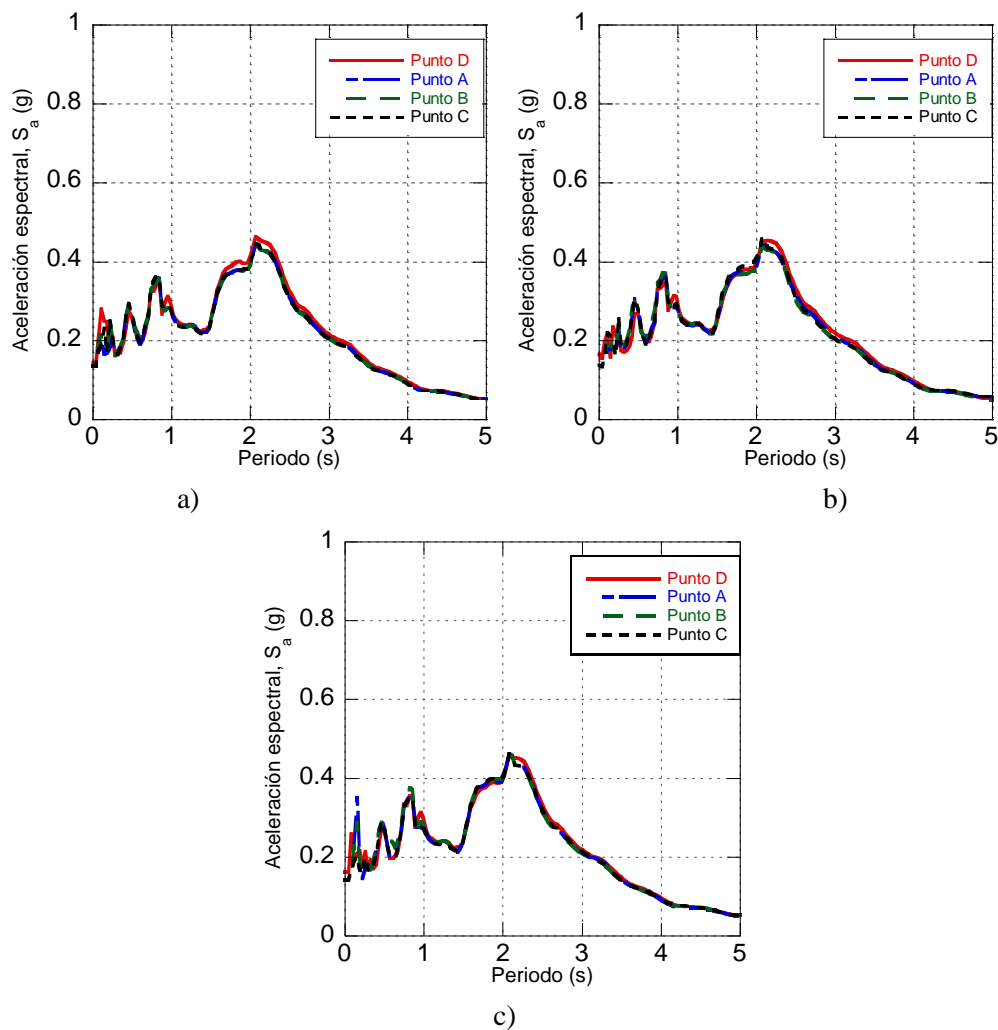


Fig. 47. Espectros de respuesta para grietas con una profundidad de 2 m, a) separación de 2 m, b) separación de 6 m, c) separación de 10 m



Profundidad de grieta de 5m

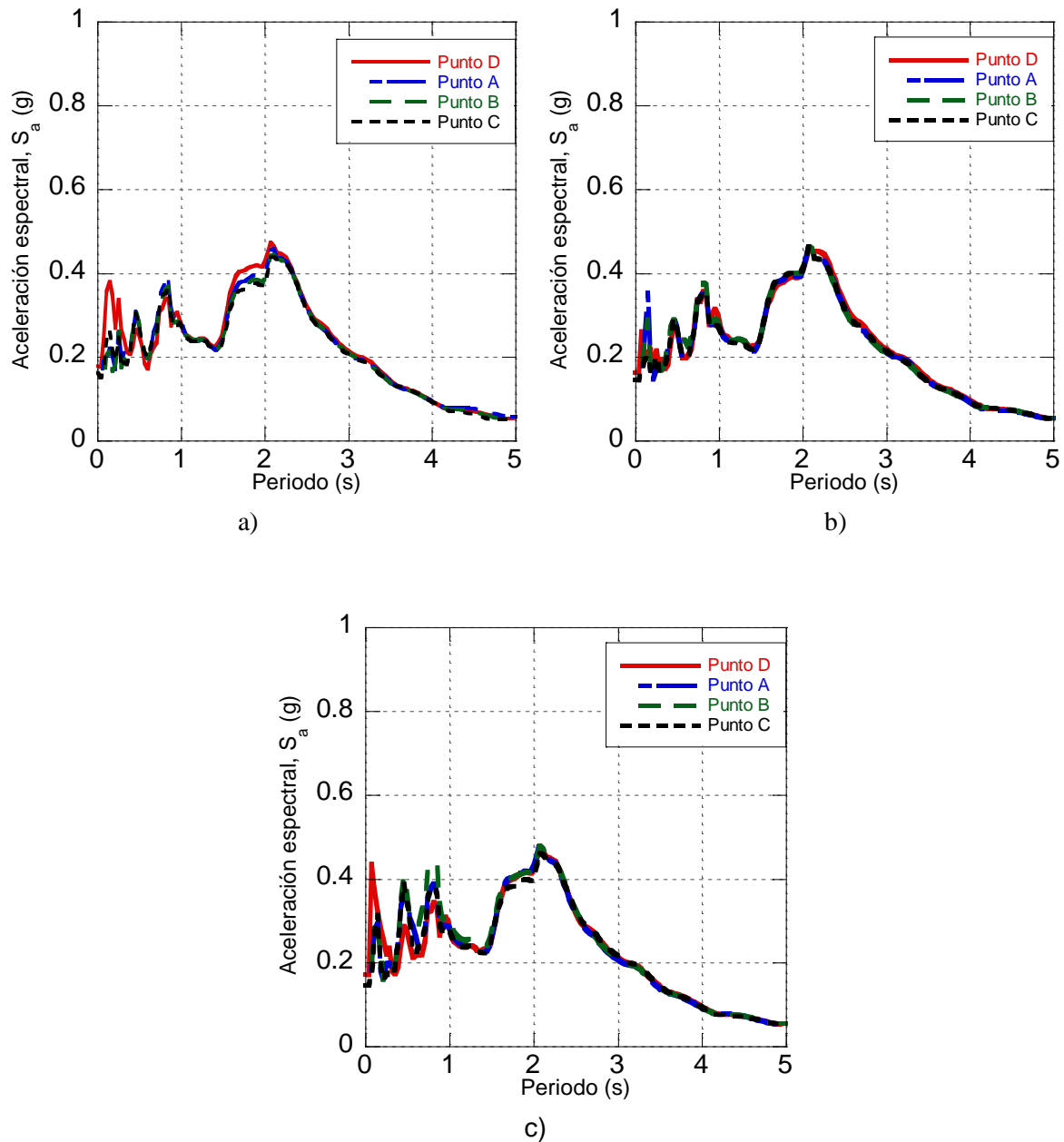


Fig. 48. Espectros de respuesta para grietas con una profundidad de 5 m, a) separación de 2 m, b) separación de 6 m, c) separación de 10 m



Profundidad de grieta de 7m

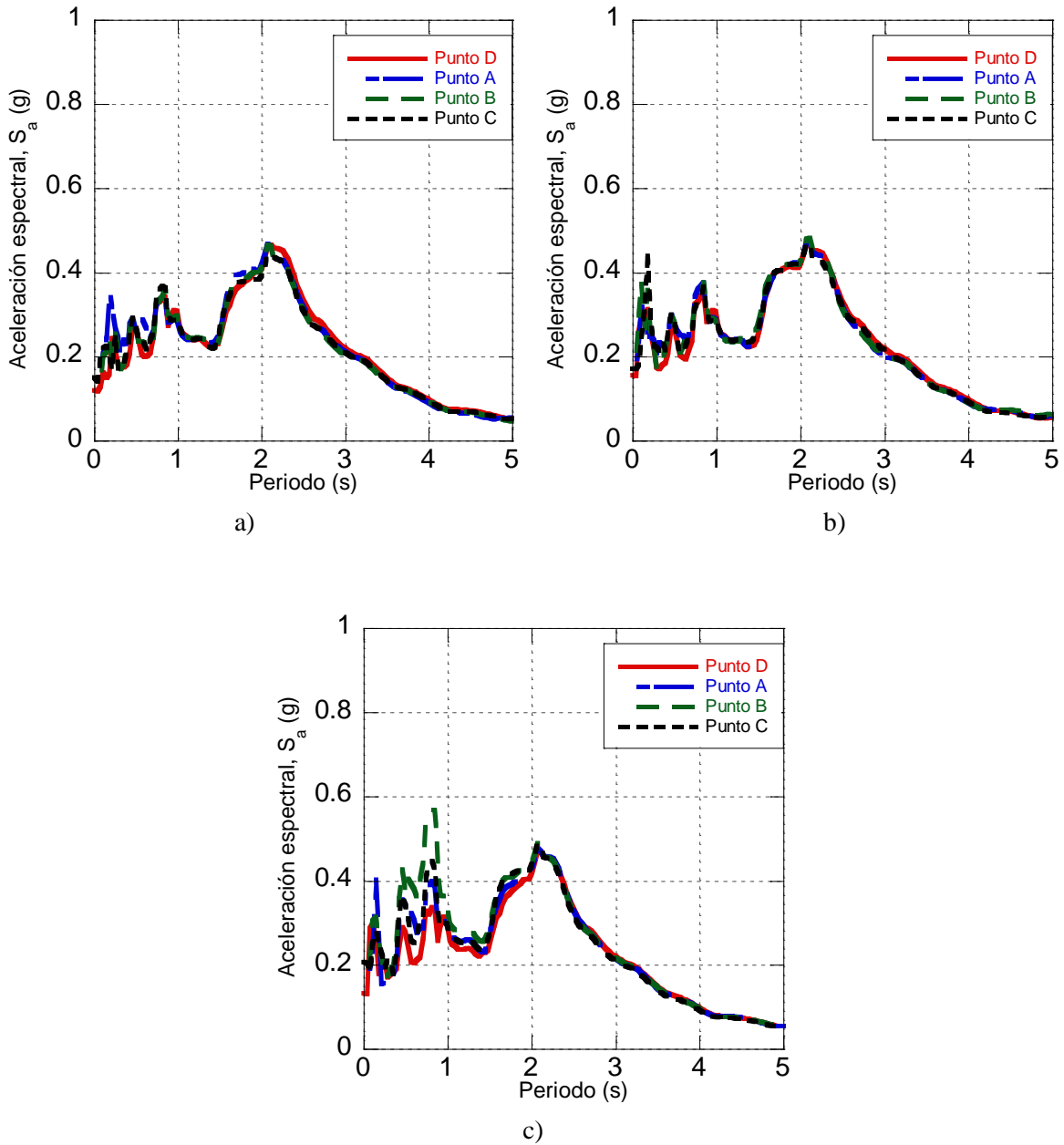


Fig. 49. Espectros de respuesta para grietas con una profundidad de 7 m, a) separación de 2 m, b) separación de 6 m, c) separación de 10 m



8.2.5 Respuesta sísmica con la presencia de terraplén y la influencia de discontinuidades

En esta sección se presenta la respuesta de sitio obtenida en los puntos de control sobre la corona del terraplén tomando en cuenta la presencia de las discontinuidades en el contacto suelo-terraplén. En las figuras Fig. 50 a Fig. 52 se muestran los resultados para cada combinación de parámetros mencionada anteriormente, para la condición de final de construcción (sin considerar consolidación). Se presentó una amplificación importante en los puntos de control ubicados sobre el terraplén (i.e. A, B y C). Se observa una amplificación en las aceleraciones espectrales calculadas entre periodos bajos (0.1 y 0.8 s) debido a la presencia de las grietas.

