



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS SÍSMICO DE LUMBRERAS EMBEDIDAS EN
SUELOS BLANDOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNÍA

P R E S E N T A :

ERNESTO CASTAÑON LEYVA

TUTOR:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO

Secretario: DR. AUVINET GUICHARD GABRIEL

Vocal: DR. MAYORAL VILLA JUAN MANUEL

1^{er}. Suplente: M. I. MORENO PECERO GABRIEL

2^{do}. Suplente: DR. ROMO ORGANISTA MIGUEL PEDRO

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. MAYORAL VILLA JUAN MANUEL

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mis padres

Porque gracias a su apoyo y consejos, he superado cada obstáculo en mi vida.

A mi hermana

Por ofrecerme su apoyo y comprensión.

A Jazmín

Por tu compañía.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa

Quien con su apoyo, asesoría y consejos se ha ganado mi lealtad y aprecio.

Al Instituto de Ingeniería

Por brindarme el espacio y facilidades para realizar esta investigación.

Contenido

RESUMEN	6
OBJETIVO.....	7
ALCANCES.....	7
1. INTRODUCCIÓN	1
2. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS	4
2.1. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento	4
2.2. Condiciones geotécnicas	5
2.3. Variación paramétrica de los movimientos sísmicos	7
3. MODELOS NUMÉRICOS	9
3.1. Calibración del modelo	10
3.2. Ajuste de las propiedades dinámicas	11
4. ÍNDICE DE DAÑOS Y ESTADOS DE DAÑO	13
5. CASO DE ESTUDIO	26
5.1. Área de estudio.....	26
5.2. Investigación del subsuelo	27
5.3. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento	28
5.4. Estimación de la velocidad de onda de cortante.....	28
5.5. Ambiente sísmico.....	30
5.6. Determinación de espectros de peligro uniforme	31
5.7. Determinación de curvas de peligro sísmico.....	32
5.8. Espectro de peligro uniforme para la estación TXCR.....	32
5.9. Obtención de acelerogramas sintéticos	34
5.10. Análisis de respuesta de sitio.....	37
5.11. Análisis de interacción	39
5.12. Análisis paramétrico de los casos.....	44
5.13. Análisis sísmico aplicando la excitación en una dirección.....	45
5.14. Análisis sísmico aplicando la excitación en dos direcciones.....	49
6. CONCLUSIONES.....	53
REFERENCIAS	54
LISTA DE FIGURAS.....	58
LISTA DE TABLAS	59

NOMENCLATURA	59
ANEXO ARTICULOS.....	61

RESUMEN

Las curvas de fragilidad constituyen un concepto fundamental para la evaluación del riesgo sísmico, se describe como la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento sísmico, en otras palabras, puede decirse que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas.

La construcción de las curvas de fragilidad, requiere un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de la demanda sísmica, los cuales varían entre movimientos de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes. Para considerar esta variedad de frecuencias se escalaron los movimientos sísmicos del suelo a cinco intensidades diferentes, debido a su magnitud el comportamiento de la estructura es altamente no lineal, para considerar este comportamiento se realizaron análisis no lineales en el dominio del tiempo con el programa FLAC^{3D}.

Las curvas de fragilidad son de gran utilidad para los ingenieros que se dedican al diseño, investigación, fiabilidad, así como para las compañías de seguro y administradores de sistemas principales de las ciudades. Las curvas de fragilidad forman parte fundamental de los estudios de evaluación de riesgo sísmico. Aunque tradicionalmente las curvas de fragilidad se han definido y establecido para edificios, recientemente el concepto se ha extendido a líneas vitales en las ciudades y los componentes de estos sistemas. Las funciones de fragilidad se basan fundamentalmente observaciones de campo, métodos experimentales, opinión de expertos y métodos analíticos. Sin embargo, existe una limitación cuando se trata de problemas geotécnicos, como las lumbreras no empotradas, denominadas en este trabajo como flotantes. Las lumbreras se consideran flotantes en esta tesis, porque se encuentran dentro de un estrato de arcilla y el desplante de la losa de cimentación no está en contacto o empotrada en un material firme. La falta de datos de campo bien documentados respecto a los parámetros de daño en las lumbreras (por ejemplo, desplazamientos permanentes, grietas, y la resistencia de los elementos estructurales), ofrecen un área de oportunidad para el desarrollo de curvas de fragilidad para lumbreras, permitiendo llenar parcialmente la brecha de datos necesarios para llevar a cabo una evaluación de análisis de riesgo de lumbreras flotantes.

Las cargas sísmicas obtenidas en este trabajo, son función del suelo circundante, el ambiente sísmico y la interacción suelo-lumbrera. El ambiente sísmico se define con seis sismos, tres sismos de subducción y tres sismos normales, cada evento fue escalado a cinco diferentes PGA, previamente normalizadas con respecto al espectro de respuesta propuesto por el EUROCODIGO 8, 2004 para los suelos tipo A. La respuesta del sistema suelo-lumbrera se calcula a través de una serie de análisis 3D totalmente dinámicos y no lineales utilizando el software FLAC^{3D}.

De este trabajo de investigación se derivan dos artículos en revistas arbitradas de circulación internacional, y en congresos internacionales.

OBJETIVO

Determinar las curvas de fragilidad, para lumbreras embebidas en suelos blandos. Se consideraron dos perfiles de suelo y se escaló la intensidad del escenario sísmico, caracterizando el comportamiento sísmico de las lumbreras, en términos de desplazamientos y elementos mecánicos. Esta información permite definir el índice de daño, DI, parámetro fundamental para la obtención de las curvas de fragilidad, que servirán como ayudas de diseño.

ALCANCES

Se realizó una investigación bibliográfica sobre el tema de lumbreras y su respuesta ante eventos sísmicos, además de conocer los antecedentes para la generación de curvas de fragilidad. Debido a que la mayoría de la información de curvas de fragilidad está relacionada a edificios y se tuvo que entender el comportamiento, observado los contornos de desplazamientos e historia de aceleraciones, con el fin de poner en contexto el tema estudiado.

Se proponen curvas de fragilidad para dos depósitos de suelos presentados en el EUROCODIGO 8, 2004, tomando en cuenta las incertidumbres inherentes en la determinación, tanto de las propiedades mecánicas, dinámicas y elásticas del suelo. La definición del Índice de Daño, DI, se realizó considerando la resistencia a la tensión de los muros de la lumbrera. El parámetro de intensidad del ambiente sísmico, varía para producir los diferentes estados de daño.



1. INTRODUCCIÓN

Las lumbreras son excavaciones verticales que permiten abrir varios frentes de trabajo en la construcción de un túnel, el procedimiento constructivo de estas obras subterráneas dependerá del material que se encuentre en la ubicación de la obra y las propiedades mecánicas del geomaterial. Las lumbreras construidas en suelo pueden tener elementos estructurales prefabricados en forma de anillos de concreto, que permiten realizar la construcción en suelos blandos, de alta plasticidad y con el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) cercano a la superficie. Las lumbreras pueden utilizarse como pozos de ventilación en los sistemas de drenaje profundo o para operaciones de mantenimiento, en los sistemas de transporte sirven como salidas de emergencia y para la ventilación de los túneles. Debido a la importancia de estas obras subterráneas se debe tener un diseño el cual contemple el desempeño de estas estructuras bajo condiciones estáticas y dinámicas. Durante el sismo los elementos mecánicos se incrementan, por lo que es importante conocer su distribución y magnitud a lo largo de la lumbrera, además del daño que pueden tolerar sin comprometer su integridad.

Las curvas de fragilidad constituyen un concepto fundamental para la evaluación del riesgo sísmico, se describe como la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento sísmico, en otras palabras, puede decirse que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas.

La construcción de las curvas de fragilidad, requiere un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de la demanda sísmica, los cuales varían entre movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes. Para considerar esta variedad de frecuencias se escalaron los movimientos sísmicos del suelo a cinco intensidades diferentes, debido a su magnitud el comportamiento de la estructura es altamente no lineal, para considerar este comportamiento se realizaron análisis no lineales en el dominio del tiempo con el programa FLAC^{3D}.

La función de fragilidad cuantifica la probabilidad de que la estructura soportara un cierto grado de daño (por ejemplo, menor, moderado, importante o completo) para una intensidad dada, es un elemento necesario en la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo de las lumbreras. Por otra parte, los diseños deben estar orientados hacia el desempeño, para asegurar tanto la economía y la seguridad.

Aunque tradicionalmente las curvas de fragilidad se han definido y establecido para edificios (Kappos *et al.*, 2006, Rota *et al.*, 2008, Tarque *et al.*, 2012 y Rota *et al.*, 2010), recientemente el concepto se ha extendido a líneas vitales en las ciudades y los componentes de estos sistemas (SYNER-G, 2014a, Argyroudis *et al.*, 2013 y SYNER-G, 2014b). Las funciones de fragilidad se basan fundamentalmente en observaciones de campo, métodos experimentales, opinión de expertos y métodos analíticos. Sin embargo, existe una limitación cuando se trata de problemas geotécnicos, como las lumbreras flotantes, la falta de datos de campo bien



documentados respecto a los parámetros de daño (por ejemplo, desplazamientos permanentes, grietas, y la resistencia de los elementos estructurales).

Para la obtención de las curvas de fragilidad en este trabajo se empleó la metodología propuesta por Argyroudis y Pitilakis, 2012 y Argyroudis *et al.*, 2013.

1.1. Metodología

El procedimiento general para la obtención de las curvas de fragilidad se presenta en la Figura 1 en donde uno de los parámetros más importantes es la definición del índice de daño, DI. La geometría, propiedades de los materiales, y detalles de la estructura son parámetros que describen la estructura de la lumbrera y su capacidad para soportar las cargas sísmicas. Las cargas sísmicas son función del suelo circundante, el ambiente sísmico y la interacción suelo-lumbrera. El ambiente sísmico se define con seis sismos, tres sismos de subducción y tres sismos normales, cada evento fue escalado a cinco diferentes PGA, previamente normalizadas con respecto al espectro de respuesta propuesto por el EUROCODIGO 8, 2004, para los suelos tipo A. La respuesta del sistema suelo-lumbrera se calcula a través de una serie de análisis 3D totalmente dinámicos y no lineales utilizando el software FLAC^{3D}.

El índice de daño está relacionado con las aceleraciones máximas en un afloramiento de roca o con suelo muy firme, PGA_{roca} , además se conoce la aceleración máxima del suelo en campo libre, PGA_{suelo} . Conociendo estas dos características del sitio, su aplicación práctica será fácil. Por último, las curvas de fragilidad se derivan para los diferentes estados de daño considerando las principales fuentes de incertidumbre.

Las curvas de fragilidad para lumbreras presentadas en este documento llenan parcialmente la brecha de los datos necesarios para llevar a cabo una evaluación de análisis de riesgos de lumbreras flotantes.

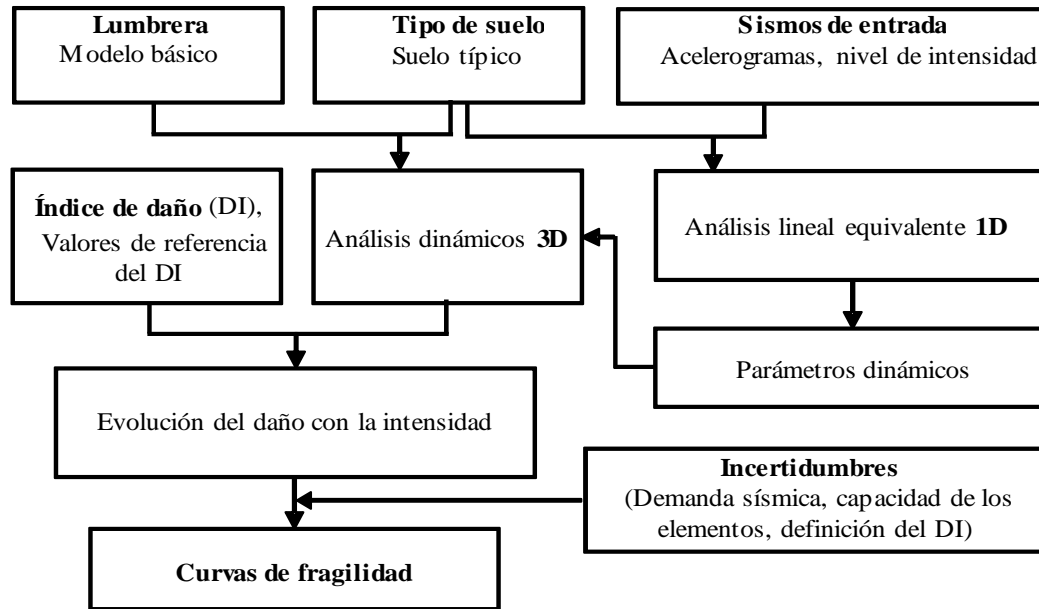


Figura 1 Procedimiento para derivar numéricamente las curvas de fragilidad de una lumbrera

2. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

Los parámetros que mayor influencia tienen en el análisis de la respuesta de sitio son la velocidad de onda de cortante, las curvas de degradación y las propiedades mecánicas del suelo. La velocidad de onda de cortante en el sitio se propuso con base al EUROCODIGO 8, donde se establece la velocidad de onda de cortante para suelos tipo C y D, estos dos perfiles serán nuestros casos de estudio. Para caracterizar las propiedades dinámicas del suelo se empleó el modelo propuesto por Darendeli y Stokoe, 2001.

2.1. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento

Las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento se pueden obtener a través de pruebas de laboratorio en muestras de suelo inalteradas, o mediante modelos empíricos en función del tipo de suelo y otras variables. En esta investigación se utilizó el modelo empírico propuesto por Darendeli y Stokoe, 2001, con las que se obtienen las curvas de degradación y las curvas de amortiguamiento, tomando en cuenta los efectos de la presión de confinamiento, σ' , el índice de plasticidad, IP y el grado de preconsolidación, OCR. Este modelo está dado por las siguientes relaciones:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} \quad (2.1)$$

$$\gamma_r = (\phi_1 + \phi_2 IP(OCR)^{\phi_3}) \sigma'^{\phi_4} \quad (2.2)$$

$$\lambda = \lambda_{\min} + b \left(\frac{G}{G_{\max}}\right)^{0.1} \lambda_{msg} \quad (2.3)$$

$$\lambda_{msg} = c_1 + \lambda_{msg,a=1.0} + c_2 \lambda_{msg,a=1.0}^2 + c_3 \lambda_{msg,a=1.0}^3 \quad (2.4)$$

$$\lambda_{msg,a=1.0} = \frac{100}{\pi} \left[4 \frac{\gamma - \gamma_r \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\gamma^2} - 2 \right] \quad (2.5)$$

Dónde: $a = 0.9190$ (coeficiente de curvatura); $b = 0.620$ (coeficiente de escala); γ es la deformación de corte (%); γ_r es una deformación de corte de referencia; σ' = esfuerzo límite efectivo (atm); λ_{\min} coeficiente de amortiguamiento en pequeñas deformaciones; λ_{msg}



amortiguamiento del modelo massing; y $\lambda_{msg,a=1}$ es el amortiguamiento de $a = 1.0$. Los coeficientes del modelo se dan por medio de:

$$c1 = -1.1143 \cdot a^2 + 1.8618 \cdot a + 0.2523$$

$$c2 = 0.0805 \cdot a^2 - 0.0710 \cdot a - 0.0095$$

$$c3 = -0.0005 \cdot a^2 + 0.0002 \cdot a + 0.0003$$

$$\phi_1 = 0.0352, \phi_2 = 0.001, \phi_3 = 0.3246, \phi_4 = 0.3483, \phi_6 = 0.801, \phi_7 = 0.0129, \phi_8 = -0.107, \phi_9 = -0.289$$

Para este trabajo, se considera que las curvas propuestas por Darendeli y Stokoe, 2001 son apropiadas, ya que pueden ser utilizadas tanto para arenas como para arcillas. Para obtener las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y las de amortiguamiento, la relación de pre consolidación, OCR, fue tomada igual a uno, teniendo en cuenta que la zona de estudio se encuentra en el antiguo lago Texcoco, y que la consolidación en el suelo debido a la desecación se produjo sólo en el primer par de metros. Por lo tanto, se espera que los cambios en la respuesta sísmica del depósito de suelo debido a este hecho sean insignificantes. Las curvas de degradación y amortiguamiento, para los perfiles de suelo C y D, tienen un índice de plasticidad de 90 y 150% respectivamente, además de considerar la variación del esfuerzo efectivo, estas curvas se presentan en la Figura 2, el nivel freático se supone a 1.0m por debajo de la superficie del terreno.

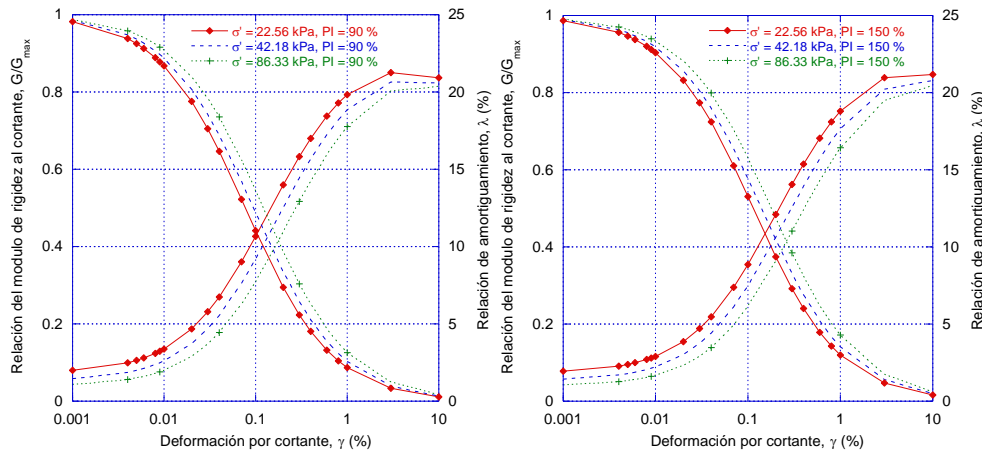


Figura 2 Curvas de degradación y amortiguamiento usadas en el análisis

2.2. Condiciones geotécnicas

Los dos perfiles de suelo caracterizados en el capítulo anterior, se encuentran descritos en el EUROCODIGO 8, con el fin de tener en cuenta el efecto de las condiciones del suelo la columna de suelo arcilloso se dividió en tres estratos para considerar la variación del esfuerzo efectivo con la profundidad, ver Figura 3.

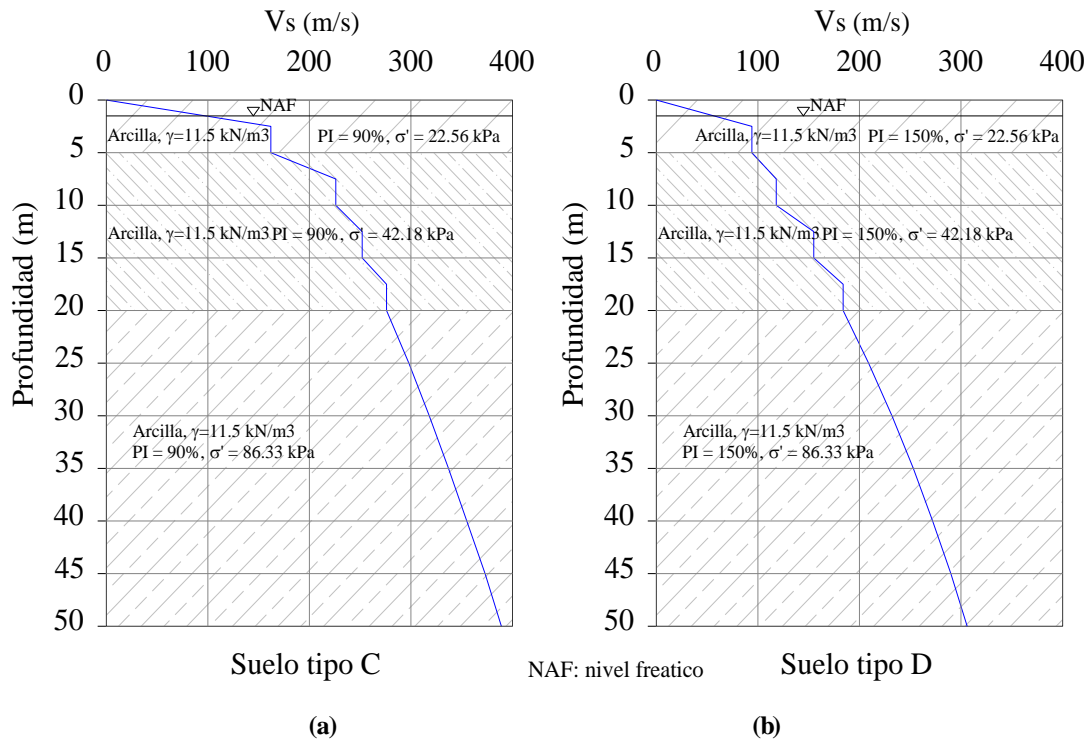


Figura 3 Perfiles de suelo tipo C y D de acuerdo al EUROCODIGO 8



2.3. Variación paramétrica de los movimientos sísmicos

Para conocer los efectos que pudieran ocasionar los diferentes escenarios sísmicos seleccionados, la intensidad se varió de manera creciente, desde movimientos moderados hasta movimientos extremos. Considerando los eventos normales y de subducción. La Tabla 1 muestra un resumen de los eventos sísmicos utilizados en los análisis. Se seleccionó un total de seis sismos registrados durante estos eventos, exhibiendo diferentes amplitudes espectrales y contenido de frecuencia. Estos movimientos sísmicos se registraron en roca o suelo firme. En la Figura 4 se presenta los espectros de respuesta de los movimientos seleccionados, junto con el espectro del Eurocodigo8 para el suelo tipo A, normalizado con respecto a su correspondiente PGA. Las historias de tiempo se escalan para cinco niveles de intensidad de PGA_{roca} (0.15, 0.30, 0.45, 0.60 y 0.75g) con el fin de calcular la respuesta dinámica y analizar la interacción del sistema suelo-lumbrera durante una excitación sísmica creciente. Con estas condiciones se obtuvieron un total de 30 casos para cada perfil de suelo, realizando 60 modelos en total.

