



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A
PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
RICARDO GUERRERO MORALES

TUTOR
DR. HÉCTOR RAÚL AGUILAR BECERRIL
FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

Ciudad Universitaria, CD. MX., Mayo 2024



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN

Secretario: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

1er. Vocal: DR. HÉCTOR RAÚL AGUILAR BECERRIL

2do. Vocal: DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

3er. Vocal: DR. MIGUEL ÁNGEL MÁNICA MALCOM

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: POSGRADO EN INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. HECTOR RAÚL AGUILAR BECERRIL

FIRMA

RESUMEN

El análisis de respuesta sísmica de sitio permite determinar la reacción, generalmente en superficie, de un depósito de suelo ante una excitación dinámica en su basamento. Con ello, a partir de la construcción de espectros que expresan la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad sujetos a movimientos representados por historias de tiempo, en conjunto con las características de la estructura en estudio, se determina el conjunto de esfuerzos dinámicos y deformaciones útiles para la solución de problemas de ingeniería.

Es posible ejecutar análisis de respuesta sísmica unidimensional (1D), bidimensional (2D) o tridimensional (3D), su elección dependerá de las características estratigráficas en el sitio y de las componentes de movimiento asociadas a la propagación de ondas. Los métodos de elementos finitos y diferencias finitas son especialmente adecuados para generar análisis dinámicos en 1D, 2D o 3D, con la ventaja de incorporar el comportamiento no lineal del suelo u otros procesos que afectan la respuesta de sitio.

El desarrollo de este trabajo de investigación se fundamentó en tres objetivos principales. El primero consistió en determinar la respuesta sísmica de un depósito de suelo con modelación numérica. El segundo objetivo se basó en analizar el cambio en la respuesta debido al comportamiento no lineal del suelo. Finalmente, el tercer objetivo consistió en evaluar la modificación de la respuesta sísmica debido al fenómeno de hundimiento regional.

Con el fin de proporcionar al lector las bases necesarias para comprender los aspectos involucrados en los análisis numéricos desarrollados, se presenta en los primeros capítulos un panorama general referente a la transmisión de ondas, las propiedades dinámicas y características del suelo que rigen su comportamiento ante cargas cíclicas y efectos de no linealidad.

En la parte principal de esta tesis, se desarrolla e implementa una metodología para el análisis de respuesta de sitio empleando el modelo constitutivo Hardening Soil Small, en el software de elemento finito Plaxis 2D. El modelo fue calibrado a partir de espectros de respuesta elásticos. Posteriormente, se estudió el efecto de la no linealidad del suelo a partir de una familia de curvas G vs. γ y ξ vs. γ , construidas por medios analíticos. De manera simultánea, se consideró el abatimiento de la presión de poro por etapas y se analizó el cambio en el periodo de vibración fundamental del suelo, asociado al fenómeno de hundimiento regional.

Finalmente, se brindan conclusiones y recomendaciones de los análisis efectuados. De ellas se destaca el diferencial entre la máxima ordenada espectral obtenida a partir de aproximaciones elásticas y las que consideran efectos de no linealidad en el suelo. Además, se presenta una relación de cambio no lineal en el periodo fundamental de vibración del suelo, por efectos de hundimiento regional.

ABSTRACT

Site response analysis makes it possible to determine the reaction, generally at the surface, of a soil deposit due to a dynamic excitation on bedrock. Based on the construction of response spectra expressing the maximum response of one degree of freedom oscillators subject to movements represented by time histories, together with the characteristics of the structure under study, the set of dynamic stresses and deformations useful for the solution of engineering problems is determined.

It is possible to perform one-dimensional (1D), two-dimensional (2D) or three-dimensional (3D) seismic response analyses, the choice of which will depend on the stratigraphic characteristics at the site and the motion components associated with wave propagation. Finite element and finite difference methods are particularly suitable for generating dynamic analyses in 1D, 2D or 3D, with the advantage of incorporating nonlinear soil behavior or other processes that affect the site response.

The development of this research work was based on three main objectives. The first was to determine the seismic response of a soil deposit with numerical modeling. The second objective was based on analyzing the change in the response due to the nonlinear behavior of the soil. Finally, the third objective consisted of evaluating the modification of the seismic response due to the regional subsidence phenomenon.

In order to provide the reader with the necessary basis to understand the aspects involved in the numerical analyses developed, the first chapters present an overview of wave transmission, dynamic properties and characteristics of the soil that govern its behavior under cyclic loading and nonlinearity effects.

In the main part of this research work, a methodology for site response analysis using the Hardening Soil Small constitutive model is developed and implemented in the finite element software Plaxis 2D. The model was calibrated from elastic response spectra. Subsequently, the effect of nonlinearity was studied using a family of curves G vs. γ and ξ vs. γ , constructed by analytical methods. Simultaneously, pore pressure abatement stages were used and the change in the fundamental vibration period of the soil, associated to the regional subsidence phenomenon, was analyzed.

Finally, conclusions and recommendations of the analyses performed are given. Of these, the differential between the maximum spectral ordinate obtained from elastic approximations and those that consider nonlinearity effects in the soil is highlighted. In addition, a relationship of nonlinear change in the fundamental period of soil vibration, due to regional subsidence effects, is presented.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por el regalo de la vida y las múltiples bendiciones recibidas día con día.

A mi familia, quienes son mi motor y fuente de inspiración, a mis padres Blanca y Enrique, a mis hermanos Andrés, Cristian y a Jinni por sus constantes ánimos, cariño y apoyo incondicional.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por otorgarme la oportunidad de realizar mis estudios de posgrado.

A mis profesores del Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería Civil, Geotecnia, cuyas enseñanzas contribuyeron en mi desarrollo profesional.

Al Dr. Héctor Raúl Aguilar Becerril, por brindarme su confianza, orientación y apoyo durante la elaboración de esta tesis.

A mis sinodales el Dr. Osvaldo Flores Castellón, el Dr. Eduardo Botero Jaramillo, la Dra. Alexandra Ossa López y al Dr. Miguel Ángel Mánica Malcom, por el tiempo invertido en la revisión de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnología (CONAHCYT) por la beca otorgada para realizar mis estudios de maestría.

A la empresa Sísmica de Suelos por la información y los medios proporcionados para el desarrollo de los análisis ejecutados.

A todos mis amigos y compañeros de generación del Posgrado en Ingeniería, en especial a Viviana y Kenia, por el tiempo, las risas y convivencia que hicieron mi estancia en el posgrado mucho más amena.

A todos mis amigos y compañeros en Sísmica de Suelos, por recibirme y orientarme ante las dudas surgidas durante el desarrollo de este trabajo.

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos y alcances	3
1.3 Contenido y organización de la tesis.....	3
2 ASPECTOS GENERALES DE GEOLOGÍA Y SISMOLOGÍA EN LA REPÚBLICA MEXICANA	5
2.1 Tectónica de placas	5
2.1 Fallas.....	7
2.2 Aspectos sismológicos de la República Mexicana	8
3 PROPAGACIÓN DE ONDAS EN GEO MATERIALES	11
3.1 Determinación de velocidades de onda	13
3.2 Determinación de periodos de vibración característicos	16
4 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN... 20	
4.1 Módulo de rigidez a bajas deformaciones	21
4.2 Relación de amortiguamiento a bajas deformaciones.....	24
4.3 Determinación de propiedades dinámicas	26
4.3.1 Pruebas de campo.....	27
4.3.2 Correlaciones a partir de exploración geotécnica	36
4.3.3 Pruebas de laboratorio	37
5 INFLUENCIA DE γ EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO	42
5.1.1 Dependencia $G - \gamma$	44
5.1.2 Dependencia $\xi - \gamma$	46
5.2 Modelos analíticos de no linealidad en suelos.	46
6 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO 50	
6.1 Metodología de Trabajo	51
6.2 Caso práctico	53
6.2.1 Estratigrafía	54
6.2.2 Propiedades mecánicas y dinámicas del suelo	56
6.2.3 Presión de agua en el subsuelo.....	58
6.3 Análisis lineal y lineal equivalente	61

6.4	Movimiento de entrada.....	63
6.5	Modelado numérico.....	64
6.5.1	Modelización del caso en estudio.....	65
6.5.2	Solución de un modelo elástico lineal.....	68
6.5.3	Hardening Soil Small.....	69
6.6	Modificación de la respuesta sísmica con el tiempo.....	75
7	PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	82
7.1	Comportamiento no lineal del suelo.....	82
7.2	Espectros de respuesta.....	84
7.2.1	Espectros de respuesta JMI.....	84
7.2.2	Espectros de respuesta SCT.....	89
7.3	Influencia del hundimiento regional.....	98
8	CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES.....	103
8.1	Conclusiones.....	103
8.2	Recomendaciones y sugerencias.....	104
	REFERENCIAS.....	106

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Placas tectónicas por continente (Servicio Geológico Mexicano).	5
Figura 2.2 Bordes de Placa (Modificada de Kramer, 1996).....	6
Figura 2.3 Tipos de falla (Modificado de Betbeder, 2008).....	7
Figura 2.4 Tectónica general del sureste mexicano, velocidades de movimiento de placas (Modificada de Pardo y Suárez, 1995).....	9
Figura 2.5 Regionalización Sísmica de la República Mexicana. (Modificado de CFE, 2015.)	10
Figura 3.1 Propagación de onda Primaria, P (Modificada de Kramer, 1996).	11
Figura 3.2 Propagación de onda Secundaria, (Modificada de Kramer, 1996).	12
Figura 3.3 Propagación de ondas Rayleigh (Modificada de Kramer, 1996).	12
Figura 3.4 Elemento en el medio continuo sujeto a un estado de esfuerzos	13
Figura 3.5 Variación de K con respecto a la relación de Poisson.	15
Figura 3.6 Relación de velocidades por incremento de la relación de Poisson.....	16
Figura 3.7 Perturbación de tipo armónica.	17
Figura 3.8 Matriz global de un medio estratificado	19
Figura 4.1 Ciclos de histéresis (Jaime, 1987).....	20
Figura 4.2 Pruebas de campo y laboratorio para la determinación de propiedades dinámicas (Modificado de Jaime, 1980 y Suárez, 2016).	26
Figura 4.3 Pruebas en pozos (Jaime, 1987).....	28
Figura 4.4 Tiempo de arribo de ondas (Modificado de ASTM D 7400)	28
Figura 4.5 Gráfico tiempo de traslado vs. profundidad para una prueba Down-Hole. (Kramer, 1996).	29
Figura 4.6 Método de refracción (Jaime, 1980).....	30
Figura 4.7 Equipo de sonda suspendida (CFE, 2015).....	31
Figura 4.8 Visualización del arribo de ondas durante ensaye de sonda suspendida con y sin ademe (Flores, O. Flores, comunicación personal, 28 de marzo de 2024)	32
Figura 4.9 Configuración típica de equipo en prueba de análisis espectral de ondas de superficie, SASW.	34
Figura 4.10 Curvas de respuesta bajo vibración forzada (Flores, 2008)	38
Figura 4.11 Transductores en el equipo triaxial cíclico (Flores, 2008)	39
Figura 5.1 Dependencia de la degradación del módulo de rigidez con la plasticidad (Vucetic y Dobry, 1991).	42

Figura 5.2 Puntos de inflexión de las relaciones $G/G_{máx-\gamma}$ y $\xi-\gamma$ (González y Romo, 2011).	47
Figura 5.3 Parámetros del modelo tipo masa (Romo, 1995).	48
Figura 5.4 Comparativa en la determinación del comportamiento no lineal del suelo a partir de soluciones analíticas y ensayos de laboratorio	49
Figura 5.5 Dependencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento no lineal de suelos de baja plasticidad	49
Figura 6.1 Metodología general para la ejecución de análisis de respuesta	52
Figura 6.2 Ubicación de casos de estudio en mapa de zonificación geotécnica (NTC-DCC, 2017)	53
Figura 6.3 Perfil estratigráfico del sitio JMI (SDS, 2022)	54
Figura 6.4 Perfil estratigráfico del sitio STC en el año 2000 (adaptado de Franco, 2002, Martínez, 2017).	55
Figura 6.5 Propiedades dinámicas determinadas en el sitio JMI (SDS, 2022)	57
Figura 6.6 Propiedades dinámicas determinadas en el sitio SCT en el año 2000 (adaptada de Franco., 2002)	59
Figura 6.7 Condiciones piezométricas en los casos de estudio	60
Figura 6.8 Relación de abatimiento de presión de poro a diferentes tiempos y profundidades (adaptado de Ovando, et al., 2007)	60
Figura 6.9 Representación de un análisis de respuesta lineal.	61
Figura 6.10 Comparativa de análisis lineal equivalente empleando los software Strata-SHAKE 91	63
Figura 6.11 Movimientos de entrada para el análisis de respuesta de sitio	64
Figura 6.12 Metodología general para la construcción del modelo numérico en comportamiento lineal	65
Figura 6.13 Comparativa de análisis elástico lineal Strata-PLAXIS 2D.	68
Figura 6.14 Representación de las superficies de fluencia para el modelo Hardening Soil en el espacio de esfuerzos principales (Bentley, 2022)	69
Figura 6.15 Aplicabilidad del modelo Hardening Soil Small (Tatsukoa, 1991)	72
Figura 6.16 Metodología general para la construcción del modelo numérico en comportamiento no lineal con endurecimiento	74
Figura 6.17 Cambio en propiedades dinámicas y respuesta sísmica en las cercanías de la Alameda Central	76
Figura 6.18 Cambio en propiedades dinámicas del sitio SCT para el periodo 1987-2000 (adaptado de Jamie et al., 1987 y Franco, 2002)	77

Figura 6.19 Modificación de la respuesta sísmica en el sitio SCT debida al proceso de hundimiento regional (Ovando et al., 2007).....	78
Figura 6.20 Cambio en la piezometría del sitio SCT	79
Figura 6.21 Comparativa entre espectros de respuesta dependiente del estado de esfuerzos en la masa de suelo para el sitio SCT-1987	80
Figura 6.22 Velocidad aproximada de hundimiento regional (NTC-DCC, 2023) ...	80
Figura 6.23 Aportación de capas del subsuelo de la Ciudad de México al hundimiento regional (Santoyo et al., 2005).....	81
Figura 7.1 Familia de curvas que caracterizan el comportamiento no lineal del suelo para el sitio JMI	83
Figura 7.2 Familia de curvas que caracterizan el comportamiento no lineal del suelo para el sitio SCT.....	83
Figura 7.3 Análisis de respuesta sitio JMI durante el sismo de 19/09/1985	86
Figura 7.4 Análisis de respuesta sitio JMI durante el sismo de 19/09/2017	87
Figura 7.5 Análisis de respuesta sitio JMI durante el sismo de 19/07/2018	88
Figura 7.6 Análisis de respuesta sitio SCT durante el sismo de 19/09/1985.....	90
Figura 7.7 Análisis de respuesta sitio SCT durante el sismo de 19/09/2017.....	91
Figura 7.8 Análisis de respuesta sitio SCT durante el sismo de 19/07/2018.....	92
Figura 7.9 Puntos de fluencia en modelo HS Small.	93
Figura 7.10 Movimientos de entrada empleados para la comprobación de los resultados obtenidos	94
Figura 7.11 Comparativa entre espectro de respuesta medido en superficie y el obtenido empleando el modelo numérico construido para el sitio SCT	95
Figura 7.12 Comparativa entre espectro de respuesta medido en superficie y el obtenido empleando el modelo numérico construido para el sitio JMI	95
Figura 7.13 Familia de curvas que caracterizan el comportamiento no lineal del suelo para el sitio SCT 1987	96
Figura 7.14 Análisis de respuesta en sitio SCT, 1987.....	97
Figura 7.15 Comparativa entre espectros de respuesta en SCT-1987	98
Figura 7.16 Asentamiento asociado al proceso de consolidación regional en el sitio SCT	100
Figura 7.17 Cambio en el espectro de respuesta del sitio SCT asociado a un proceso de hundimiento regional	101
Figura 7.18 Puntos de fluencia y endurecimiento en modelo HS Small post consolidación.....	102

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Ecuaciones características de un elemento en un medio elástico continuo.	14
Tabla 4.1 Relaciones empíricas para la obtención de V_s basadas en pruebas SPT y CPT (Walr et al., 2012).....	36
Tabla 4.2 Relaciones empíricas para la obtención de $G_{máx}$ basadas en pruebas de campo (Suárez, 2016).....	37
Tabla 6.1 Leyes de atenuación	51
Tabla 6.2 Propiedades índice y mecánicas establecidas para el sitio JMI (SDS, 2022)	56
Tabla 6.3 Propiedades índice y mecánicas establecidas para el sitio SCT en el año 2000 (Franco, 2002).....	58
Tabla 6.4 Sismos seleccionados para el análisis de respuesta de sitio	63
Tabla 6.5 Parámetros del modelo Hardening Soil (Bentley, 2022).....	69
Tabla 6.6 Parámetros adicionales del modelo HS Small (Bentley, 2022)	72
Tabla 7.1 Parámetros que definen la no linealidad del suelo en el sitio JMI	82
Tabla 7.2 Parámetros que definen la no linealidad del suelo en el sitio SCT	82
Tabla 7.3 Sismos seleccionados para la comprobación de los resultados obtenidos	94
Tabla 7.4 Parámetros que definen la no linealidad del suelo en el sitio SCT (1987)	96
Tabla 7.5 Cambio en el periodo fundamental del suelo en SCT por hundimiento regional	99
Tabla 7.6 Relación de cambio en el periodo fundamental del suelo en SCT posterior al proceso de consolidación	100

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

A lo largo de la historia, la humanidad ha sido testigo de múltiples catástrofes ocasionadas por sismos. Es imposible predecir su ocurrencia (fecha, foco, magnitud); sin embargo, a través del cumplimiento y la mejora continua de normativas, es posible mitigar los efectos de los movimientos telúricos, disminuyendo así la probabilidad de pérdida de bienes o vidas humanas. Zonas de alta sismicidad en nuestro país, presencia de suelos que producen efectos de amplificación de ondas, suelos granulares con potencial de licuación, son algunas de las condiciones por las que es necesario ejecutar un análisis del comportamiento del suelo sujeto a cargas dinámicas.