Profundidad de grieta de 2 m

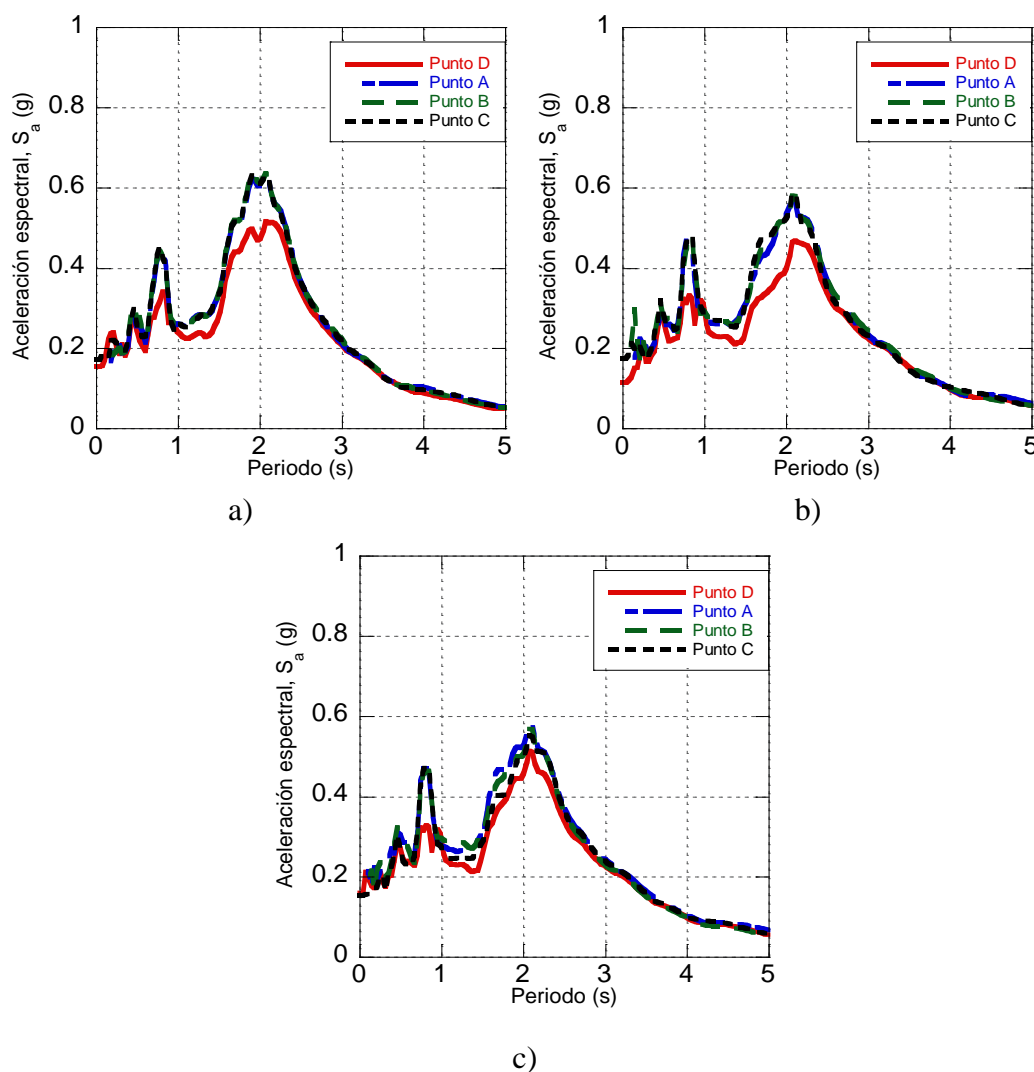


Fig. 50. Espectros de respuesta para grietas con una profundidad de 2 m, a) separación de 2 m, b) separación de 6 m, c) separación de 10 m



Profundidad de grieta de 5m

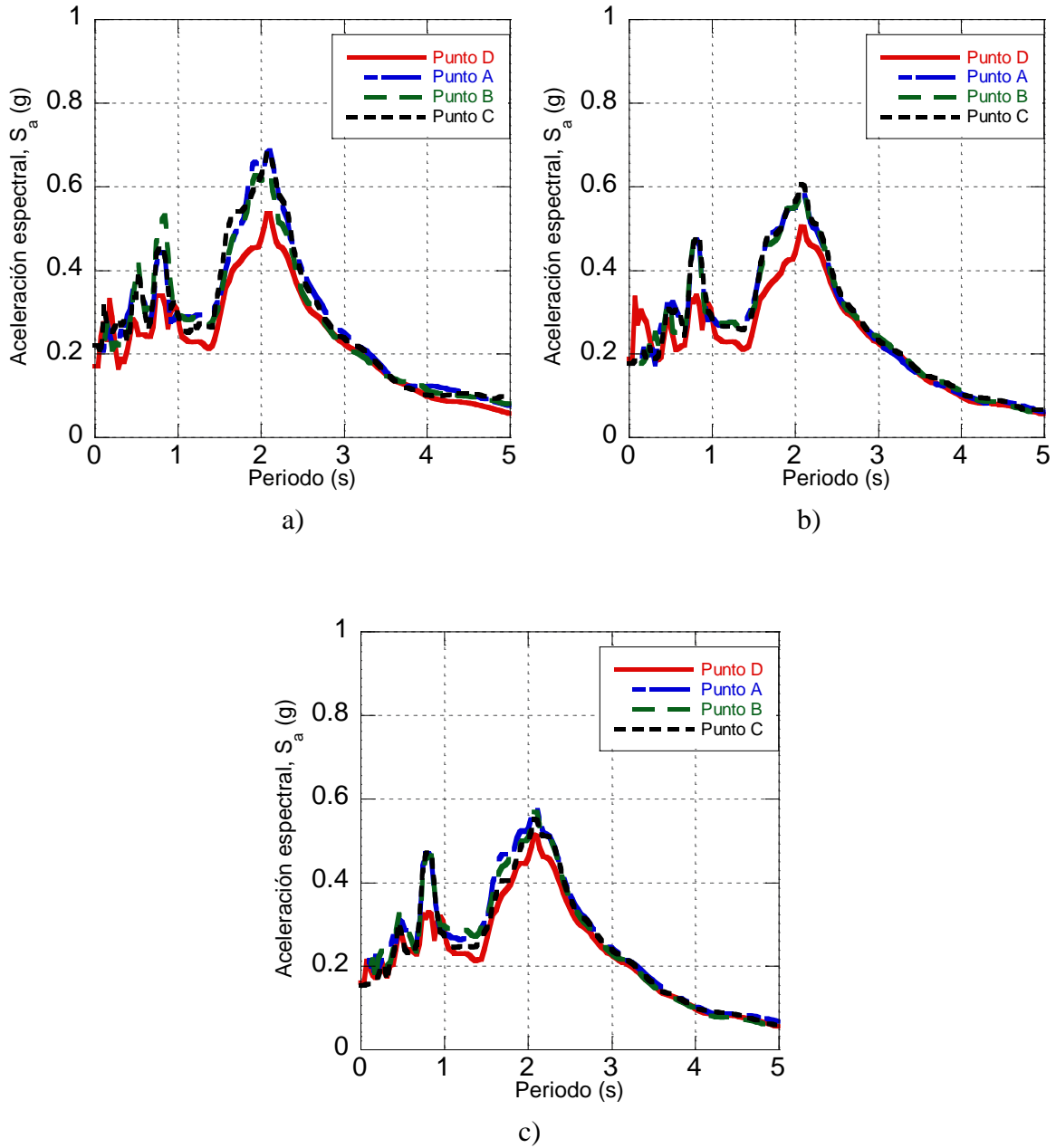


Fig. 51. Espectros de respuesta para grietas con una profundidad de 5 m, a) separación de 2 m, b) separación de 6 m, c) separación de 10 m



Profundidad de grieta de 7m

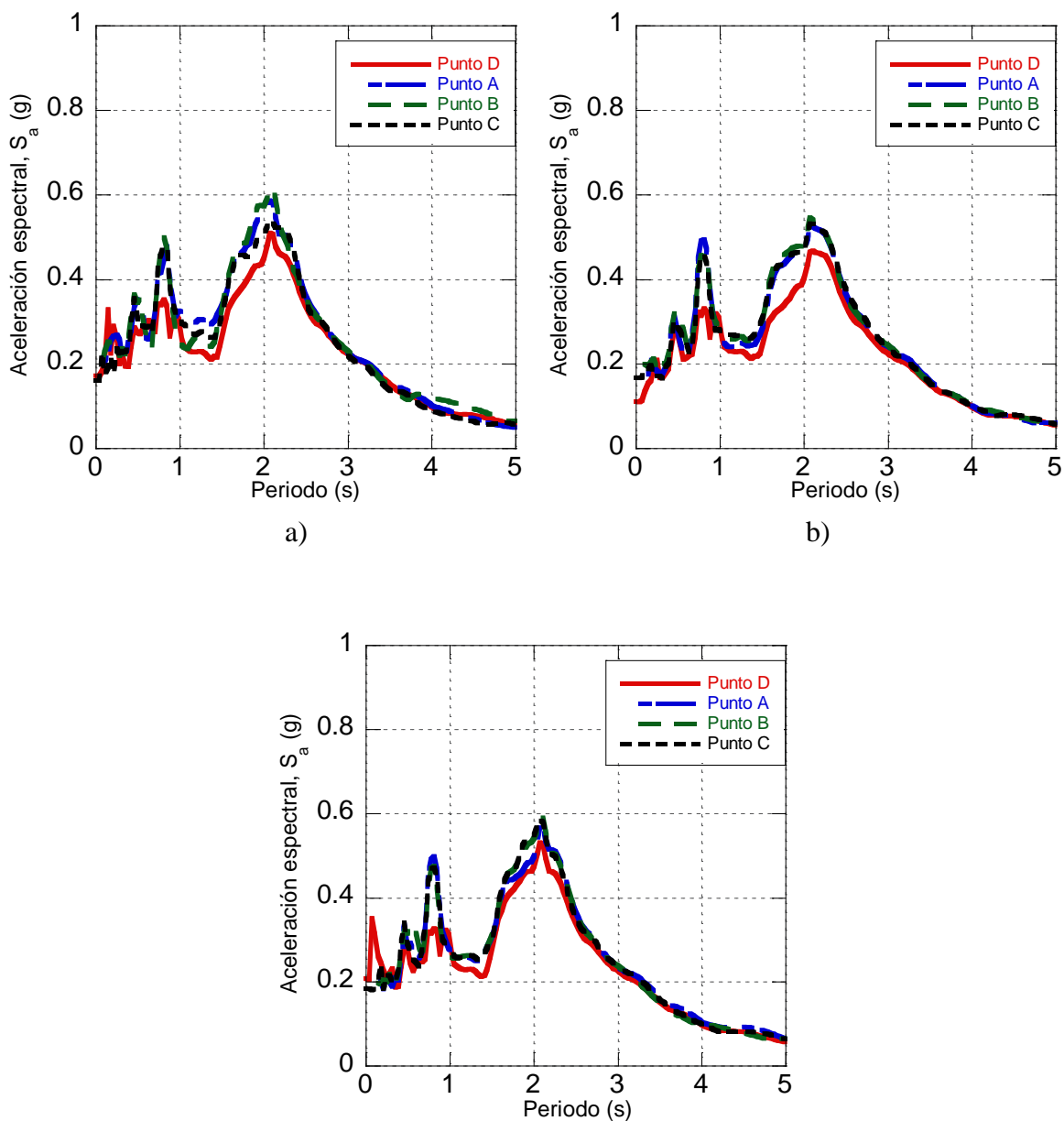


Fig. 52. Espectros de respuesta para grietas con una profundidad de 7 m, a) separación de 2 m, b) separación de 6 m, c) separación de 10 m



8.2.6 Respuesta sísmica con la presencia del terraplén y a corto, mediano y largo plazo

Habiendo caracterizado el suelo a mediano y largo plazos se procede al cálculo del espectro de respuesta realizando un análisis no lineal en el dominio del tiempo tomando los perfiles mencionados generando un modelo numérico en FLAC^{3D}. Los espectros de respuesta se muestran para cada análisis paramétrico de la separación y profundidad de grieta de la Fig. 53 a la Fig. 61. Los resultados muestran una menor aceleración espectral conforme aumentan las velocidades de onda de corte de las arcillas debido al proceso de consolidación y aumento de esfuerzos efectivos a lo largo del tiempo. No se aprecia un cambio considerable de las aceleraciones espectrales por la presencia de grietas a diferentes separaciones.