Tabla 1 Sismos registrados

Tipo sismo	Nombre del sismo	Año	Magnitud de momento, M_w	Distancia epicentral, R (km)	PGA (m/s^2)	Duración (s)
Normal	Montenegro (ex-Yugoslavia)	1979	6.9	21	1.774	47.9
	Umbria Marche (Gubbio-Piana, Italia)	1998	4.8	18	0.235	40
	Kocaeli (Gebze, Turquía)	1999	7.4	42	0.218	32
Subducción	Michoacán (Tacubaya, México)	1985	8.1	395.6	0.032	170
	Maule (Concepción San Pedro, Chile)	2010	8.8	109.1	0.605	120
	Honshu (Haga, Japón)	2011	9	282.8	0.814	300

Para encontrar los movimientos del suelo en el lecho de roca subyacente que se utilizarán en los análisis de respuesta de sitio en el dominio del tiempo (FLAC^{3D}), los movimientos de tierra escalados en el afloramiento de roca o suelo firme fueron deconvueltos con el programa SHAKE. El movimiento del suelo deconvuelto a la base del afloramiento de roca se aplica como una historia de aceleraciones en la base del modelo de FLAC3D. Como se representa en la Figura 8, en la interacción sísmica suelo-estructura, ISSE, el análisis se realizó aplicando el 100% de la excitación en la dirección X y 50% en la dirección Y.

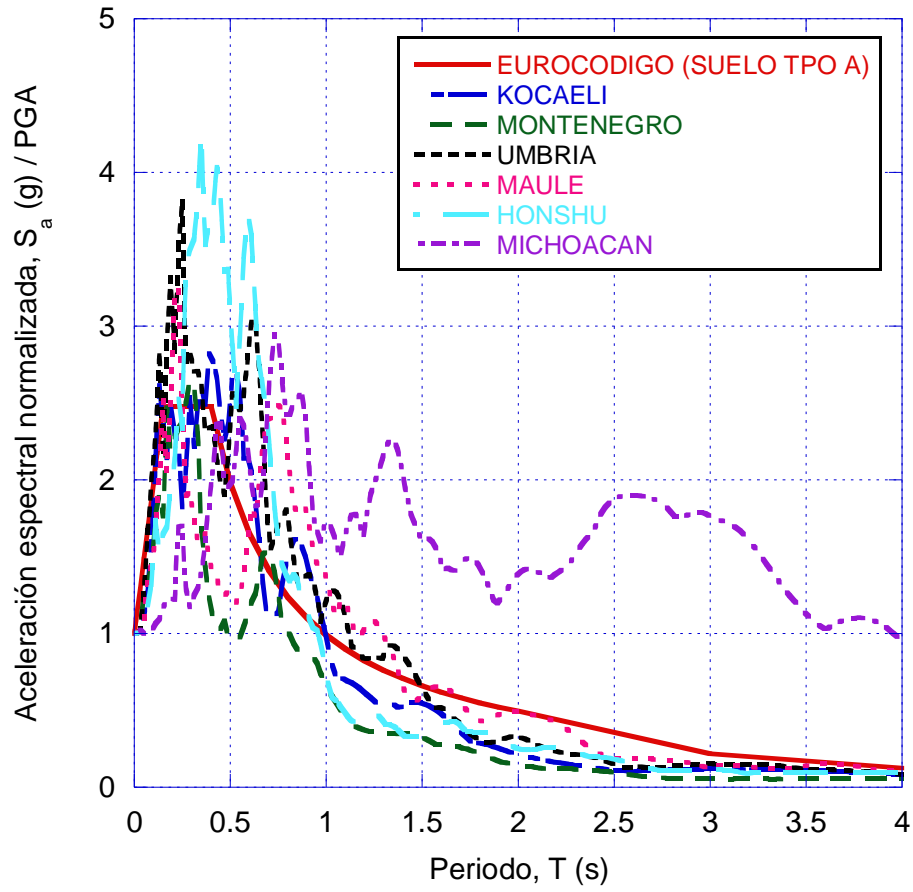


Figura 4 Espectros de respuesta normalizados

3. MODELOS NUMÉRICOS

Los análisis sísmicos se llevaron a cabo con un modelo de comportamiento no lineal, el cual emplea una función del programa FLAC^{3D} que modela el comportamiento histerético (Itasca, 2005). Los muros de la lumbrera fueron modelados con elementos tipo SHELL con un comportamiento elástico lineal. Esto permite la obtención de desplazamientos, así como fuerzas cortantes, momentos flexionantes y las fuerzas axiales que actúan en la pared de la lumbrera. Los detalles estructurales de la lumbrera se observan en la Figura 5 y las propiedades del concreto se muestran en la Tabla 2. El amortiguamiento de la estructura de la lumbrera se consideró igual al 5%. Dos lechos de acero fueron asumidos en el diseño de los muros de la lumbrera. La profundidad del modelo es de 50m (dirección Z), que corresponde al espesor depósito de arcilla. Las dimensiones del modelo en planta son cuatro veces el diámetro de la lumbrera (es decir, 56m) en sus direcciones X y Y, además para evitar cualquier efecto de reflexión se aplicaron barreras absorbentes en el perímetro del modelo (campo libre). El campo libre se implementó a lo largo de los bordes del modelo. La base rígida se consideró en la parte inferior del modelo, para simular la impedancia dinámica existente en el lugar, debido a que las arcillas presentan una baja velocidad de onda de cortante y la alta velocidad de onda de cortante de la roca.

La geometría de la lumbrera se mantuvo constante para estos análisis, el diámetro, D, la altura, L_d, y el espesor de pared, t, los valores correspondientes a cada característica son 14.0, 30.0 y 1.0m respectivamente.

Se considera que todos los modelos de la lumbrera tienen una losa de fondo de 2.0m de espesor, como suele emplearse en estructuras construidas en arcillas, para evitar expansiones que podrían llevar a la falla de fondo, además de funcionar como parte del sistema estructural como parte del peso que trata de compensar la excavación.

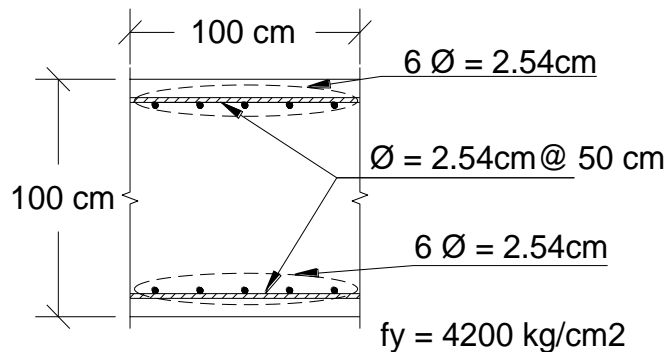


Figura 5 Sección transversal del muro

Tabla 2 Propiedades del concreto

Parámetros	Valores	Unidades
Esfuerzo a los 28 días, f'_c	35	MPa
Módulo de Young a los 28 días, E_c	26,000	MPa
Relación de Poisson, ν	0.2	-

3.1. Calibración del modelo

Se realizaron análisis 3D con las propiedades lineales equivalentes con el programa FLAC^{3D}, caracterizado con las propiedades elásticas y dinámicas del sitio, este análisis se realizó con el objetivo de verificar los modelos en campo libre, la calibración se realizó al comparar las historias de desplazamiento en la superficie en el campo libre entre los programas SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972) y el FLAC^{3D}. La Figura 6 muestra un ejemplo de la calibración realizada entre las historias de aceleraciones calculadas en la superficie de ambos modelos de campo libre, para el sismo de 1985 en Michoacán escalado a 0.15g. Como puede verse, hay una buena semejanza entre ambos resultados.

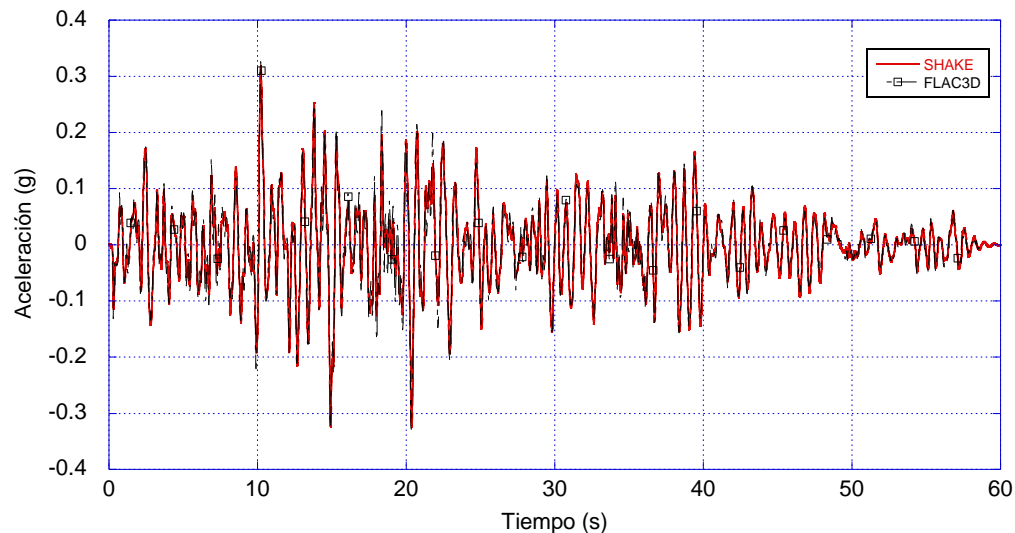


Figura 6 Comparación de las historias de aceleraciones obtenidas con SHAKE y FLAC^{3D} para el sismo de Michoacán con la PGA escalada a 0.15g

3.2. Ajuste de las propiedades dinámicas

Para el análisis no lineal se empleó el modelo secante disponible en el programa FLAC^{3D}, el modelo secante se ajustó para tratar de representar con mayor exactitud el comportamiento de las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y de amortiguamiento. El programa FLAC^{3D} trata de simular el comportamiento de las curvas de degradación y amortiguamiento con una ecuación cúbica en forma de S, con pendiente cero tanto para la baja y alta deformación, donde los puntos de partida son definidos por dos parámetros L1 y L2. Por lo tanto, el módulo secante, M_s , está dado por la expresión $M_s = s^2 (3-2s)$, donde $s = \frac{L_2-L}{L_2-L_1}$ y $L = \log_{10}(\gamma)$, L es el logaritmo de la deformación angular. Los parámetros de ajuste L1 y L2, que son determinados por un proceso de optimización iterativa, se encontró que varían de -2.7 a -2.5, y 0.8 a 1.5, respectivamente, para las curvas utilizadas. La Figura 7 muestra una comparación entre la curva de degradación obtenida del modelo de Darendeli y Stokoe, 2001, considerando la OCR, presión de confinamiento y el índice de plasticidad, 1, 42.18 kPa y 150%, respectivamente. Para este caso, los parámetros de ajuste L1 y L2 son -2.6 y 1.2 respectivamente.

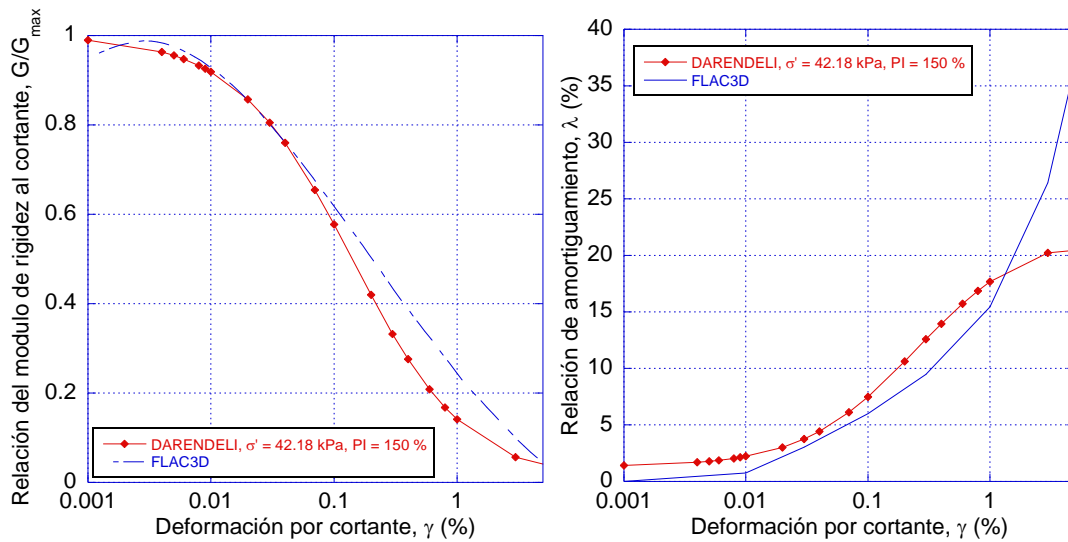


Figura 7 Curvas de degradación y amortiguamiento ajustadas con el modulo secante

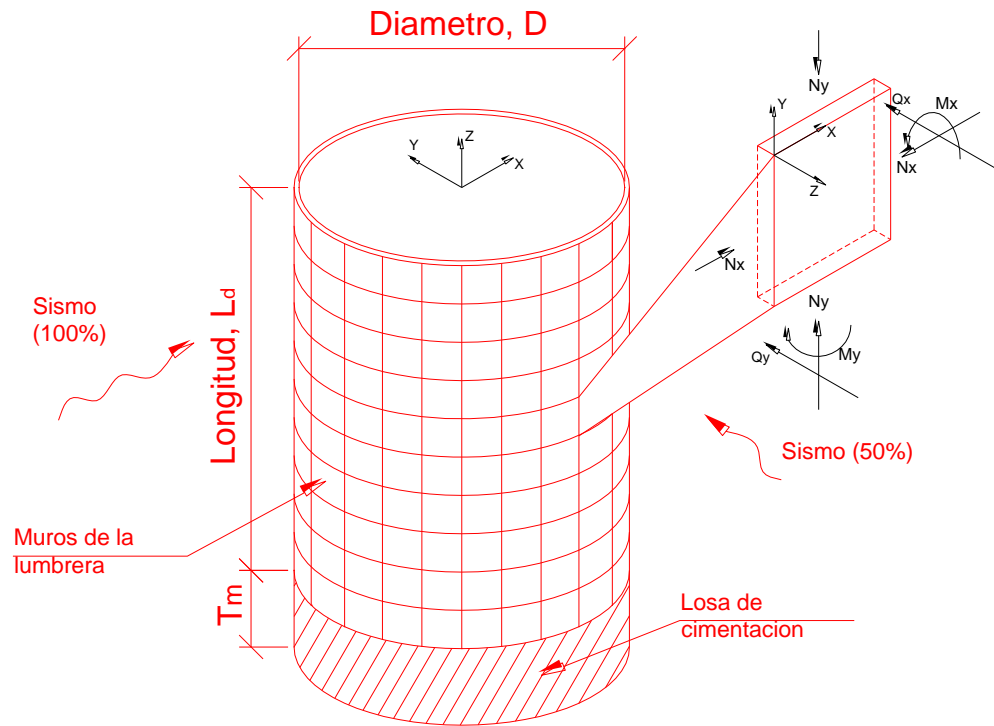


Figura 8 Sistema global de referencia y diagrama de los elementos mecánicos en los elementos tipo SHELL



4. ÍNDICE DE DAÑOS Y ESTADOS DE DAÑO

Con el fin de proponer un criterio de daño orientado a la práctica, y teniendo en cuenta que actualmente hay una falta de información pertinente sobre este tema, el daño se estableció basado en la fuerza axial resistente de los muros.

El máximo momento flexionante, fuerza normal y fuerza axial obtenidos de los análisis fueron identificados en cada caso, y a lo largo de la lumbrera. El índice de daño (DI) se propone como la relación entre la máxima fuerza actuante en cualquier dirección ortogonal, N , dividido por la capacidad máxima a la tensión de la pared de la lumbrera, T . En la Figura 9 se muestran el comportamiento del desplazamiento y elementos mecánicos para el caso del sismo de Michoacán escalado la PGA_{roca} a $0.15g$.

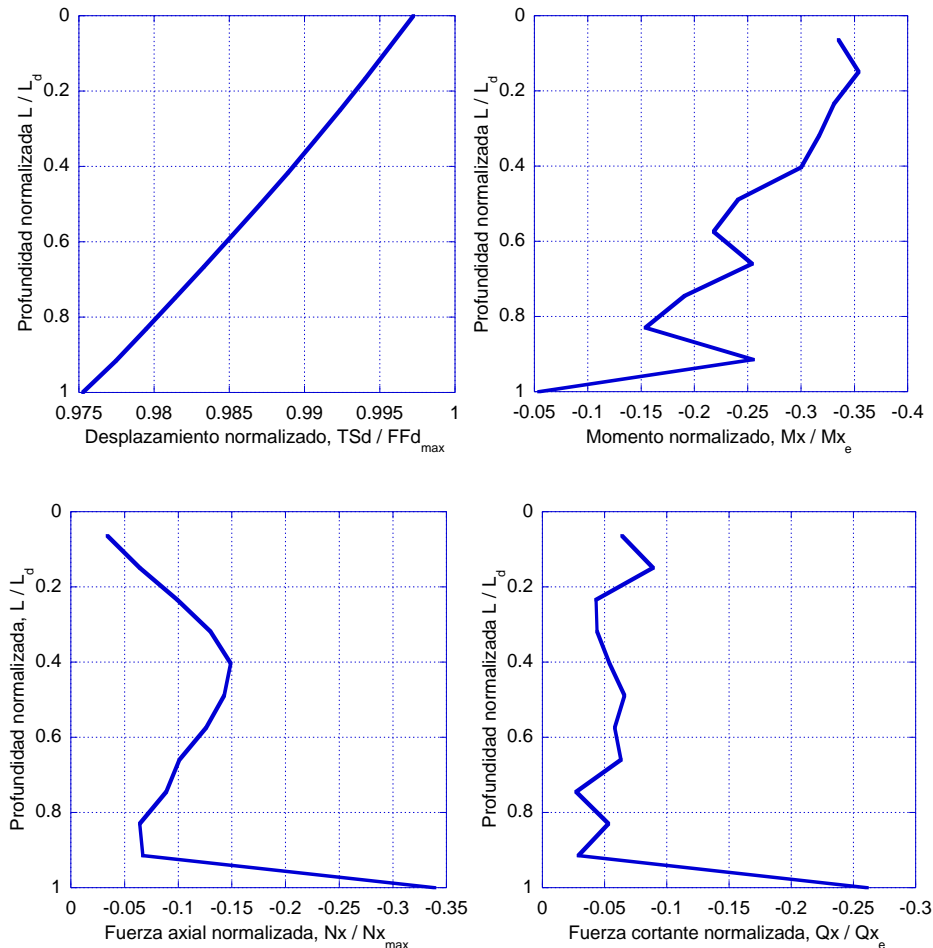


Figura 9 Valores máximos de desplazamiento y elementos mecánicos, normalizados con la profundidad para el sismo de Michoacán con la PGA escalada a $0.15g$



Los diagramas que muestran el comportamiento del esfuerzo axial de compresión a lo largo de la lumbrera para cada una de la excitaciones se muestra a partir de la Figura 10 hasta la Figura 15, como se ilustro con anterioridad el sismo aplicado en la dirección X participa con el 100% de la historia de aceleraciones, las gráficas fueron normalizadas con respecto a los correspondientes valores máximos estáticos que para todos los casos es el mismo.