En estos casos el comportamiento de los suelos es gobernado por sus propiedades dinámicas, como son el módulo de rigidez al corte (G), el amortiguamiento (ξ), la relación de Poisson (ν) y su densidad (ρ). Estas propiedades se determinan a partir de un conjunto de pruebas de campo, de baja deformación, o en laboratorio mediante ensayos cíclicos.

Algunos investigadores como Ovando y Romo (1991), Richart *et al.* (1970), Seed e Idriss (1970), Suárez (2016), Walr *et al.* (2012), entre otros, presentan correlaciones para la obtención de propiedades dinámicas a partir de pruebas de campo, como la Prueba de Penetración Estándar (SPT) o la Prueba de Cono Eléctrico (CPT), propiedades índice y el estado de esfuerzos efectivo en la masa de suelo. Sin embargo, se recomienda tomar los resultados con reserva, solo para la etapa de anteproyecto y para la definición de un correcto programa de exploración.

Estudios realizados por Hardin y Black (1968), Hardin y Drnevich (1972), Romo (1995), demostraron que los factores que afectan el comportamiento de G y ξ son la amplitud de deformación angular (γ), el esfuerzo medio efectivo (σ'_m), el índice de plasticidad (I_p), la consistencia relativa (I_r), la relación de vacíos (e), la relación de sobreconsolidación (OCR) y el número de ciclos de carga.

Cuando el intervalo de deformaciones es pequeño, se espera que el suelo presente un comportamiento elástico, definido por G y ξ relativamente constantes. Sin embargo, si el problema es asociado a un intervalo medio de deformaciones, el comportamiento del suelo se vuelve viscoelástico no lineal, manifestado mediante una variación de G y ξ a medida que incrementa la amplitud de la deformación angular. La no linealidad del suelo es entonces representada mediante el uso de una familia de curvas generadas a partir de modelos analíticos como los presentados por Ishibashi y Zhang (1993) o Romo (1995).

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

En arcillas de la Ciudad de México, debido a su alta plasticidad y tipo de estructuración, el módulo de rigidez al corte es aproximadamente constante para deformaciones de hasta 0.1% (Díaz, 1992). Por otra parte, Romo (1995) indicó que el umbral de deformación al corte al que se generan deformaciones plásticas es de 2.25 %.

Caracterizado el comportamiento del suelo ante cargas dinámicas, se ejecuta un análisis de respuesta buscando determinar el comportamiento, generalmente en superficie, de un depósito de suelo ante una excitación en el basamento. Con ello, a partir de la construcción de espectros que expresan la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad sujetos a movimientos representados por historias de tiempo, del conjunto de características físicas y del comportamiento dinámico de una estructura, se determina el conjunto de fuerzas y momentos adicionales a considerar durante su diseño.

Es posible ejecutar análisis de respuesta de sitio unidimensional, bidimensional o tridimensional (1D, 2D, o 3D); su selección dependerá de las condiciones estratigráficas en el sitio y de las componentes de movimiento asociadas a la propagación de ondas en el suelo.

En algunas zonas de la Ciudad de México el subsuelo se caracteriza por presentar capas de suelos predominantemente arcillosos, altamente compresibles y de baja resistencia al corte, intercalados con lentes de arena de espesor variable. Debido a las altas demandas de agua potable para uso y consumo humano, en la ciudad se realiza la extracción de agua de los acuíferos que subyacen los depósitos arcillosos. Como consecuencia, existe una disminución de la presión de poro, lo que genera cambios en el estado de esfuerzos efectivos en la masa de suelo y origina un proceso de consolidación, lo que produce el hundimiento regional.

La evolución de las propiedades dinámicas, de la respuesta sísmica de sitio y del periodo fundamental del suelo derivado del fenómeno de hundimiento regional fue analizada por Aguilar *et al.* (2003) y Ovando *et al.* (2007). En ambos casos se determinó que existe un aumento de rigidez, asociado a un incremento en la velocidad de onda de corte, y una disminución en el periodo de vibración del suelo.

El uso de herramientas computacionales ha contribuido, en gran medida, a la reducción de tiempos de ejecución durante los análisis de respuesta de sitio. Herramientas basadas en análisis de elemento finito o diferencias finitas, como el software Plaxis 2D, permiten utilizar modelos constitutivos que involucren el comportamiento lineal o no lineal del suelo. Además, es posible simular un comportamiento elastoplástico con endurecimiento debido a la acumulación de deformaciones plásticas por compresión en carga isótropa. Con ello se define el cambio en la respuesta sísmica derivada de un proceso de consolidación por el incremento de esfuerzos en la masa de suelo.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

1.2 Objetivos y alcances

El desarrollo del presente trabajo de investigación se sustentó en tres objetivos principales. El primero consistió en determinar la respuesta sísmica de un depósito de suelo con modelación numérica. El segundo priorizó el estudio del comportamiento no lineal del suelo a partir de una familia de curvas que describen la variación del módulo de rigidez y amortiguamiento como función de la amplitud de deformación angular, generadas empleando modelos analíticos. Finalmente, el tercer objetivo fue analizar el efecto del tiempo en la respuesta sísmica asociado al fenómeno de hundimiento regional.

El análisis se ejecutó para sitios conocidos de la Ciudad de México cuya estratigrafía y modelos geodinámicos fueron obtenidos a partir de ensayos de campo, laboratorio y referencias bibliográficas. Se utilizó un enfoque determinista para el análisis de respuesta de sitio, empleando acelerogramas medidos en roca. Su selección se basó en el nivel de aceleración y amplitud de la deformación angular que éstos inducen en la masa de suelo.

La modelación numérica se desarrolló utilizando el modelo constitutivo Hardening Soil Small en el software Plaxis 2D. Adicionalmente, programas como Degtra, Strata, SHAKE-91 fueron utilizados para determinar espectros de respuesta bajo un comportamiento lineal o lineal equivalente del suelo.

De los resultados obtenidos se presentan conclusiones generales respecto a la modificación de la respuesta de sitio como consecuencia de un comportamiento no lineal del suelo, se señalan las ventajas del empleo del modelado numérico para su cálculo y se aportan tendencias respecto al cambio del periodo fundamental del suelo sometido a un proceso de consolidación.

1.3 Contenido y organización de la tesis

El documento está organizado en ocho capítulos, incluyendo la introducción. En el Capítulo 2 se presentan aspectos generales de geología asociado a diversas fuentes sismogénicas. Además, se presenta una breve reseña de la sismología en la República Mexicana.

En el Capítulo 3 se resumen las bases de la transmisión de ondas propagadas en el suelo a consecuencia de un evento sísmico. En complemento, se enlistan los procedimientos existentes para la determinación analítica del periodo de vibración fundamental del suelo.

En los Capítulos 4 y 5 se discuten las propiedades dinámicas que tienen influencia en la respuesta sísmica. Métodos de campo, laboratorio y correlaciones para su determinación son presentados. Se expone la influencia de la amplitud de deformación angular en las propiedades del suelo, en conjunto con modelos analíticos, definidos por diversos investigadores, con el fin de caracterizar el comportamiento no lineal del suelo.

En el Capítulo 6 se detallan las metodologías seguidas para los análisis ejecutados durante el desarrollo de este trabajo. Se generan modelos geodinámicos a partir de las condiciones

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

estratigráficas, propiedades índice, mecánicas y dinámicas determinadas en dos sitios de la Ciudad de México. Se presentan las bases del módulo dinámico del programa Plaxis 2D, donde se detallan condiciones de frontera, amortiguamiento y desplazamiento esenciales para el cálculo. Se describe el modelo constitutivo Hardening Soil Small, sus parámetros de entrada, y evolución de superficies de fluencia. Se incluyen ejemplos del cambio en la respuesta sísmica y propiedades dinámicas del suelo, así como el nivel de asentamiento asociado al fenómeno de hundimiento regional para el espesor del depósito considerado.

En el Capítulo 7 se presentan y discuten los resultados obtenidos a partir del análisis de respuesta de sitio en campo libre ejecutado para dos sitios de la Ciudad de México, analizando el efecto que tiene la no linealidad en la respuesta sísmica debido a la aplicación de movimientos de entrada que producen amplitudes de deformación angular en el suelo de hasta 1%. Los resultados se comparan con espectros de respuesta obtenidos a partir de acelerogramas en superficie. Se exponen las tendencias obtenidas del cambio en el periodo fundamental del suelo derivado de un proceso de consolidación.

En el último capítulo se presentan conclusiones generales derivadas de los análisis ejecutados y se emiten recomendaciones respecto a futuros trabajos de investigación.

2 ASPECTOS GENERALES DE GEOLOGÍA Y SISMOLOGÍA EN LA REPÚBLICA MEXICANA

2.1 Tectónica de placas

Se entiende por “tectónica” al estudio de los procesos que deforman la corteza terrestre. La tectónica de placas puede definirse como una teoría que explica el movimiento observado de la corteza por medio de los mecanismos de subducción y expansión del fondo oceánico, que a su vez generan los principales rasgos geológicos de la tierra (Wegener, 1915).

La teoría moderna de la tectónica de placas indica que el Manto superior, junto con la Corteza suprayacente, se comportan como una capa fuerte y rígida conocida como Litósfera, misma que se divide en bloques intactos denominados “placas” (Tarbuck y Lutgens, 2005).

Se reconocen siete placas principales en las que se encuentran los continentes y el suelo oceánico (Figura 2.1): Norteamericana; Sudamericana; del Pacífico; Africana; Euroasiática; Indoaustraliana y Antártica. Además, se tienen alrededor de 14 placas de menor dimensión, entre las que se pueden mencionar la Caribeña, Nazca, Cocos, Filipina, Arábica, Scotia, Juan de Fuca, entre otras (Kramer, 1996).

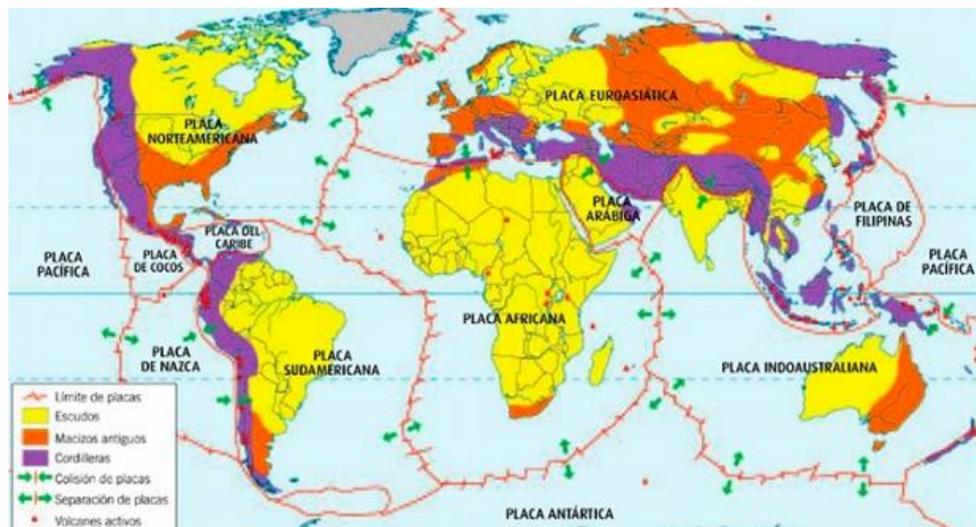


Figura 2.1 Placas tectónicas por continente (Servicio Geológico Mexicano).

Las deformaciones relativas entre placas ocurren solo en zonas estrechas cerca de sus límites, almacenando energía elástica de deformación y produciendo un incremento de esfuerzos cortantes en los planos de falla que separan las placas. Cuando el esfuerzo generado es mayor a la resistencia al corte de la roca, se libera

CAPÍTULO 2: ASPECTOS GENERALES DE GEOLOGÍA Y SISMOLOGÍA EN LA REPÚBLICA MEXICANA

la energía en forma espasmódica, generando ondas que viajan a través de la Litósfera desde la zona de fracturamiento hasta la superficie, originando sismos.

Existen tres tipos de límites o bordes generadores de sismos (Figura 2.2):

- Divergentes, constructivos o centros de expansión. Se presentan donde dos placas se separan, produciendo el ascenso de roca fundida desde el Manto para crear suelo oceánico.
- Convergentes o destructivos. Cuando el movimiento de dos placas es relativo una con respecto a la otra. En colisiones continentales se produce la formación de cinturones montañosos, mientras que debido a un diferencial de densidades, en el contacto entre placas con corteza oceánica y corteza continental se genera una zona denominada de subducción. Estas zonas suelen tener una cadena de volcanes conocido como arco volcánico, originado por un proceso de metamorfismo, fusión y ascenso del Manto a la superficie.
- Pasivo o de falla transformante. Donde dos placas se desplazan lateralmente, una con respecto a la otra, sin la producción o destrucción de Litósfera. Están usualmente divididos en cierto número de segmentos de falla con profundidad limitada, pero que se extienden horizontalmente a lo largo de grandes distancias.

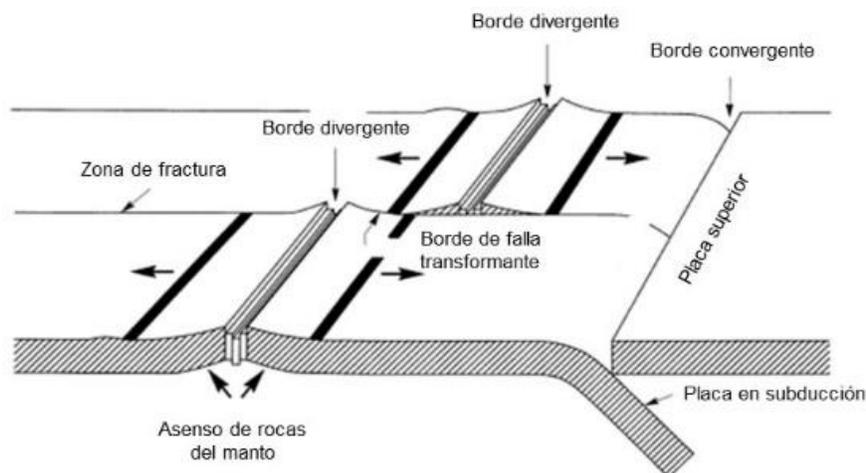


Figura 2.2 Bordes de Placa (Modificada de Kramer, 1996).

La teoría de la tectónica de placas no describe la forma en la que se genera el movimiento; sin embargo, una explicación aceptada indica que el origen del movimiento recae en el requerimiento de equilibrio termodinámico entre los

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

materiales terrestres, generando las denominadas corrientes de convección. Estas imponen esfuerzos de corte en el fondo de las placas, produciendo su arrastre en diversas direcciones.

2.1 Fallas

Una falla es un tipo de discontinuidad a lo largo de la cual se exhibe una cantidad observable de desplazamiento. Su presencia puede ser obvia, reflejadas en topografía superficial, o pueden ser complicadas de detectar. La presencia de fallas no necesariamente indica la probabilidad de ocurrencia de sismos, puesto que el movimiento puede ocurrir de forma asísmica o la falla puede encontrarse inactiva.

La orientación de una falla es descrita por su rumbo y echado. Se clasifican en tres tipos principales de acuerdo con la naturaleza de la deformación y la dirección relativa del movimiento de bloques separados por un plano de falla (Figura 2.3):

- Normal, asociada a esfuerzos de tensión en la corteza, con movimiento de tipo extensional.
- Inversa, ligada a esfuerzos de compresión resultando en acortamientos horizontales.
- Lateral, asociada a esfuerzos de corte en un plano horizontal como resultado de movimientos laterales entre bloques.

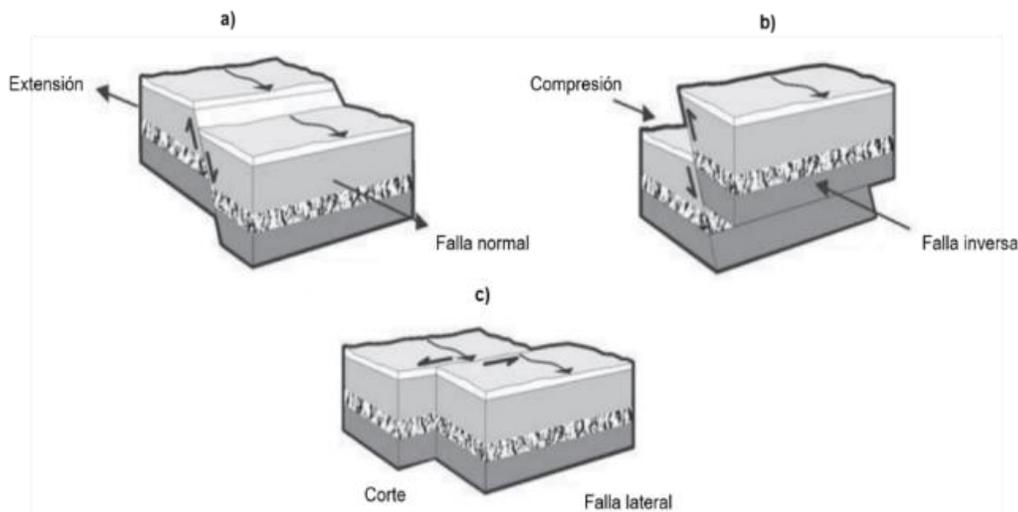


Figura 2.3 Tipos de falla (Modificado de Betbeder, 2008)

CAPÍTULO 2: ASPECTOS GENERALES DE GEOLOGÍA Y SISMOLOGÍA EN LA REPÚBLICA MEXICANA

2.2 Aspectos sismológicos de la República Mexicana

La República Mexicana se encuentra situada principalmente sobre la placa Norteamericana. La sismicidad del país es, en gran medida, resultado de su interacción con la placa del Pacífico, la placa de Cocos, la placa de Rivera y la placa del Caribe.