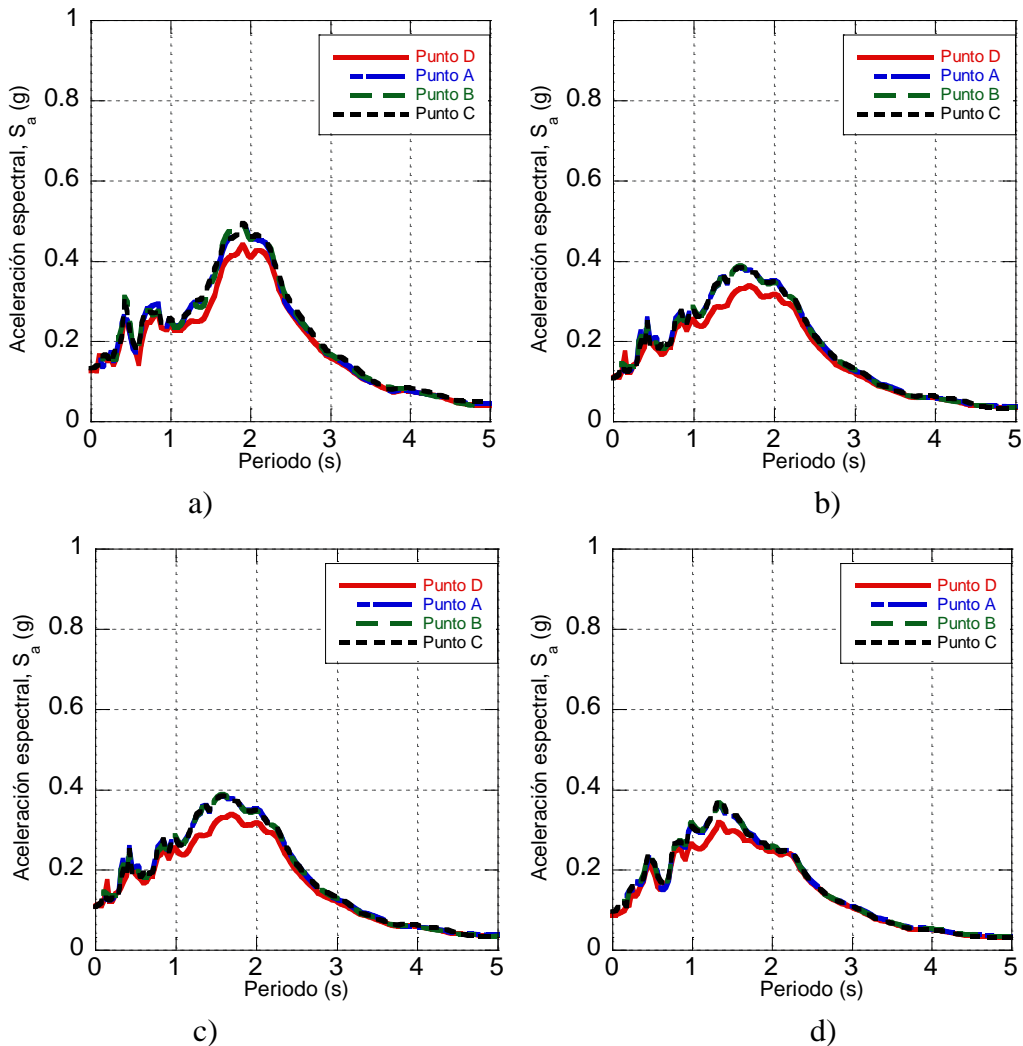


Fig. 53. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 2 m, y una separación de 2 m a)5 años b) 10 años c)30 años d) 60 años

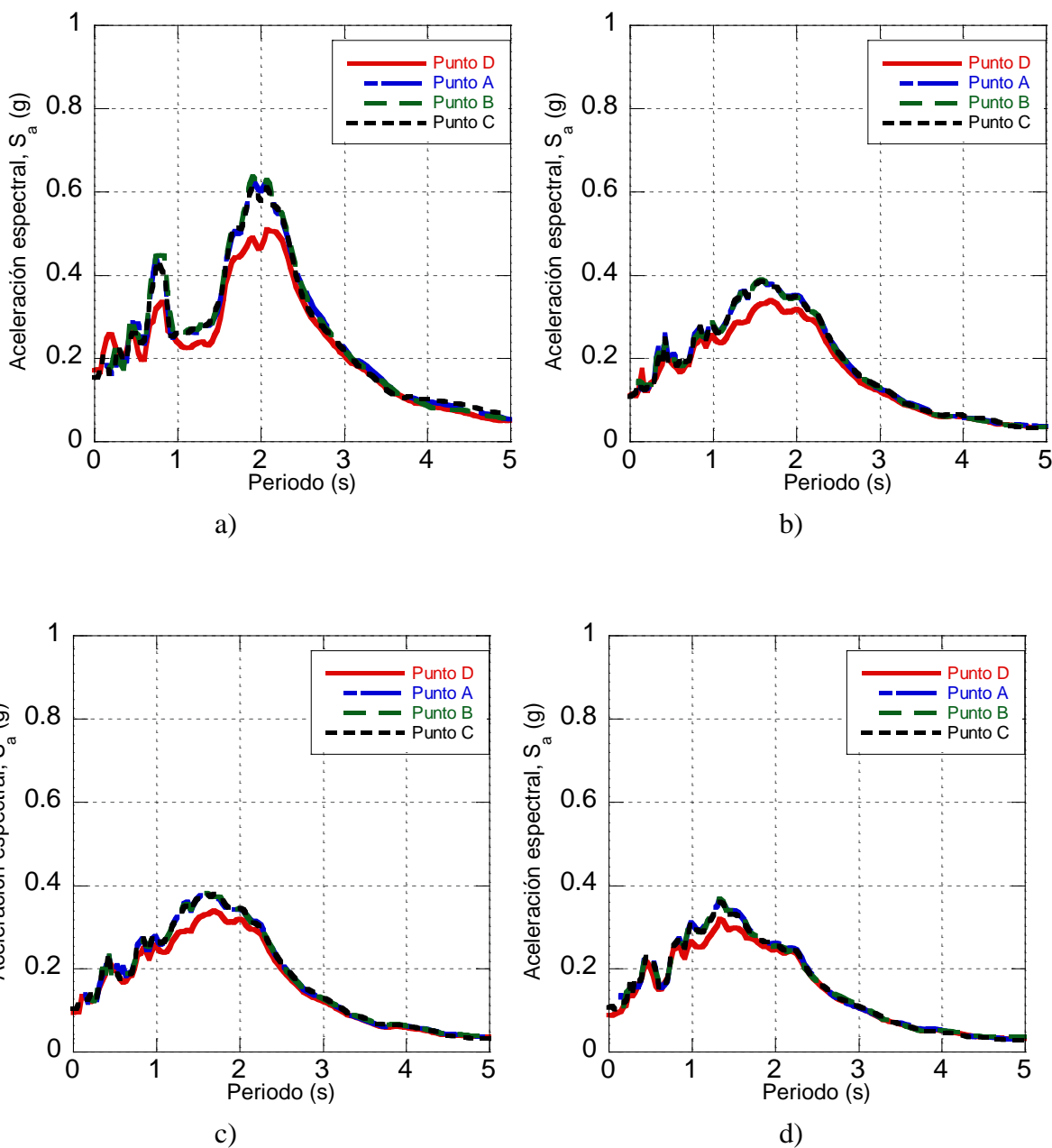


Fig. 54. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 2 m, y una separación de 6 m a) 5 años b) 10 años c) 30 años d) 60 años

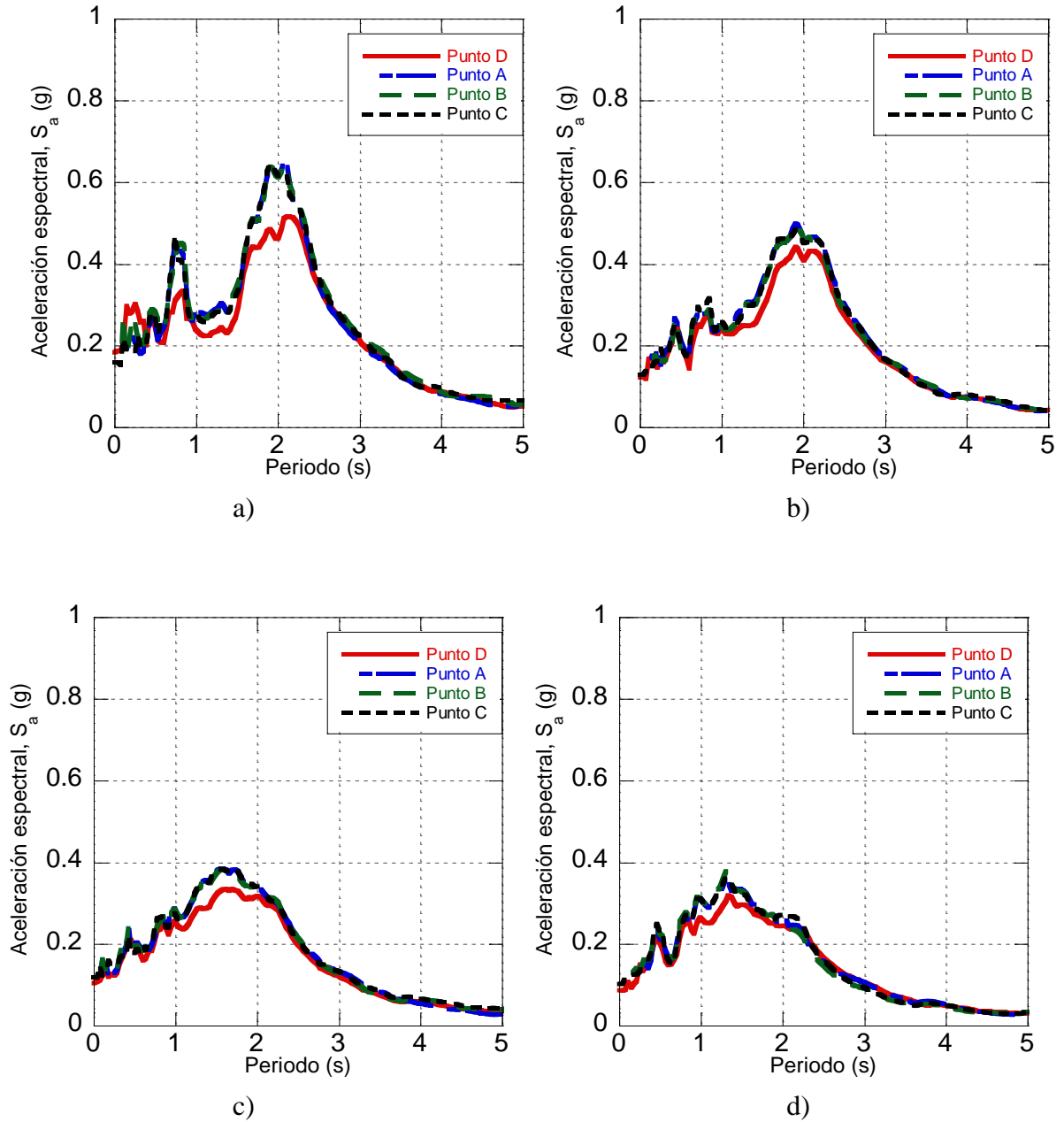


Fig. 55. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 2 m, y una separación de 10 m a)5 años b) 10 años c)30 años d) 60 años