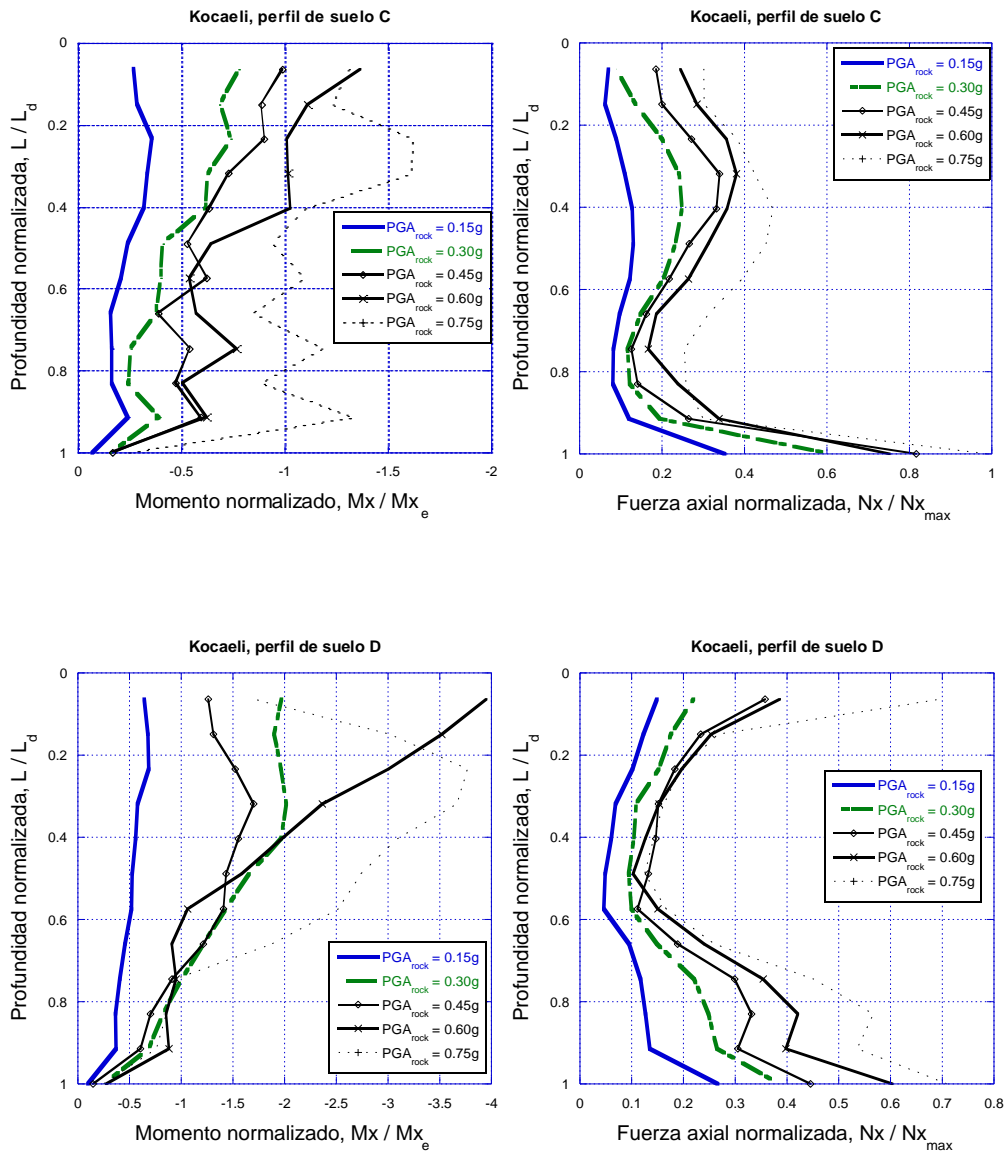


Figura 10 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Kocaeli

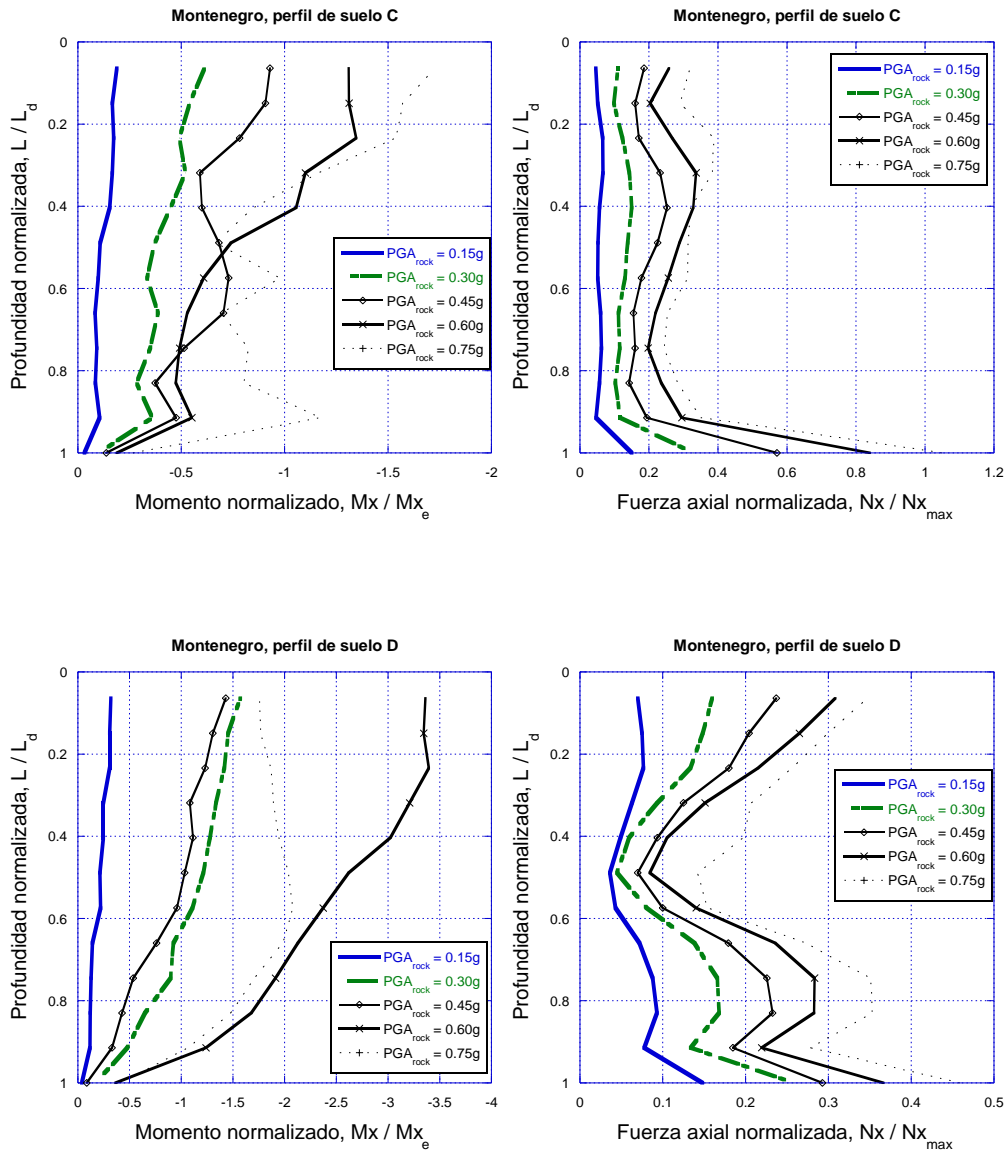


Figura 11 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Montenegro

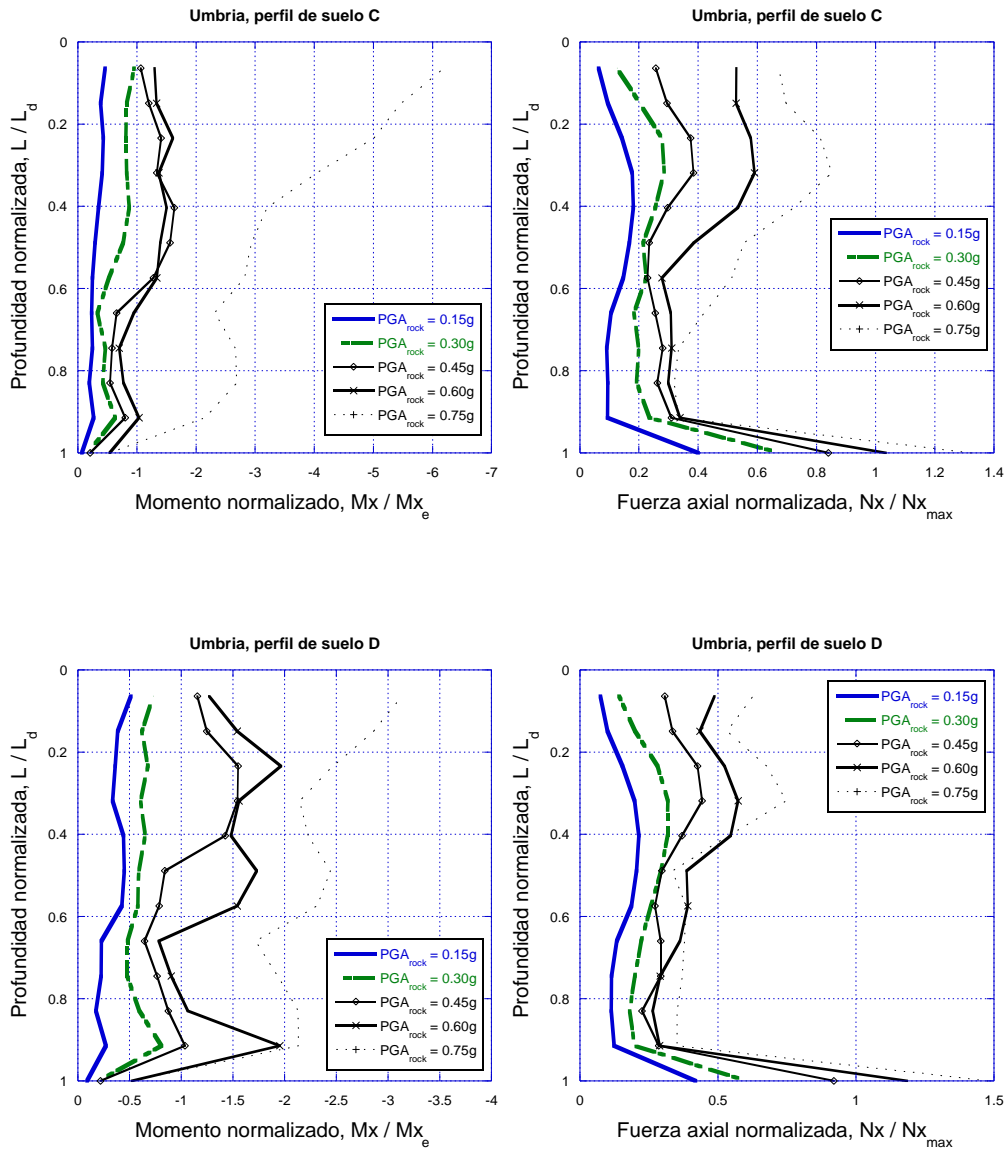


Figura 12 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Umbria

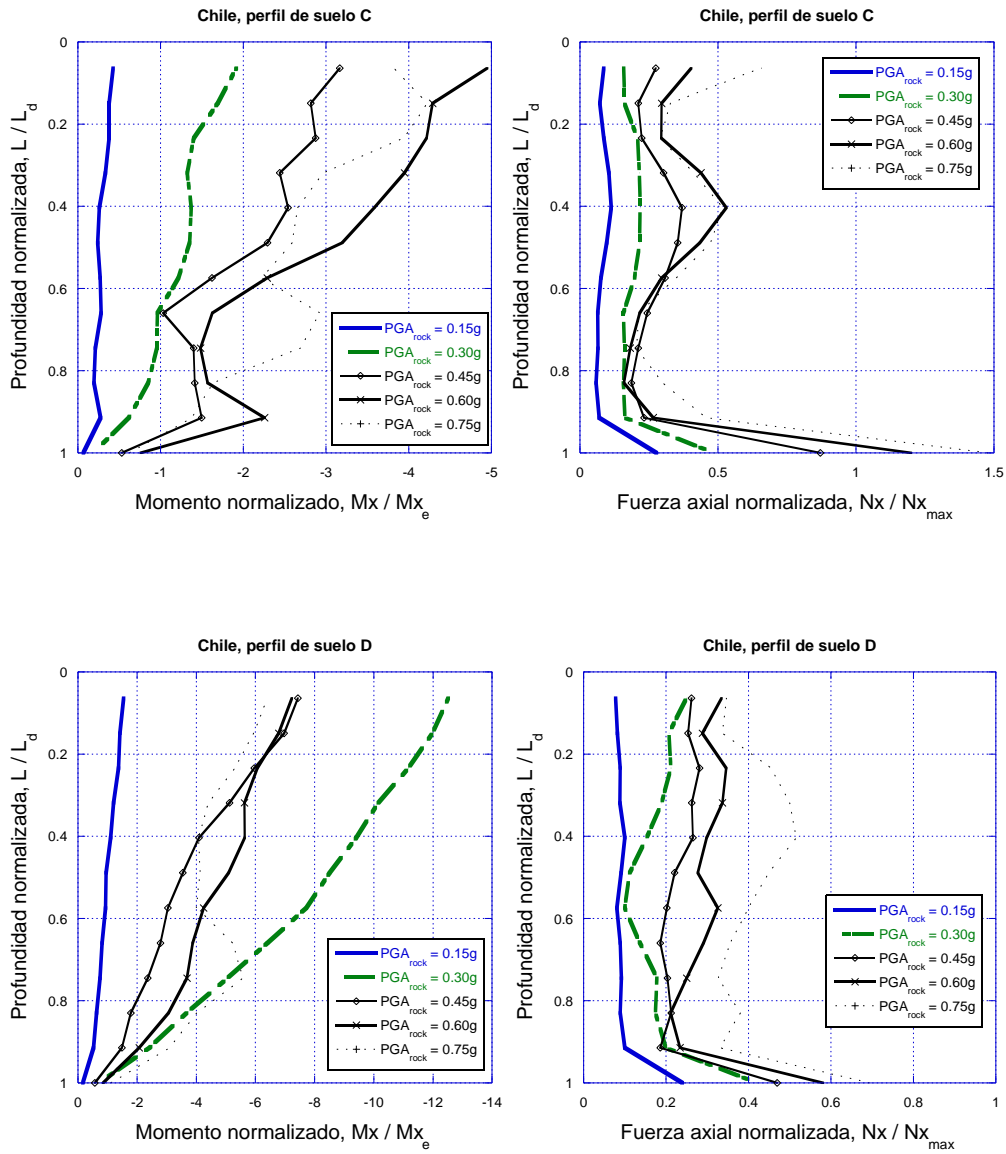


Figura 13 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Maule

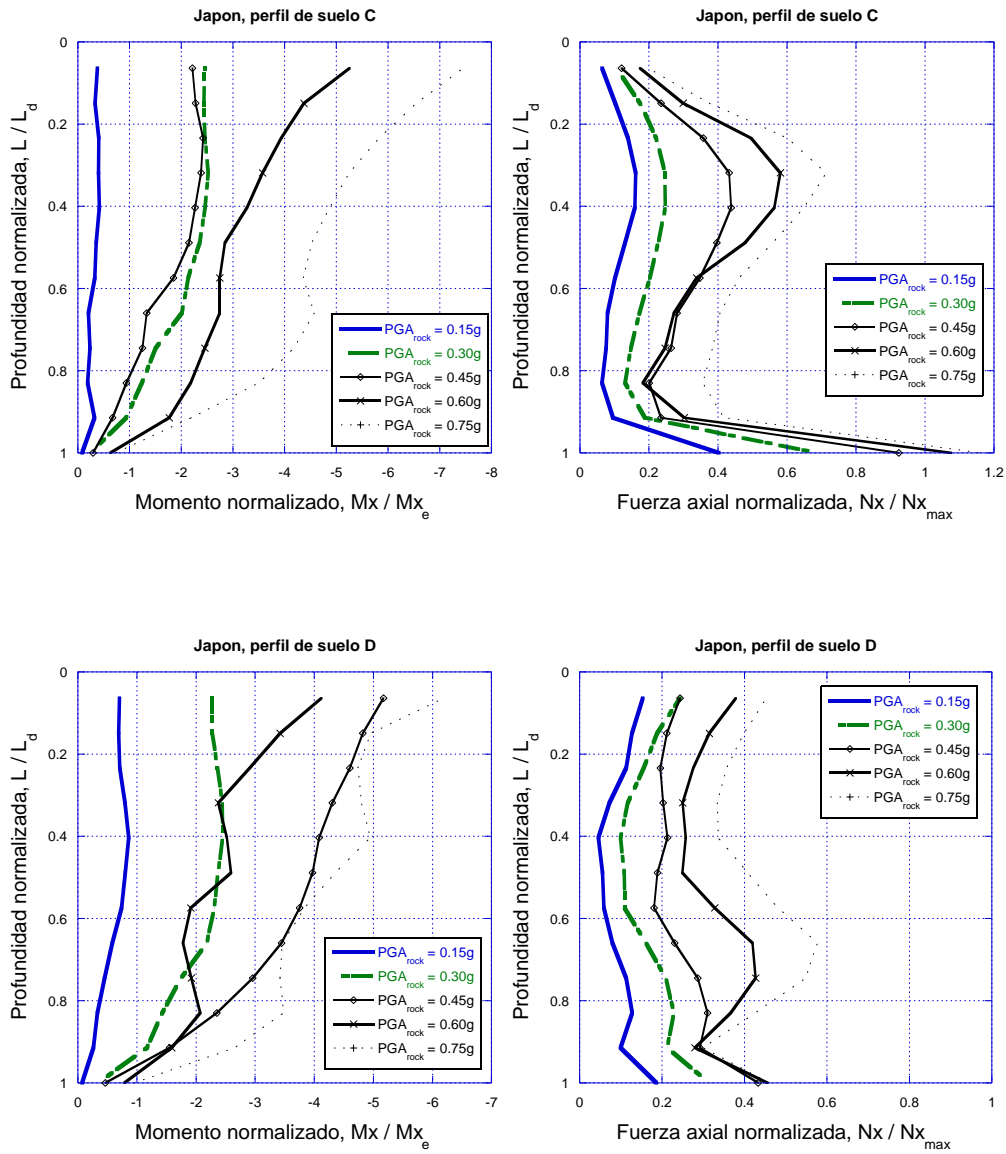


Figura 14 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Honshu

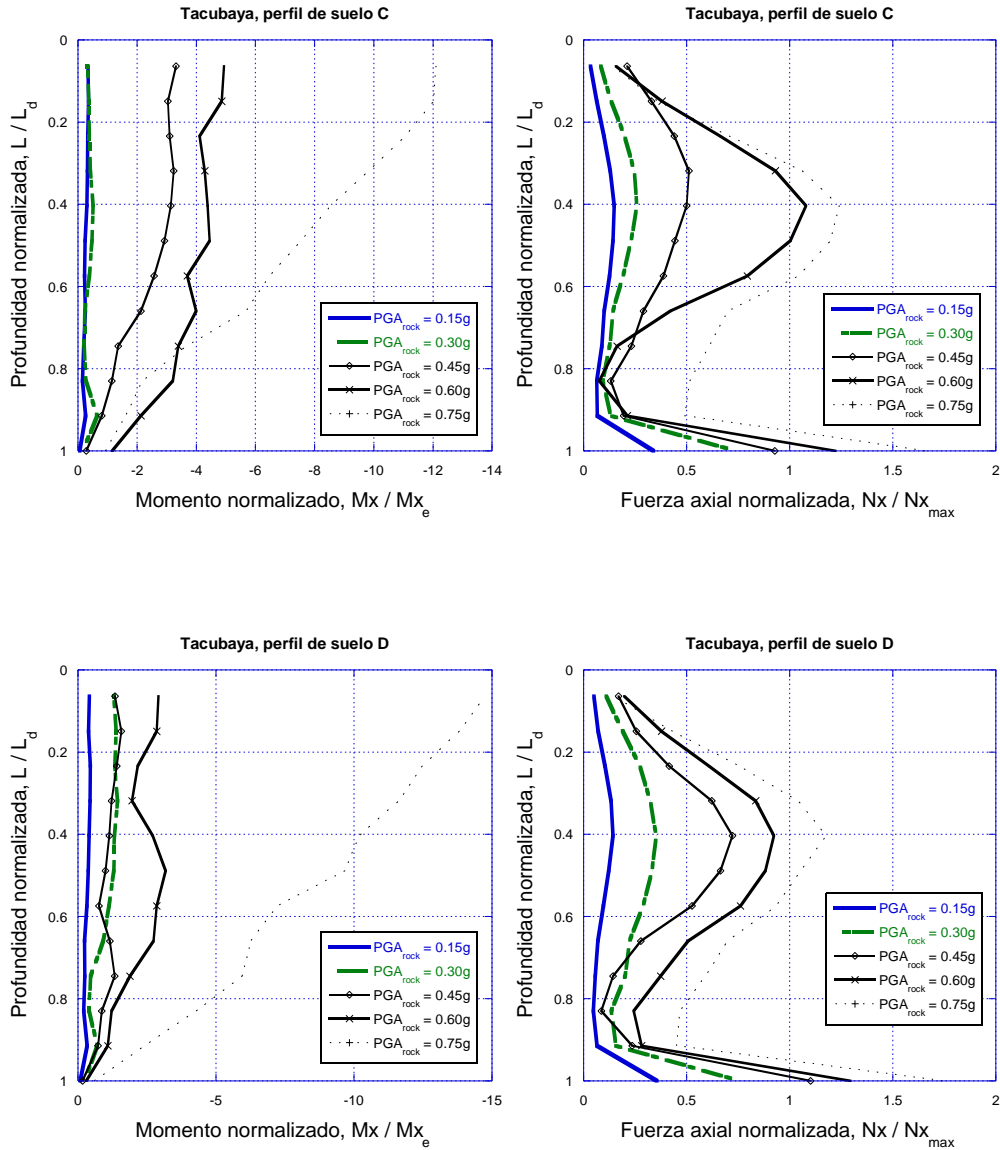


Figura 15 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Michoacán

Como puede observarse en las figuras 12, 14 y 15, los elementos mecánicos aumentan debido al incremento de la intensidad, la forma de los elementos mecánicos se mantiene en la mayoría de los casos, y solo se escala dependiendo de la intensidad para la mayoría de los casos. En algunos el incremento es más drástico (Figura 15).

La Figura 16 presenta los momentos flexionantes máximos en dirección X y Y, con su respectivo esfuerzo axial en la dirección correspondiente que están actuando en los muros de la lumbrera, se trazaron sobre el diagrama de interacción de la sección transversal de la pared de la lumbrera, para los perfiles de suelo.