La placa de Cocos, al igual que la de Rivera, generan una zona de subducción con la placa norteamericana. Por tal motivo, parte de los sismos que han representado grandes desastres para el territorio mexicano tienen epicentros en la costa del Pacífico, a lo largo de los estados de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas.

Sismos de Profundidad Intermedia, originados por fallamiento normal de la zona subducida, de 50 a 100 km de profundidad, se han generado con epicentros generalmente en los estados de Morelos, Oaxaca, Puebla y Veracruz, mientras que sismos relacionados con límites de falla transformante se han presentado en la zona de la península de Baja California, especialmente en la frontera con Estados Unidos.

Como ejemplos de sismos de subducción se encuentran los ocurridos el 3 de junio de 1932 en las costas de Jalisco y el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985. Sismos de profundidad intermedia se originaron en 1964 bajo el Río Balsas, en 1973 bajo Orizaba, en 1980 bajo Huajuapán de León, en 1999 bajo Tehuacán y en 2017 con epicentro al noroeste de Chiantla de Tapia, en Puebla.

Como ejemplo de sismos relacionados con límites de falla transformante se tienen los ocurridos el 31 de diciembre de 1915 y 1934, que sobrepasaron la magnitud de 6.5. Las fallas al norte de Baja California se conectan con el sistema de fallas de San Andrés, donde se produjo el sismo de 1906 en San Francisco, California (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

La placa de Rivera subduce a la placa Norteamericana con un ángulo de 32° en la región de Colima y Jalisco, a una velocidad de aproximadamente 2 cm/año (Figura 2.4). Estudios realizados por DeMets (1990) indicaron que la placa de Cocos subduce a la placa Norteamericana con una velocidad que incrementa al sureste; pasando de 5.2 cm/año a 6.6 cm/año (Pardo y Suárez, 1995). Pardo y Suárez (1995) proponen un ángulo de subducción de 25° para el estado de Michoacán y 30° en los estados de Guerrero y Oaxaca. También indicaron que la placa del Caribe, con una velocidad de movimiento aproximada de 1.9 cm/año, forma un borde de tipo transformante con respecto a la placa norteamericana que se desplaza con una velocidad de 3.0 cm/año.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

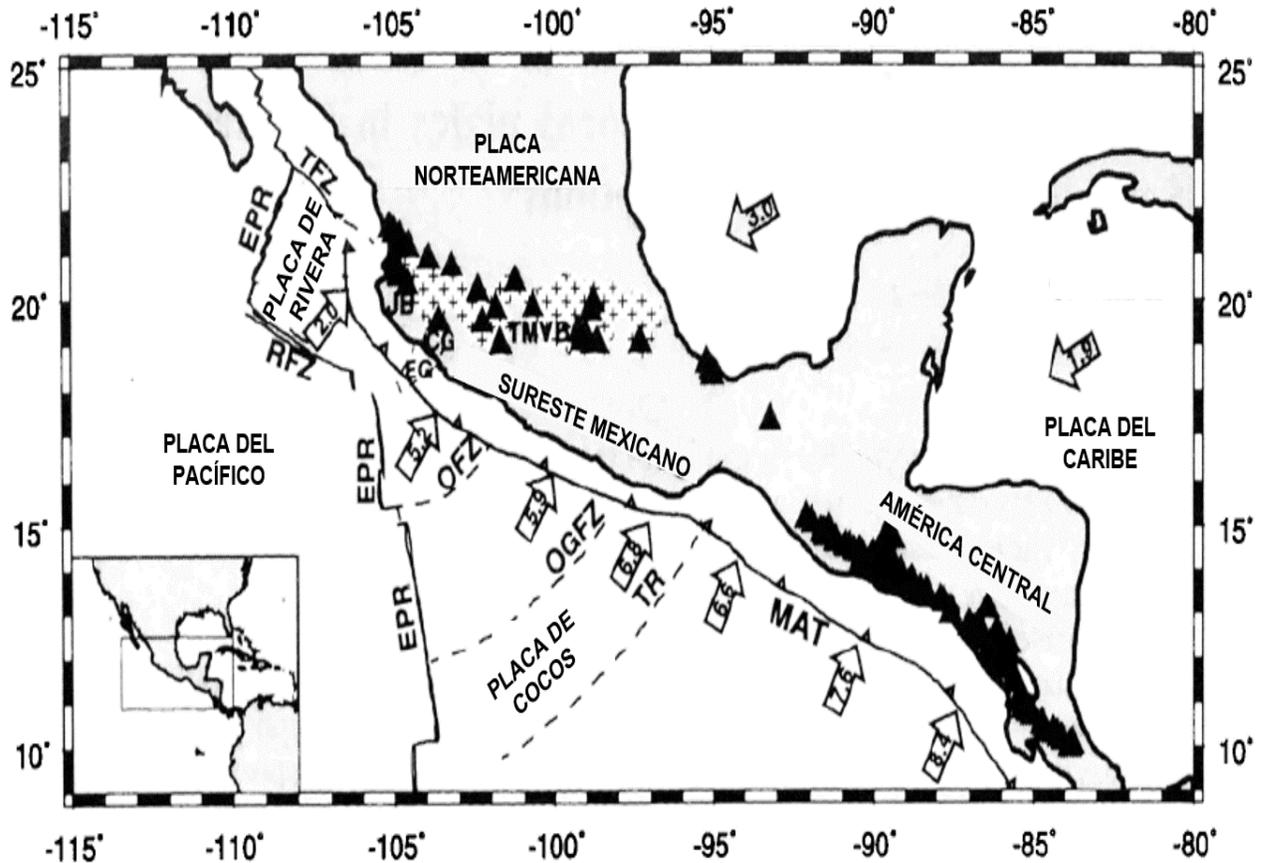


Figura 2.4 Tectónica general del sureste mexicano, velocidades de movimiento de placas (Modificada de Pardo y Suárez, 1995)

Se conoce como brecha sísmica aquel segmento de contacto entre placas en el que no se ha producido un sismo de importancia en un lapso de tiempo relativamente grande. Una de las brechas sísmicas que en México puede producir sismos de magnitud importante en un futuro cercano es la denominada Brecha de Guerrero. En su porción noroeste, Zihuatanejo-Acapulco, se registraron grandes sismos en 1899, 1907, 1908, 1909 y 1911. En la porción sureste de esta brecha, desde Acapulco hasta los límites con Oaxaca, no se han verificado eventos de importancia después de los terremotos de 1957 y 1962 (CENAPRED, 1999).

Finalmente, de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Sismo (MDOC-DS, 2015), el territorio mexicano se clasifica en cuatro zonas en función de la sismicidad de cada región (Figura 2.5). Se destaca que la regionalización presentada en la Figura 2.5 no contempla los efectos de amplificación por efectos de sitio.

CAPÍTULO 2: ASPECTOS GENERALES DE GEOLOGÍA Y SISMOLOGÍA EN LA REPÚBLICA MEXICANA

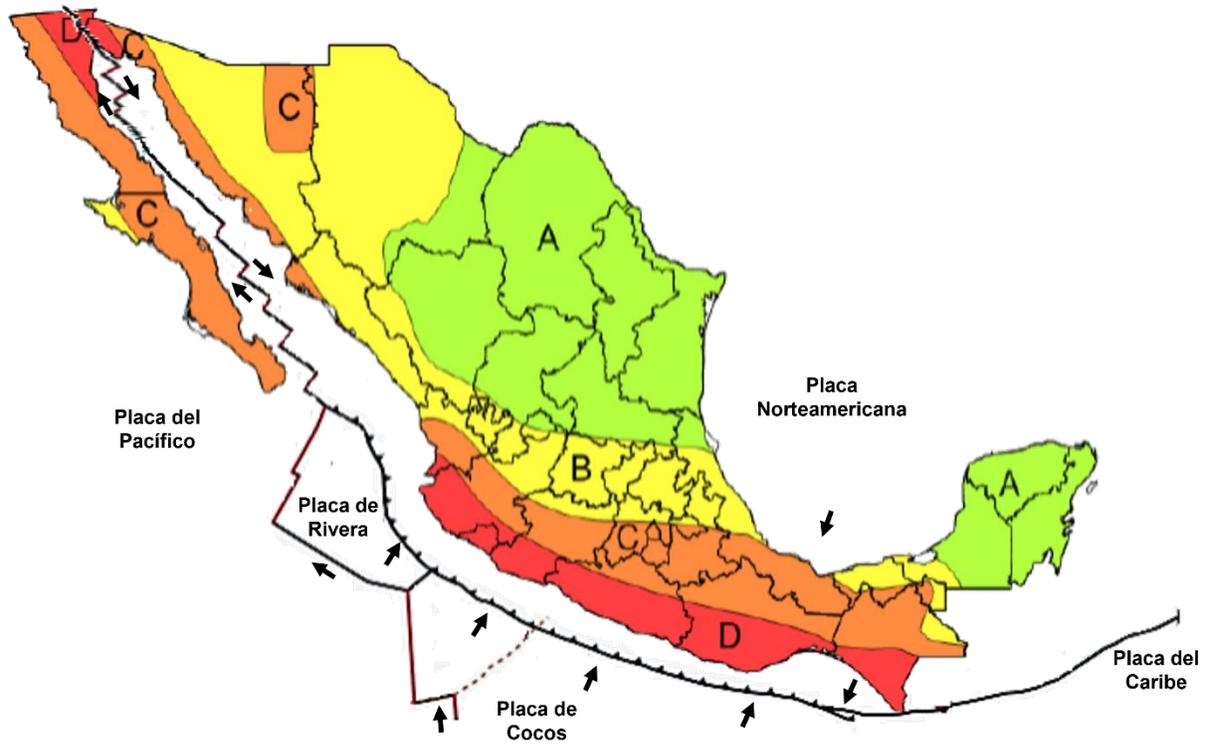


Figura 2.5 Regionalización Sísmica de la República Mexicana. (Modificado de CFE, 2015.)

3 PROPAGACIÓN DE ONDAS EN GEO MATERIALES

Existen dos tipos de onda, denominadas de cuerpo y de superficie. Para describirlas se utilizará como ejemplo las ondas que se propagan a consecuencia de un evento sísmico.

Las ondas de cuerpo viajan a través del interior de la tierra, desde el punto en donde se originó el sismo hasta el sitio de interés; se dividen a su vez en ondas primarias y ondas secundarias. Las ondas de superficie viajan sobre la parte externa de la tierra; son producto de la interacción entre las ondas de cuerpo con estratos superficiales, reduciendo su amplitud a medida que aumenta la profundidad. Se dividen a su vez en ondas Love y ondas Rayleigh.

Las ondas Primarias (P), también conocidas como ondas longitudinales, producen compresión y extensión en dirección de la propagación de la onda originando cambios de volumen. El movimiento de partícula es paralelo a la dirección de propagación de la onda (Figura 3.1).

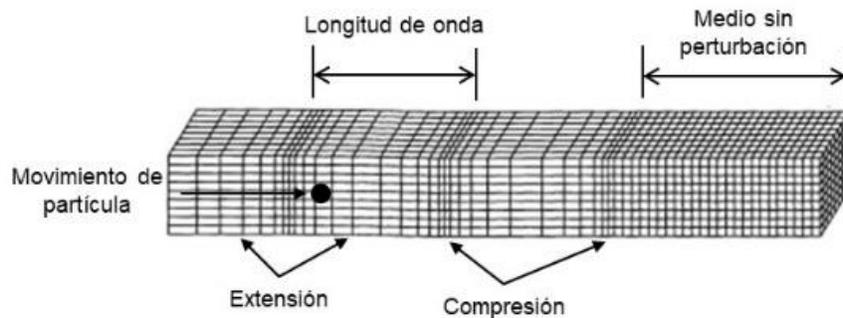


Figura 3.1 Propagación de onda Primaria, P (Modificada de Kramer, 1996).

Las ondas Secundarias (S), también conocidas como ondas de corte o transversales, cambian la forma del material a medida que se propagan, produciendo deformaciones de corte. El movimiento de partícula es perpendicular a la dirección de propagación de la onda (Figura 3.2).

La velocidad con la que viaja una onda a través de un medio dependerá de su rigidez y propiedades elásticas. Las ondas de compresión viajan con mayor velocidad a través de materiales geológicos y, por consiguiente, son las primeras en llegar a un sitio en particular. En general, en cualquier material sólido, las ondas P viajan con una velocidad aproximadamente 1.7 veces mayor que las ondas S (Tarbuck y Lutgens, 2005).

CAPÍTULO 3: PROPAGACIÓN DE ONDAS EN GEO MATERIALES

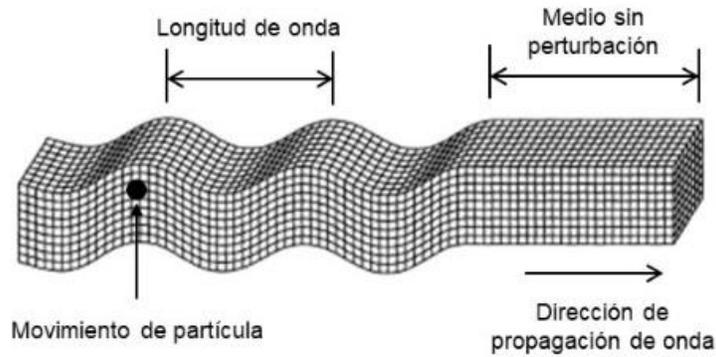


Figura 3.2 Propagación de onda Secundaria, (Modificada de Kramer, 1996).

Las ondas de superficie son predominantes a distancias alejadas de la fuente sísmica. Para propósitos ingenieriles, el tipo de onda superficial más importante es la Rayleigh, producidas por la interacción de ondas P y ondas S en componente vertical con la superficie de la tierra (Figura 3.3). La onda Rayleigh fue estudiada por Lord Rayleigh (1885) y por Lamb (1904), definida como una onda cuyo movimiento se confina a una zona cerca del límite del plano “x-y”, con “z” asumida positiva hacia el interior, mejor conocido como semiespacio (Richart *et al.*, 1970).

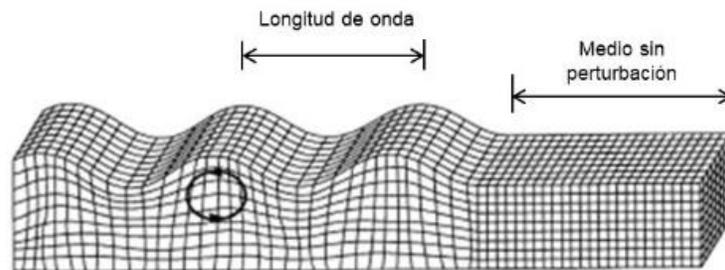


Figura 3.3 Propagación de ondas Rayleigh (Modificada de Kramer, 1996).

La ecuación que describe la transmisión de ondas en un medio elástico, homogéneo e isótropo es de tipo diferencial lineal, con coeficientes constantes, y está dada por la siguiente ecuación para el caso unidimensional:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \tag{Ec. 3.1}$$

donde c es la velocidad de propagación de onda, u es el desplazamiento, t es el tiempo y x es el eje coordenado.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

En un medio elástico semi-infinito, se presentan ondas que se traducen en tipos de movimiento a diferentes velocidades. Estas ondas son las ondas compresionales, de velocidad V_P ; y las ondas de corte, que viajan a una velocidad V_S .

3.1 Determinación de velocidades de onda

Con el fin de determinar la magnitud de las velocidades de onda en un medio continuo, elástico e isótropo, se plantea el equilibrio dinámico en los ejes ortogonales "x, y, z" para el estado de esfuerzos mostrado en la Figura 3.4.

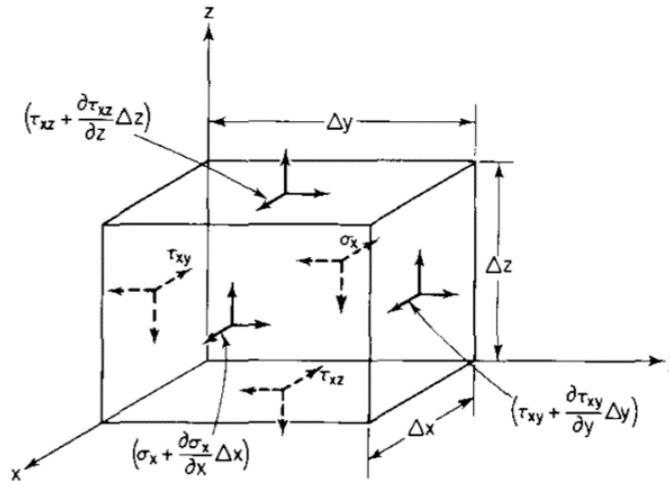


Figura 3.4 Elemento en el medio continuo sujeto a un estado de esfuerzos

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.4}$$

A continuación, se sustituyen las expresiones resumidas en la Tabla 3.1 y se establecen condiciones de movimiento de acuerdo con el tipo de onda transmitida, donde ν es la relación de Poisson, λ es la constante de Lamé, G es el módulo de rigidez al corte, E es el módulo de Young y ε_v es la deformación volumétrica.