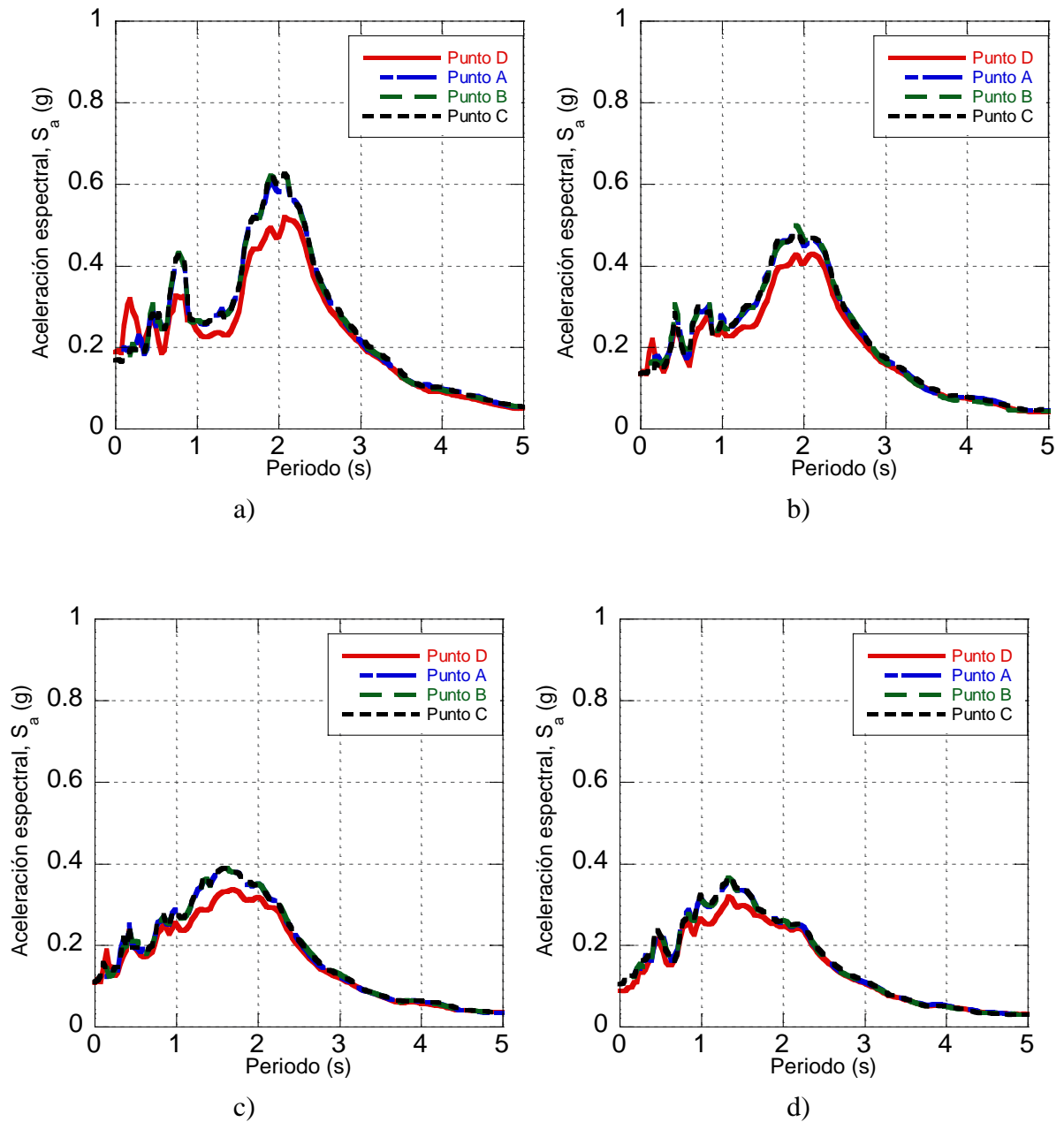


Fig. 56. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 5 m, y una separación de 2 m a) 5 años b) 10 años c) 30 años d) 60 años

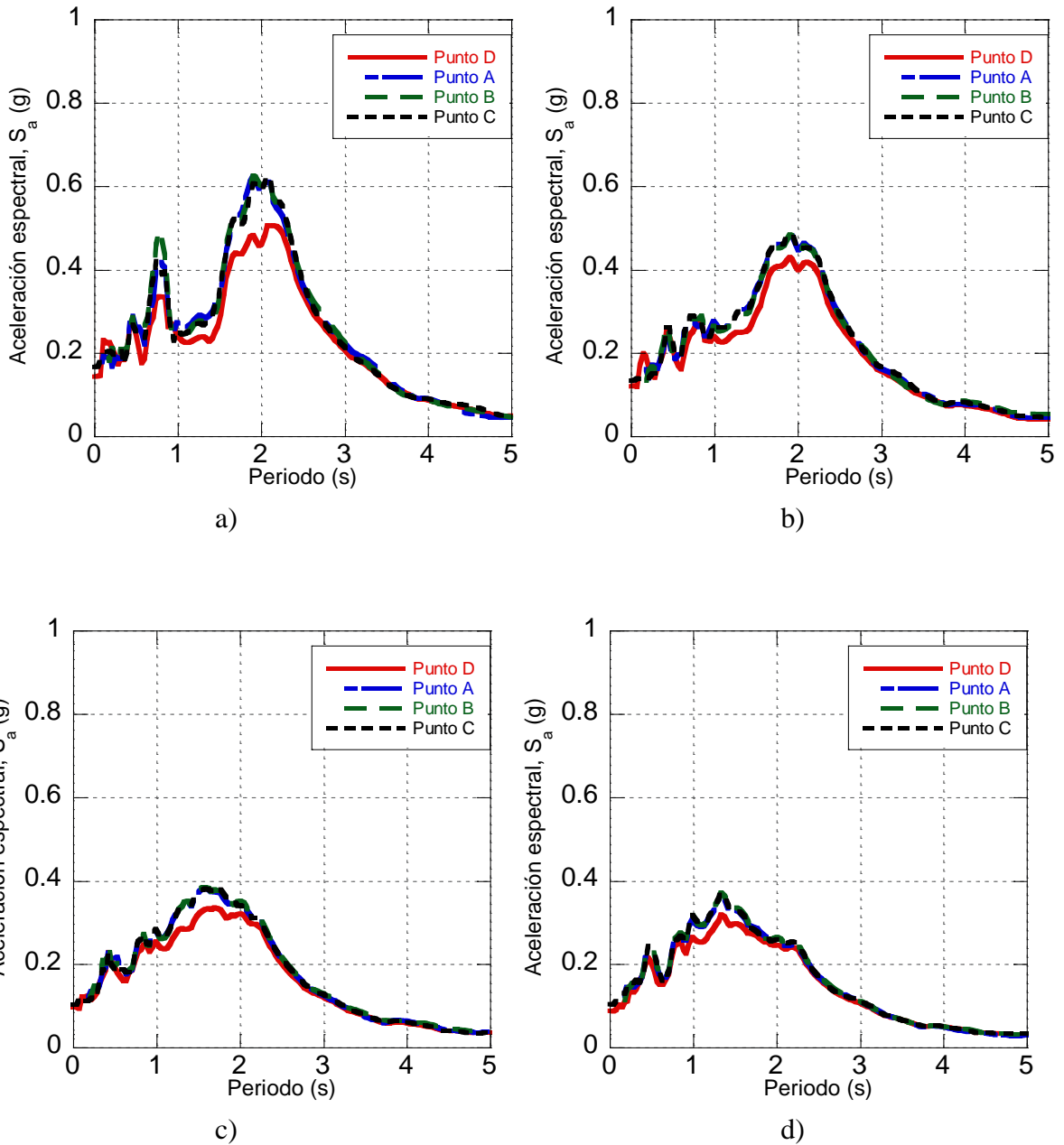


Fig. 57. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 5 m, y una separación de 6 m a) 5 años b) 10 años c) 30 años d) 60 años

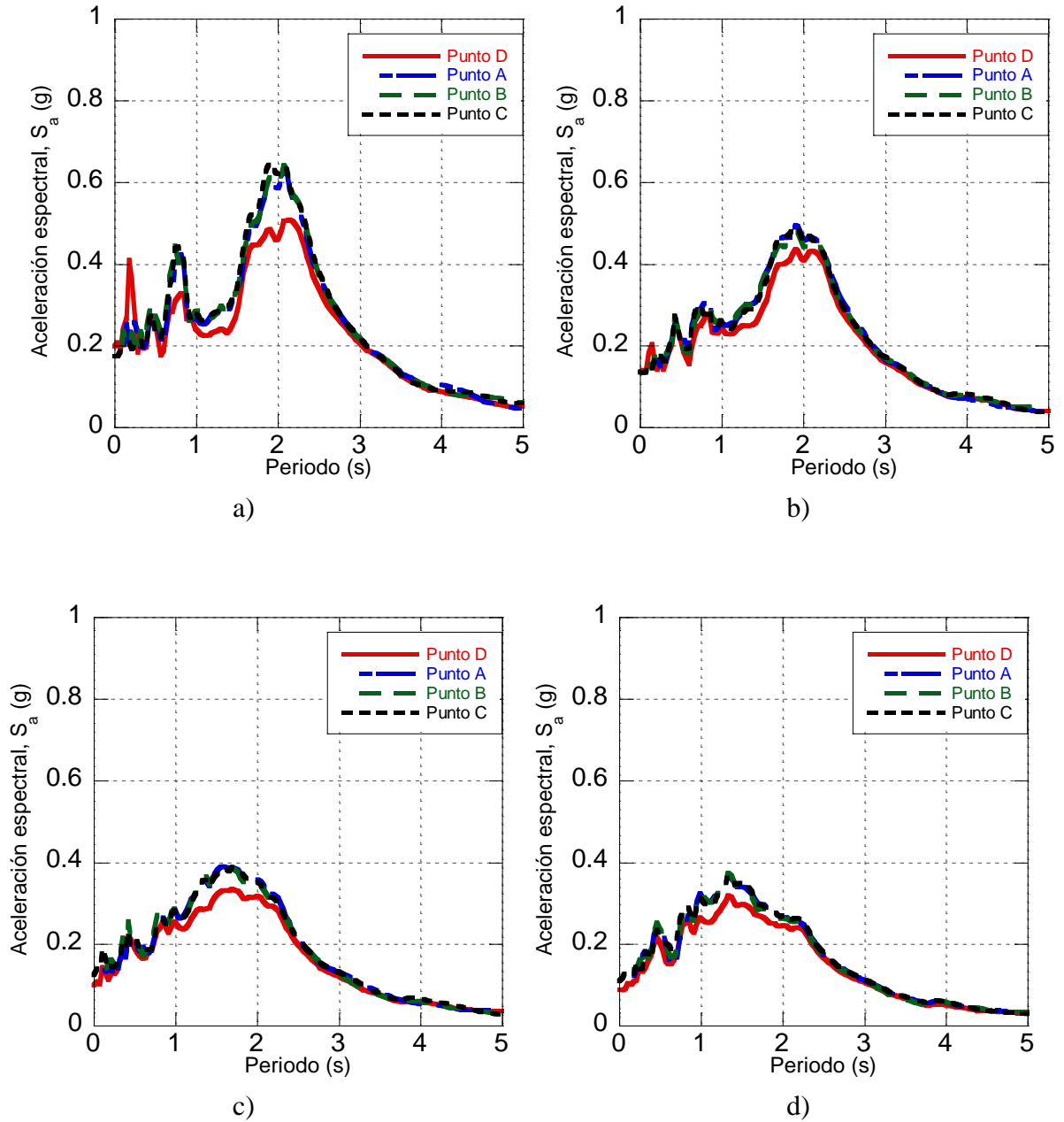


Fig. 58. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 5 m, y una separación de 10 m a) 5 años b) 10 años c) 30 años d) 60 años