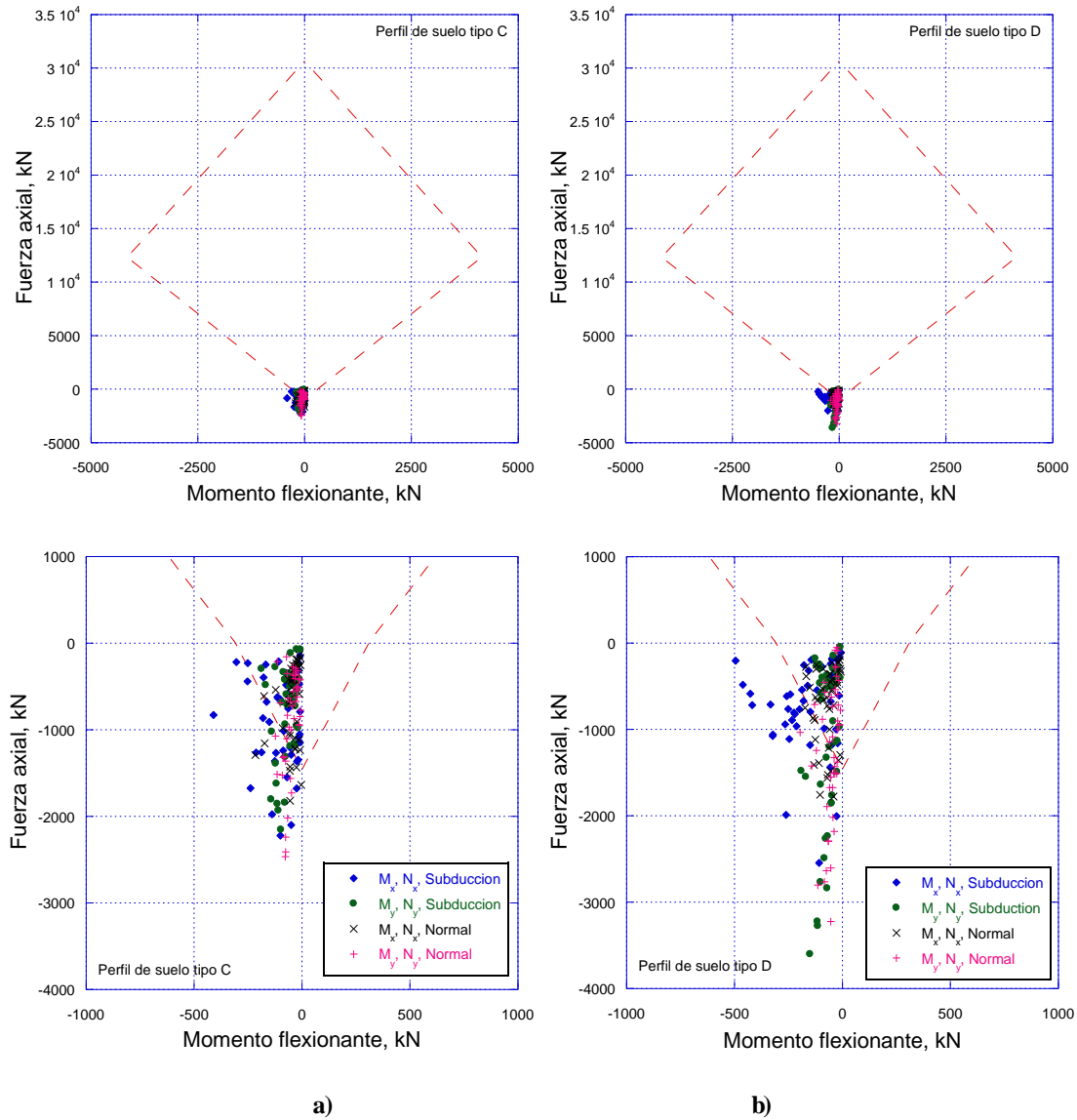


Figura 16 Diagrama de interacción de los muros y fuerzas sísmicas para (a) suelos tipo C y (b) suelos tipo D (el diagrama de interacción se muestra en línea punteada)

Como se puede notar, el parámetro de control es la fuerza normal que actúa sobre la lumbrera, que puede llegar a agrietar los muros si se superan las fuerzas resistentes a la tensión. Los efectos que pudieran ocasionar los momentos flexionantes parecen ser secundarios, ya que la mayoría se encuentran dentro del diagrama de interacción y los puntos que salen presentan

fuerzas de tensión poco significativas. Por lo tanto, se estableció el índice de daño (DI) como la relación entre la máxima fuerza actuante en cualquier dirección ortogonal, N, dividido por la capacidad máxima a la tensión de la pared de la lumbrera, T, obtenido a partir del diagrama de interacción, (es decir, $DI = N / T$).

Se consideraron cuatro estados de daño: daños menores, moderados, importantes y completos del revestimiento de la lumbrera, y que se describen en la Tabla 3. La Figura 17 muestra la evolución de DI con respecto a la aceleración máxima del terreno en roca o en un afloramiento de suelo rígido, PGA_{roca} , para cada perfil de suelo.

Tabla 3 Estados de daño

Estado del daño (ds _i)	Daño0. Ninguno	Daño1. Menor	Daño2. Moderado	Daño3. Importante	Daño3. Completo
Rango del índice de daño	$N/T \leq 1.0$	$1.0 < N/T \leq 1.5$	$1.5 < N/T \leq 2.5$	$2.5 < N/T \leq 3.5$	$N/T > 3.5$
Valor del índice de daño	≤ 1.0	1.25	2.00	3.00	> 3.5

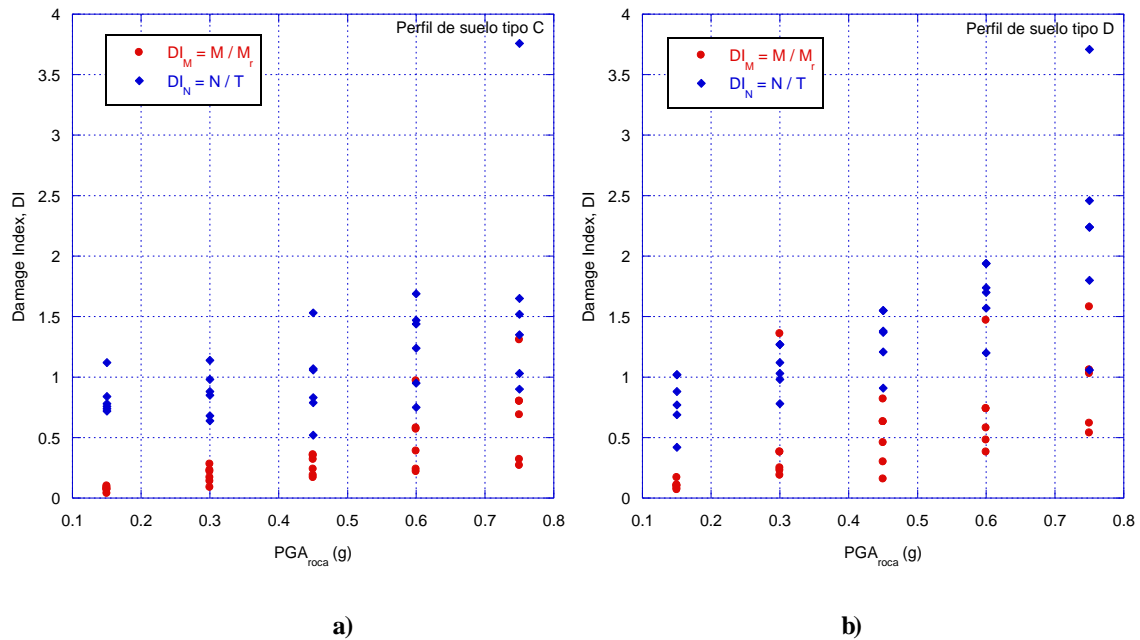


Figura 17 Variación del $DI_M = M / M_r$ y $DI_N = N / T$ con PGA_{roca} para (a) suelos tipo C y (b) suelos tipo D

4.1. DERIVACIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD

Las funciones de fragilidad sísmica describen la probabilidad de exceder los diferentes estados de daño para un sismo dado, definido por una medida de la intensidad, como en este caso la aceleración máxima de un afloramiento en roca, PGA_{roca} . La forma más común de una función de fragilidad es la función de distribución lognormal (ej. Allen y Hoshall, *et al.*, 1985), para este trabajo se expresa de la siguiente manera:

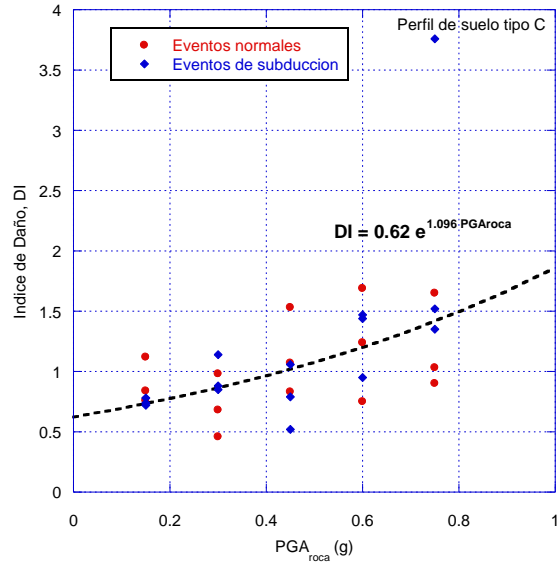
$$F_i(PGA) = \Phi\left(\frac{\ln(PGA/m_i)}{\beta}\right) \quad (4.1)$$

Donde Φ es la distribución normal acumulativa estándar, mientras que la mediana m_i y la desviación estándar lognormal β son los parámetros de la distribución logarítmica normal. Por lo tanto, el desarrollo de las curvas de fragilidad según Ecuación 4.1 requiere la definición de las medianas m_i para cada estado de daño y el valor de β . Este último describe la variabilidad total asociada con cada función de la fragilidad, comúnmente se modela por la combinación de las siguientes tres variables que contribuyen a los estados de daño: la incertidumbre en la definición de los límites de los estados de daño β_{ds} , la variabilidad en las propiedades de resistencia del tipo de estructura (capacidad), β_C y la incertidumbre en la respuesta debido a la variación espacial del movimiento del terreno (demanda), β_D (HAZUS, 2004).

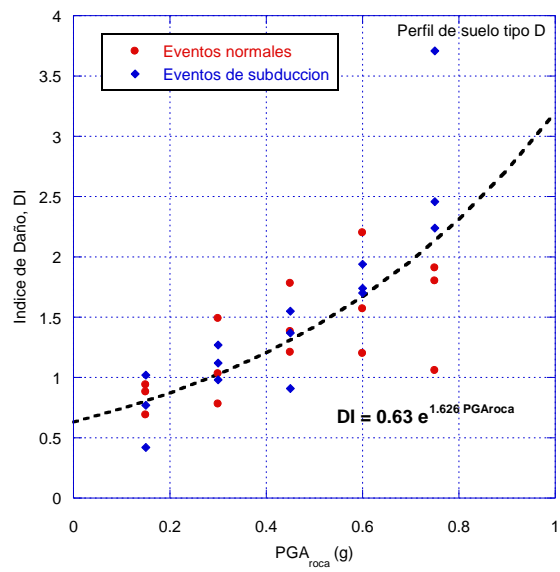
En este trabajo, debido a la falta de una estimación rigurosa, β_{ds} se fija igual a 0.4, β_C se considera igual a 0.3 basado en el enfoque del programa HAZUS, que utiliza información de estructuras de concreto reforzado, mientras que β_D se estima basándose en la variabilidad en la respuesta de la lumbrera (DI) que se han calculado para los diferentes movimientos sísmicos. El valor de β se calcula como la raíz de la suma de los cuadrados de las dispersiones de los componentes Ecuación 4.2. El valor límite de la mediana de los parámetros del terremoto, m_i , se obtiene para cada estado de daño sobre la base de la evolución de los daños con el aumento de la intensidad del sismo. En particular, se lleva a cabo un análisis de regresión, teniendo en cuenta el índice de daño (DI) como la variable dependiente y el parámetro PGA_{roca} como la variable independiente.

$$\beta = \sqrt{\beta_C^2 + \beta_D^2 + \beta_{ds}^2} \quad (4.2)$$

Enfoques similares se utilizan para la derivación de análisis de fragilidad para otras estructuras (Argyroudis *et al.*, 2013, Argyroudis *et al.*, 2012, Nielson y DesRoches, 2007 y Fotopoulou y Pitilakis, 2013). Como se mencionó anteriormente, la Figura 18 muestra la evolución del índice de daño con respecto a la PGA_{roca} para los dos perfiles de suelo, junto con una regresión exponencial media que se monta en el conjunto de datos. La dispersión de los datos es debido a los diferentes movimientos de entrada (es decir, el mismo PGA_{roca} , pero diferentes registros sísmicos) que se utilizan para el análisis de la vulnerabilidad de la lumbrera, ver Figura 19.



a)



b)

Figura 18 Evolución del índice de daño, DI con respecto a la PGA_{roca} para (a) suelos tipo C y (b) suelos tipo D

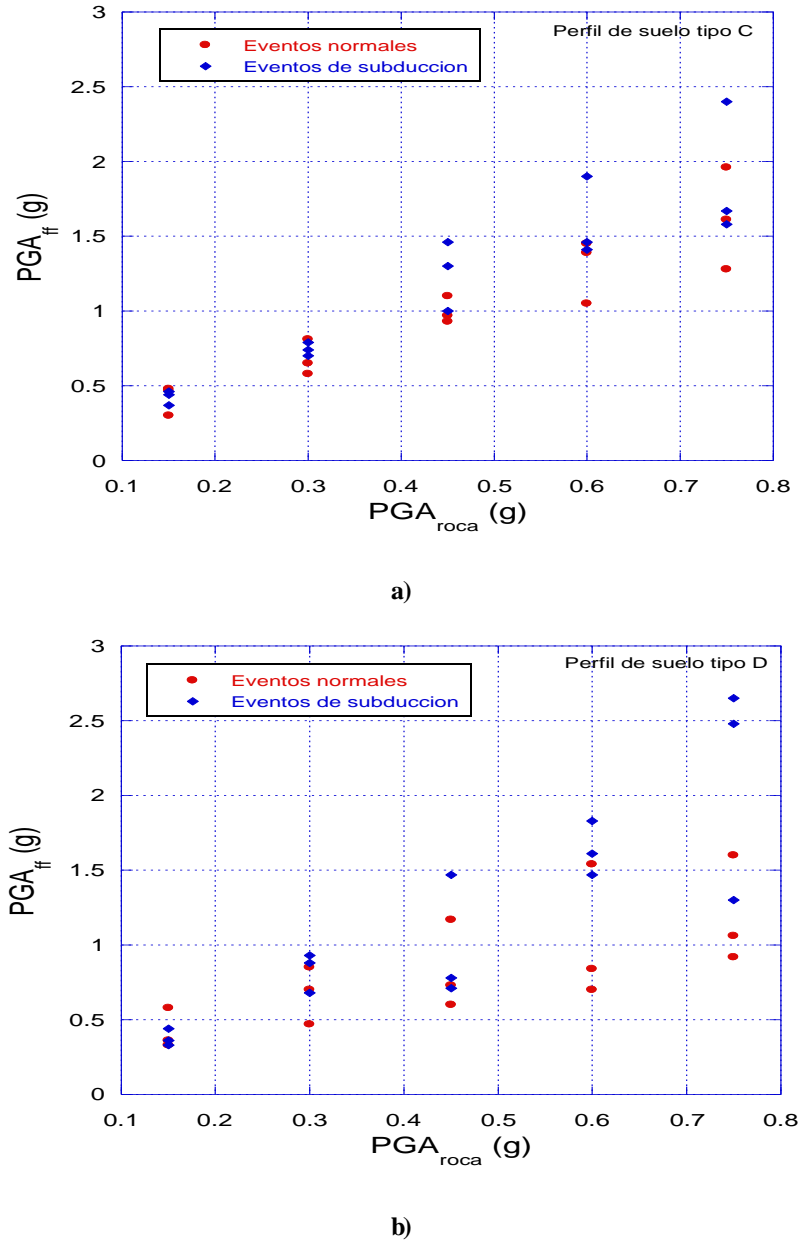


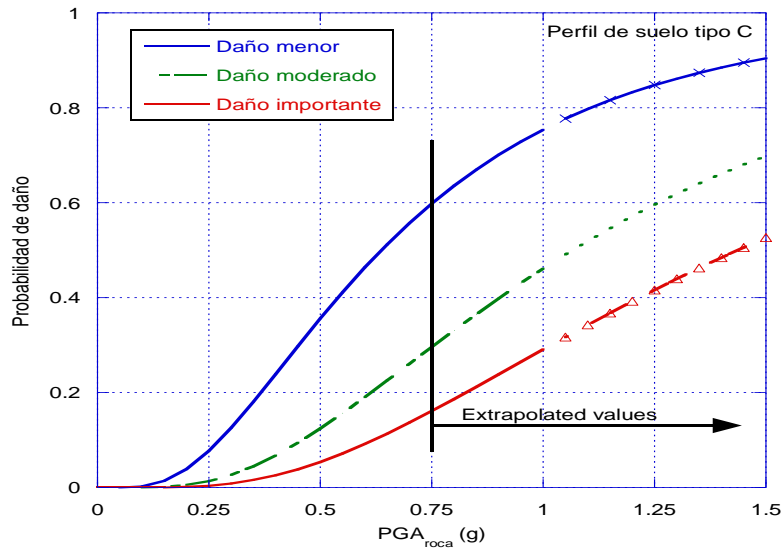
Figura 19 Variación de la PGA_{ff} con respecto de la PGA_{roca} para (a) suelos tipo C y (b) suelos tipo D

Los parámetros estimados de las curvas de fragilidad se dan en la Tabla 4 y las curvas de fragilidad correspondientes se ilustran en la Figura 20. La probabilidad de daño para valores de PGA_{roca} mayores a 0.75g fue extrapolada con la información obtenida, debido a que el conjunto de datos no fue suficiente para estos valores. Las curvas de fragilidad derivadas cambian considerablemente con las condiciones del suelo, variando la probabilidad de daño en función de la PGA_{roca} . La vulnerabilidad es mayor para las lumbreras construidas en el perfil de suelo tipo D, en comparación con el perfil de suelo tipo C.

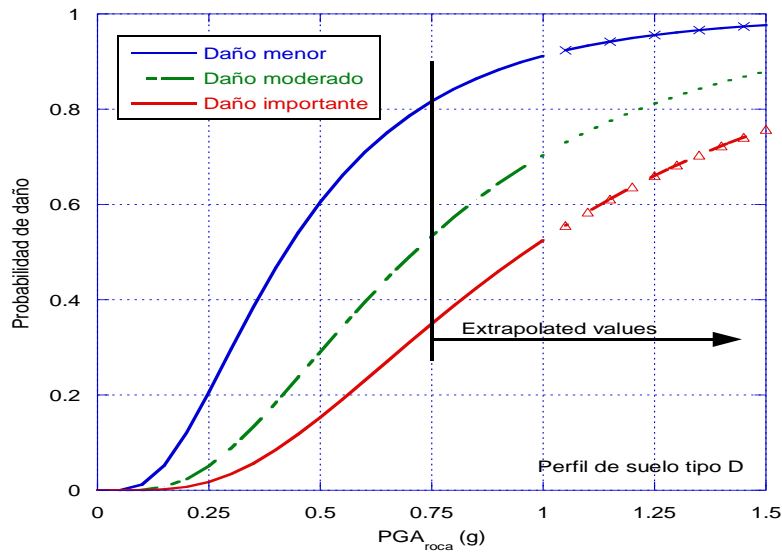


Tabla 4 Parámetros estimados de las curvas de fragilidad

Daño	Tipo de suelo C		Tipo de suelo D	
	Mediana PGA_{roca} (g)	Beta	Mediana PGA_{roca} (g)	Beta
Menor	0.64	0.66	0.42	0.64
Moderado	1.07	0.66	0.71	0.64
Importante	1.44	0.66	0.96	0.64



(a)



(b)

Figura 20 Curvas de fragilidad para lumbreras en función de PGA_{roca} para (a) suelos tipo C y (b) suelos tipo D

5. CASO DE ESTUDIO

En este capítulo se presenta un estudio empleando el método numérico de diferencias finitas, aplicado a lumbreras embebidas en suelos blandos como las utilizadas en el sistema de drenaje de la ciudad de México. Se consideraron lumbreras con una profundidad que varía de 22 a 34 m, y su diámetro exterior de 12 a 16 m, embebidas en un estrato de arcilla muy blanda y de alta plasticidad ubicada en la zona del ex Lago de Texcoco. Se desarrolló una serie de modelos de diferencias finitas en 3D con el fin de simular la respuesta dinámica de las lumbreras, el ambiente sísmico se caracterizó empleando Espectros de Peligro Uniforme, (EPU), el cual considera terremotos de subducción, generados en la costa del Pacífico. Los análisis emplearon el EPU correspondiente al periodo de retorno de 475 años.

5.1. Área de estudio

Las condiciones típicas del suelo que se encuentra en el antiguo ex-lago de Texcoco han sido estudiadas por varios investigadores (Mayoral *et al.*, 2008a; Osorio y Mayoral, 2013; Mayoral *et al.*, 2014; Ovando *et al.*, 2014). La distancia desde la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, al centro del polígono que delimita el área de estudio es de aproximadamente 26.0 km. La región estudiada está instrumentada con cuatro estaciones sísmológicas, TXSO, TXS1, TXS2 y TXCH.