CAPÍTULO 3: PROPAGACIÓN DE ONDAS EN GEO MATERIALES

Tabla 3.1 Ecuaciones características de un elemento en un medio elástico continuo.

$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$	$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$
$\sigma_x = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_x$	$\sigma_y = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_y$	$\sigma_z = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_z$
$\tau_{yx} = \tau_{xy} = G \gamma_{xy}$	$\tau_{zx} = \tau_{xz} = G \gamma_{xz}$	$\tau_{zy} = \tau_{yz} = G \gamma_{yz}$

En el caso de ondas compresionales u ondas P , se considera que a partir de la propagación de onda únicamente en dirección “x” se genera un desplazamiento paralelo al eje en el que no existe rotación del elemento. Mientras que en el caso de ondas de corte u ondas S , se considera que a partir de la propagación de onda únicamente en dirección “x” se genera un desplazamiento de partícula solo en dirección “z”, en el que no existe cambio volumétrico en el elemento. Realizando los desarrollos correspondientes, se obtienen las Ecs. 3.5 y 3.6, donde ρ_i es la densidad del suelo.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{Ec. 3.6}$$

Como resultado, ambas ecuaciones son análogas a la ecuación que describe la transmisión de ondas en un medio elástico y, por tanto, se puede escribir que:

$$c = V_p = \sqrt{\frac{(\lambda + 2G)}{\rho}} \quad \text{Ec. 3.7}$$

$$c = V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{Ec. 3.8}$$

Para determinar la velocidad de onda Rayleigh en un semiespacio elástico, se imponen condiciones de frontera que impidan que la amplitud de onda tienda a infinito con la profundidad y garanticen que en la superficie del semiespacio los esfuerzos sean nulos. Además, se considera que, para una onda plana viajando en dirección “x”, los desplazamientos de partícula serán independientes de la dirección

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

“y”. Por lo tanto, los desplazamientos en las direcciones “x” y “z” pueden escribirse en términos de dos funciones potenciales, asociadas a la dilatación y rotación del medio.

Richart *et al.* (1970) realizaron el desarrollo correspondiente, obteniendo como resultado la Ec. 3.9, donde K representa la relación entre la velocidad de onda en superficie y la velocidad de onda de corte, y α_v es la relación entre las velocidades de onda de corte y compresión. Esta relación es independiente de la frecuencia y pueden obtenerse soluciones reales proporcionando valores de la relación de Poisson entre 0 y 0.5.

$$K^6 - 8K^4 + K^2(24 - 16\alpha_v^2) + 16(\alpha_v^2 - 1) \quad \text{Ec. 3.9}$$

Asignando valores de la relación de Poisson en el intervalo establecido, es posible obtener la curva descrita por la Ec. 3.10. Con ello se facilita la obtención de la relación entre velocidades de onda de corte con las velocidades de onda Rayleigh (Figura 3.5).

$$K = -0.07581v^2 + 0.20092v + 0.87389 \quad \text{Ec. 3.10}$$

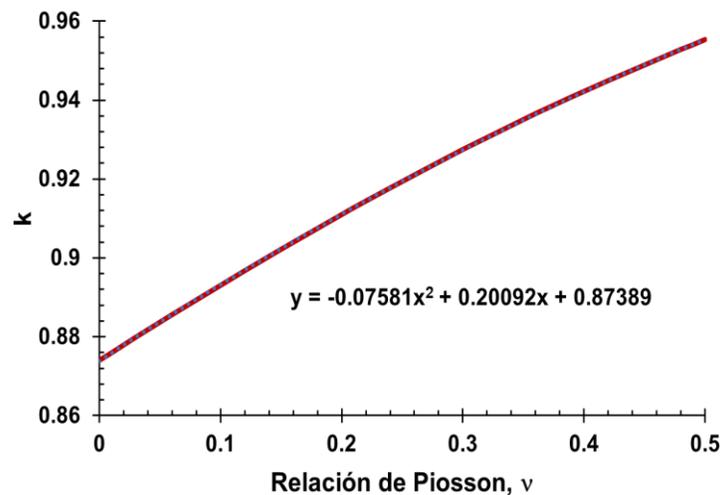


Figura 3.5 Variación de K con respecto a la relación de Poisson.

Considerando una velocidad de onda cortante unitaria para cualquier valor de relación de Poisson en el intervalo establecido, es posible observar la relación de velocidades que tiene un material a medida que se incrementa la relación de Poisson (Figura 3.6).

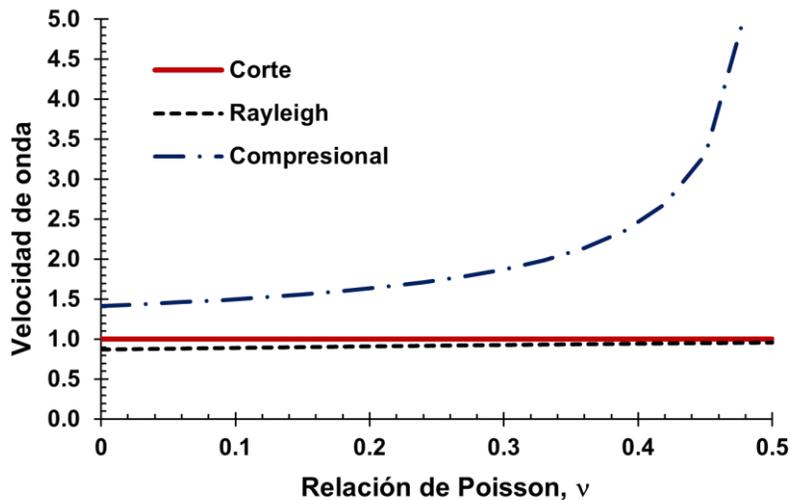


Figura 3.6 Relación de velocidades por incremento de la relación de Poisson.

Para fines prácticos, diversos autores han asumido que la velocidad de onda de corte y la velocidad de onda Rayleigh son iguales; sin embargo, para el valor más pequeño de relación de Poisson, la velocidad de onda Rayleigh es aproximadamente el 87.4 % de la velocidad de onda cortante.

3.2 Determinación de periodos de vibración característicos

En una perturbación de tipo armónica se transmiten ondas oscilatorias con frecuencia constante, tanto en tiempo como en espacio (Figura 3.7). La frecuencia circular, ω , define el número de oscilaciones en términos de radianes por unidad de tiempo, siendo 2π radianes igual a un ciclo completo de oscilación. La frecuencia de oscilación en términos de ciclos por unidad de tiempo está dada por la Ec. 3.11. El tiempo transcurrido, en segundos, entre dos puntos equivalentes de la onda es constante y conocido como periodo (T), y se obtiene calculando el inverso de la frecuencia natural.

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

Ec. 3.11

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

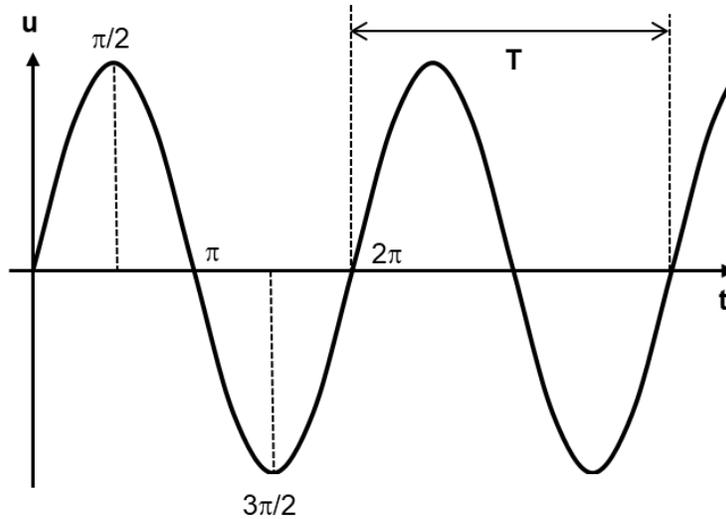


Figura 3.7 Perturbación de tipo armónica.

La propagación vertical de ondas de corte en un medio homogéneo, elástico lineal e isótropo, de espesor H_s , es consecuencia de la aplicación de una excitación horizontal sobre un basamento. Si la excitación es supuesta de tipo armónica, la respuesta del suelo es máxima cuando $kH_s = \pi/2$ (Kramer, 1996), donde k es el número de onda. Por tanto, si se sustituye la condición de resonancia en el inverso de la Ec. 3.11 es posible obtener el periodo de vibración del suelo en el primero de sus modos (Ec. 3.13).

$$\omega = \frac{\pi V_s}{2 H_s} \quad \text{Ec. 3.12}$$

$$T = T_s = \frac{2\pi}{\frac{\pi V_s}{2 H_s}} = \frac{4 H_s}{V_s} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017), del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, proporcionan una ecuación que permite determinar el periodo dominante de vibración de un medio estratificado en su primer modo (Ec. 3.14), donde $x_i = 1,2,3\dots$ representa los N estratos a partir de la base y d_i, G_i, γ_i son el espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente.

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad \text{Ec. 3.14}$$

CAPÍTULO 3: PROPAGACIÓN DE ONDAS EN GEO MATERIALES

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{d_j}{G_j}}$$

De acuerdo con las NTC-DS (2017), el periodo del suelo podrá obtenerse a partir de mediciones de ruido ambiental, con procedimientos e instrumentos aceptados por la práctica profesional. Las mediciones de vibración ambiental se ejecutan colocando sensores capaces de registrar las amplificaciones inducidas al terreno, por el ruido ambiental en la zona, en términos de aceleración de partícula. A partir de los registros, se calcula una serie de espectros de Fourier y se obtiene la razón espectral entre las componentes horizontal y vertical del mismo registro (H/V). Con ello, se determinan las frecuencias dominantes de vibración del terreno.

Zeevaert (1983), indicó que el periodo de suelo puede calcularse utilizando la Ec. 3.15, donde V_{si} es la velocidad de onda de corte del *i-ésimo* estrato de la formación de suelo.

$$T_s = 4 \sum \frac{d_i}{V_{si}} \quad \text{Ec. 3.15}$$

El Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por sismo (MDOC-DS, 2015) establece que la Ec. 3.13 ha de utilizarse para el cálculo del periodo del suelo, donde la velocidad de onda de corte puede obtenerse como una velocidad promedio para el espesor de suelo analizado (Ec. 3.16), o a partir de una lentitud promedio (Ec. 3.17)

$$V_s = \frac{\sum V_i h_i}{H_s} \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$V_s = \frac{H_s}{\sum \frac{h_i}{V_i}} \quad \text{Ec. 3.17}$$

El método riguroso basado en el planteamiento de Lysmer y Drake (1972), permite obtener el periodo a partir del cálculo de la frecuencia de vibración de un oscilador de un grado de libertad en sus primeros tres modos, utilizando como parámetros de entrada un conjunto de matrices de masa (Ec.3.18) y rigidez (Ec.3.19) que describen las características y propiedades del medio estratificado. En la Figura 3.8 se presenta, de forma general, la matriz global de un medio estratificado.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

La frecuencia de vibración y desplazamientos modales se obtienen al resolver la Ec.3.20 empleando el método de valores y vectores característicos, donde $\{z\}$ es una matriz de desplazamientos modales. Se destaca el periodo de vibración del suelo está asociado a la frecuencia mínima.

$$[M]_j = \rho_j d_j \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix}, \quad j = 1, \dots, n \quad \text{Ec. 3.18}$$

$$[K]_j = \left(\frac{G_j}{d_j}\right) \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, \quad j = 1, \dots, n \quad \text{Ec. 3.19}$$

$$K, M = \begin{pmatrix} \begin{matrix} & K_1, M_1 \\ \begin{bmatrix} * & * \\ * & * \end{bmatrix} & \\ & K_2, M_2 \\ & \begin{bmatrix} * & * \\ * & * \end{bmatrix} \\ & & K_3, M_3 \\ & & \begin{bmatrix} * & * \\ * & * \end{bmatrix} \\ & & & K_{j-1}, M_{j-1} \\ & & & \begin{bmatrix} * & * \\ * & * \end{bmatrix} \\ & & & & K_j, M_j \\ & & & & \begin{bmatrix} * & * \\ * & * \end{bmatrix} \end{matrix} \end{pmatrix}$$

Figura 3.8 Matriz global de un medio estratificado

$$[K - \lambda M]\{z\} = 0 \quad \text{Ec. 3.20}$$

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_i} \quad \text{Ec. 3.21}$$

4 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

La solución de un grupo importante de problemas que involucra el comportamiento dinámico de suelos requiere básicamente el estudio de tres aspectos: a) la determinación de las deformaciones inducidas por cargas cíclicas; b) la cuantificación de los efectos de la aplicación de un número preestablecido de ciclos de carga sobre las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante; y c) la determinación de propiedades dinámicas en un intervalo amplio de deformaciones (Díaz, 1992).

El comportamiento de suelos sujetos a cargas cíclicas y la susceptibilidad de un suelo para amplificar ondas es gobernado por sus propiedades dinámicas. Las propiedades del suelo que tienen influencia en la propagación de ondas y fenómenos bajo deformaciones pequeñas son el módulo de rigidez al corte dinámico (G), la relación de amortiguamiento crítico (ξ), la relación de Poisson (ν) y su densidad (Jaime, 1980).

Estudios de Hardin y Black (1968) y Hardin y Drnevich (1972), demostraron que los factores que afectan los valores de G y ξ son: a) la magnitud de la deformación angular (γ), b) el esfuerzo medio efectivo (σ'_m), c) la relación de vacíos (e), y d) el número de ciclos de carga (N).

La respuesta de un espécimen de suelo sometido a un ciclo completo de carga y descarga se manifiesta como ramas o lazos de histéresis (Figura 4.1).

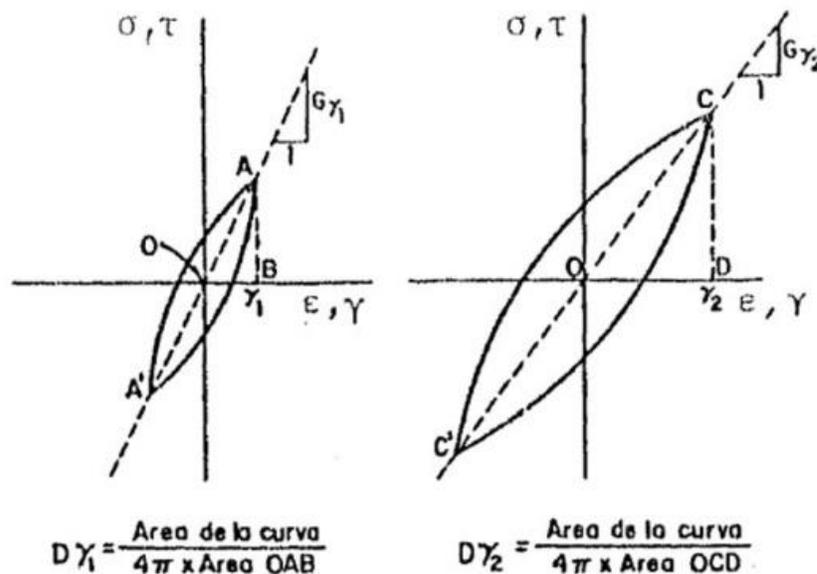


Figura 4.1 Ciclos de histéresis (Jaime, 1987).

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

En términos generales, un ciclo de histéresis es descrito principalmente por su inclinación y su ancho. La inclinación del ciclo depende de la rigidez del suelo, y puede ser descrita en cualquier punto durante el proceso de carga y descarga por un módulo cortante tangente.

El valor promedio del módulo de rigidez para el ciclo completo puede ser aproximado por un módulo secante generado por los puntos extremos del ciclo de histéresis, presentando variaciones a medida que cambia la amplitud de deformación angular.

Las propiedades que rigen el comportamiento del suelo se definen de acuerdo con el intervalo de deformaciones al que será sometido el suelo ante la aplicación de cargas cíclicas. Cuando el intervalo de deformaciones es pequeño, se espera un comportamiento elástico definido por un módulo G relativamente constante.

Cuando el problema es asociado a un intervalo medio de deformaciones, el comportamiento del suelo se vuelve viscoelástico no lineal y el módulo G tiende a disminuir a medida que incrementa la amplitud de deformación angular. Al mismo tiempo, se incrementa la capacidad del suelo de disipar energía durante la aplicación de cargas cíclicas. La ejecución de un análisis en este intervalo requiere el empleo de un módulo G y un ξ como funciones de la deformación angular.

Finalmente, ante deformaciones angulares muy grandes, se espera que el suelo se comporte como un material elastoplástico con deformaciones de falla o permanentes. El umbral de deformaciones angulares en las cuales cambia el comportamiento del material varía dependiendo del tipo de suelo.