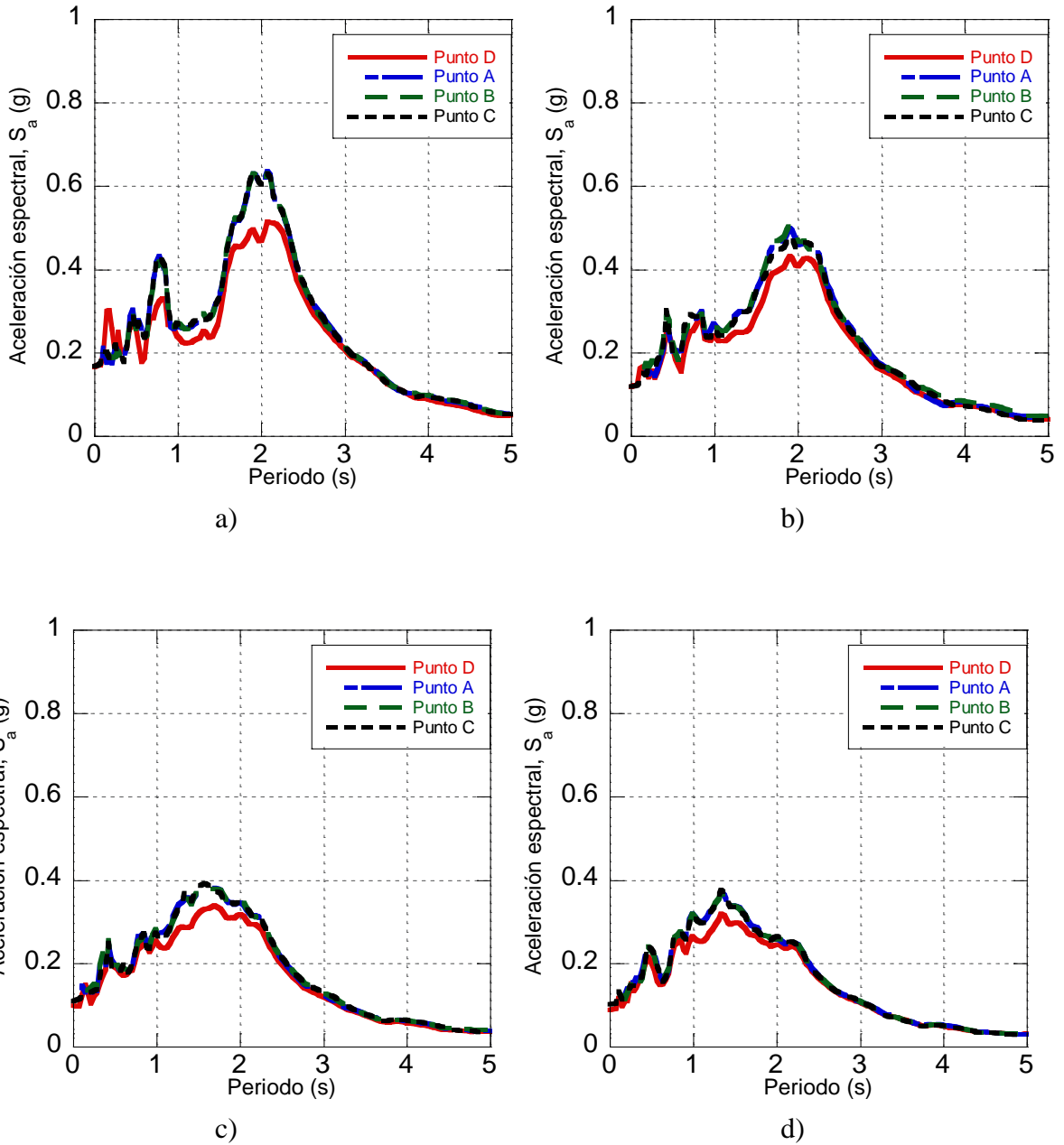


Fig. 59. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 7 m, y una separación de 2 m a) 5 años b) 10 años c) 30 años d) 60 años

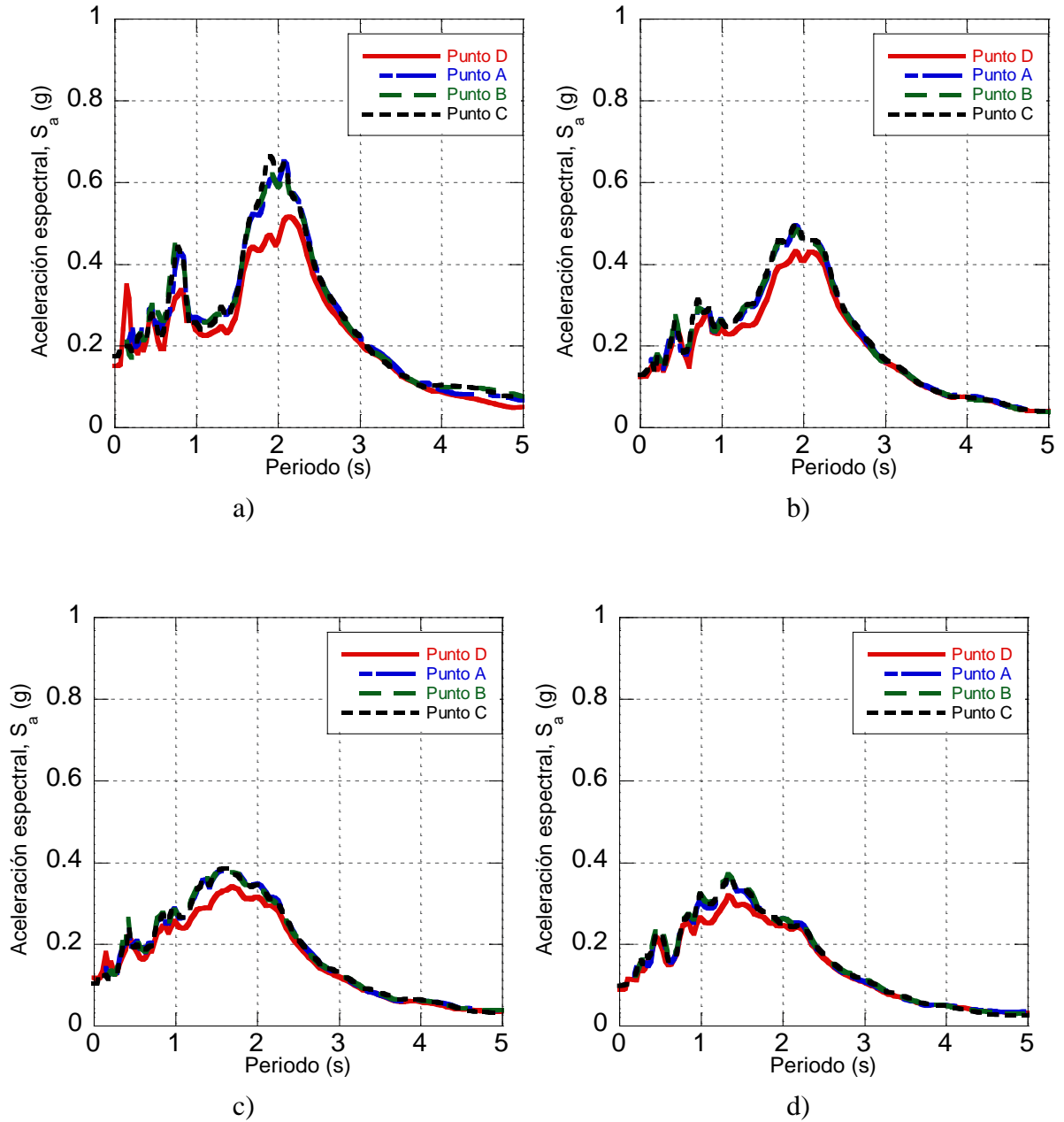


Fig. 60. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 7 m, y una separación de 6 m a) 5 años b) 10 años c) 30 años d) 60 años

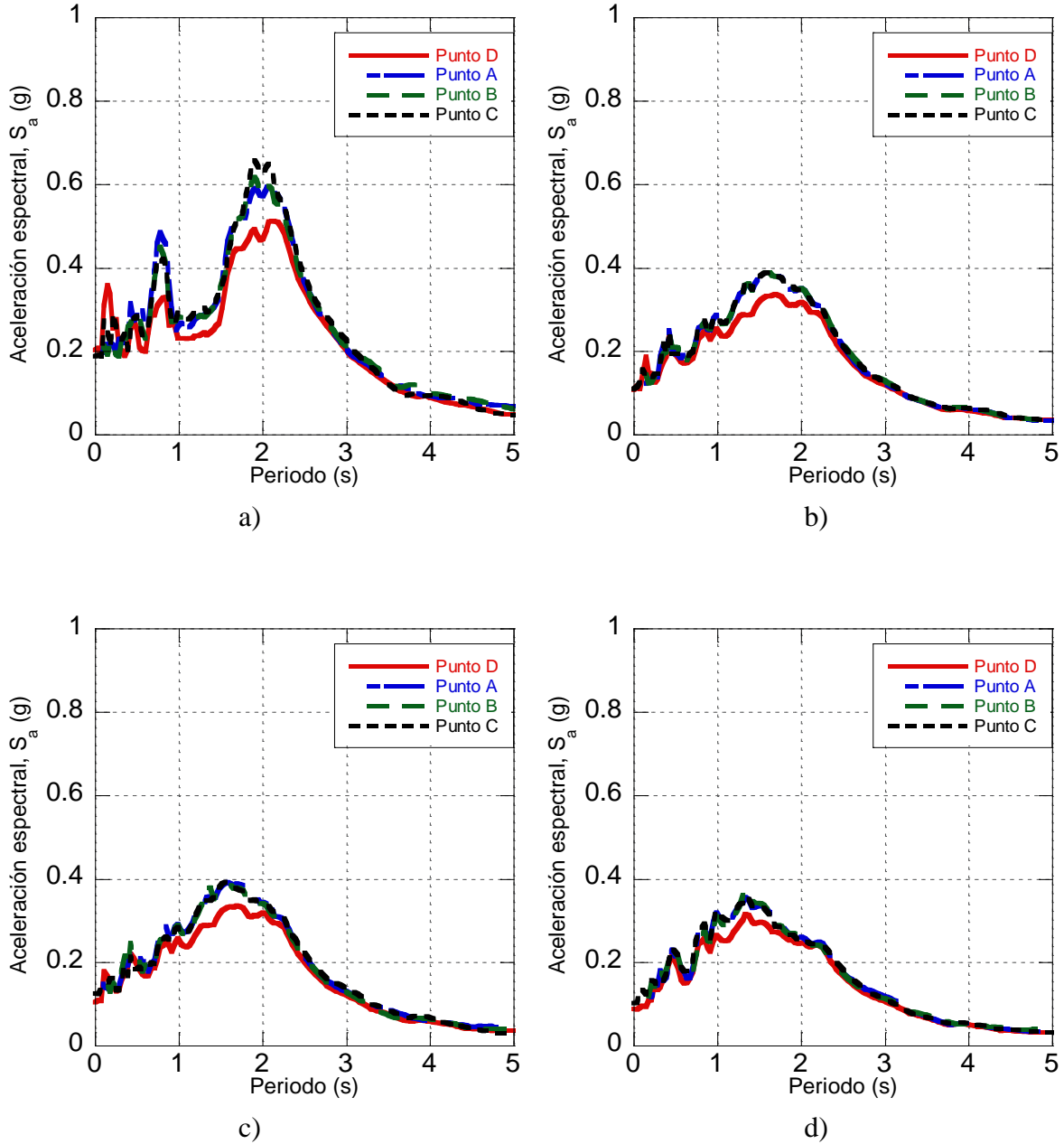


Fig. 61. Respuesta en los puntos de control, considerando la presencia del terraplén para una profundidad de grieta de 7 m, y una separación de 10 m a) 5 años b) 10 años c) 30 años d) 60 años



8.2.7 Comportamiento de las discontinuidades durante el evento sísmico

En esta sección se evalúa el comportamiento de las discontinuidades ante carga sísmica severa. Debido a que los espectros de respuesta disminuyen a lo largo del tiempo, el comportamiento de las discontinuidades fue monitoreado considerando las condiciones iniciales (i.e. al final de la construcción), la cual es la condición crítica. Las Figuras 62 a la 67 presentan la evolución de las aberturas, y contornos de aberturas, para los valores máximos considerando la presencia del terraplén para diferentes profundidades de grieta y separaciones (i.e. 2 y 10m). Los valores negativos en estas Figuras representan aberturas, por lo cual cuando se exhiben valores iguales o mayores a cero la grieta se encuentra cerrada. Los resultados muestran que la abertura se amplía conforme la separación entre grietas se incrementa. Las aberturas máximas fueron del orden de entre 1.1 y 4.5 mm, y se presentaron entre el contacto suelo-terraplén y el primer metro. Asimismo se identificó que durante el evento sísmico se genera una propagación de la grieta hacia la corona del terraplén, la cual es del orden de entre 0.35 a 1.22 mm, lo cual debe ser considerado para la construcción de vías terrestres desplantadas en suelos arcillosos compresibles.