Una quinta estación utilizada en el análisis es la estación San Miguel Tlaixpan, TXCR, que se ubica al Este en un afloramiento de roca a unos 19.20 km de distancia del sitio de estudio (Figura 21).

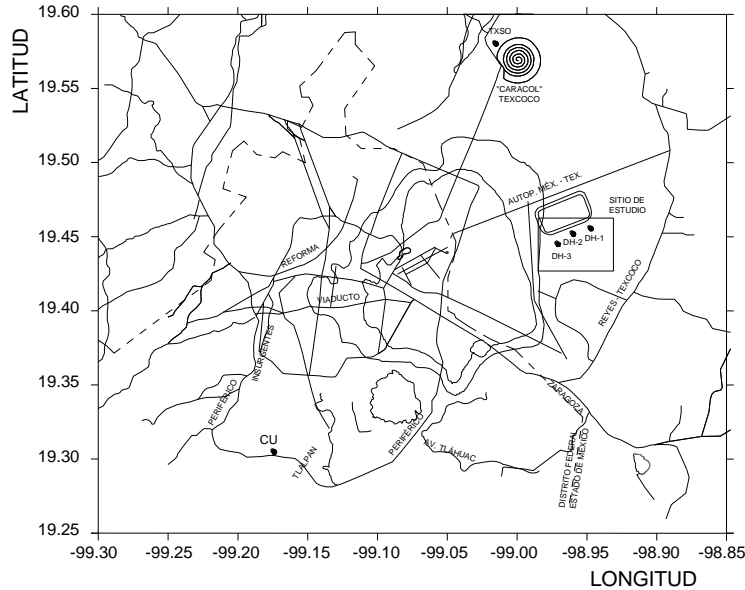


Figura 21 Localización del área de estudio.

5.2. Investigación del subsuelo

Trabajos de campo nos permiten realizar una descripción más detallada del subsuelo. El suelo en la zona se compone de una costra desecada de arcilla en la parte superior que se extiende hasta una profundidad aproximada de 1.5 m, compuesta por arcilla de color café claro, y de consistencia blanda con escasa arena fina. Por debajo de ésta, se encuentra la Formación arcillosa superior, (FAS) que varía en profundidad desde los 18.0 hasta los 30.0 m, la arcilla tiene un color gris verdoso, de consistencia muy blanda y muy compresible, además se detectaron 5 horizontes de ceniza volcánica y limos arenosos de compacidad suelta. El índice de plasticidad fluctúa entre 135 y 250 %. Subyaciendo a la arcilla se tiene una capa de 1.5 a 5.0 m de espesor en promedio de limo arenoso de color gris verdoso, con una consistencia dura. Existen también depósitos de ceniza volcánica de color negro, conocida como Primera Capa Dura, (PCD). La cual descansa en un estrato de arcilla de consistencia muy blanda a media de 10.0 a 12.0 m de espesor aproximadamente, conocida como formación arcillosa inferior (FAI); este estrato contiene horizontes de ceniza volcánica altamente compacta y limos arenosos de consistencia muy dura, el índice de plasticidad varía de 50 a 115 % en promedio. Una serie heterogénea de suelos arcillosos, y limos arenosos en los que el factor común es la alta variabilidad de consistencia, compacidad y compresibilidad, componen la serie estratificada superior (SES), con un espesor aproximado de 10.0 m. La formación arcillosa profunda (FAP), tiene un espesor de unos 13.0 m aproximadamente, y es de consistencia blanda a muy firme. Debajo de esta elevación, se encuentra una formación de materiales con una mayor consolidación, de origen lacustre, de color gris verdoso, denominado serie estratificada inferior, SEI.

5.3. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento

Para esta parte del trabajo se emplearon las curvas propuestas por Darendeli y Stokoe, 2001, para obtener las curvas de degradación del módulo y las de amortiguamiento, la relación de consolidación, OCR, fue tomada igual a uno, teniendo en cuenta que la zona de estudio se encuentra en el antiguo lago Texcoco, y que la consolidación en el suelo debido a la desecación se produjo sólo en el primer par de metros. Por lo tanto, se espera que los cambios en la respuesta sísmica del depósito de suelo debido a este hecho sean insignificantes. De esta manera, la definición de las curvas de degradación del módulo de rigidez, y amortiguamiento son función exclusivamente del índice de plasticidad, IP. En este caso particular, un valor promedio de IP del 260% fue considerado para el depósito de suelo genérico (Figura 22).

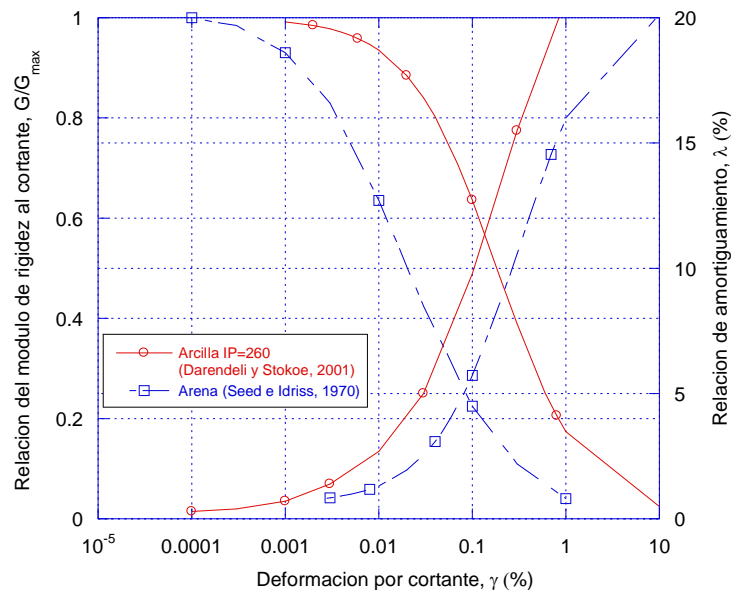


Figura 22 Curvas de degradación y amortiguamiento usadas en el análisis

5.4. Estimación de la velocidad de onda de cortante

Se estableció una velocidad de onda de cortante genérica para el perfil de suelo, con base en las investigaciones realizadas en el área, y utilizando mediciones de down-hole (Mayoral *et al.*, 2014). El perfil de velocidades de onda de cortante idealizado, se presenta en la Figura 23, que también muestra las distribuciones de velocidad de ondas de corte con la profundidad obtenidas con el Down-Hole, DH.

5.4.1. Arcillas y limos

La velocidad de onda de cortante para arcillas y limos se estimó usando la expresión propuesta por Ovando y Romo, 1991, en términos de la resistencia a la penetración de punta, q_c , medida en ensaye de cono (CPT).

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (5.1)$$

Donde:

V_s Velocidad de onda de corte, m/s,

q_c Resistencia de punta obtenida de la prueba de cono eléctrico (CPT), t/m²,

γ_s Peso volumétrico de la muestra, t/m³, y

N_{kh} y η son parámetros que dependen del tipo de suelo, los cuales se determinaron para las condiciones particulares del sitio, estos valores se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5 Valores de N_{kh} y η

Tipo de suelo	Valores para N_{kh}			H
	Máx.	Prom.	Mín.	
Arcillas del Lago de Texcoco	14	9.5	6.7	23.33
Arenas limosas de la capa dura en el Valle de México	16	11.1	8	40
Arcilla (área de estudio)	11.50			31.0

5.4.2. Arenas

La velocidad de onda de corte para arenas se estimó usando la expresión empírica propuesta por Seed *et al.*, 1983, cuya aplicación proporcionó el valor más cercano a los valores medidos.

$$V_s = \alpha N^\beta \quad (5.2)$$

Donde: V_s es la velocidad de onda de corte, en m/s

N es el número de golpes de la prueba de penetración estándar corregido por energía y sobrecarga

α 61

β 0.5

La comparación de los perfiles de velocidad medidos con sonda suspendida y estimados con las correlaciones de CPT, se presentan en la Figura 23.

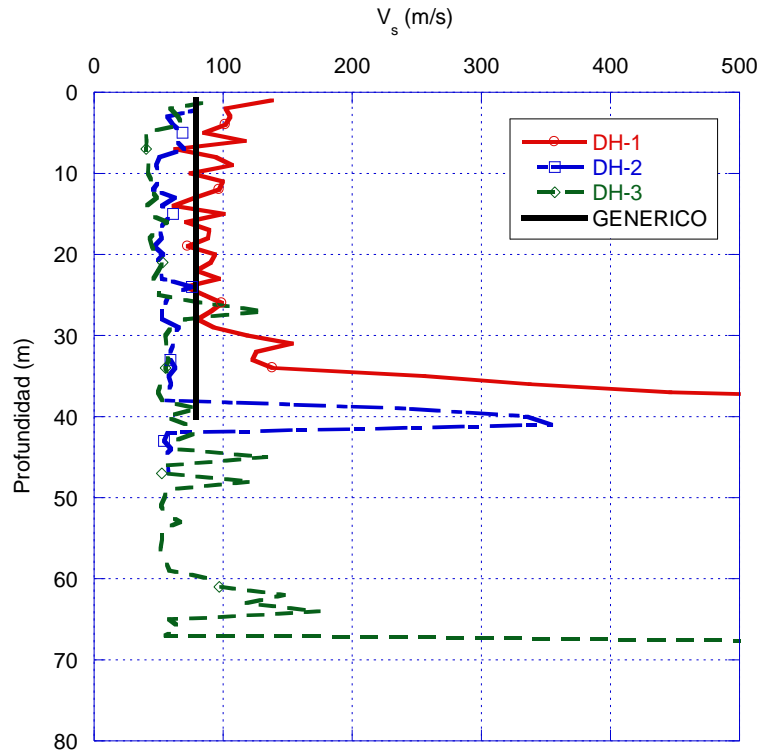


Figura 23 Perfil genérico de velocidades de onda de cortante Down-hole

5.5. Ambiente sísmico

El ambiente sísmico de un sitio en particular puede determinarse bajo dos enfoques (Gupta, 2002): 1) El análisis de peligro sísmico determinista y 2) El análisis de peligro sísmico probabilista. La diferencia fundamental entre ellos estriba en la forma de considerar la sismicidad del área de influencia. Por otro lado, los resultados de los análisis deterministas son más conservadores que los probabilistas (Klügel, 2008).

En el método determinista se establecen los sismos más grandes posibles de cada fuente y se calcula el movimiento que generaría cada uno en el sitio de estudio. Sin tomar en cuenta los tiempos de recurrencia, se selecciona la magnitud y ubicación del evento o eventos considerados representativos del riesgo sísmico, para una zona determinada, que generalmente corresponde al máximo histórico. En función de éste, se establecen correlaciones y modelos espectrales para calcular los espectros específicos de respuesta. Este método permite reagrupar las fuentes sísmicas en diferentes rangos de distancia y calcular un espectro para el movimiento de cada distancia a la fuente. Este tipo de evaluación se caracteriza por presentar escenarios sísmicos específicos, en donde la incertidumbre no se incluye en el análisis final.

El método probabilista (Esteva, 1967; Cornell, 1968) permite obtener probabilidades anuales de excedencia, para el parámetro del movimiento del terreno que se considera representativo



del riesgo sísmico. En las primeras etapas del desarrollo del método, el parámetro de referencia era la aceleración máxima del terreno, PGA. Con el desarrollo de leyes de atenuación para parámetros espectrales fue posible la construcción de espectros de diseño en los que se considera la probabilidad de excedencia de todas las ordenadas espectrales para los periodos de interés en ingeniería sísmica. De este modo surgen los espectros de peligro uniforme (UHS, Uniform Hazard Spectra), que se construyen representando “punto a punto” las ordenadas espectrales con una misma probabilidad de excedencia o con un mismo período de retorno (Trifunac *et al.*, 1987). Uno de sus inconvenientes es el de no proporcionar directamente un sismo de diseño, para lo cual se han propuesto métodos de desagregación del peligro sísmico probabilista (McGuire, 1995; Klügel, 2008).

En ambos métodos, la cuantificación del peligro sísmico presenta varias limitaciones, tales como: 1) gran parte de la información geológica y tectónica es interpretativa y se emplea para caracterizar mecanismos no muy bien conocidos; 2) los modelos de sismicidad, propagación y atenuación son simplificaciones de un fenómeno mucho más complejo; 3) las tasas de deslizamiento de las fallas y los tiempos de recurrencia tienen una gran incertidumbre; 4) los catálogos sísmicos cubren periodos relativamente cortos de sismicidad; y 5) algunas de las variables involucradas en el proceso son poco conocidas, por lo que presentan grandes incertidumbres. En la Tabla 6 se resumen los métodos de análisis de peligro sísmico recomendados según su aplicación (Klügel, 2008).

Tabla 6 Métodos de análisis de peligro sísmico (Klügel, 2008)

Aplicación	Objetivo del análisis	Método recomendado
Diseño	Infraestructura crítica cuya vida útil sea corta	Análisis de peligro sísmico determinista.
	Infraestructura crítica cuya vida útil sea larga	Análisis de peligro sísmico probabilista o determinista
	Estructuras civiles en general	Análisis de peligro sísmico determinista
	Estructuras civiles en general e instalaciones industriales	Análisis de peligro sísmico probabilista
Evaluación de seguros de riesgo	Infraestructura crítica	Análisis de peligro sísmico probabilista
Riesgo técnico	Infraestructura crítica	Análisis de peligro sísmico probabilista

5.6. Determinación de espectros de peligro uniforme

El espectro de peligro uniforme, es una representación de la relación entre el periodo natural de vibración, T , y una aceleración espectral, S_a , para una probabilidad de excedencia dada, asociada a un periodo de retorno. En la Figura 24 se muestra esquemáticamente el procedimiento a seguir para obtener un espectro de peligro uniforme.

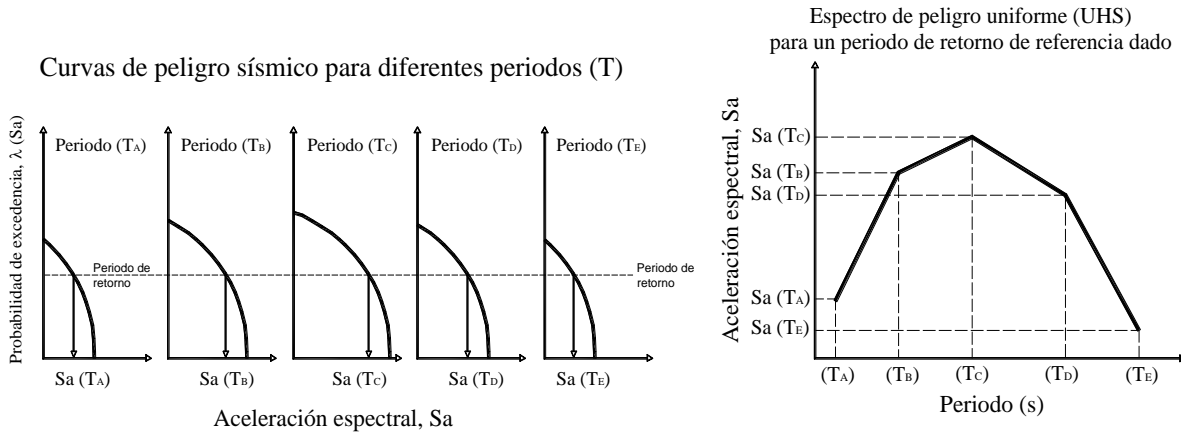


Figura 24 Determinación de un espectro de peligro uniforme

5.7. Determinación de curvas de peligro sísmico

El ambiente sísmico del sitio estudiado se caracterizó a través de un análisis de riesgo sísmico probabilístico (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, *PSHA*), el cual contempla variables como el tamaño y la intensidad. En general, los pasos necesarios para llevar a cabo un análisis de riesgo sísmico probabilístico son (1) la identificación de todas las fuentes sísmicas capaces de producir movimientos del suelo perjudiciales (2) la caracterización del modelo de recurrencia, (3) la definición de la relación de atenuación, (4) cálculo del riesgo sísmico y espectro de respuesta de peligro uniforme, y (5) el cálculo de la desagregación del riesgo sísmico probabilístico (Sabetta *et al.*, 2005; Romeo *et al.*, 2000; Osorio y Mayoral, 2013).

5.8. Espectro de peligro uniforme para la estación TXCR

El espectro de peligro uniforme fijado para caracterizar el entorno sísmico de la zona sismogénica de subducción en la costa del Pacífico mexicano, se desarrolló en la ubicación de la estación en roca TXCR, a una distancia de 18,70 km del sitio de estudio, para poder compararlo directamente con la respuesta medida. Como es bien sabido, los espectros de peligro uniforme, EPU, es una representación de la relación entre el período de vibración natural, T , y la aceleración espectral, S_a , para una probabilidad de excedencia dada asociada con un período de retorno. La Figura 25 muestra los espectros de peligro uniforme para periodos de retorno de 125, 250, 475 y 2475 años, los cuales se han obtenido de las curvas de peligro sísmico. El espectro correspondiente a un periodo de retorno de 475 años, fue utilizado para definir el ambiente sísmico en el área como el movimiento de entrada durante el análisis de la respuesta de sitio.

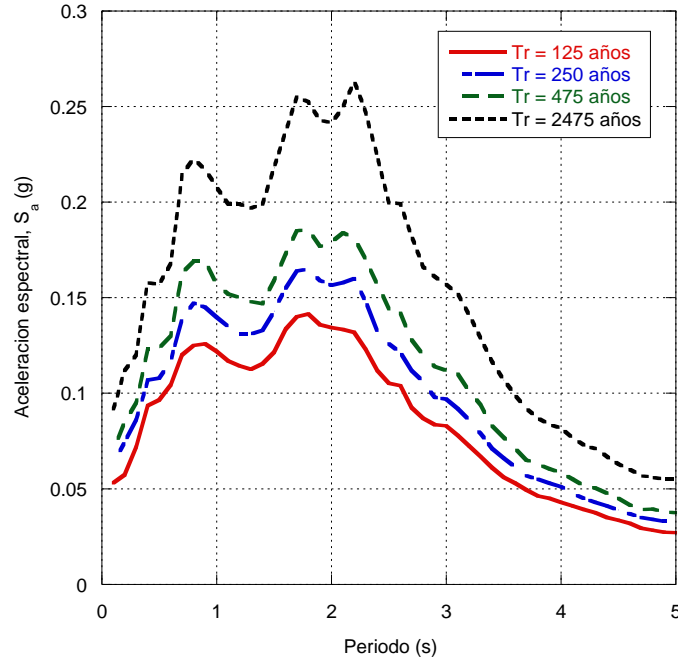


Figura 25 EPU estación TXCR

5.8.1. Historias 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 dinámica. 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:

$$\delta R_{ik} = \delta R(\omega_i, \beta_k) = \int_0^{t_i} \delta a(\tau) h_{ik}(t_i - \tau) d\tau \quad (5.3)$$

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 5.3 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 5.7 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:



$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N b_{ji} f_{ji}(t) \quad (5.4)$$

En la cual, b_{ji} son coeficientes constantes desconocidos a ser determinados. De las ecuaciones 5.3 y 5.4, el conjunto de ecuaciones lineales algebraicas se convierte en:

$$\delta R_{ik} = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N C_{ijkl} b_{ji}; C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) f_{ji}(\tau) d\tau \quad (5.5)$$

De la ecuación 5.5 se desprende que el orden de eficiencia en el cálculo de C_{ijkl} , es función de $f_{ji}(\tau)$, que puede ser definida como:

$$f_{ji}(\tau) = h_{ji}(t_j - \tau) \quad (5.6)$$

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

$$C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) h_{ji}(t_j - \tau) d\tau; t_i < t_j \quad (5.7)$$

Habiendo calculado la matriz de coeficientes, la ecuación 5.5 puede resolverse con la soluciones de ecuaciones lineales estándar; entonces, los ajustes pequeños de $\delta a(t)$ pueden ser obtenidos de la ecuación 5.4. 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:

$$a_1(t) = a_0(t) + \delta a_0(t) \quad (5.8)$$

La historia de tiempo ajustada se determina con el 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 $\delta a_0(t)$ 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.

5.9. 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.

Los parámetros que deben tomarse en cuenta en la generación de acelerogramas sintéticos, son:

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

Estos dos parámetros tienen una influencia directa en los resultados en el 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.

$$|e| = a_{referencia} - a_{ajuste} \quad (5.9)$$

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.

En este trabajo se revisa para las condiciones sísmicas más desfavorables, que corresponden al periodo de retorno de 475 años. El espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 475 años, se tomó como el espectro de referencia para la generación del acelerograma sintético.

En la Figura 26 se muestra el acelerograma del sismo semilla, correspondiente a la componente NS medido en la estación de San Miguel Tlaixpan, durante el sismo del 14 de Septiembre de 1995, cuya magnitud fue de $M_s = 7.2$.