4.1 Módulo de rigidez a bajas deformaciones

Diversos investigadores han presentado expresiones empíricas para la determinación del módulo de rigidez dinámico a bajas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$), cuya forma general está dada por la Ec. 4.1 para suelos arenosos y la Ec. 4.2 para arcillas preconsolidadas; donde A, n son variables que dependen de la amplitud de deformación angular, k_{IP} es una variable que depende del índice de plasticidad y $F(e)$ es una función de la relación de vacíos.

$$G_{m\acute{a}x} = AF(e)(\sigma'_m)^n \quad \text{Ec. 4.1}$$

$$\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$$

$$G_{m\acute{a}x} = AF(e)(OCR)^{k_{IP}}(\sigma'_m)^n \quad \text{Ec. 4.2}$$

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

Hardin y Black (1968) concluyeron, a partir de pruebas de laboratorio ejecutadas en especímenes de arcilla normalmente consolidadas, que el módulo $G_{m\acute{a}x}$ bajo un esfuerzo de confinamiento dado, tiende a disminuir conforme incrementa la relación de vacíos. Para una deformación angular $\gamma = 10^{-4}$, propusieron el uso de la Ec. 4.3, válida para arenas o arcillas, donde $G_{m\acute{a}x}$ está dado en libras por pulgada cuadrada y α_{HB} varía entre 0 para suelos granulares y 0.5 en arcillas con $IP \cong 100$. De acuerdo con Jaime (1980), para suelos con relación de vacíos $e < 2$, la ecuación brinda resultados poco satisfactorios.

$$G_{m\acute{a}x} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^{\alpha_{HB}} (\sigma'_m)^{1/2} \quad \text{Ec. 4.3}$$

En 1970, Seed e Idriss presentaron una expresión similar para la evaluación del módulo cortante máximo en todos los suelos, donde σ'_m se ingresa en libras por pie cuadrado.

$$G_{m\acute{a}x} = 14760 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^a (\sigma'_m)^{1/2} \quad \text{Ec. 4.4}$$

Richart *et al.* (1970) obtuvieron el módulo $G_{m\acute{a}x}$ (kg/cm²) correspondiente a una deformación angular de 10^{-6} a través de pruebas triaxiales cíclicas en arenas con granos redondeados:

$$G_{m\acute{a}x} = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{1/2} \quad \text{Ec. 4.5}$$

Para una deformación angular $\gamma = 10^{-5}$, las pruebas triaxiales cíclicas en arena limpia saturada realizadas por Kokusho (1980), dieron como resultado la siguiente expresión para el cálculo de $G_{m\acute{a}x}$ (kg/cm²):

$$G_{m\acute{a}x} = 840 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{1/2} \quad \text{Ec. 4.6}$$

Marcuson y Wahls (1972) realizaron pruebas de columna resonante en arcillas bentoníticas, obteniendo como resultado la siguiente expresión (Ishihara, 1996):

$$G_{m\acute{a}x} = 450 \frac{(4.4 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.5} \quad \text{Ec. 4.7}$$

De acuerdo con Ishihara (1996), el módulo cortante dinámico máximo en suelos preconsolidados es influenciado por el índice de plasticidad, pero no en el caso normalmente consolidado. Romo (1995) indicó que el módulo $G_{m\acute{a}x}$ en arcillas preconsolidadas sujetas a carga cíclica es una función del esfuerzo efectivo de

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

consolidación (σ'_c), el índice de plasticidad (I_p) y la consistencia relativa (I_r). Para arcillas con un $OCR < 3$, propone el uso de la Ec. 4.8. Si el valor de OCR es mayor al especificado, propone el uso de la Ec. 4.9, donde I_p, I_r son tomados en decimales, P_a es la presión atmosférica y α la relación de deformación volumétrica de la teoría del estado crítico (G'/K').

$$G_{m\acute{a}x} = 122P_a \left(\frac{1}{IP - I_r} \right)^{(IP - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{P_a} \right)^{0.82} \quad \text{Ec. 4.8}$$

$$G_{m\acute{a}x} = 122P_a \left(\frac{1}{IP - I_r} \right)^{(IP - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{P_a} \right)^{0.82} OCR^\alpha \quad \text{Ec. 4.9}$$

Autores como Hardin y Black (1968); Humphries y Wahls (1968); Anderson y Stokoe (1977); indicaron a partir de muestras en arcillas remoldeadas, que la arcilla exhibe un cambio del módulo $G_{m\acute{a}x}$ con el tiempo, bajo una presión de confinamiento constante, posterior a que la consolidación primaria ha terminado. Este cambio en el módulo se atribuye al fortalecimiento de la cementación entre partículas (Ishihara, 1996).

Existe la probabilidad que se presente una variación entre los resultados obtenidos en campo y laboratorio debido a efectos de envejecimiento, remoldeo por extracción y manejo de muestras (Harding y Drnevich (1972); Afifi y Woods (1971); Anderson y Richart (1976), Anderson y Stokoe (1978); citado por Romo (1995)).

Resultados de pruebas ejecutadas por Romo (1995), reflejaron que para arcillas de alta plasticidad, con menor consistencia relativa, la diferencia entre las determinaciones del módulo de rigidez en campo y laboratorio son menos significativas. Ovando *et al.* (1995), presentaron la siguiente relación entre el módulo de rigidez al corte máximo encontrado en campo y en laboratorio (Romo y Ovando, 1996), donde $G^f_{m\acute{a}x}$ es el módulo de rigidez máximo en campo y $G'_{m\acute{a}x}$ el módulo de rigidez máximo determinado en laboratorio.

$$\frac{G^f_{m\acute{a}x}}{G'_{m\acute{a}x}} \approx 1.4e^{I_r} \quad \text{Ec. 4.10}$$

También es posible determinar el módulo cortante dinámico máximo a partir de la ejecución de pruebas en campo. Debido a que pruebas geofísicas inducen deformaciones angulares de corte $\gamma < 3 \times 10^{-4}$, las velocidades de onda cortante obtenidas durante la ejecución de este tipo de pruebas pueden ser utilizadas para el cálculo de $G_{m\acute{a}x}$ (Ec.4.11); sin embargo, se debe cuidar la interpretación de la

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

velocidad de onda de corte cuando el sitio presente condiciones anisótropas (Kramer, 1996).

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \quad \text{Ec. 4.11}$$

A partir de la estimación de la velocidad de onda de corte mediante pruebas de campo (CPT o SPT) y el uso de correlaciones, es posible determinar $G_{m\acute{a}x}$; sin embargo, los valores obtenidos deberán tomarse con reserva y ser utilizados para estudios preliminares, ya que este tipo de pruebas induce al suelo mayores deformaciones, lo que podría brindar resultados diferentes a los determinados por cualquier prueba de campo ejecutada para su medición directa.

4.2 Relación de amortiguamiento a bajas deformaciones

En un medio homogéneo, elástico lineal, las ondas pueden propagarse indefinidamente sin presentar un cambio de amplitud. Sin embargo, en materiales reales como el suelo, se presenta un fenómeno de atenuación, reflejado en la transformación de energía elástica en calor, acompañada por un decremento en la amplitud de onda.

El amortiguamiento viscoso del suelo es usualmente utilizado para representar dicha disipación de energía. Si se asume que el suelo comparte las características de un sólido de Kelvin-Voigt, cuya resistencia a la deformación por corte es la suma de una parte elástica y otra viscosa, la ecuación de una onda de corte y la solución de la ecuación de una onda armónica están dadas por la Ec. 4.12 y la Ec. 4.13 respectivamente, donde η es una viscosidad equivalente, ξ el amortiguamiento viscoso y k^* , G^* son el número de onda y módulo de rigidez al corte amortiguado complejo (Kramer, 1996).

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad \text{Ec. 4.12}$$

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi$$

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t \pm k^* z)} \quad \text{Ec. 4.13}$$

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} ; \quad G^* = G(1 + 2i\xi)$$

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Es un hecho experimental que en un ciclo completo de carga y descarga la energía liberada durante la descarga es menor que la energía de deformación almacenada durante el ciclo, lo cual indica pérdida de energía (Díaz, 1992). El ancho del ciclo de histéresis, relacionado con el área central comprendida entre los lazos, representa una medida de la cantidad de energía disipada, descrita por ξ .

En la determinación de las características esfuerzo-deformación del ciclo de histéresis como un módulo viscoelástico lineal equivalente, la relación de amortiguamiento se obtiene utilizando la Ec. 4.14, donde A_L es el área del ciclo de histéresis y A_T el área del triángulo observado en la Figura 4.1 (Jaime, 1980):

$$\xi = \frac{A_L}{4\pi A_T} \quad \text{Ec. 4.14}$$

Hardin y Drnevich (1972), proponen expresiones para obtener las relaciones de amortiguamiento máximas asociadas a la falla de un espécimen sujeto a carga cíclica según el tipo de suelo, donde N es el número de ciclos de carga, f es la frecuencia en ciclos por segundo y D es una variable que depende de las condiciones de saturación de la arena (33 % arena seca, 28 % en condición saturada).

a) Arena limpia

$$\xi_{m\acute{a}x} = D - 1.5 \log_{10} N \quad \text{Ec. 4.15}$$

b) Arcillas saturadas

$$\xi_{m\acute{a}x} = 31 - (3 + 0.03f)(\bar{\sigma}_m)^{\frac{1}{2}} + 1.5 f^{\frac{1}{2}} - 1.5 \log_{10} N \quad \text{Ec. 4.16}$$

Las relaciones de amortiguamiento crítico en suelos de alta plasticidad son menores que aquellas que presentan suelos de baja plasticidad bajo cierta deformación angular (Kramer, 1996). Estudios realizados por Romo (1995) indicaron que para propósitos prácticos, el valor de $\xi_{m\acute{a}x}$ en arcillas de la Ciudad de México ($150 < IP < 190$) es de 13 %, mientras que el $\xi_{m\acute{i}n}$ es de alrededor de 0.5 %. Estos valores son mucho menores que los reportados para otras arcillas con índices de plasticidad bajos ($\xi_{m\acute{a}x}$ entre 20 y 26 %; $\xi_{m\acute{i}n} \approx 3$ %), indicando una clara dependencia de ξ con el índice de plasticidad.

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

4.3 Determinación de propiedades dinámicas

La determinación de propiedades dinámicas del suelo representa una actividad crítica para la solución de problemas geotécnicos que involucran cargas cíclicas. Los modelos analíticos y numéricos desarrollados para el análisis del comportamiento dinámico de los suelos deben ser alimentados con propiedades dinámicas propias del material. Para ello, es necesaria la ejecución de un conjunto de pruebas de campo o laboratorio que sean capaces de replicar las condiciones iniciales del sitio medidas desde la superficie hasta el basamento. Existen diversas pruebas de campo y laboratorio disponibles, cada una con ventajas y limitaciones. Su elección dependerá del correcto entendimiento del problema cuyo análisis ha de realizarse.

Debido a que cada prueba se ha diseñado para cierto intervalo de deformación angular, o tiene limitaciones inherentes en los aparatos, no se ha encontrado una prueba que resulte completamente adecuada para definir las propiedades dinámicas para todos los problemas de vibración asociados a sismos. La Figura 4.2 resume las pruebas de campo y laboratorio recomendadas con relación a la magnitud de deformación angular (Jaime, 1980 y Suárez, 2016).

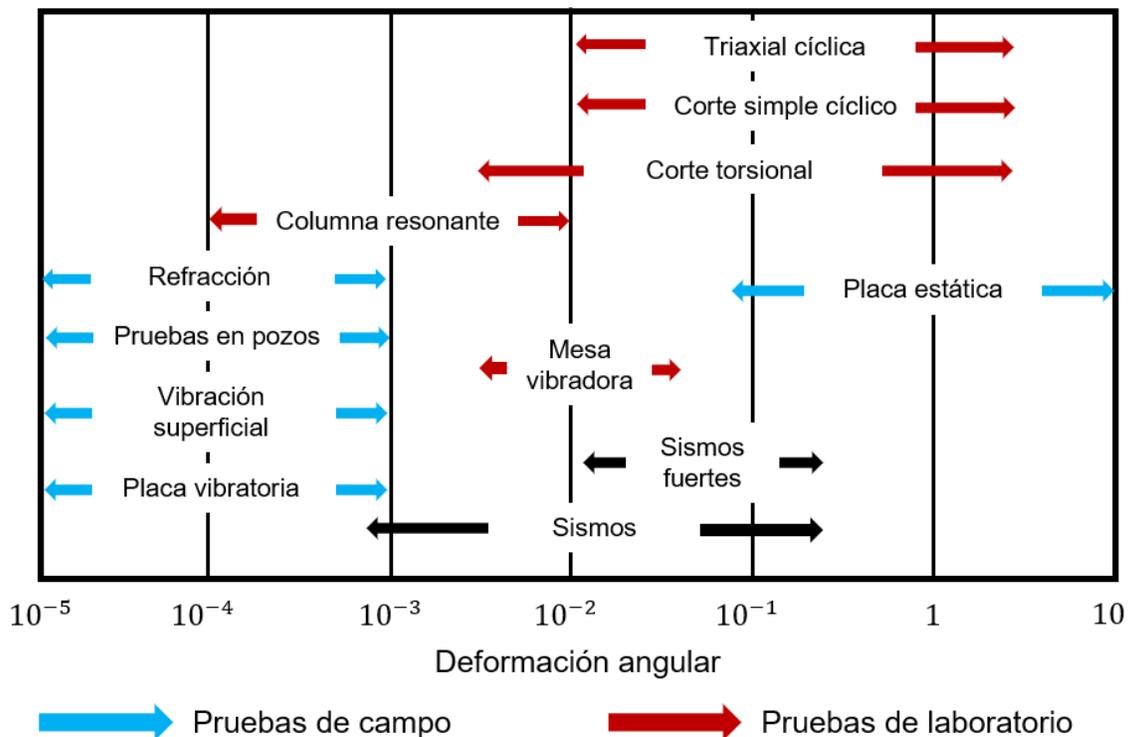


Figura 4.2 Pruebas de campo y laboratorio para la determinación de propiedades dinámicas (Modificado de Jaime, 1980 y Suárez, 2016).

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

4.3.1 Pruebas de campo

La medición de propiedades dinámicas a partir de pruebas de campo cuenta con numerosas ventajas; por ejemplo, se tiene la capacidad de medir la respuesta de volúmenes de suelo relativamente grandes induciendo deformaciones similares a aquellas que se presentarán en el problema de interés y se eliminan los problemas de muestreo no representativo. Estas pruebas se ejecutan en dos etapas. Primero se genera una onda o tren de ondas en el suelo, involucrando el tipo de onda y la fuente para su generación. En segundo lugar, se registra e interpreta dicha excitación, dando como resultado la velocidad de onda del suelo. La cantidad de energía liberada durante la ejecución de pruebas de campo es muy pequeña, por tanto, la amplitud de deformación angular para la cual se mide la velocidad también lo es, permitiendo el cálculo del módulo $G_{máx}$.

4.3.1.1 Pruebas en pozos

Cross-Hole

El método consiste en generar, en las paredes o en el fondo del pozo, una excitación dinámica, midiendo en un sondeo perforado a poca distancia del otro el tiempo que la perturbación requiere para llegar. Conocidos el tiempo de arribo y el espaciamiento entre los sondeos, e identificando el tipo de onda generada, se determina la velocidad de propagación de onda correspondiente a lo largo de una trayectoria horizontal. Estas velocidades se utilizan para el cálculo de los módulos dinámicos E o G .

Al ejecutar la prueba en diversos puntos, es posible obtener una variación de velocidades con respecto a la profundidad. Los principales componentes que intervienen en el método de los pozos cruzados son: los pozos, la fuente generadora, los receptores y el equipo de registro (Figura 4.3).

Para la ejecución del método se requiere un mínimo de dos pozos; sin embargo, el uso de más de ellos no solo permite el monitoreo de la velocidad de onda a distintas distancias, sino también la medición del decaimiento de la amplitud de onda, directamente relacionado con el amortiguamiento del suelo (Towhata, 2008).

Down-Hole

Consiste en la generación de ondas de corte o compresionales en la superficie del terreno, captadas por geófonos localizados dentro de un pozo vertical (Figura 4.3). Se registra el tiempo de arribo entre el origen de la excitación y la ubicación del geófono (Figura 4.4).

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

Se recomienda utilizar el golpe vertical de un martillo, de entre 5 a 15 kg de peso, sobre una placa metálica para la generación de ondas compresionales. En el caso de ondas de corte, se utiliza una viga metálica o de madera de 2.4 m, de largo por 15 cm de ancho, con picos de acero en la base, localizada a una distancia horizontal de uno a tres metros de la boca del pozo (CFE, 2015).