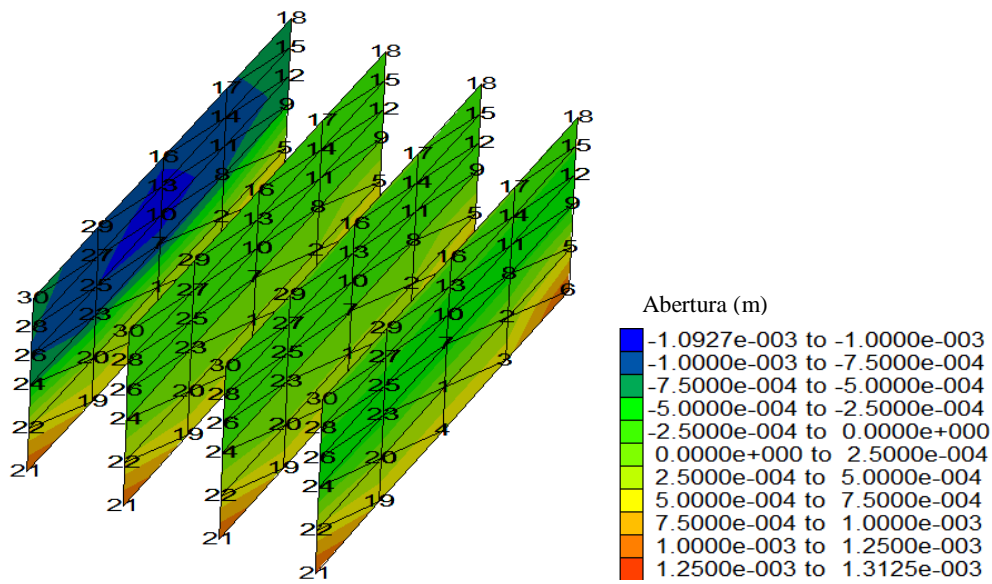
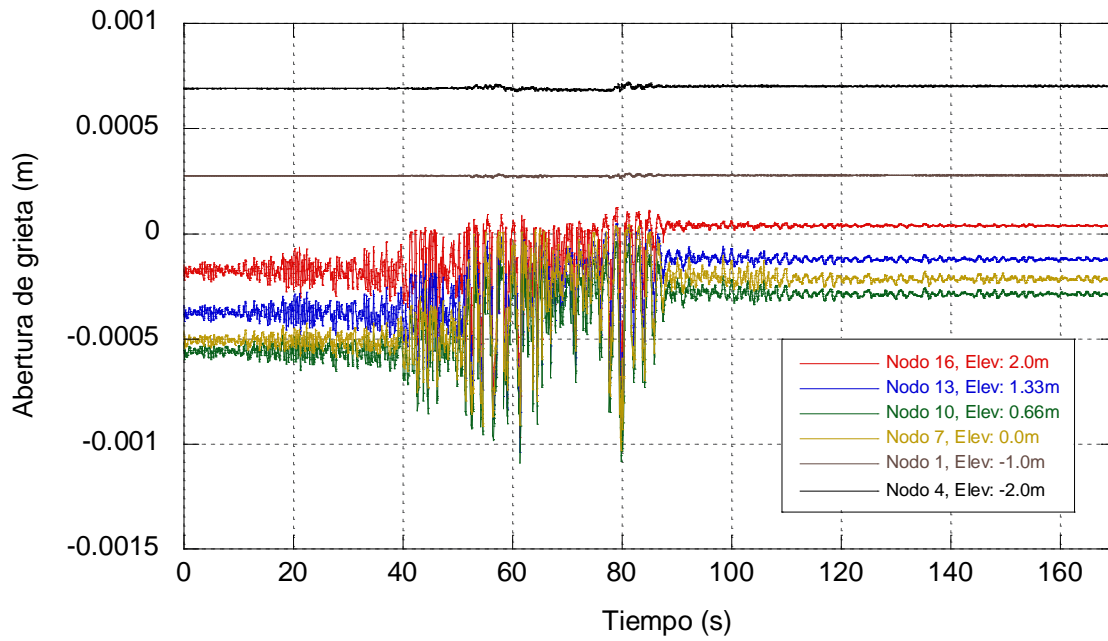


Fig. 62. Evolución de las aberturas para una profundidad de grieta de 2m y una separación de 2m

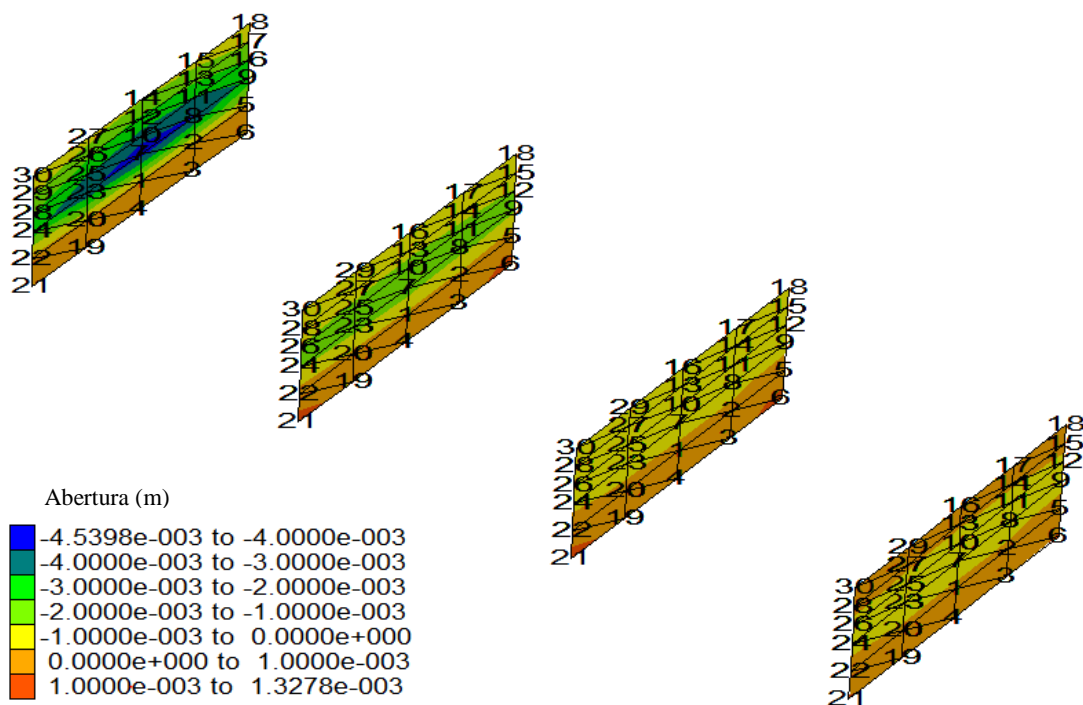
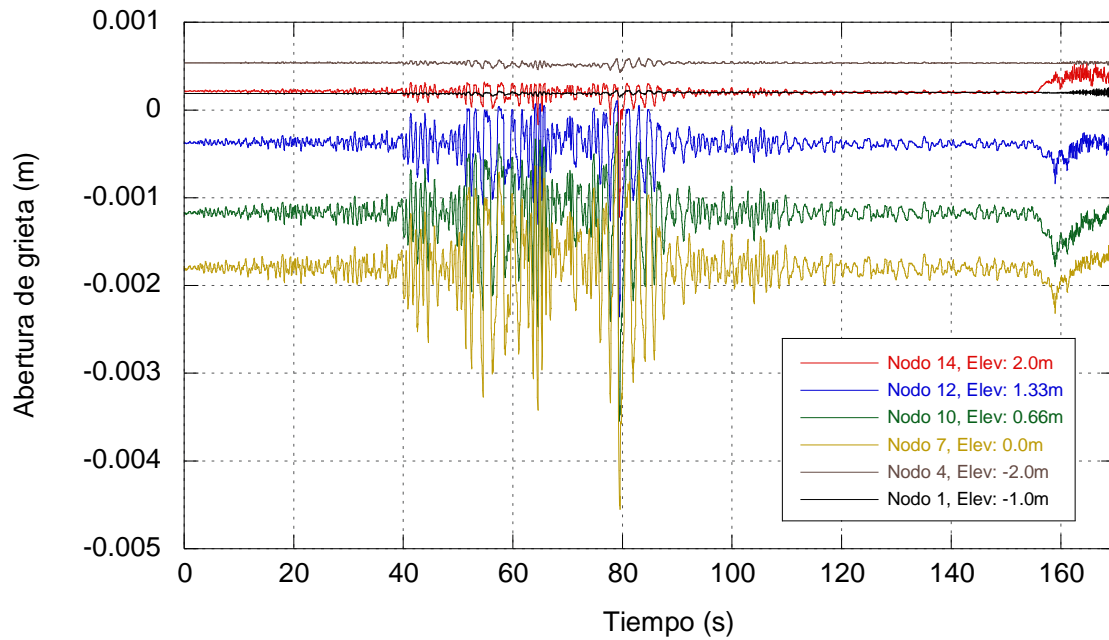


Fig. 63. Evolución de las aberturas para una profundidad de grieta de 2m y una separación de 10m

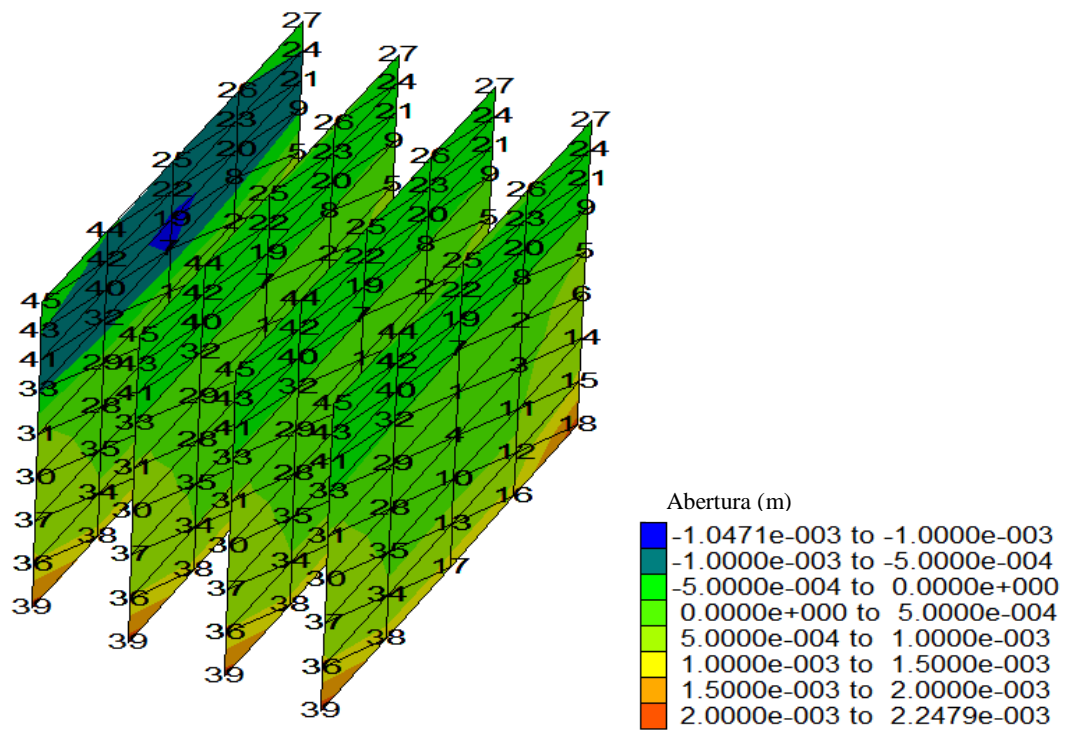
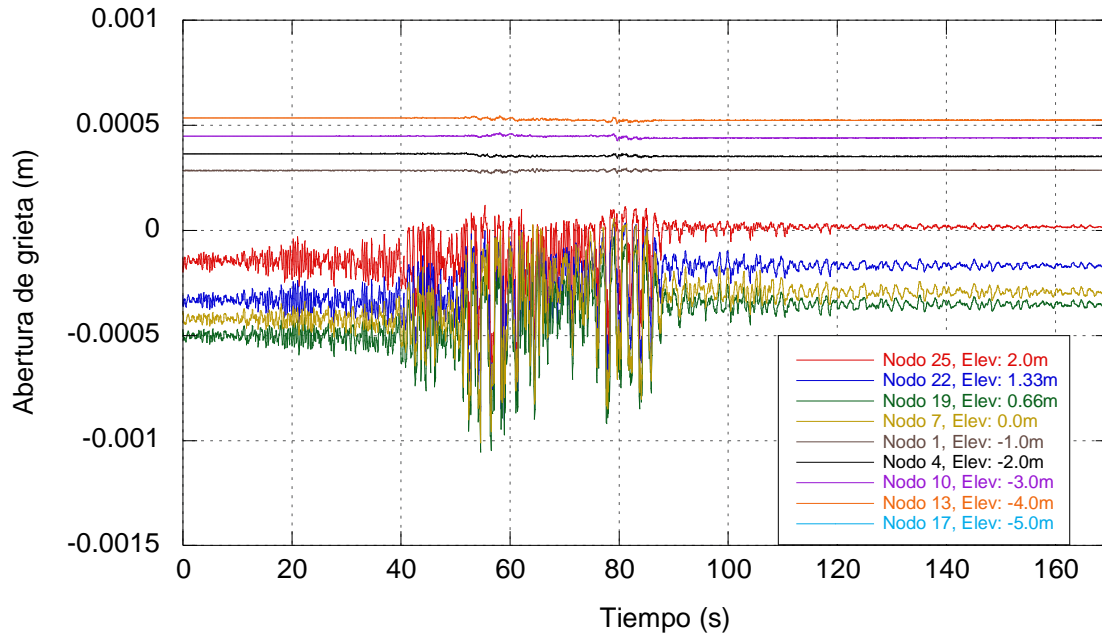