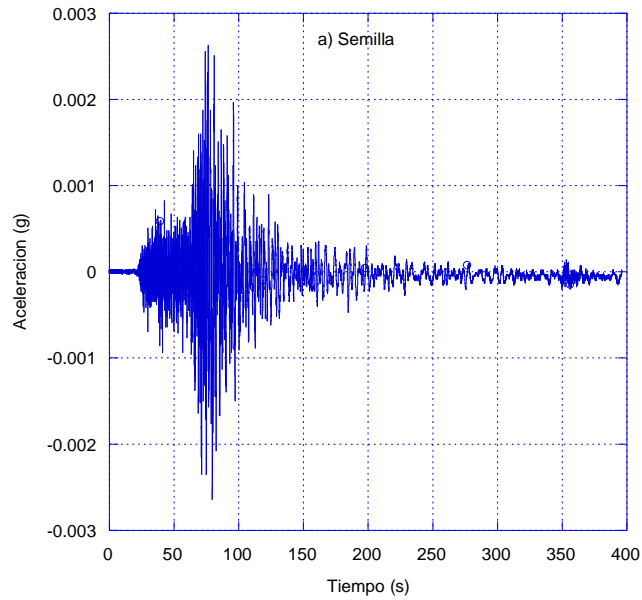


Figura 26 Historia de aceleraciones del sismo semilla

En la gráfica de la Figura 27 se muestra el acelerograma sintético correspondiente al espectro de referencia, y su correspondiente espectro de respuesta se compara con el espectro de peligro uniforme, EPU, para 475 años en la Figura 28.

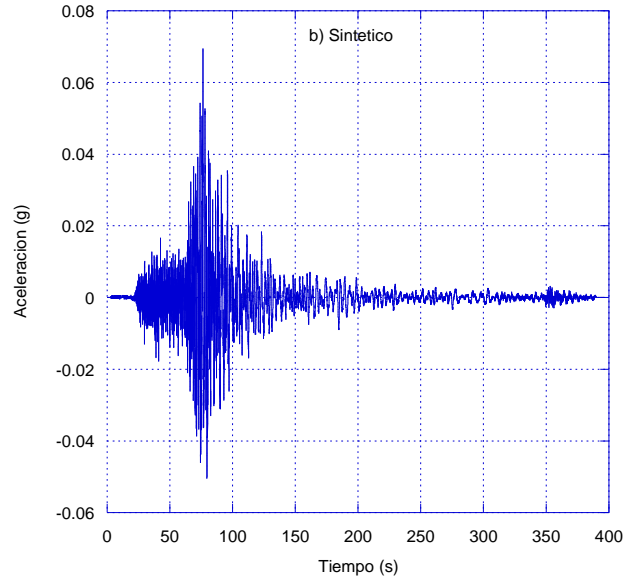


Figura 27 Acelerograma sintético del espectro de ajuste

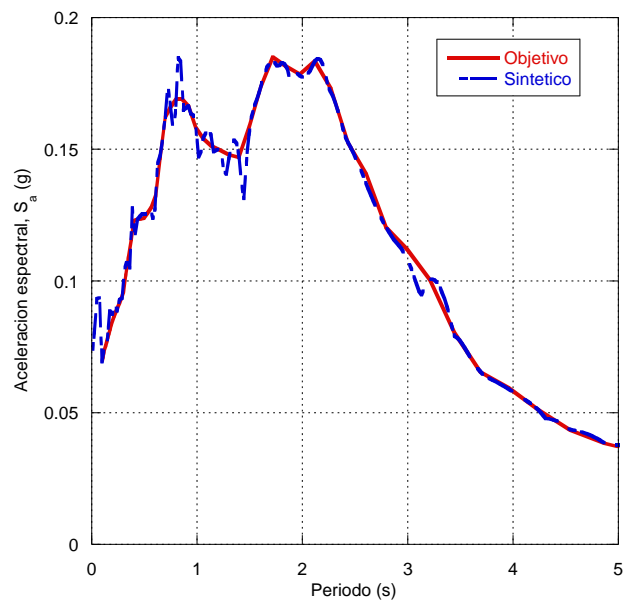


Figura 28 Espectro de respuesta del acelerograma sintético

Usando la historia sintética de la Figura 27, se procedió a llevar a cabo los análisis de respuesta de sitio, con el programa SHAKE.

5.10. Análisis de respuesta de sitio

El análisis de respuesta de sitio de un depósito de suelo consiste en predecir el comportamiento de éste ante una excitación sísmica. De este análisis, generalmente se obtienen historias de aceleraciones, velocidades, desplazamientos, esfuerzos y

deformaciones dinámicas para estimar riesgos asociados con los movimientos del terreno, y así determinar las fuerzas inducidas por un sismo que puedan llevar a la inestabilidad del terreno y las estructuras que soporta. Los análisis de respuesta de sitio unidimensionales se basan en la suposición de que todas las fronteras son horizontales y que la respuesta de un depósito de suelo es predominantemente causada por las ondas de corte horizontales, SH, que se propagan verticalmente desde los estratos de mayor impedancia dinámica, comúnmente llamada lecho de roca como se muestra en la Figura 29. Para estos análisis se asume que el suelo y la superficie de la base se extienden infinitamente en la dirección horizontal.

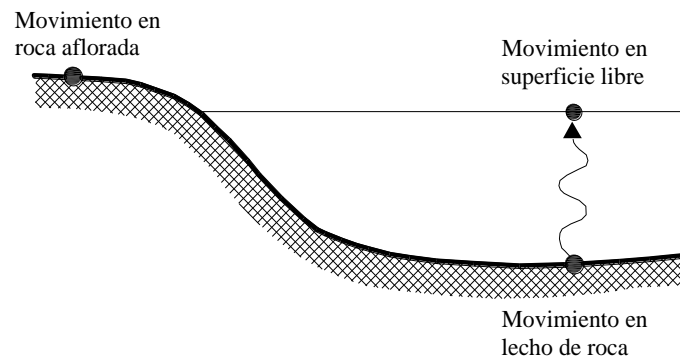


Figura 29 Nomenclatura de respuesta de sitio

Los análisis de respuesta de sitio tradicionalmente son subdivididos en aquellos que resuelven el problema de propagación de ondas en el dominio de la frecuencia y los que lo resuelven en el dominio del tiempo. La primera categoría, incluye programas como SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972), que lleva a cabo un análisis de respuesta de sitio unidimensional (Figura 30) y FLUSH (Lysmer *et al.*, 1975), que lleva a cabo un análisis de respuesta de sitio bidimensional. En la segunda categoría podemos citar programas como el QUAD4 (Idriss *et al.*, 1973) y más recientemente el QUAD4M (Hudson *et al.*, 1994). Todos estos programas usan un procedimiento lineal equivalente, en el cual se aproxima el comportamiento no lineal del suelo a través de una rigidez y amortiguamiento representativos obtenidos de un proceso iterativo que los hace compatibles con una fracción determinada de la deformación angular máxima observada durante el sismo. Esta fracción generalmente varía entre 0.40 y 0.75, para niveles de excitación de moderada a alta respectivamente (ej. Seed *et al.*, 1993). Los análisis de respuesta de sitio también se pueden clasificar en deterministas y probabilistas (atendiendo al tipo del movimiento de entrada), siendo un ejemplo del primero los análisis de respuesta de sitio realizados con el programa SHAKE, y del segundo los realizados con el programa RADSH (Bárcena y Romo, 1994).

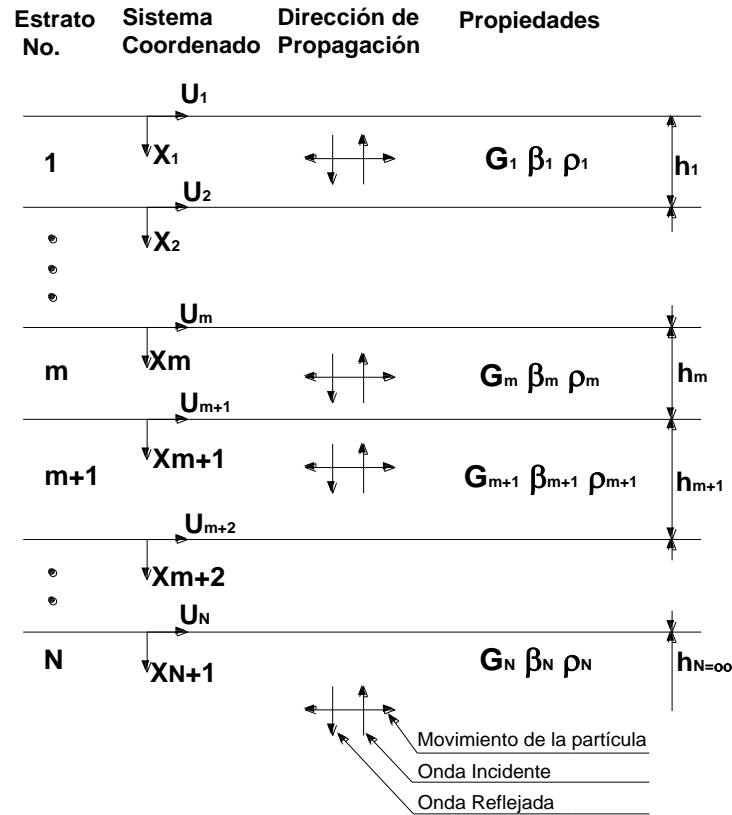


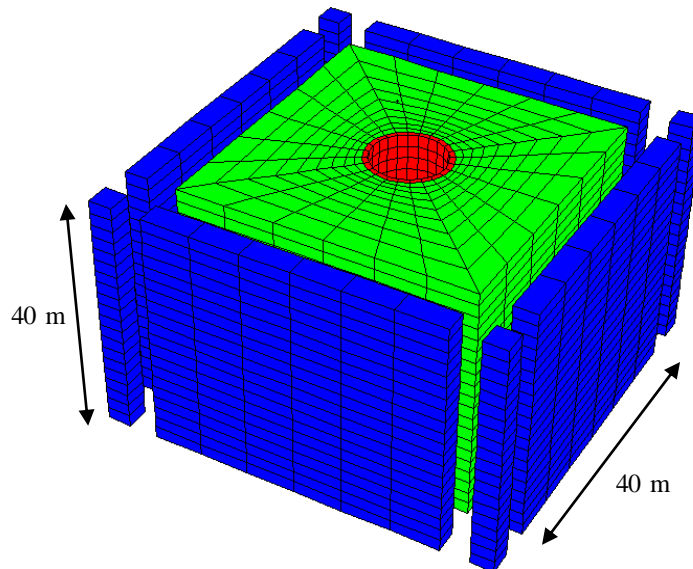
Figura 30 Sistema unidimensional

5.11. Análisis de interacción

El análisis de interacción sísmica se llevó a cabo con el programa FLAC3D, desarrollando modelos tridimensionales del sistema suelo-lumbrera. El modelo de diferencias finitas tridimensional del campo libre se calibró con los resultados obtenidos con el programa SHAKE que a su vez, ha sido validado extensamente con datos teóricos y experimentales. Las lumbreras fueron modeladas con elementos sólidos, los cuales tienen 240, 288, 336 y 384 elementos sólidos para las profundidades de 20, 24, 28 y 32 m respectivamente. La lumbrera tiene un losa de cimentación de 2m, el espesor de la pared de la lumbrera es 0.80 m. El amortiguamiento de estos elementos estructurales es del 5%. Las propiedades del concreto se muestran en la Tabla 7. La malla de FLAC^{3D} tiene un total de 6240 zonas y 6573 puntos nodales. El modelo base es un cuadrado de cuatro veces el diámetro de la lumbrera, D. La profundidad del modelo es 40 m en todos los casos (Figura 31). Se empleó el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb para representar la relación esfuerzo-deformación para suelos.

Tabla 7 Propiedades del concreto de los elementos estructurales

<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>	<i>Unidad</i>
Resistencia a los 28 días f'_c	35	MPa
Módulo de Young a los 28 días	26,000	MPa
Relación de Poisson	0.2	-

**Figura 31 Modelo FLAC3D**

5.11.1. Calibración de la respuesta de campo libre

Los modelos de $FLAC^{3D}$ se calibraron con la respuesta unidimensional obtenida con el programa SHAKE, para el modelo tridimensional se empleó el amortiguamiento tipo Raleigh, y las propiedades iteradas del modelo SHAKE. Se ajustó el amortiguamiento tipo Raleigh hasta que la respuesta en superficie fuera casi igual que la obtenida en el mismo punto con el programa SHAKE. Este proceso iterativo se realizó hasta que se calibró el modelo de campo libre del modelo tridimensional. Una comparación de las historias de aceleraciones en la superficie se muestra en la Figura 32.

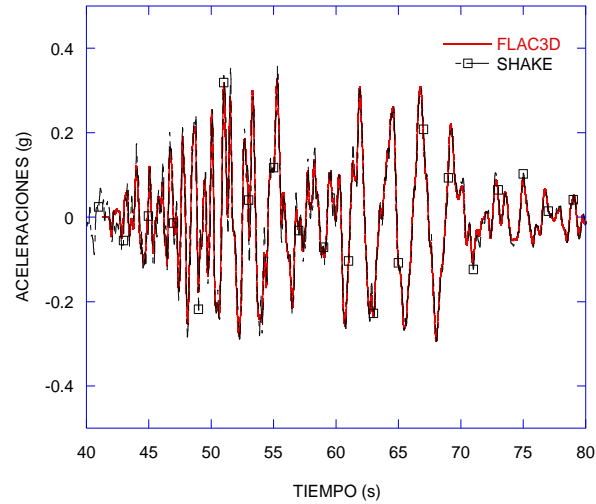


Figura 32 Comparación de las historias de aceleraciones

Continuando con la verificación del campo libre, se compararon las historias de aceleraciones y desplazamientos en cuatro profundidades diferentes. En la Figura 33 se muestran las historias de aceleraciones, la correlación que se puede observar es aceptable, aunque existen algunos puntos en donde las aceleraciones obtenidas del análisis de SHAKE son mayores.

Las historias de desplazamientos (Figura 34) muestran una correlación muy cercana, y la variación existe en algunos puntos pero es despreciable.

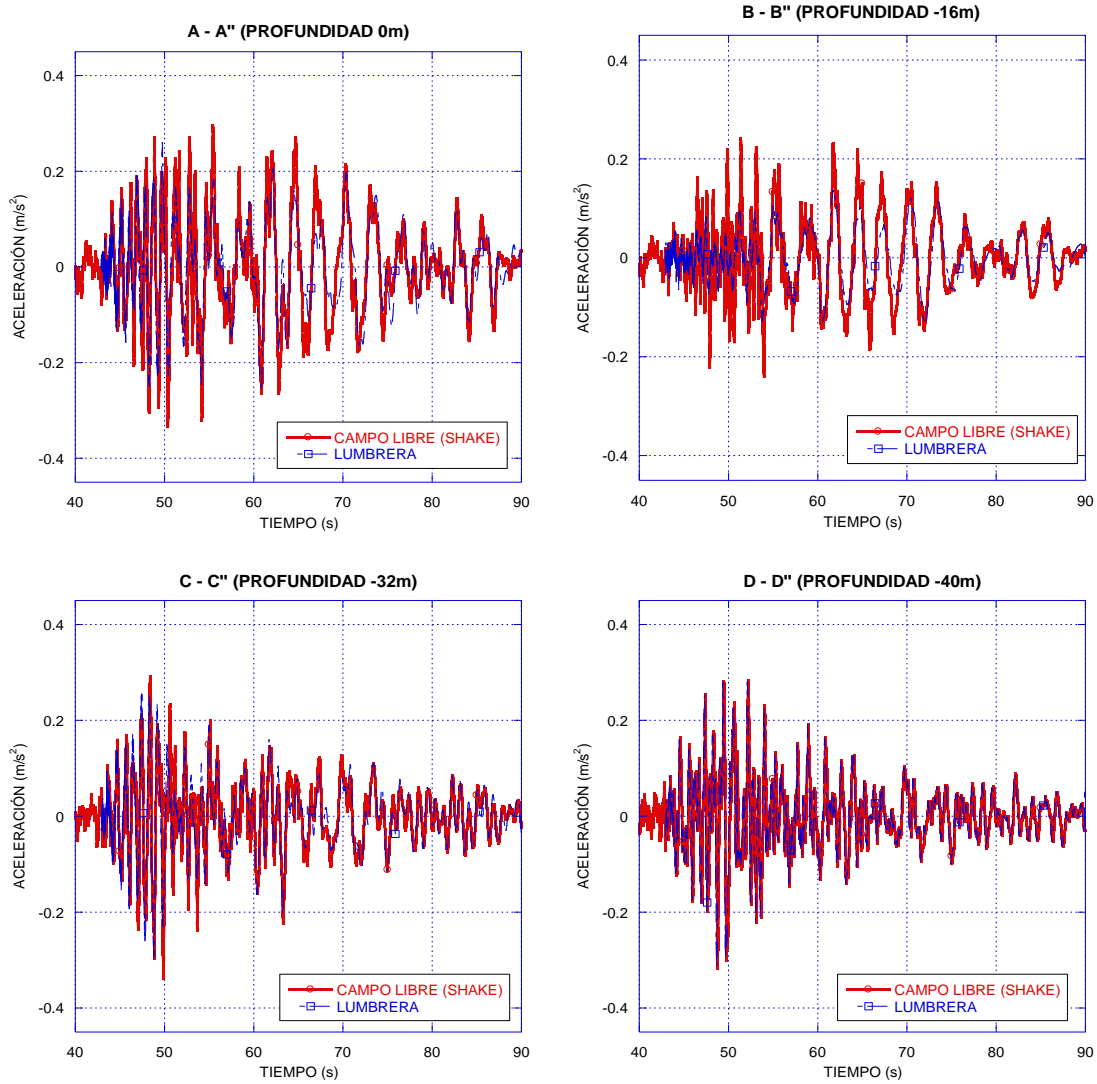


Figura 33 Historias de aceleraciones, comparación entre el FLAC^{3D} y SHAKE

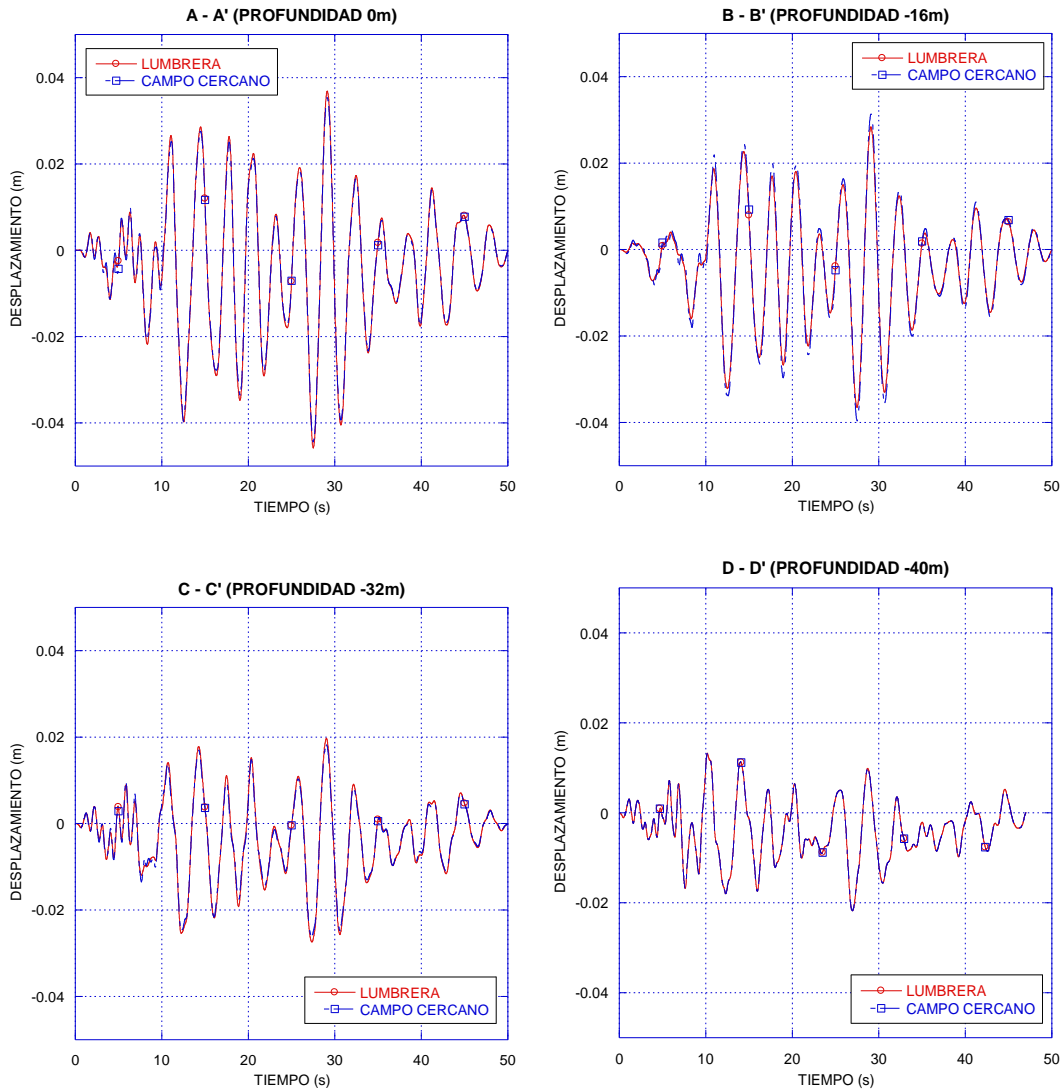


Figura 34 Historias de desplazamientos, comparación entre el FLAC3D y SHAKE

La respuesta sísmica de la lumbrera se registró en tres puntos de control a lo largo de la lumbrera, el seguimiento se realizó desde el instante en que se aplicó la excitación hasta su término. En cada elemento tipo SHELL se registraron los elementos mecánicos, historias de aceleraciones, velocidades y deformaciones. Una ilustración del modelo tridimensional de la lumbrera, así como el detalle de los elementos mecánicos tipo SHELL que constituyen la estructura se muestra en la Figura 35.