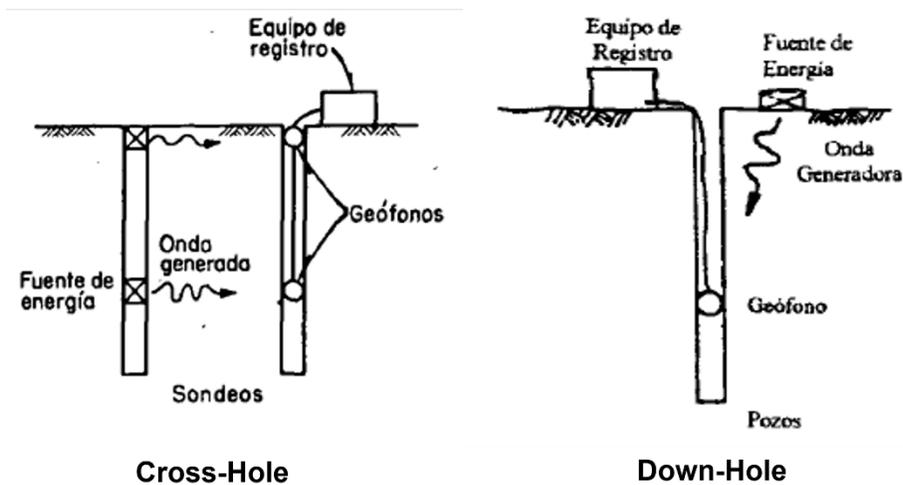


Figura 4.3 Pruebas en pozos (Jaime, 1987)

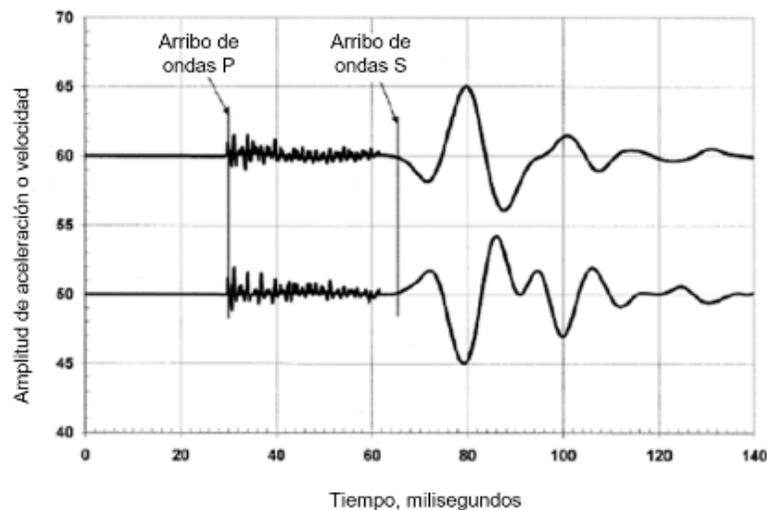


Figura 4.4 Tiempo de arribo de ondas (Modificado de ASTM D 7400)

Los sensores sísmicos utilizados para este estudio son de tipo triaxial, con componentes ortogonales entre sí, debiendo ser colocada alguna de ellas de forma paralela a la dirección o rumbo de la viga en superficie (CFE, 2015). Un solo geófono puede ser colocado a diferentes profundidades, a partir del fondo de la

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

excavación, o se puede utilizar una serie de geófonos distribuidos a profundidades predeterminadas, obteniendo así un gráfico de tiempo de traslado contra profundidad (Figura 4.5). La pendiente de la recta a cualquier profundidad representa la velocidad de propagación de la onda.

La prueba de cono sísmico es muy similar a una prueba de tipo Down-Hole. Se utiliza el equipo para prueba CPT al que se le adapta un geófono o un acelerómetro por encima de la celda de fricción. Durante la ejecución de una prueba de cono, la penetración se detiene el tiempo suficiente para generar impulsos en la superficie. Gráficos de tiempo de arribo contra profundidad pueden ser generados e interpretados para el cálculo de velocidades de onda.

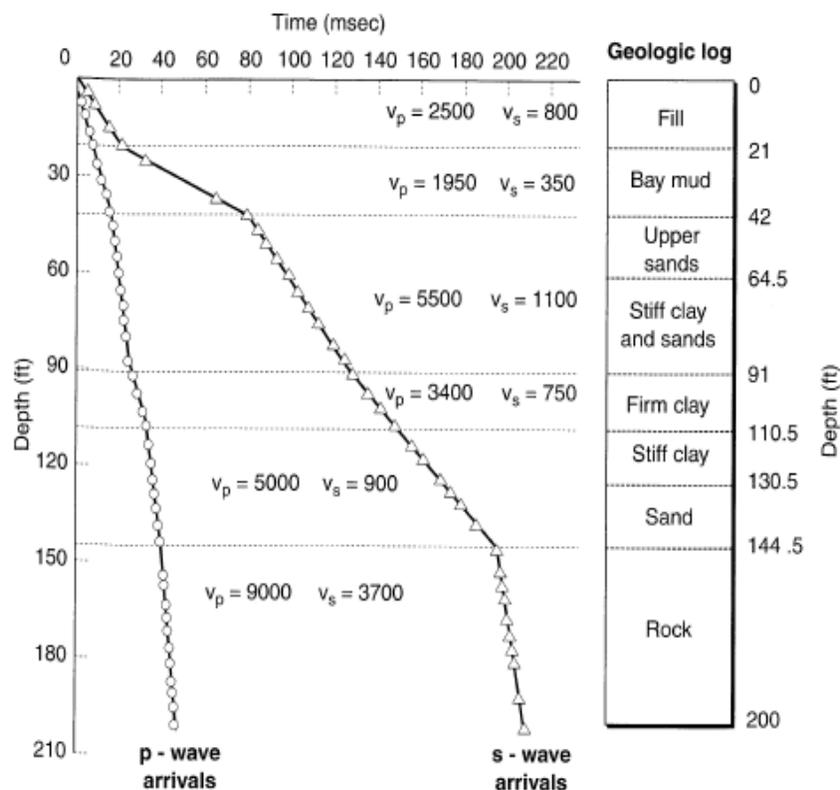


Figura 4.5 Gráfico tiempo de traslado vs. profundidad para una prueba Down-Hole. (Kramer, 1996).

Up-Hole

La prueba Up-Hole requiere de la generación de ondas cuya fuente de origen es liberada a diversas profundidades dentro de un pozo. Al igual que las pruebas descritas anteriormente, se requiere medir la velocidad de propagación promedio de las ondas de corte entre un geófono localizado a lo largo de la superficie de terreno y la fuente de energía.

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

4.3.1.2 Ensaye de refracción sísmica.

Se trata de una prueba geofísica que permite el mapeo de perfiles de suelo en áreas de gran extensión, además de la obtención de velocidades de propagación de onda compresional o cortante del depósito de suelo y/o roca. La prueba consiste en la medición de la velocidad de propagación de ondas elásticas generadas por una fuente en la superficie del terreno, viajando sobre la misma y al interior del suelo en todas direcciones.

El equipo básico para la ejecución de la prueba consiste en la fuente de generación de onda, los receptores o geófonos de componente horizontal o vertical, un sísmógrafo como unidad de adquisición de datos, los cables de conexión entre los sensores y el cable disparador con el que se marca el instante de inicio del registro de la unidad de adquisición (Figura 4.6). Durante el diseño de un tendido de refracción sísmica, es necesario definir la profundidad a la que se realizará el estudio en función del rango de espesores y velocidades esperados a partir del análisis de la geología de sitio. Con ello, se establece de forma correcta la longitud del tendido, la energía de la fuente sísmica, el espaciamiento entre geófonos, y el intervalo de muestreo.

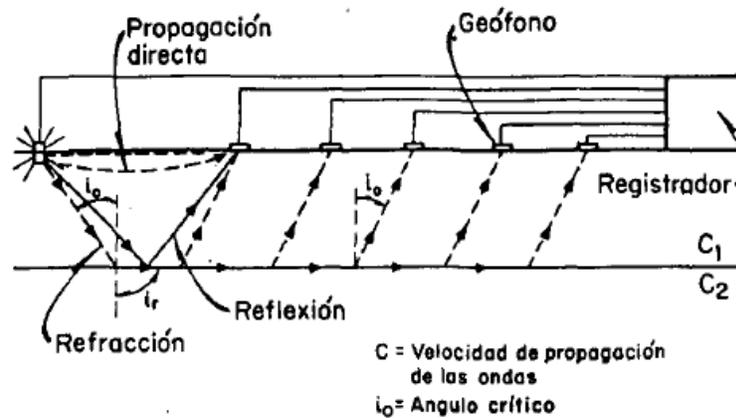


Figura 4.6 Método de refracción (Jaime, 1980).

El ensaye se lleva a cabo extendiendo una línea de geófonos, posteriormente se genera un tren de ondas en un extremo de la línea y se registra el tiempo de arribo en cada uno de los geófonos del tendido. A continuación, se genera otro tren de onda en el extremo opuesto de la línea y se vuelven a registrar los tiempos de llegada. Conociendo la distancia del geófono a la fuente y los tiempos de arribo, se elaboran curvas distancia vs tiempo denominadas domocrónicas. Las pendientes de la curva (bi o multilíneal) representan las velocidades del medio estratificado. El proceso debe repetirse en diversos puntos de tiro ubicados en los extremos o dentro del tendido.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Para generar estimaciones detalladas de velocidades de propagación se requiere de al menos cinco puntos de tiro, tres dentro del tendido y uno en cada extremo. El punto de tiro no debe ser cambiado hasta que no se tenga un registro útil (CFE, 2015).

El método de refracción solo puede utilizarse cuando los estratos superficiales tienen velocidades de propagación de onda, y por tanto rigideces, menores que los de estratos subyacentes.

4.3.1.3 Sonda suspendida.

La sonda suspendida es un método desarrollado originalmente por los investigadores de Oyo Corporation en Japón. Permite capturar la propagación de ondas de corte horizontales polarizadas viajando verticalmente en un depósito de suelo. Consiste en un dispositivo fuente, conformado por un solenoide horizontal de polaridad reversible localizado cerca de la base de la sonda, y dos geófonos biaxiales instalados a un metro de distancia unidos con un cilindro de aislamiento flexible. En un modelo típico, la sonda tiene 7 m de longitud y 54 mm de diámetro. El centro de los geófonos se encuentra alrededor de 5 m por encima del extremo inferior de la sonda (Ishihara, 1996).

La sonda tiene un contrapeso en su parte inferior, es controlada desde la superficie con un malacate con cable de acero conectado a un cabezal y sistema electrónico de control y registro (Figura 4.7).

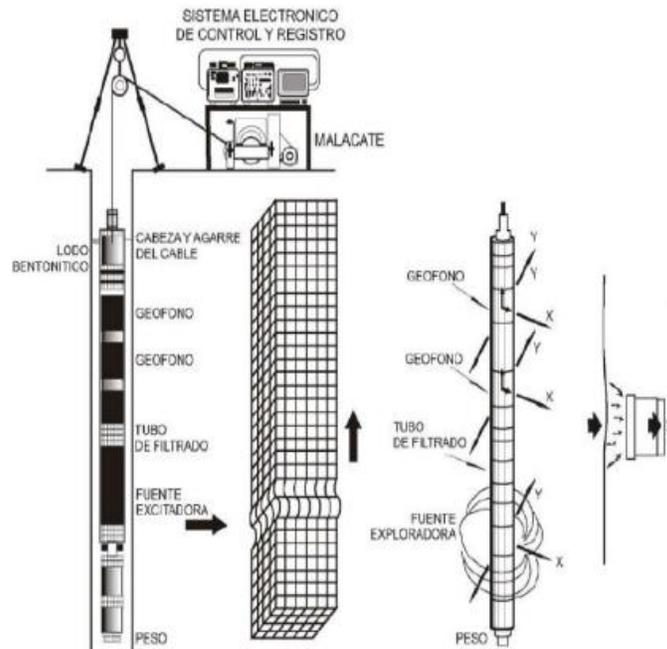


Figura 4.7 Equipo de sonda suspendida (CFE, 2015)

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

La sonda se desciende con un movimiento lento y uniforme, centrada por separadores de nylon, de tal forma que no toque las paredes de un barreno cuyo nivel máximo de perforación se encuentra aproximadamente de 3.0 a 4.0 m por debajo de la profundidad máxima a la que se ejecutará la prueba. El barreno tiene un diámetro de 4", puede ser no ademado lleno con fluido de perforación o ademado con PVC de pared delgada llenado con agua (CFE, 2015). En suelos blandos, como las arcillas del Valle de México, la prueba debe ejecutarse sin ademe, de lo contrario los resultados son poco satisfactorios debido al ruido que este genera en la señal (Figura 4.8, O. Flores, comunicación personal, 28 de marzo de 2024).

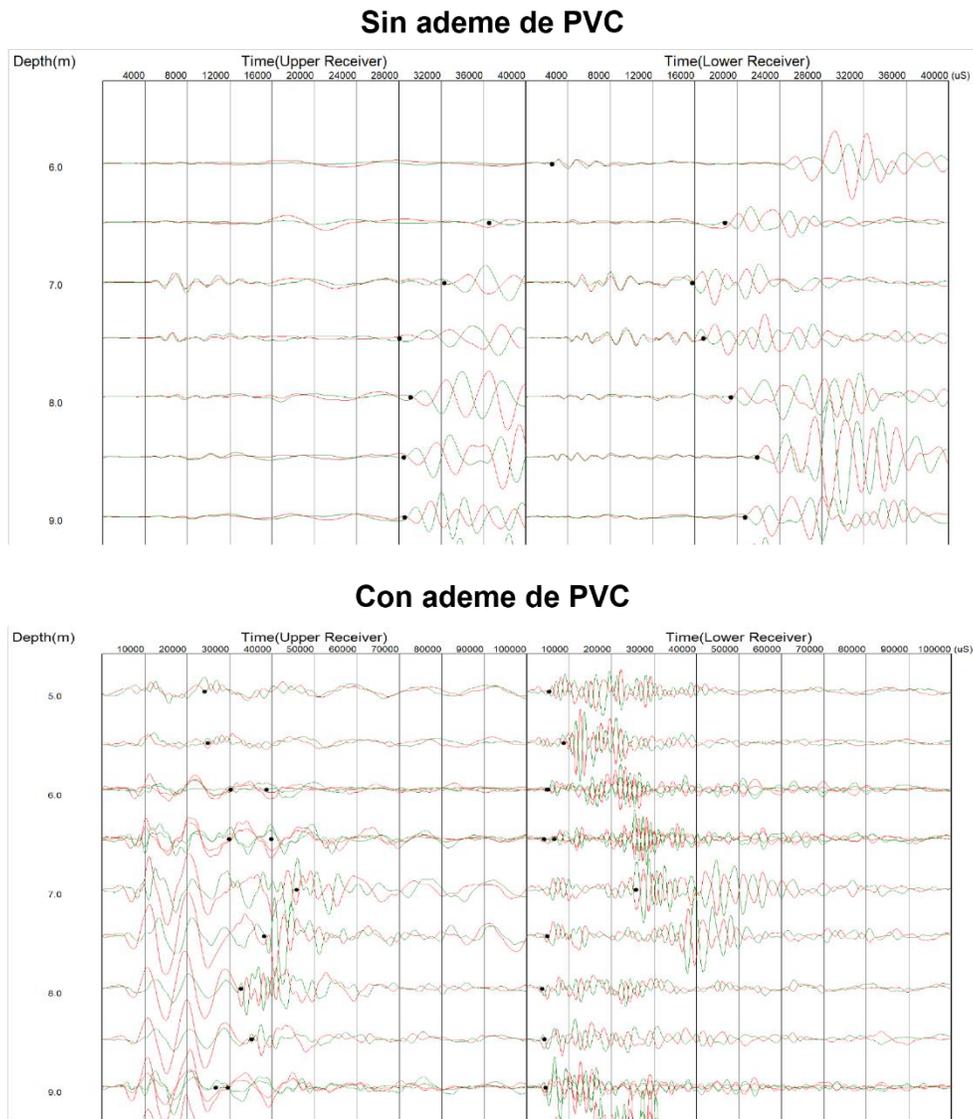


Figura 4.8 Visualización del arribo de ondas durante ensaye de sonda suspendida con y sin ademe (Flores, O. Flores, comunicación personal, 28 de marzo de 2024)

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

El sistema electrónico de control y registro consta de un panel de conectores donde se instala el cable que une este sistema con el malacate, un panel de operación donde se seleccionan los filtros y amplificaciones requeridos para realizar la prueba, una unidad de disco de almacenamiento de los datos arrojados del ensaye y una pantalla donde se observan los registros sísmicos con los arribos de las ondas (CFE, 2015).

La medición de la velocidad por este método puede ser ejecutada a mayores profundidades. De acuerdo con Ishihara (1996), la profundidad máxima alguna vez tratada fue de 300 m. Por otra parte, O. Flores (comunicación personal, 28 de marzo de 2024) indicó que la profundidad máxima alcanzada en ensayos ejecutados sin ademe en el Valle de México es de 120 m.

4.3.1.4 Pruebas de vibración superficial

Método de vibración estacionaria

Consiste en la generación de ondas superficiales estacionarias tipo Rayleigh de frecuencia conocida. El intervalo de distorsión angular generado en este tipo de pruebas se encuentra de 10^{-3} a 10^{-5} . En este procedimiento se utiliza un oscilador electromagnético u osciladores del tipo de masas rotativas, con el objetivo de generar ondas tipo Rayleigh en la superficie de un depósito de suelo. Una vez que se excita al suelo verticalmente con el oscilador, se detecta la vibración producida mediante un geófono, colocado a diferentes distancias del oscilador buscando determinar aquellas en las que la respuesta del suelo esté en fase con la excitación (Jaime, 1980).

La velocidad de onda Rayleigh se calcula a partir de la longitud de onda medida con los geófonos a lo largo de la superficie del terreno (λ_R) y la frecuencia de vibración en el origen (F) mediante la Ec. 4.17. Esta velocidad puede ser utilizada para la determinación de velocidades de onda de corte de acuerdo con lo estipulado en el Capítulo 3.1 del presente documento. Cambiando la frecuencia de vibración es posible estimar la variación de la velocidad de corte con respecto a la profundidad.

$$V_r = \lambda_R F \quad \text{Ec. 4.17}$$

Para suelos cuya rigidez cambia con respecto a la profundidad, la dispersión causará que la velocidad de fase de onda Rayleigh (V_r) varíe con la frecuencia. La forma del perfil de desplazamiento de onda Rayleigh sugiere que la medición de la velocidad de fase corresponde a las propiedades del suelo a una profundidad $\lambda_R/3$ (Gazetas, 1991; citado por Kramer, 1996) o $\lambda_R/2$ (Richart *et al.*, 1970; Jaime, 1980 y Suárez, 2016).