Fig. 64. Evolución de las aberturas para una profundidad de grieta de 5m y una separación de 2m

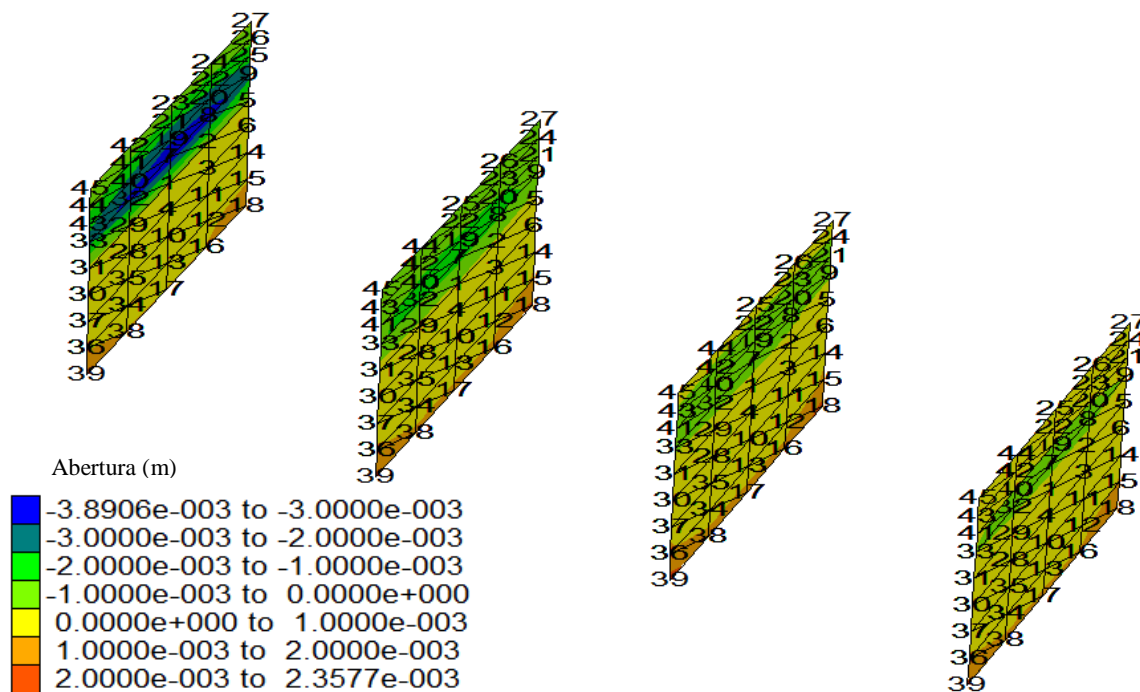
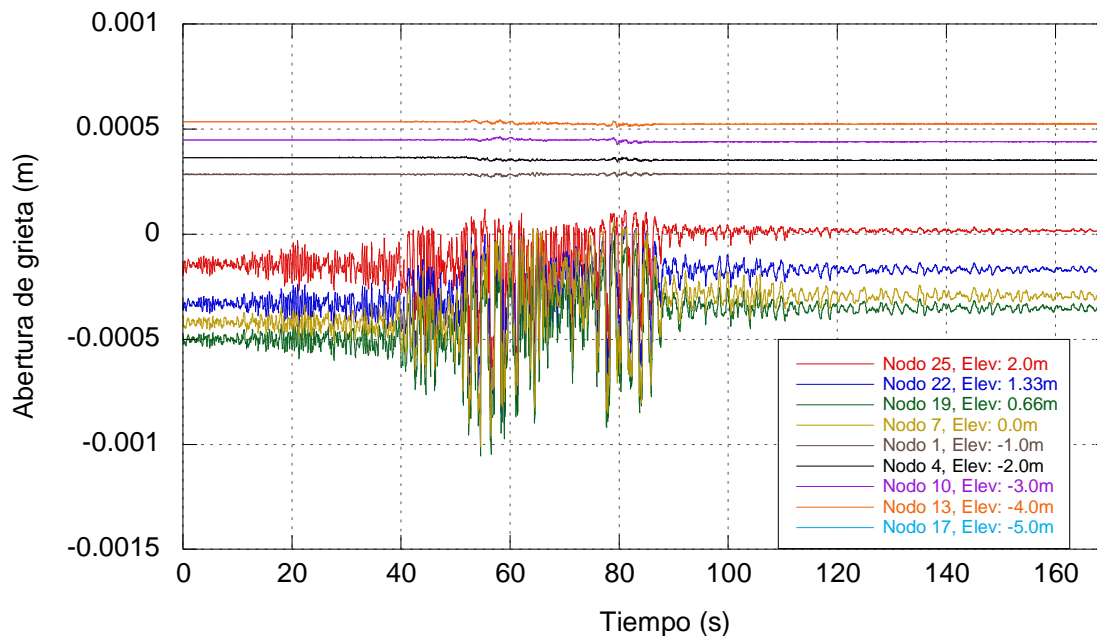


Fig. 65. Evolución de las aberturas para una profundidad de grieta de 5m y una separación de 10m

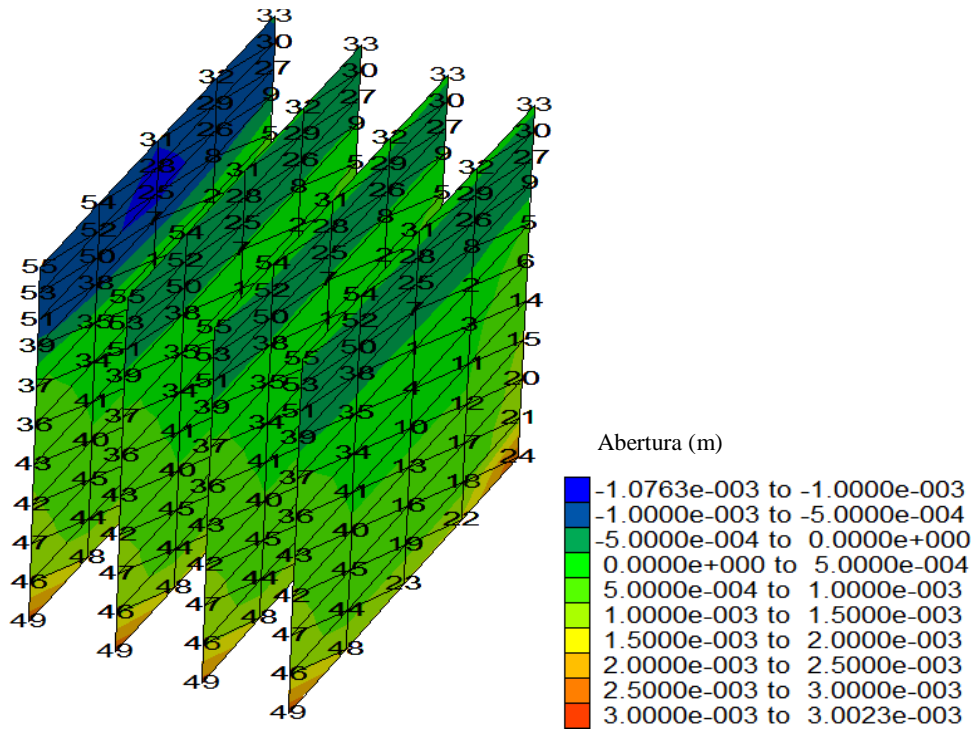
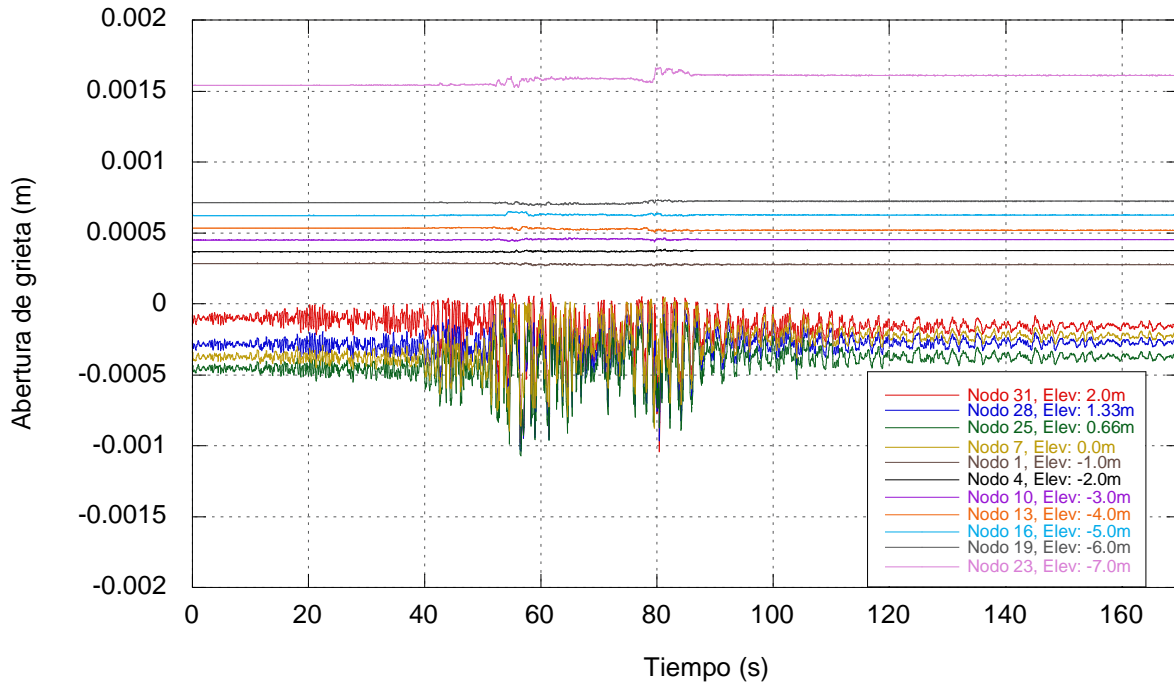


Fig. 66. Evolución de las aberturas para una profundidad de grieta de 7m y una separación de 2m