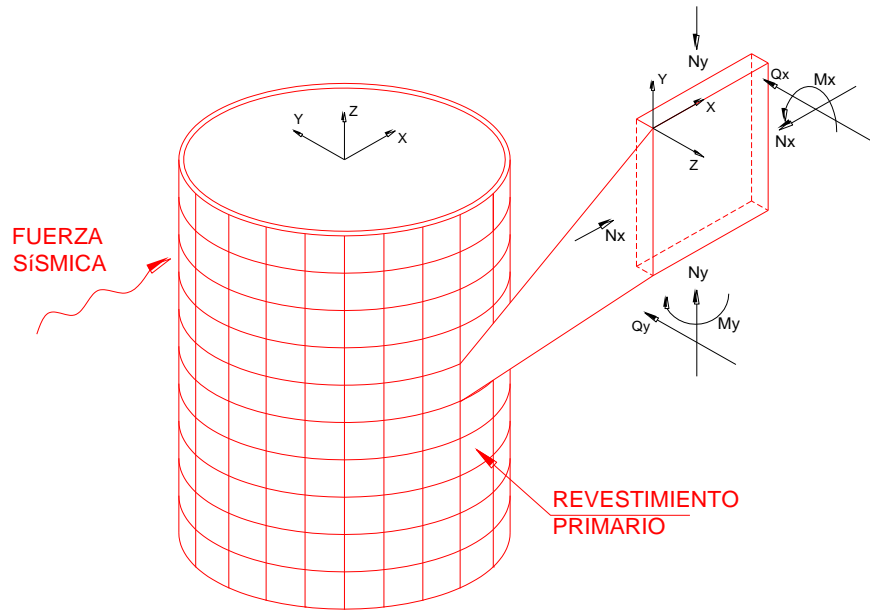


Figura 35 Elementos mecánicos en los elementos tipo SHELL

5.12. Análisis paramétrico de los casos

Para considerar la variación de la geometría y las fronteras del modelo se realizó una serie de modelos tridimensionales, en donde se varió la profundidad del depósito de suelo (H), el diámetro (D), el espesor de las paredes del muro que constituyen la lumbrera (t), y la profundidad de la lumbrera (L_d). El resumen de estos parámetros se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8 Valores de parámetros empleados

H (m)	L_d (m)	D (m)	t (m)
30	20	12	0.6
40	24	14	0.8
60	28	16	1
	32		

Los elementos tipo SHELL que constituyen los muros de la lumbrera, guardaron la evolución de los elementos mecánicos durante toda la simulación. Se observa que los esfuerzos axiales bajo condiciones estáticas son positivas, y cambia de signo, el elemento estructural cambia de tensión a compresión.

5.13. Análisis sísmico aplicando la excitación en una dirección

Los elementos mecánicos normalizados muestran las mismas tendencias para cada caso, los momentos y fuerzas cortantes son máximas cerca de la losa de cimentación. La fuerza axial es máxima al centro de la lumbrera, a partir de este punto presenta simetría de los elementos mecánicos.

El movimiento de la lumbrera es como de cuerpo rígido, y se observa en la Figura 36, los elementos mecánicos siguen manteniendo la tendencia antes descrita, los desplazamientos de las lumbreras se agrupan por profundidad y por espesor de los muros. Para esta serie de modelos que corresponde a las lumbreras que tienen el semiespacio a la profundidad de 30.00m, los valores de los elementos mecánicos son mayores que los otros dos casos.

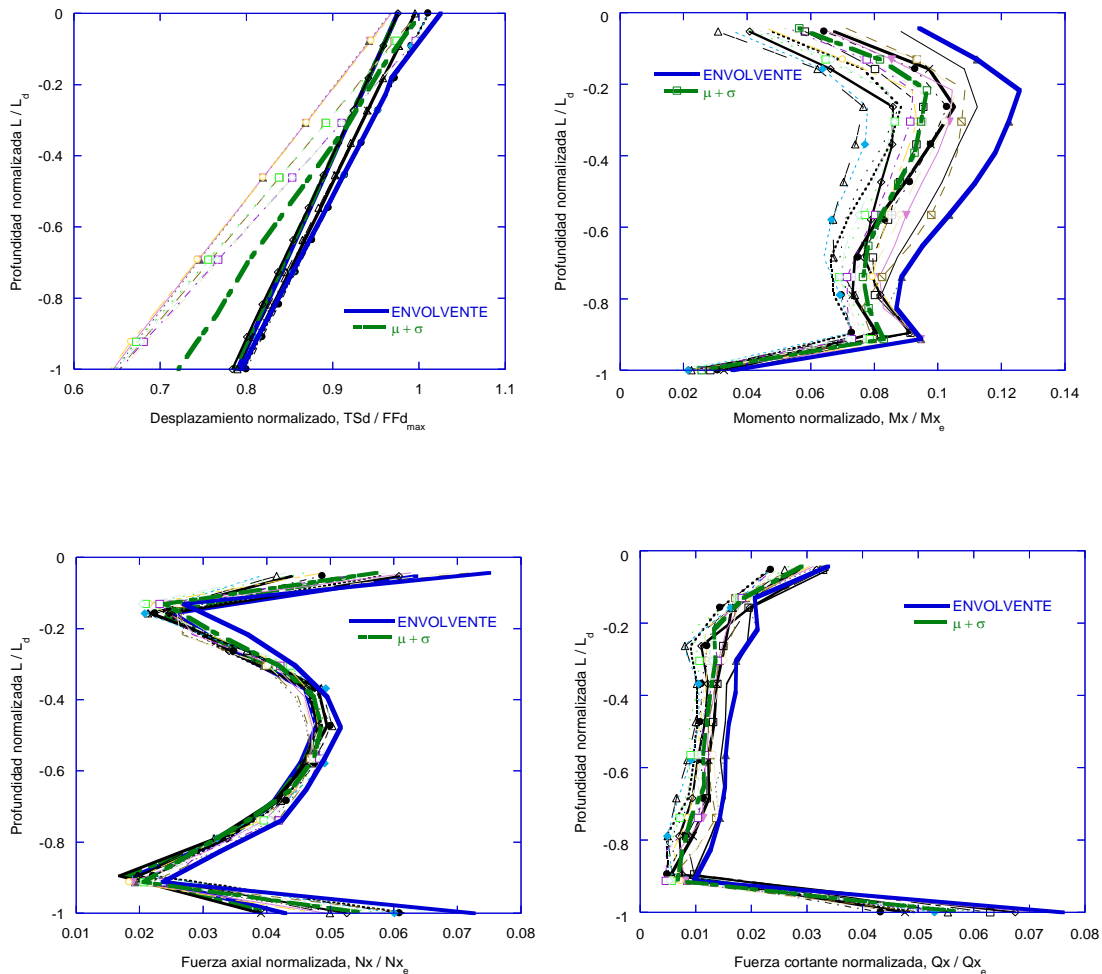


Figura 36 Envolventes de los elementos mecánicos H=30m

En la Figura 37 se observa que en la gráfica de desplazamientos se agrupan las cuatro profundidades y se aprecia una deformación a un 10% de la profundidad total de la lumbrera, los resultados tienen el semiespacio definido a 40.00m de profundidad.

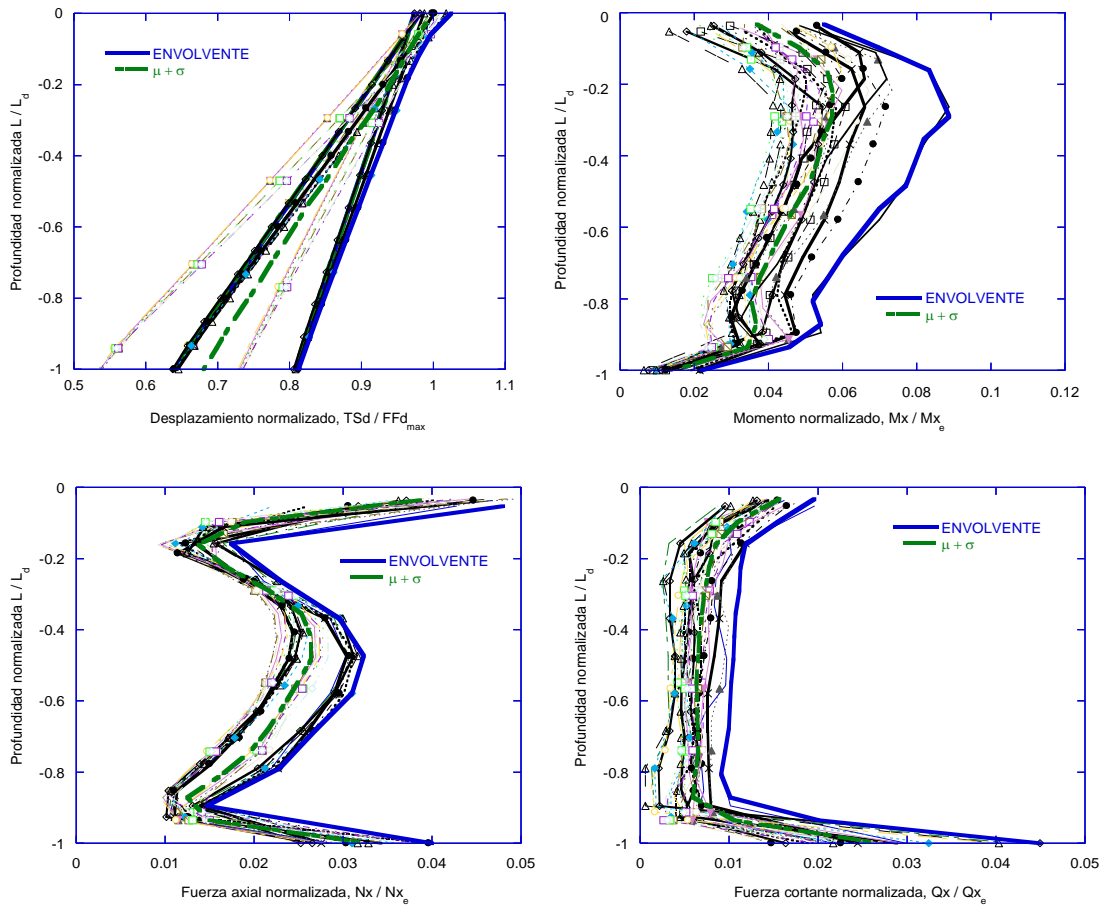


Figura 37 Envolventes de los elementos mecánicos H=40m

La Figura 38 permite visualizar los resultados para la profundidad del semiespacio a 60.00m, la gráfica de los desplazamientos muestra una deflexión importante hasta alcanzar el 50% de la profundidad total de la lumbrera. Los elementos mecánicos tienen los mismos valores que los obtenidos con el semiespacio a 40.00m mostrados en la Figura 37, con lo que la posible afectación de las fronteras absorbentes es depreciable.

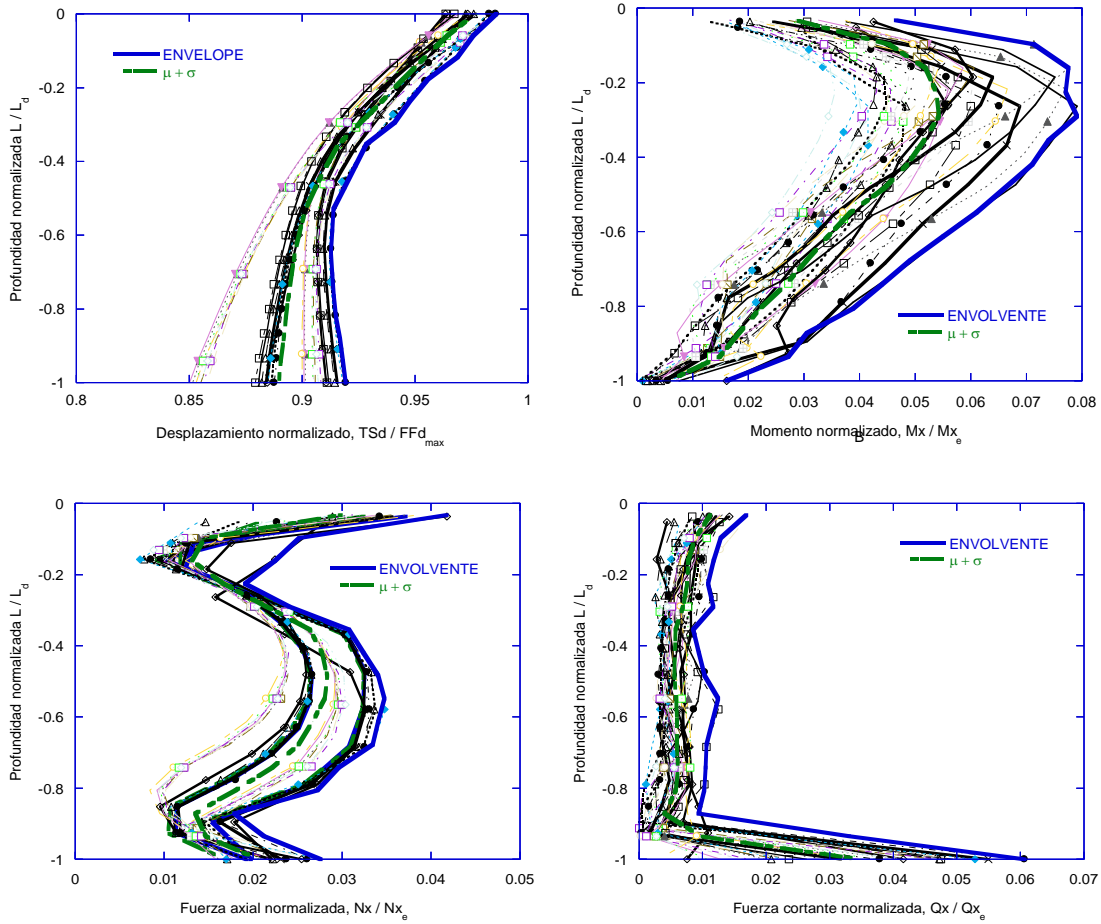


Figura 38 Envolventes de los elementos mecánicos H=60m

Las envolventes de cada serie de modelos, se muestran en la Figura 39, se observa que a menor profundidad del depósito de suelo, los elementos mecánicos son mayores. La envolvente de las deformaciones muestran como son mayores los desplazamientos de las lumbreras que encuentran embebidas en el depósito de suelo de 60.00m de profundidad Figura 40.

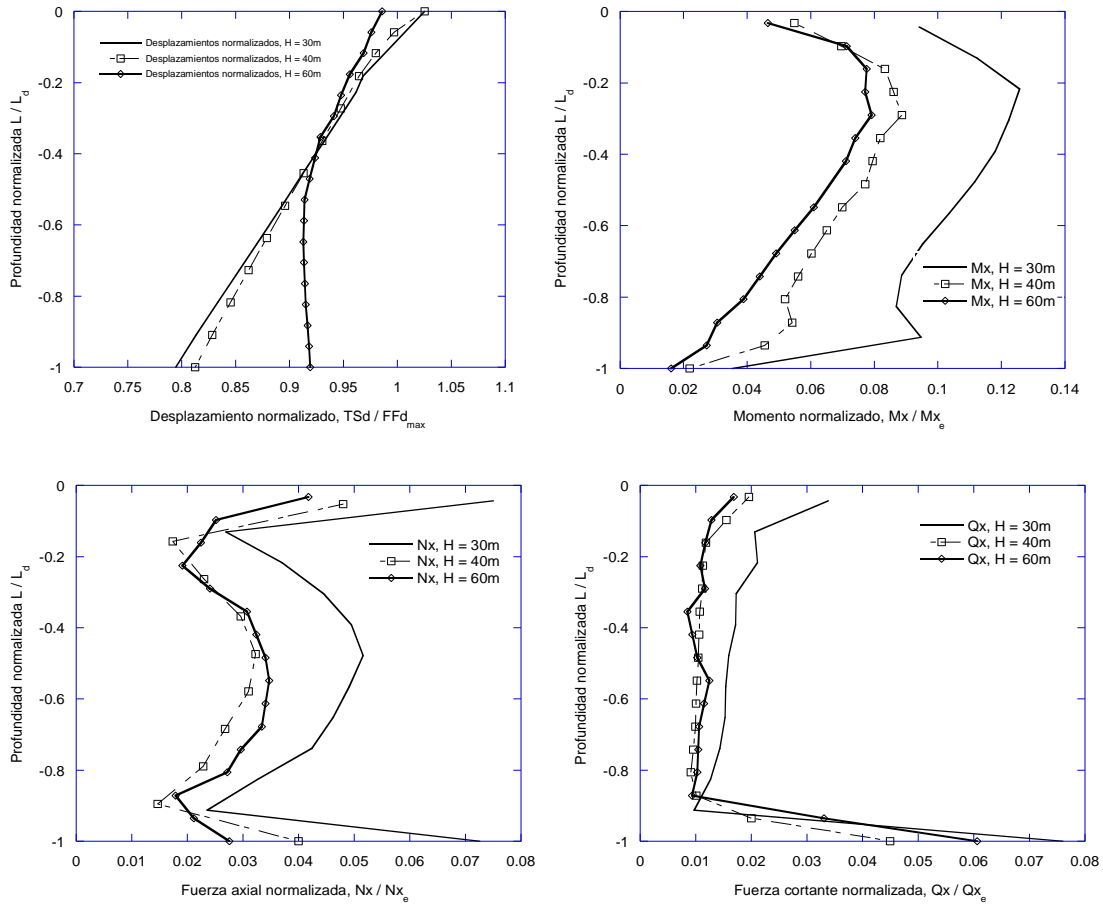


Figura 39 Comparación de las envolventes de los elementos mecánicos, para cada espesor del estrato

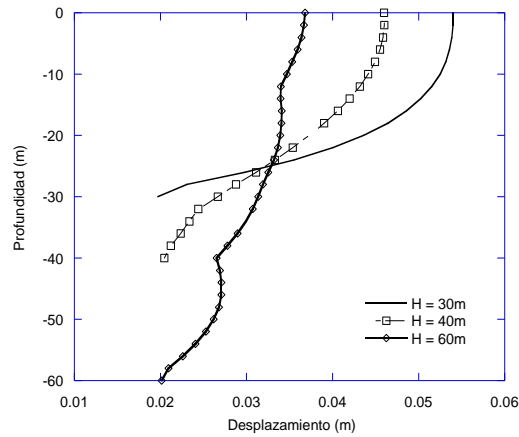


Figura 40 Comparación de las envolventes de desplazamiento del campo libre, para cada espesor del estrato

5.14. Análisis sísmico aplicando la excitación en dos direcciones

Para el análisis sísmico en dos direcciones se empleó la misma excitación que en el inciso anterior, realizando tres casos variando la excitación en dirección Y y manteniendo el 100% en dirección X.

Los desplazamientos en la dirección X son los mismos, debido a que la excitación en esta dirección es del 100% en los tres casos, como puede verse en la Figura 41 en donde los desplazamientos son los mismos. Sin embargo los momentos y fuerza axial muestran un incremento debido a la fuerza sísmica en dirección Y, mientras la fuerza cortante se puede considerar la misma.

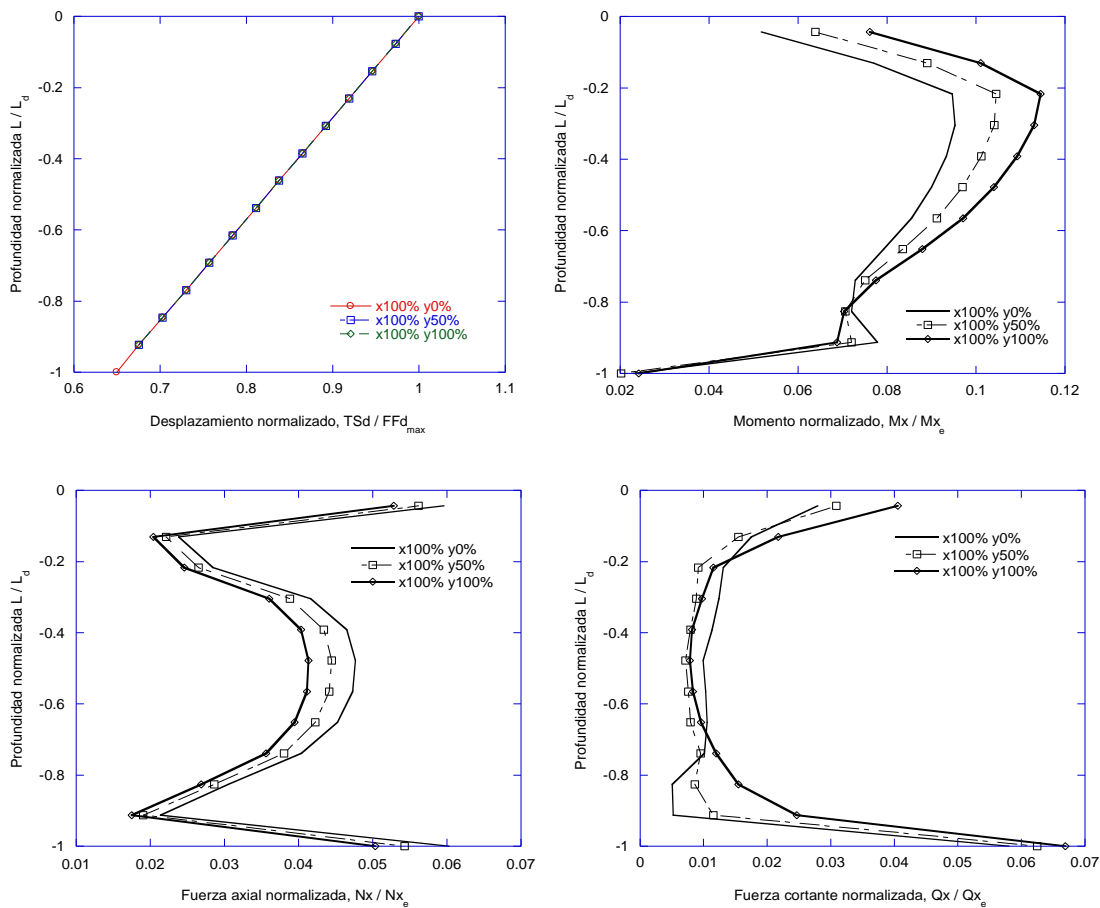


Figura 41 Envolventes de los elementos mecánicos H=40m, sismo en dos direcciones

Los desplazamientos en la dirección Y se incrementan en la misma proporción que el sismo, en la dirección X los desplazamientos se mantiene constantes, como pueden verse en los desplazamientos ilustrados en la Figura 42.