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

En suelos relativamente homogéneos, el criterio de la mitad de la longitud de onda ha entregado resultados satisfactorios. Para depósitos de materiales de gran espesor, donde las ondas se refractan varias veces, no se justifica la aplicación de relaciones matemáticas, y se ha comprobado la imprecisión de los resultados (Suárez, 2016).

Análisis espectral de ondas de superficie (SASW)

El método se basa en el monitoreo de la propagación de ondas superficiales tipo Rayleigh generadas en la superficie de un semiespacio elástico, horizontal infinito (Ishihara, 1996). La medición e interpretación de las curvas de dispersión obtenidas a diversas frecuencias es conocido como análisis espectral de ondas de superficie (Kramer, 1996). La forma de la onda y curva de dispersión de un sitio en particular se relaciona con la variación de velocidades de ondas de cuerpo con respecto a la profundidad, determinando así los espesores de un medio estratificado.

Para el registro de la oscilación, se colocan dos receptores verticales en la superficie de suelo alineados a la fuente (Figura 4.9). Los datos de salida de ambos receptores son enviados al equipo de registro, donde son convertidos en una expresión en el dominio de la frecuencia utilizando la transformada de Fourier.

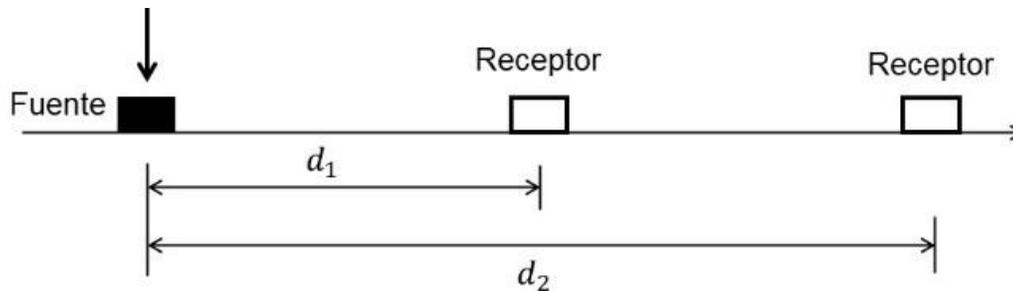


Figura 4.9 Configuración típica de equipo en prueba de análisis espectral de ondas de superficie, SASW.

La información más importante por extraer de un análisis es la fusión de densidad espectral cruzada. Esta es indicativa de las diferencias entre las características de fase entre dos puntos receptores a cada frecuencia (φ_f). La fusión de densidad espectral cruzada es definida como el espectro de salida multiplicado por un conjugado complejo del espectro de movimiento de entrada (Ishihara, 1996). Los tiempos de transmisión de onda entre los receptores pueden ser calculados con la Ec. 4.18 (Kramer, 1996).

$$\Delta t(f) = \frac{\varphi_f}{2\pi f}$$

Ec. 4.18

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Si se conoce la distancia entre los receptores, la velocidad de onda Rayleigh y su amplitud pueden calcularse como funciones de la frecuencia (Ishihara, 1996).

$$v_R(f) = \frac{\Delta d}{\Delta t(f)} \quad \text{Ec. 4.19}$$

$$\lambda_R(f) = \frac{v_R(f)}{f} \quad \text{Ec. 4.20}$$

El proceso para inferir la profundidad y velocidad de onda de corte de cada estrato de suelo, elástico horizontal infinito, basado en la curva de dispersión, es denominado proceso de inversión. Este proceso se ejecuta utilizando el criterio denominado modelo hacia adelante, en el que a través de un conjunto de iteraciones una curva de dispersión se determina basada en un modelo supuesto del perfil de suelo, misma que es comparada con la curva de dispersión real obtenida. Si la comparación no es satisfactoria, el modelo de suelo supuesto es modificado y la curva de dispersión es nuevamente comparada con la experimental (Ishihara, 1996).

La prueba SASW permite detectar pequeños estratos con velocidades de onda contrastantes; sin embargo, el método tiene como desventaja que requiere de equipo especializado y la interpretación de los resultados es dependiente de la experiencia del operador.

Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

Propuesto por Park *et al.* (1999), parte de la medición, mediante geófonos, de ondas en superficie generadas utilizando algún tipo de fuente sísmica. Al igual que en un tendido de refracción sísmica, la separación entre receptores determina la profundidad mínima de estudio, mientras que la profundidad máxima de exploración es dependiente de la longitud del tendido. A partir de la medición de ondas superficiales se calculan velocidades de onda cortante. La ejecución del procedimiento consiste en tres etapas: a) adquisición en campo de registros multicanal; b) obtención de las curvas de dispersión de cada registro; c) proceso de inversión (Rangel *et al.*, 2016).

Autocorrelación espectral (SPAC)

Se trata de una técnica sísmica pasiva basada en el análisis de un conjunto de registros de microtremores obtenido de manera simultánea mediante un arreglo de estaciones independientes. El método parte del supuesto de que todos los microtremores están compuestos básicamente por ondas superficiales

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

estacionarias en espacio y tiempo (Velázquez, 2020). La prueba tiene como objetivo el cálculo de la velocidad de onda superficial de fase para cada frecuencia detectada en los sismogramas. Para ello, se sigue la metodología propuesta por Aki K. (Rangel *et al.*, 2016).

Rangel *et al.* (2016) realizaron un conjunto de pruebas de campo para la determinación de la velocidad de onda de corte en depósitos arcillosos del Valle de México utilizando sonda suspendida, dilatómetro sísmico, MASW y SPAC. Los resultados obtenidos indican que cualquiera de las técnicas utilizadas produce resultados similares. La sonda suspendida y el dilatómetro sísmico brindaron mayor detalle en las mediciones, mientras que las técnicas MASW y SPAC permiten realizar mediciones a mayor profundidad. Esto indica claramente que se tratan de pruebas complementarias.

4.3.2 Correlaciones a partir de exploración geotécnica

Algunas pruebas de campo para la medición de propiedades mecánicas del suelo, como la penetración estándar (SPT) o la penetración con cono (CPT), generan un alto intervalo de deformaciones; sin embargo, pueden ser utilizadas para estimar el módulo cortante dinámico a partir de relaciones empíricas. En la Tabla 4.2 y la Tabla 4.1 se citan algunas de las correlaciones obtenidas para diversos tipos de suelo.

Tabla 4.1 Relaciones empíricas para la obtención de V_s basadas en pruebas SPT y CPT (Walr *et al.*, 2012)

Ensayo in situ	Fórmula empírica	Tipo de suelo	Observaciones	Referencias
SPT	$V_s = 26N_{60}^{0.17}(\sigma'_v)^{0.32}$	Limo y Arcilla	σ'_v en kPa	Walr <i>et al.</i> , 2012
	$V_s = 103.8 N_{60}^{0.27}$	Arcilla*	-	Imai y Tonouchi (1982)
	$V_s = 98.6 N_{60}^{0.30}$	Arena limosa*	-	Lee (1992)
	$V_s = 49.0(N_1)_{60}^{0.25}(\sigma'_v)^{0.14}$	Arena fina	σ'_v en kPa	Yoshida <i>et al.</i> (1988)
	$V_s = 91.8 N_{60}^{0.25}$	Arena media*	-	Ohta y Goto (1978)
	$V_s = 132.4 N_{60}^{0.25}$	Grava	-	Imai y Tonouchi (1982)
CPT	$V_s = 9.44 (q_c)^{0.435} (e_0)^{-0.532}$	Arcilla**	q_c en kPa	Mayne y Rix (1993)
	$V_s = 17.48 (q_c)^{0.13} (\sigma'_v)^{0.27}$	Arena*	σ'_v, q_c en kPa	Baldi <i>et al.</i> (1989)

*Era geológica = Holoceno, Origen = Aluvial; **Era geológica = Cuaternario

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Tabla 4.2 Relaciones empíricas para la obtención de $G_{máx}$ basadas en pruebas de campo (Suárez, 2016).

Ensayo in situ	Fórmula empírica	Tipo de suelo	Observaciones	Referencias
SPT	$G_{máx} = 20000(N_1)_{60}^{0.333}(\sigma'_m)^{0.5}$	Arenas	$G_{máx}$ y σ'_m en lb/ft^2	Ohta y Goto (1976); Seed et al. (1986)
	$G_{máx} = 325(N_1)_{60}^{0.68}$	Arenas	$G_{máx}$ en $Kips/ft^2$	Imai y Tonouchi (1982)
CPT	$G_{máx} = 1634(q_c)^{0.25}(\sigma'_v)^{0.375}$	Arena cuarcítica	$G_{máx}, \sigma'_v, q_c$ en kPa	Rix y Stokoe (1991)
	$G_{máx} = 406(q_c)^{0.695}(e_0)^{-1.13}$	Arcilla	$G_{máx}, q_c$ en kPa	Mayne y Rix (1993)

Ovando y Romo (1991) desarrollaron expresiones analíticas que permiten la evaluación de velocidades de onda de corte a partir de la resistencia a la penetración de cono (q_c). Para materiales limosos y arcillosos de la Ciudad de México, propusieron la Ec. 4.21, donde η y N_k son parámetros que dependen del tipo de suelo y γ_s es su peso volumétrico saturado.

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_k \gamma_s}} \quad \text{Ec. 4.21}$$

Por otra parte, a partir de un conjunto de ensayos CPT y de Sonda Suspendida ejecutados en el Ex Lago de Texcoco, Lucero (2017) propone el uso de la Ec. 4.22 para el cálculo de la velocidad de onda de corte (Figura 4.10).

$$V_s = 9.53\sqrt{q_c} \quad \text{Ec. 4.22}$$

Se destaca que las correlaciones presentadas han de tomarse con reserva, solo para la etapa de anteproyecto y para la definición de un correcto programa de exploración, ya que fueron obtenidas bajo condiciones específicas de sitio. Las velocidades de onda cortante deberán obtenerse con los métodos de medición directa descritos en este capítulo.

4.3.3 Pruebas de laboratorio

La selección del tipo de ensaye de laboratorio a ejecutar dependerá del problema específico de análisis, del nivel de deformaciones angulares esperadas y de las limitantes de cada prueba. Los ensayos de laboratorio que se utilizan comúnmente para la determinación de propiedades dinámicas de los suelos son la columna resonante, triaxial cíclica, corte simple cíclico, pulsos eléctricos, modelos a escala, entre otros.

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

4.3.3.1 Columna resonante

El ensaye de columna resonante permite conocer el módulo cortante dinámico y el porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo a partir de la aplicación de vibraciones forzadas, longitudinales o torsionales, de frecuencia variable, en una muestra de suelo sólida o hueca, colocada en una cámara triaxial bajo cierta presión de confinamiento. En un ensaye de columna resonante se varía la frecuencia de la vibración inducida en el espécimen hasta obtener la condición de resonancia en uno de sus modos normales de vibración.

A partir de una fuerza de torsión, medida en unidades de voltaje aplicado, se excita la probeta de suelo a una frecuencia inicial registrando la aceleración de respuesta. Posteriormente, se realizan incrementos constantes de frecuencia registrando la aceleración correspondiente, obteniendo el denominado barrido de frecuencias. A continuación, se imponen incrementos constantes de fuerza de torsión generando una serie de barridos. De la señal experimental aceleración vs. tiempo se obtiene el espectro de potencia, del que se determina la frecuencia y la amplitud pico a pico de la aceleración de respuesta (Figura 4.10).

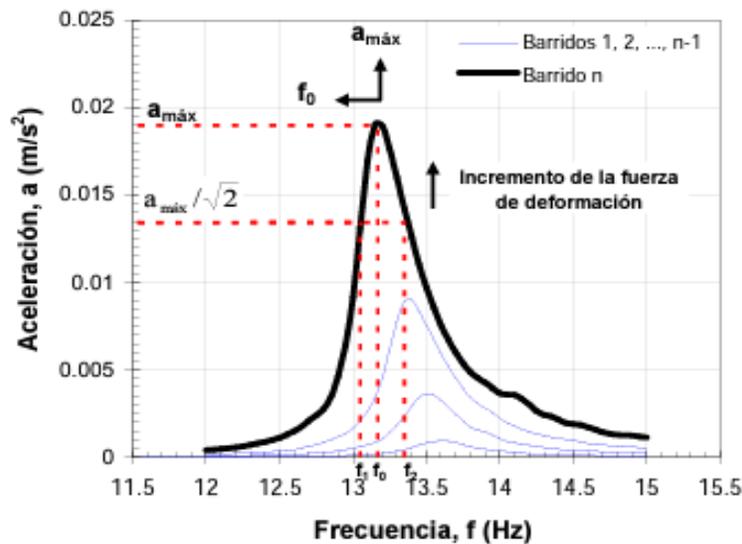


Figura 4.10 Curvas de respuesta bajo vibración forzada (Flores, 2008)

Para los diferentes incrementos de frecuencia de excitación se obtienen valores de aceleración correspondiente, permitiendo formar una curva de aceleraciones vs. frecuencia. Al aumentar la fuerza de torsión, se incrementa la aceleración máxima ($a_{\text{máx}}$) y se reduce la frecuencia a la que esta aceleración se presenta, denominada frecuencia de resonancia (f_0) (Flores *et al.*, 2012).

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

El módulo medido es función de la amplitud de deformación angular, el estado de esfuerzos al que se somete el material, la relación de vacíos del suelo, el tiempo y la temperatura (ASTM 4015, 2000). La prueba permite inducir deformaciones angulares al espécimen de suelo que van de $10^{-4}\%$ a $10^{-2}\%$ (Ishihara, 1996).

4.3.3.2 Triaxial cíclica

El ensaye consiste en colocar una muestra de suelo saturada, cubierta por una membrana impermeable, en una cámara triaxial, consolidándola a la presión de confinamiento deseada. Posteriormente, se le aplica un esfuerzo desviador cíclico (σ_{dc}) o deformación axial cíclica controlada, cuya forma de onda es senoidal, de amplitud constante y frecuencia conocida. La prueba triaxial cíclica permite inducir deformaciones angulares al espécimen de suelo de $10^{-2}\%$ a 5% (Ishihara, 1996). La carga axial cíclica, la deformación axial y radial del espécimen y la presión de poro se miden a partir del uso de transductores (Figura 4.11).

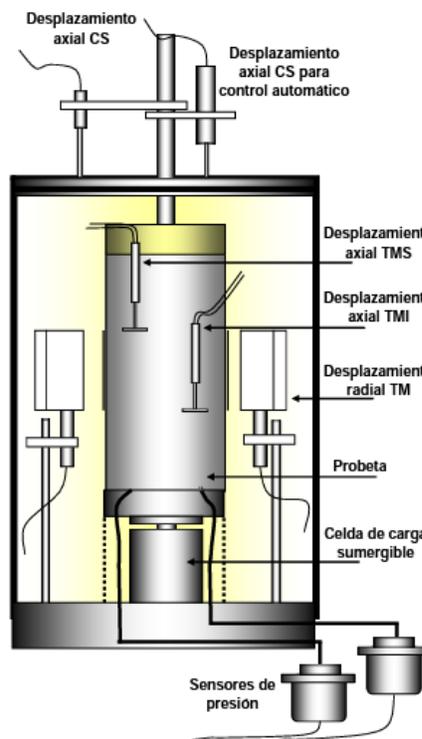


Figura 4.11 Transductores en el equipo triaxial cíclico (Flores, 2008)

De acuerdo con la forma en que se aplique el esfuerzo desviador cíclico, el ensaye se puede llevar a cabo de dos formas: a) solo en compresión o b) en compresión y extensión; en ambos casos bajo consolidación isótropa (Jaime, 1980). Con los datos recabados, es posible elaborar curvas de histéresis para cada ciclo de carga, graficando el esfuerzo normal vs. la deformación axial, a partir de la cual se calcula el módulo cortante dinámico y la relación de amortiguamiento crítico.

CAPÍTULO 4: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

Un conjunto de pruebas a velocidad de deformación constante, realizadas por Flores *et al.* (2012) en muestras inalteradas del ex Lago de Texcoco, indican que la velocidad de onda compresional es insensible al incremento de esfuerzos efectivos de consolidación, es decir, se mantiene un valor relativamente constante. De ellas, destacaron que el incremento de velocidad de onda cortante es proporcional al incremento de esfuerzo efectivo de consolidación. Sin embargo, la constante de proporcionalidad depende de la trayectoria de esfuerzos (consolidación isótropa o anisótropa).

4.3.3.3 Corte simple cíclico

El ensaye consiste en aplicar una fuerza cortante cíclica en dirección horizontal a una muestra de suelo, cilíndrica o de sección rectangular envuelta con una membrana, que a su vez es confinada por un resorte plano o recipiente de paredes móviles. A la muestra de suelo se le aplica un esfuerzo vertical. Posteriormente, a través de la tapa del espécimen, la probeta se somete a una fuerza cortante cíclica imponiendo una extensión nula en dirección horizontal, perpendicular a la dirección de la aplicación del esfuerzo cortante (Jaime, 1980). La prueba de corte simple cíclico permite inducir deformaciones angulares al espécimen de suelo $\gamma > 10^{-2}$.

Durante su ejecución se mide la fuerza cortante, el desplazamiento horizontal y la presión de poro. Con ello, es posible dibujar curvas de histéresis en un plano τ vs. γ , obteniendo el módulo cortante dinámico y el porcentaje de amortiguamiento crítico para una amplitud de deformación angular a partir de las características del ciclo de histéresis.