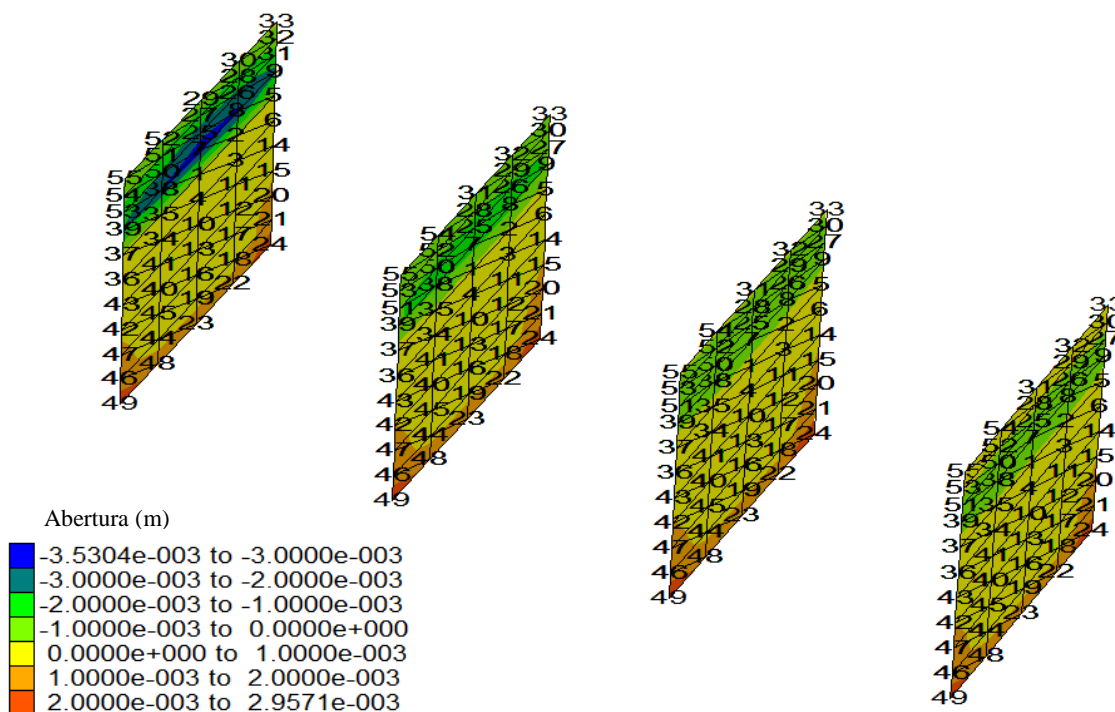
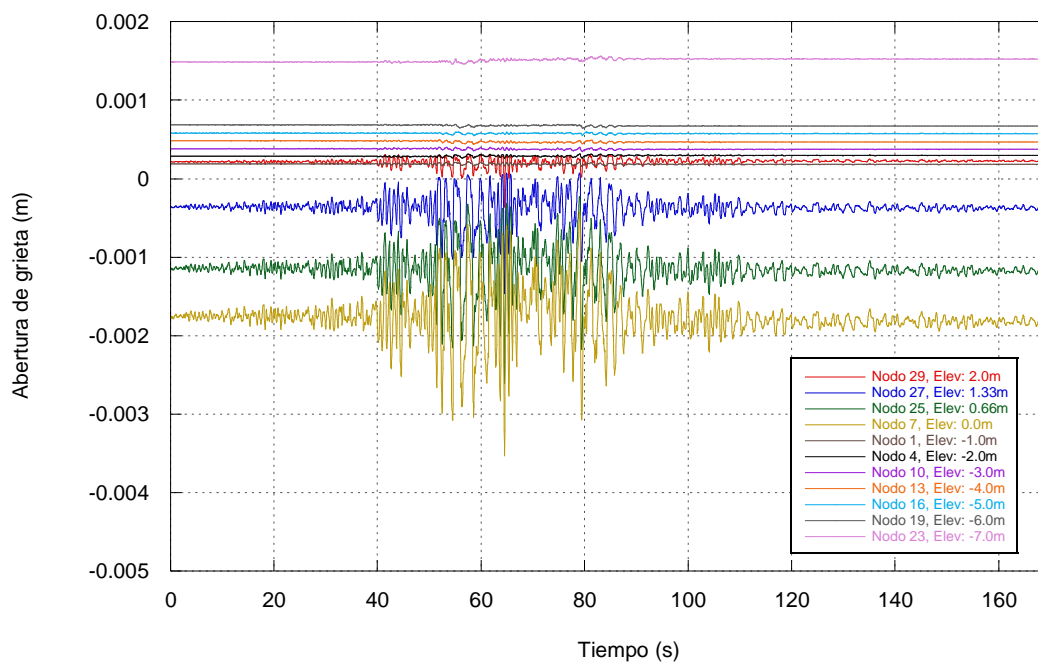


Fig. 67. Evolución de las aberturas para una profundidad de grieta de 7m y una separación de 10m



CONCLUSIONES

Los cambios en los esfuerzos efectivos del suelo durante la vida económica de una vía terrestre desplantada en arcillas altamente compresibles ocasionan deformaciones importantes en el suelo y cambios en sus propiedades dinámicas (distribución de la velocidad de onda de cortante, módulos de degradación y curvas de amortiguamiento). Estos efectos, comúnmente ignorados en la práctica, pueden modificar sustancialmente la frecuencia y la aceleración espectral en campo libre y en el sistema suelo-terraplén. Las variaciones en la presión de poro a lo largo de la vida económica del proyecto son debidas al hundimiento regional y a la disipación del exceso de presión de poro causado por el peso del terraplén.

El modelo numérico planteado permitió determinar los hundimientos elásticos a corto plazo debido al peso del terraplén, y a corto, mediano y largo plazos, originados por hundimientos regionales ocasionados por el abatimiento del nivel freático debido a la extracción de agua. Se monitoreó el comportamiento estático de las aberturas generadas por los hundimientos verificando que no se propagan hacia la corona del terraplén, presentándose valores máximos de las aberturas en el contacto suelo-terraplén del orden de 2 cm. Por lo tanto, se puede concluir que el terraplén tendrá un comportamiento adecuado bajo condiciones estáticas y de carga sostenida.

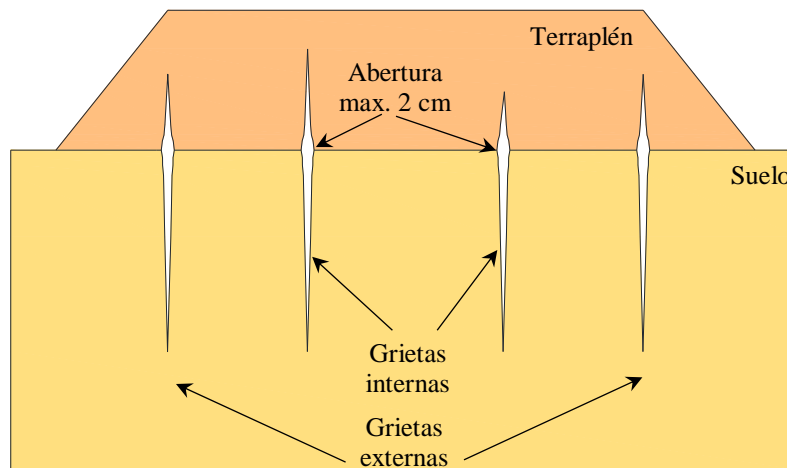


Fig. 68. Representación esquemática de los resultados del análisis estático y de carga sostenida

Los resultados del análisis sísmico indican que la presencia de las grietas generan una amplificación de las aceleraciones espectrales para periodos cortos (alrededor de 0.5 segundos), lo que deriva en desplazamientos permanentes laterales del terraplén, del orden de 2.5 cm en la corona del terraplén.



Esto implicaría un agrietamiento moderado del terraplén para el sismo máximo creíble. Se realizó un análisis dinámico considerando el efecto a corto, mediano y largo plazo, los resultados muestran una menor aceleración espectral conforme aumentan las velocidades de onda de corte de las arcillas debido al proceso de consolidación y al aumento de esfuerzos efectivos a lo largo del tiempo. El comportamiento dinámico de las discontinuidades fue monitoreado considerando las condiciones iniciales (i.e. después de la construcción), a partir de este monitoreo se observa que la abertura se amplía conforme la separación entre grietas incrementa y tienden a aminorarse de manera casi imperceptible conforme la profundidad de las grietas crece, así mismo se identificó que durante el evento sísmico se generan grietas en el contacto suelo-terraplén del orden de entre 0.35 a 1.22 mm (Fig. 69).

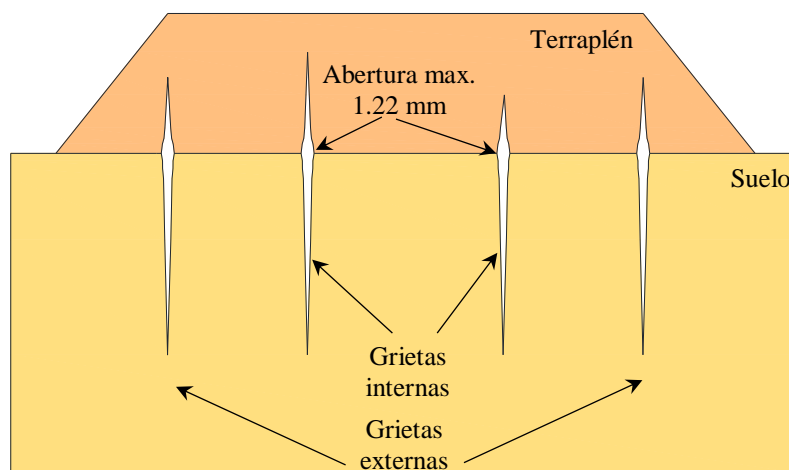


Fig. 69. Representación esquemática de los resultados del análisis dinámico



REFERENCIAS

- [1] Abrahamson, N. A., 2000. State of the practice of seismic hazard evaluation. *Procedimos of GeoEng 2000*, Melbourne, 19-24 November, Vol. 1, pp. 659-685
- [2] González C Y, Romo M P. Estimación de propiedades dinámicas de arcillas. *Rev. Ing Sísmica* 2011; 84:1–23 [in Spanish].
- [3] Itasca Consulting Group 2009. *FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Guide*. Minneapolis, Minnesota, USA.
- [4] Lilhanand K. y Tseng W. S., 1988. Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra. *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, Vol. II, pp 819-824
- [5] Merlos J and Romo M. P., 2006. Fluctuant bearing capacity of shallow foundations during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 26, Issues 2-4, Pages 103-114, April
- [6] Ovando-Shelley E, Ossa A and Romo M. P., 2007. The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 27, Pages 333-343, August.
- [7] Schnabel PB, Lysmer J, Seed HB. SHAKE: a computer program for earthquake responder analysis of horizontally latered Sites; College of Engineering, Report No. EERC 72-12, University of Berkeley, CA, 1972.
- [8] Abrahamson N., 1993. Non-stationary spectral matching program, unpublished.
- [9] Auvinet G., 2008. “Agrietamiento de suelos”. XXIV Reunión Nacional de Mecánica de suelos pp 299-313. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.
- [10] Bárcena, A. y Romo M. P., 1994. RADSH - Programa de computadora para analizar depósitos de suelos estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [11] Chaosheng Tang, Bin Shi, Chun Li, Lizheng Zhao, Baojun Wang. 2008. “Influencing factors of geometrical structure of surface shrinkage cracks in clayey soils”. *Engineering Geology* 101 pp 204-217.
- [12] Der Kiureghian A. 1996. “A coherency model for spatially varying ground motions”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 25:99-111.
- [13] Dineva P.S y Manolis G.D. 2001 “Scattering of seismic waves by cracks in multi-layered geological regions I. Mechanical model” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 21 pp 615-625.
- [14] González C. y Romo M.P., 2011. “Estimación de propiedades dinámicas de arcillas” *Revista de ingeniería sísmica* No. 84, pp 1-23.
- [15] Itasca Consulting Group 2009. *FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Guide*. Minneapolis, Minnesota, USA.
- [16] Mayoral J.M. y Flores F., 2010. “Effects of soil cracking on the seismic response of soil-structure systems”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30, pp 509-523.
- [17] Mayoral J. M. Romo M. P. y Osorio L., 2008 “Seismic parameters characterization at Texcoco Lake, Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28, pp 507-521.
- [18] Ovando, E. y Romo, M. P., 1991. “Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono”, *Revista Sismodinámica*, 2, 107 123.
- [19] Romo M.P. 1976. Soil-structure interaction in a random seismic environment, PhD dissertation, University of California, Berkeley
- [20] Romo M. P. y García S., 2003 “Neurofuzzy mapping of CPT values into soil dynamic properties”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23 pp 473-482.
- [21] Romo M.P. y Ovando E., 1996 “Modelling the dynamic behaviour of Mexican clays”. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1028
- [22] Seed H.B. y Idriss I.M. 1969 “The influence of soil conditions on ground motions during earthquakes”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE* 94 (SM1), pp 93-137.
- [23] Seed H.B., Romo M.P., Sun J., Jaime A. y Lysmer J., 1988. “Relationships between soil conditions and earthquake ground motions”. *Earthquake Spectra* 4 (2), pp 687-730.
- [24] Thomson-Haskell NA, 1953. The dispersion of surface waves on multilayered media. *Bulletin of Seismological Society of America* 43, pp 17-34.
- [25] Yang J. y Yan X.R., 2009. “Site response to multidirectional earthquake loading: a practical procedure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29, pp 710-721.
- [26] Yoshida N., Kobayashi S., Suetomi I. y Miura K., 2002. “Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22, pp 205-222.