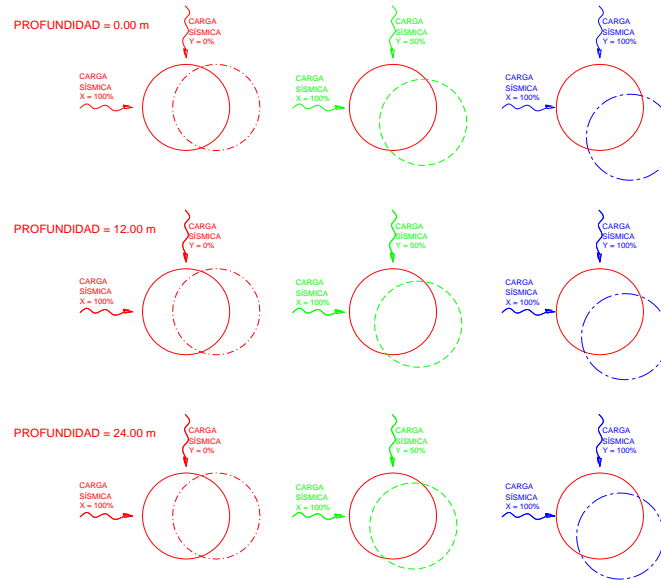


Figura 42 Desplazamientos de la lumbrera debidos a dos movimientos sísmicos

La Figura 43 muestra un corte transversal de la lumbrera, que incluye los puntos donde se registró la respuesta en términos de historias aceleraciones y desplazamientos, para el caso en que el diámetro de la lumbrera, D , fue de 12.00m, y la altura, h , 32.00m.

Las correspondientes historias de aceleraciones en la pared de la lumbrera, en el campo cercano, y en el campo libre se muestran en la Figura 44, se aprecia que el modelo está bien calibrado debido a la similitud en las aceleraciones máximas, también se puede observar que las aceleraciones en la lumbrera son menores, la historia de aceleraciones mantiene la forma de la respuesta en campo libre.

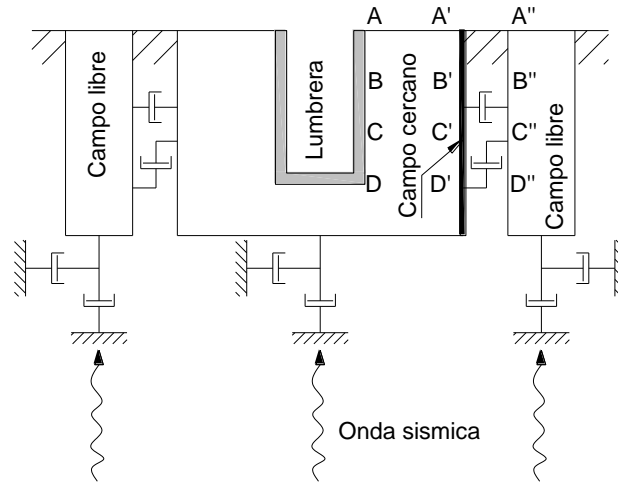


Figura 43 Diagrama esquemático del modelo de FLAC^{3D}

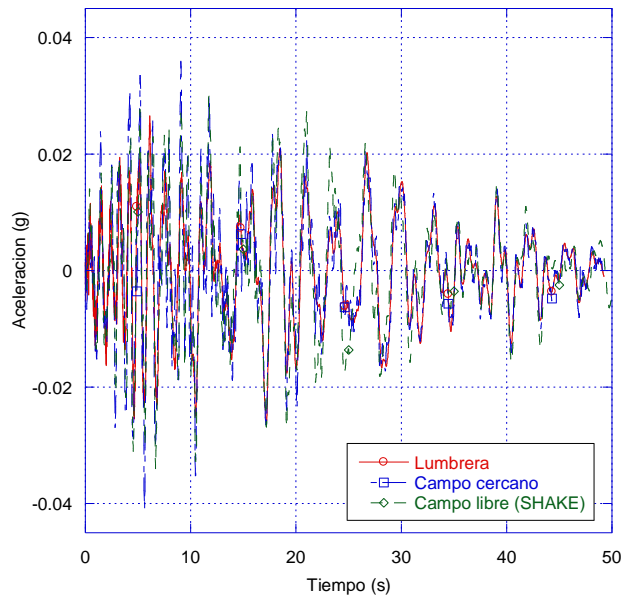


Figura 44 Historia de aceleraciones, comparación entre SHAKE, FLAC^{3D} en campo libre y FLAC^{3D} en la lumbrera

La Figura 45 y Figura 46 muestran los desplazamientos y las aceleraciones máximas calculados en la lumbrera y el campo libre para todos los casos. Como se puede observar en la Figura 45 el movimiento de la lumbrera es el de un cuerpo rígido.

La diferencia entre los movimientos del campo libre y los movimientos de la lumbrera muestran la interacción suelo estructura, y se ilustran en la Figura 46.

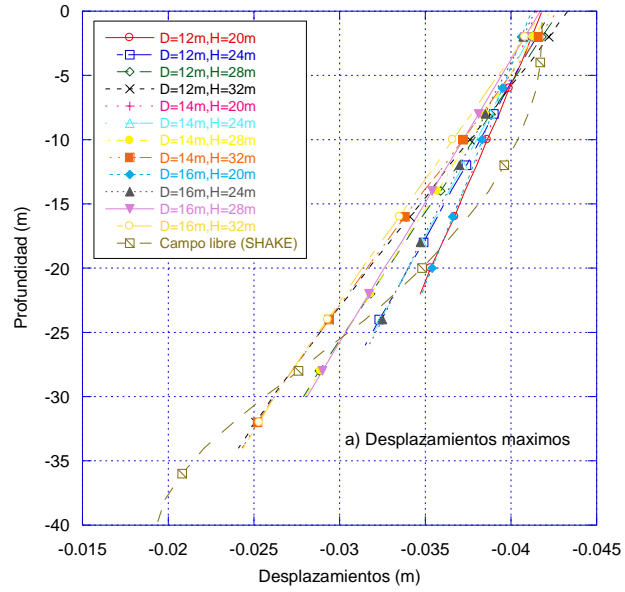


Figura 45 Desplazamientos máximos

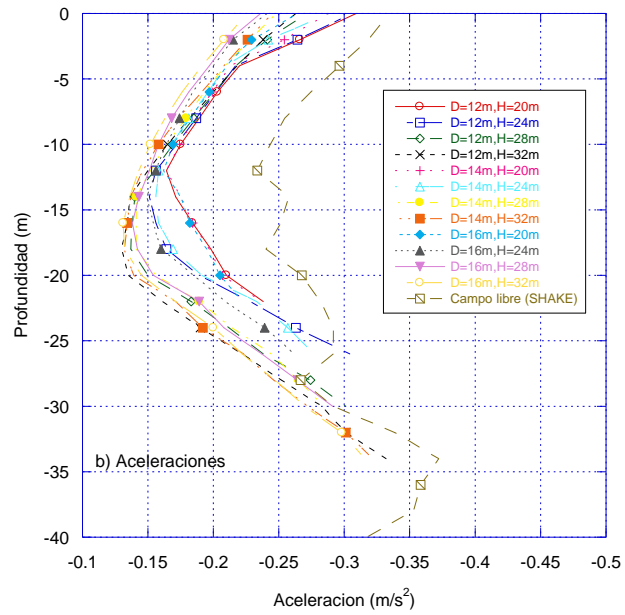


Figura 46 Aceleraciones máximas



6. CONCLUSIONES

Una evaluación adecuada de los esfuerzos inducidos por el efecto sísmico, que se desarrollan en una lumbrera durante un evento severo, es un elemento clave en el diseño de infraestructura subterránea estratégica. En particular, en depósitos de arcilla blanda se puede ver que la lumbrera se comporta como un cuerpo rígido debido a que es mayor la rigidez relativa de la estructura con respecto al suelo circundante. Movimientos relativos importantes se generan entre el suelo y la estructura, que a su vez conduce a esfuerzos en la lumbrera. El máximo esfuerzo octaédrico se presenta a una profundidad media de 0.73 veces la altura H , esta relación va desde 0.65 hasta 0.78. El desplazamiento máximo calculado total de la lumbrera para los casos analizados es de -0.043m , y se produce para una relación H/D de 2.66. La máxima tensión octaédrica calculada es 1315.52kPa y se produce para H/D de 2.0.

El modulo secante de FLAC^{3D} considera adecuadamente las propiedades tanto de la rigidez del suelo y del amortiguamiento para diferentes niveles de deformación. Se propuso un criterio de daño orientado a la práctica para lumbreras. El índice de daño (DI) se estableció como la relación entre la fuerza normal que actúa en cualquier dirección ortogonal, N , dividido por la capacidad de tensión de las paredes de la lumbrera, T , tal como se obtiene a partir del diagrama de interacción. Las curvas de fragilidad se obtuvieron en función de la aceleración máxima del terreno en roca o en un afloramiento de suelo rígido, teniendo en cuenta las incertidumbres relacionados con la definición de estados de daño, la demanda y la capacidad de los muros de concreto que forma la estructura. La aplicabilidad de las curvas de fragilidad derivados tiene algunas limitaciones, que están relacionados con los parámetros seleccionados en los modelos numéricos. Estos incluyen la profundidad del suelo (es decir, 50.00m), las propiedades de los estratos del suelo y el comportamiento histerético del suelo. Por lo tanto, las curvas de fragilidad proporcionados pueden ser utilizados para la evaluación preliminar de la vulnerabilidad de las estructuras que se encuentren en condiciones similares a las descritas en los perfiles de suelo tipo C y D.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N. A. State of the practice of seismic hazard evaluation. Proceedings of GeoEng 2000, Vol. 1, pp. 659-685.
- Allen and Hoshall, Jack R. Benjamin and Associates, and Systan Inc. 1985. An Assessment of Damage and Casualties for Six Cities in the Central United States Resulting from Earthquakes in the New Madrid Seismic Zone. Prepared for FEMA.
- Argyroudis S, Kaynia AM, Pitilakis K. Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls. Soil Dyn Earthq Eng 2013; 50: 106–16.
- Argyroudis S, Pitilakis K. Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. Soil Dyn Earthq Eng 2012; 35: 1–12.
- Bárcena, A. y Romo M. P. RADSH - Programa de computadora para analizar depósitos de suelos estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias, 1994. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Cornell, C. A. Engineering seismic risk analysis, Bulletin of the Seismological Society of America 1968; 58: 1583-1606.
- Darendeli MB, Stokoe KH. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Austin: University of Texas at Austin; 2001 Geotechnical Engineering Report GD01-1.
- Esteva, L. Criteria for the construction of spectra for seismic design, 3rd Pan-American Symposium of Structures, Caracas, Venezuela; 1967, 3-8 July.
- EUROCODE 8: Design of structures for earthquake resistance: European Committee for Standardization; The European Standard EN1998-1, Brussels, Belgium; 2004.
- Fotopoulou S, Pitilakis K. Vulnerability assessment of reinforced concrete buildings subjected to seismically triggered slow-moving earth slides. Land-slides 2013; 10 (5): 563–82.
- Gupta, I. D. The state of the art in seismic hazard analysis. Journal of Earthquake Technology 2002; Paper No. 428, Vol. 39, No. 4, December, pp. 311-346.
- HAZUS-MH: technical manuals. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science; 2004.

- Hudson, M., Idriss, I. M., y Beikae, M. QUAD4M: A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base, 1994. Center for Geotechnical Modeling, Dep. of Civil and Env. Engng, University of California, Davis.
- Idriss, I. M., Lysmer, J., Hwang, R., y Seed, H.B. QUAD4: A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures, 1973. Report No. EERC 73-16, University of California, Berkeley, CA.
- ItascaConsultingGroup. FLAC, fast lagragian analysis of continua, user's guide. Minneapolis Minnesota, USA; 2005.
- Kappos AJ, Panagopoulos G, Penelis G. A hybrid method for the vulnerability assessment of R/C and URM buildings. Bull Earthq Eng 2006; 4 (4): 391–413.
- Klügel, J. U. Seismic Hazard Analysis - Quo vadis?, Earth-Science Reviews 2008; Volume 88, Issues 1-2, May, Pages 1-32, ISSN 0012-8252.
- Lilhanand K. y Tseng W. S. Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra, 1988.Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. II, pp 819-824.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., y Seed, H.B. FLUSH: A computer program for aproximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems 1975. Report No. EERC 75-30, University of California, Berkeley, CA.
- Mayoral, J. M. y Castañon E. Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, 2014 (Spanish).
- Mayoral, J. M., Romo, M. P. y Osorio, L. Seismic parameters characterization at Texcoco lake, Mexico. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2008a; Volume 28, Issue 7, Pages 507-521, July.
- McGuire, R. K. Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: Closing the loop, Bulletin of the Seismological Society of America 1995; 85: 1275-1284.
- Nielson BG, DesRoches R. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach. Earthq Eng Struct Dyn 2007; 36: 823–39.

- Osorio, L y Mayoral, J. M. Seismic microzonation for the northeast Texcoco lake area, Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2013; Volume 48, Issue 7, Pages 252-266, Jan.
- Ovando, E. y Romo, M. P. Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono, 1991. *Revista Sismodinámica* No. 2, 107-123.
- Ovando, E., Flores-Guzman, M. y Valle, C. Small-strain dynamic characterization of clayey soil from the Texcoco Lake, Mexico, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2014; 63:1-7.
- Romeo R. y Prestininzi A.. Probabilistic versus deterministic seismic hazard analysis: an integrated approach for siting problems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2000; 20:75-84.
- Rota M, Penna A, Magenes. G. A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Eng Struct* 2010; 32: 1312-23.
- Rota M, Penna A, Strobbia CL. Processing Italian damage data to derive typological fragility curves. *Soil Dyn Earthq Eng* 2008; 28: 933-47.
- Sabetta F., Lucantoni A., Bungum H., Bommer J. J. Sensitivity of PSHA results to ground motion prediction relations and logic-tree weights. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2005; 25:317-329.
- Schnabel B, Lysmer J, y Seed HB. SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. CA: University of Berkeley; 1972 Rep. no. EERC72-12, College of Engineering.
- Seed, H. B., Dickenson, S. E., y Mok, C. M. Recent lessons regarding seismic response analysis of soft and deep clay sites, 1993. *Seminar Proc., Seismic design and retrofit of bridges*, U.C. Berkeley, EERC, Caltrans, June.
- Seed, H. B., Idriss, M. I. y Arango, I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1983; ASCE 109(3): pp 458-82.
- SYNER-G: Systemic seismic vulnerability and risk analysis for buildings, lifeline networks and infrastructures safety gain. In: Pitilakis K, Crowley H, Kaynia A, editors.

- Geotechnical, geological and earthquake engineering, 27. The Netherlands: Springer; 2014 <http://dx.doi.org/10.1007/978-94-007-7872-6>.
- SYNER-G: typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk. In: Pitilakis K, Crowley H, Kaynia A, editors. Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities. Geotechnical, geological and earthquake engineering, 27. Switzerland: Springer International Publishing; 2014.
- Tarque N, Crowley H, Pinho R, Varum H. Displacement-based fragility curves for seismic assessment of adobe buildings in Cusco, Peru. *Earthq Spectra* 2012; 28 (2): 759–94.
- Trifunac, M. D. y Lee, V. W. Direct Empirical Scaling of Response Spectral Amplitudes from Various Site and Earthquake Parameters. Report NUREC/CR 4903. U.S. Nuclear Regulatory Commission 1, 1987; 341 pp.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Procedimiento para derivar numéricamente las curvas de fragilidad de una lumbrera.....	3
Figura 2 Curvas de degradación y amortiguamiento usadas en el análisis.....	5
Figura 3 Perfiles de suelo tipo C y D de acuerdo al Eurocodigo 8.....	6
Figura 4 Espectros de respuesta normalizados	8
Figura 5 Sección transversal del muro.....	9
Figura 6 Comparación de las historias de aceleraciones obtenidas con SHAKE y FLAC ^{3D}	10
Figura 7 Curvas de degradación y amortiguamiento ajustadas con el modulo secante.....	11
Figura 8 Sistema global de referencia y diagrama de los elementos mecánicos	12
Figura 9 Valores máximos de desplazamiento y elementos mecánicos, normalizados.....	13
Figura 10 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Kocaeli	14
Figura 11 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Montenegro	15
Figura 12 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Umbria.....	16
Figura 13 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Maule	17
Figura 14 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Honshu	18
Figura 15 Valores máximos de elementos mecánicos, para el sismo de Michoacán	19
Figura 16 Diagrama de interacción de los muros y fuerzas sísmicas	20
Figura 17 Variación del $DI_M = M / M_r$ y $DI_N = N / T$ con PGA_{roca}	21
Figura 18 Evolución del índice de daño, DI con respecto a la PGA_{roca}	23
Figura 19 Variación de la PGA_{ff} con respecto de la PGA_{roca}	24
Figura 20 Curvas de fragilidad para lumbreras en función de PGA_{roca}	25
Figura 21 Localización del área de estudio.....	27
Figura 22 Curvas de degradación y amortiguamiento usadas en el análisis.....	28
Figura 23 Perfil genérico de velocidades de onda de cortante Down-hole.....	30
Figura 24 Determinación de un espectro de peligro uniforme	32
Figura 25 EPU estación TXCR.....	33
Figura 26 Historia de aceleraciones del sismo semilla	36
Figura 27 Acelerograma sintético del espectro de ajuste.....	37
Figura 28 Espectro de respuesta del acelerograma sintético	37
Figura 29 Nomenclatura de respuesta de sitio.....	38
Figura 30 Sistema unidimensional	39
Figura 31 Modelo FLAC3D	40
Figura 32 Comparación de las historias de aceleraciones	41
Figura 33 Historias de aceleraciones, comparación entre el FLAC ^{3D} y SHAKE.....	42
Figura 34 Historias de desplazamientos, comparación entre el FLAC3D y SHAKE	43
Figura 35 Elementos mecánicos en los elementos tipo SHELL.....	44
Figura 36 Envoltentes de los elementos mecánicos H=30m	45
Figura 37 Envoltentes de los elementos mecánicos H=40m	46
Figura 38 Envoltentes de los elementos mecánicos H=60m	47
Figura 39 Comparación de las envoltentes de los elementos mecánicos.....	48
Figura 40 Comparación de las envoltentes de desplazamiento del campo libre.....	48

Figura 41 Envolventes de los elementos mecánicos H=40m, sismo en dos direcciones.....	49
Figura 42 Desplazamientos de la lumbrera debidos a dos movimientos sísmicos.....	50
Figura 43 Diagrama esquemático del modelo de FLAC ^{3D}	51
Figura 44 Historia de aceleraciones, comparación entre SHAKE, FLAC ^{3D} en campo libre y FLAC ^{3D}	51
Figura 45 Desplazamientos máximos	52
Figura 46 Aceleraciones máximas.....	52

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Sismos registrados.....	7
Tabla 2 Propiedades del concreto.....	10
Tabla 3 Estados de daño	21
Tabla 4 Parametros estimados de las curvas de fragilidad	25
Tabla 5 Valores de N_{kh} y η	29
Tabla 6 Métodos de análisis de peligro sísmico (Klüegel, 2008)	31
Tabla 7 Propiedades del concreto de los elementos estructurales	40
Tabla 8 Valores de parámetros empleados.....	44

NOMENCLATURA

τ_{oct} esfuerzo octaédrico, en

σ_1 , σ_2 y σ_3 esfuerzos principales, en

H profundidad de la lumbrera, en m.

D diámetro de la lumbrera, en m.

t espesor de las paredes del muro de la lumbrera, en m.

Ld profundidad del depósito de suelo, en m.

Ms magnitud, adimensional.

ω_i frecuencia, en rad/s.

β_k amortiguamiento, en

t_i tiempo en que se produce el espectro de respuesta, en s.

σ' efectos de la presión de confinamiento

IP el índice de plasticidad

OCR el grado de preconsolidación

f la frecuencia de la carga

N número de ciclos de carga

V_s Velocidad de onda de corte, m/s,

q_c Resistencia de punta obtenida de la prueba de cono eléctrico (CPT), t/m^2 ,

γ_s Peso volumétrico de la muestra, t/m^3 , y

N_{kh} y η son parámetros que dependen del tipo de suelo, los cuales se determinaron para las condiciones particulares del sitio.



ANEXO ARTICULOS