Este tipo de prueba tiene como ventaja que, al evitar el desplazamiento vertical, es posible simular condiciones de volumen constante. Se utiliza para estudiar la respuesta a esfuerzos cíclicos, el potencial de licuación de suelos granulares saturados no cementados y los fenómenos de resonancia en suelos (Suárez, 2016). Una limitante del ensaye es que el estado de esfuerzos desarrollado en el espécimen no es totalmente de corte simple (Jaime, 1980).

4.3.3.4 Pulsos

Consiste en la propagación de una onda de corte o compresional a través de un espécimen cilíndrico de suelo mediante la aplicación de una excitación eléctrica de muy alta frecuencia en cristales piezoeléctricos, colocados en la base y la tapa del espécimen. La excitación eléctrica produce una onda que viaja en el interior de la muestra de suelo. Al llegar a la base, los cristales piezoeléctricos se excitan mecánicamente y responden generando a su vez un pulso eléctrico. Ambas señales

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

se registran en un osciloscopio; de esta manera se conoce el tiempo transcurrido entre la entrada y la salida del pulso (Jaime, 1980).

Conociendo la longitud de la muestra de suelo, es posible calcular la velocidad de propagación del tipo de onda generada. Posteriormente, se calcula el módulo cortante dinámico mediante la Ec. 4.11; mientras que el módulo de Young se obtiene a partir de la Ec. 4.23.

$$E = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \rho V_p^2 \quad \text{Ec. 4.23}$$

Los resultados experimentales del módulo de rigidez y el porcentaje de amortiguamiento crítico acorde con el nivel de deformación angular, obtenidos en cada una de las pruebas descritas, deben ser ajustados a un modelo que permita conocer el comportamiento dinámico del suelo ante el incremento de deformación angular.

4.3.3.5 Ensaye de modelos a escala

Existen pruebas que permiten ensayar modelos de suelo a escala, sometiéndolos a fuerzas dinámicas con el objetivo de evaluar su comportamiento. Entre ellas destacan la mesa vibratoria y el ensaye de centrífuga, utilizados generalmente con fines de investigación.

La mesa vibratoria se ha utilizado para modelar problemas de licuación, asentamientos debidos a cargas dinámicas, problemas de presión lateral de tierras, entre otros (Suárez, 2016). Durante la prueba se controla la carga dinámica, permitiendo desplazamientos horizontales con varios grados de libertad. La mesa vibratoria tiene como ventaja permitir evaluar el comportamiento de modelos que no están restringidos a un tamaño en específico. Por otra parte, una desventaja es que, en el caso de modelos a escala, no es posible representar correctamente el estado de esfuerzos en los materiales (Suárez, 2016).

El principio de los ensayos geotécnicos en una centrífuga es mantener los esfuerzos en el modelo con el mismo valor en puntos homólogos en el prototipo. Si se usan materiales idénticos con el modelo y en el prototipo, y las dimensiones de la longitud son reducidas N veces, la gravedad debe incrementarse N veces para preservar esfuerzos idénticos. El modelo es colocado a una distancia (r) del eje de la centrífuga y es rotado con una velocidad igual a $\sqrt{N/r}$ (Kramer, 1996).

5 INFLUENCIA DE γ EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

La relación esfuerzo-deformación del suelo es, en general, no lineal. La no linealidad se manifiesta mediante una variación de G y ξ a medida que incrementa la amplitud de deformación angular debido a la aplicación de carga cíclica. Este cambio puede ser asociado con la pérdida de fuerzas intermoleculares y superficiales dentro del esqueleto del suelo (Bentley, 2022).

La caracterización de la rigidez de un elemento de suelo requiere de la evaluación de $G_{m\acute{a}x}$ y de la forma en que $G/G_{m\acute{a}x}$ varía con respecto a la deformación angular producida, generalmente descrita de forma gráfica por una curva de degradación.

Vucetic y Dobry (1991) concluyeron que la forma de la curva de degradación del módulo de rigidez en suelos arcillosos es influenciada, en mayor medida, por el índice de plasticidad (Figura 5.1). En sus resultados se muestra que el módulo G de un suelo arcilloso de alta plasticidad se degrada en menor escala con la misma deformación angular que un suelo arcilloso de baja plasticidad.

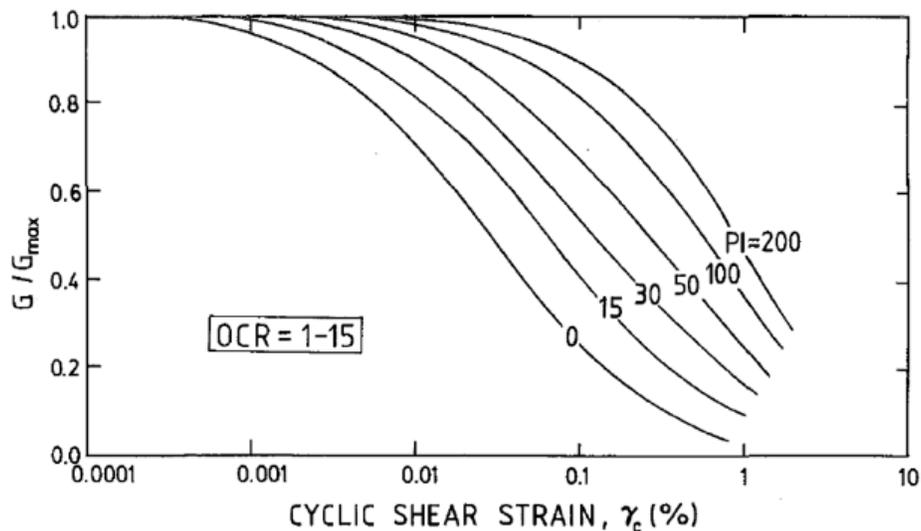


Figura 5.1 Dependencia de la degradación del módulo de rigidez con la plasticidad (Vucetic y Dobry, 1991).

En suelos de baja plasticidad, la reducción del módulo G es influenciada por la presión de confinamiento. En arenas, el intervalo en que se reduce el módulo G se vuelve mayor a medida que los esfuerzos de confinamiento disminuyen (Kokusho, 1980).

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Estudios realizados por Seed e Idriss (1970); Kovacs *et al.* (1971); Hardin y Drnevich (1972); Taylor y Parton (1973); demostraron consistentemente que el módulo G de las arcillas tiende a disminuir significativamente con la deformación angular una vez que cierto valor es excedido. El módulo G en suelos arcillosos se vuelve dependiente de la amplitud de deformación angular cuando $\gamma > 10^{-2}$ %. Según el intervalo de plasticidad del suelo, la dependencia se puede generar a una amplitud de deformación angular de 10^{-1} % (Romo, 1995).

Para las arcillas de la Ciudad de México, debido a su alta plasticidad y tipo de estructuración, se requiere de una amplitud de deformación angular grande para que se desarrolle un comportamiento no lineal ante la aplicación de cargas cíclicas. A partir de la ejecución de pruebas de columna resonante y corte simple cíclico, Díaz (1992) investigó la variación de G y ξ para un amplio intervalo de deformaciones angulares en muestras inalteradas de arcilla de la Ciudad de México. Los resultados muestran que el efecto de la presión de confinamiento desaparece. Asimismo, el módulo G es aproximadamente constante para deformaciones de hasta 0.1 %.

Díaz (1992) afirmó que si la frontera que separa el comportamiento lineal del no lineal es arbitrariamente definida por el valor de la amplitud de deformación para el que $G/G_{m\acute{a}x} = 0.80$, las arcillas de la Ciudad de México tienden a un comportamiento lineal hasta una amplitud de deformación angular de aproximadamente 0.3%, siendo este mayor que todas las arcillas estudiadas en la literatura.

Lo anterior fue verificado por Romo (1995), quien indica que las arcillas de la Ciudad de México tienen un comportamiento lineal hasta alcanzar deformaciones angulares que oscilan entre 0.2 y 0.3 %, según el índice de plasticidad y la consistencia relativa.

Cuando un espécimen de suelo es sometido a la aplicación de cargas cíclicas, amplitud y duración conocida, sufre deformaciones de tipo transitorias. Posterior a cierto número de ciclos, el suelo acumula deformaciones permanentes. El intervalo de deformaciones permanentes incrementa una vez que se rebasa cierto valor de deformación, indicando la existencia de un umbral de deformación angular a partir del que las deformaciones plásticas se acumulan.

De acuerdo con los resultados de Romo (1995), el umbral de deformación por corte al que se acumulan deformaciones plásticas es de 2.25 %. Este umbral es un orden de magnitud mayor que la deformación angular que separa el comportamiento lineal y no lineal de la arcilla. Esta diferencia indica que entre ambos umbrales, a pesar de que las arcillas se comporten como materiales no lineales, las deformaciones plásticas permanecen insignificantes hasta que se alcanzan deformaciones del orden de 2.25 %. Esto indica que para arcillas de alta plasticidad, como las de la

CAPÍTULO 5: DEPENDENCIA DE γ EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

Ciudad de México, las deformaciones permanentes se presentan en forma significativa solo cuando el suelo se encuentra cerca de la falla bajo la aplicación de cargas cíclicas.

Con el objetivo de investigar el efecto del drenaje en la dependencia de G y ξ con la amplitud de deformación angular, Kokusho (1980) ejecutó una serie de pruebas triaxiales en muestras de arena bajo condiciones drenadas. Los resultados demostraron que el efecto de las condiciones de drenaje en la dependencia del módulo G y ξ con la amplitud de deformación angular es prácticamente nulo para un intervalo de deformación angular de 10^{-6} a $5 \times 10^{-3} \%$.

Resultados de pruebas triaxiales cíclicas en muestras de arcillas con $IP > 250$, reportados por Romo (1995), mostraron consistentemente que el exceso de presión de poro dinámica generada en el suelo es muy pequeño, aún cerca de la falla.

5.1.1 Dependencia $G - \gamma$

A partir del módulo de rigidez al corte dinámico máximo, es posible estimar el módulo G para el nivel de deformación angular requerido. Hardin y Drnevich (1972) proponen el uso de la Ec. 5.1, donde γ_r es la amplitud de deformación angular de referencia, K_0 el coeficiente de empuje de tierras en reposo y φ', c' el ángulo de fricción interna y cohesión aparente del suelo obtenido en términos de esfuerzos efectivos.

$$G(\gamma) = \frac{G_{m\acute{a}x}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \text{Ec. 5.1}$$

donde:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{G_{m\acute{a}x}} \quad \text{Ec. 5.2}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \left[\left(\frac{1 + K_0}{2} \sigma'_v \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right)^2 - \left(\frac{1 - K_0}{2} \sigma'_v \right)^2 \right]^{1/2} \quad \text{Ec. 5.3}$$

Los efectos de la presión de confinamiento y del índice de plasticidad en la reducción del módulo G fueron combinados por Ishibashi y Zhang (1993). Con ello, desarrollaron la Ec. 5.4 para limos y arcillas, mientras que para arenas la degradación del módulo G se obtiene empleando la Ec. 5.5, donde σ'_0 deberá ser ingresado en kPa.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A
PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = K(\gamma, I_p)(\sigma'_m)^{m(\gamma, I_p) - m_0} \quad \text{Ec. 5.4}$$

$$K(\gamma, I_p) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(I_p)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$n(I_p) = 0.00 \quad \text{si} \quad I_p = 0$$

$$n(I_p) = 3.37 \times 10^{-6} I_p^{1.404} \quad \text{si} \quad 0 < I_p < 15$$

$$n(I_p) = 7.00 \times 10^{-7} I_p^{1.976} \quad \text{si} \quad 15 < I_p < 70$$

$$n(I_p) = 2.70 \times 10^{-5} I_p^{1.115} \quad \text{si} \quad I_p > 70$$

$$m(\gamma, I_p) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} e^{-0.0145 I_p^{1.3}}$$

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = K(\gamma)(\sigma'_m)^{m(\gamma) - m_0} \quad \text{Ec. 5.5}$$

$$K(\gamma) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\}$$

La variación de G en función del número de ciclos (N) puede ser evaluado utilizando la relación propuesta por Idriss *et al.* (1978) donde G_N es el módulo de rigidez por ciclo de carga y t un parámetro de degradación, dependiente de la magnitud de deformación cíclica y la trayectoria de esfuerzo que siga la muestra en consolidación (citado por Romo, 1995).

$$G_N = G_{m\acute{a}x} N^{-t} \quad \text{Ec. 5.6}$$

En arcillas normalmente consolidadas, el parámetro t varía con la deformación al corte cíclica utilizando la Ec. 5.7 para una consolidación anisótropa y deformación angular menor al 2%; y la Ec. 5.8, para consolidación isótropa y una deformación angular menor al 6% (Romo, 1995).

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0299) \gamma \quad \text{Ec. 5.7}$$

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0122) \gamma \quad \text{Ec. 5.8}$$

CAPÍTULO 5: DEPENDENCIA DE γ EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

5.1.2 Dependencia $\xi - \gamma$

El ancho de un ciclo de histéresis exhibido por un suelo sometido a carga cíclica incrementa a medida que crece la amplitud de deformación angular γ , por ende, aumenta el amortiguamiento. Hardin y Drnevich (1972), proponen el uso de la Ec. 5.9 para el cálculo de ξ ante deformaciones angulares $\gamma < 10^{-4}$, donde $\xi_{m\acute{a}x}$ es el valor máximo de la fracción de amortiguamiento crítico que el suelo puede alcanzar antes de alcanzar la falla bajo cargas cíclicas.

$$\xi(\gamma) = \frac{\xi_{m\acute{a}x} \frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \text{Ec. 5.9}$$

De la misma manera que el comportamiento de una curva de degradación del módulo G es influenciado por las características de plasticidad de un suelo, también lo está el comportamiento de ξ (Kokusho *et al.*, 1982; Dobry y Vucetic, 1987). Además, suelos de baja plasticidad presentan una dependencia del porcentaje de amortiguamiento crítico con el esfuerzo de confinamiento (Kramer, 1996).

Los efectos de la presión de confinamiento y del índice de plasticidad en el incremento de ξ fueron combinados por Ishibashi y Zhang (1993). Para limos y arcillas, recomiendan el uso de la Ec. 5.10, mientras que para arenas se recurre a la Ec. 5.11.

$$\xi = 0.333 \frac{1 + e^{-0.0145I_p^{1.3}}}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} + 1 \right] \quad \text{Ec. 5.10}$$

$$\xi = 0.333 \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} + 1 \right] \quad \text{Ec. 5.11}$$

5.2 Modelos analíticos de no linealidad en suelos.

La importancia del estudio de leyes constitutivas que modelen el comportamiento de suelos sometidos a carga dinámica radica en los cambios en la respuesta sísmica que exhiben los suelos debido a un comportamiento no lineal e hysterético. Entre los modelos de comportamiento dinámico que reproducen la no linealidad del suelo destacan:

- Modelo Ramberg-Osgood
- Modelo Hardin-Drnevich-Cundall-Pyke (HDCP)
- Modelo Martín-Davidenkov

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

➤ Modelo tipo Masing

Ishihara (1996) argumentó que la modelación de las propiedades dinámicas del suelo debe considerar una ley constitutiva que defina el comportamiento elástico y elastoplástico de los suelos, tal como lo hace un modelo tipo masa (González y Romo, 2011).

La variación de G con la deformación angular fue modelada por Romo (1995), obteniendo como resultado la Ec. 5.12, donde A y B son parámetros que definen la geometría de las curvas, y γ_r es la deformación angular de referencia, correspondiente a la deformación angular a la que el 50% del módulo de rigidez se ha degradado (Figura 5.2).

$$G = G_{m\acute{a}x}(1 - H(\gamma))$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}} \right]^{A'} \quad \text{Ec. 5.12}$$

$$A' = A + I_r = A + \frac{L_L - \omega}{I_p}$$

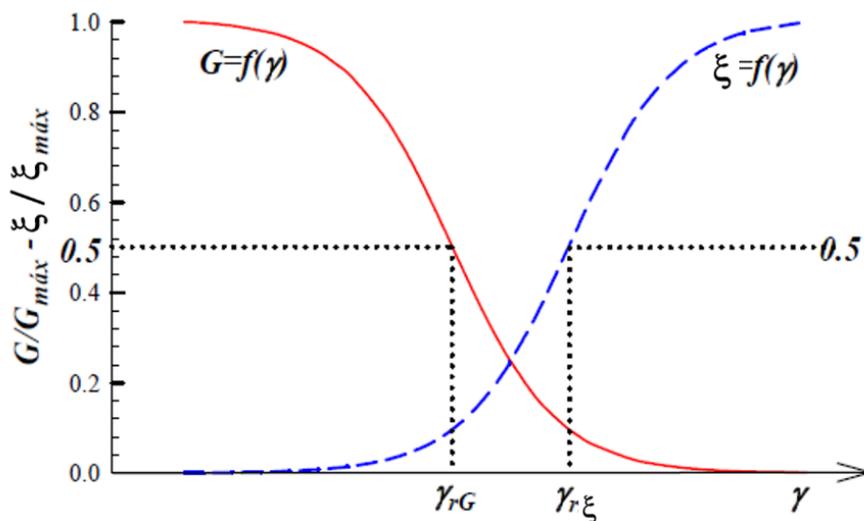


Figura 5.2 Puntos de inflexión de las relaciones $G/G_{m\acute{a}x}-\gamma$ y $\xi-\gamma$ (González y Romo, 2011).

CAPÍTULO 5: DEPENDENCIA DE γ EN LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

Los parámetros que definen la geometría de las curvas y la deformación angular de referencia son dependientes de la plasticidad del suelo. Valores típicos de los parámetros para arcillas de la Ciudad de México se presentan en la Figura 5.3

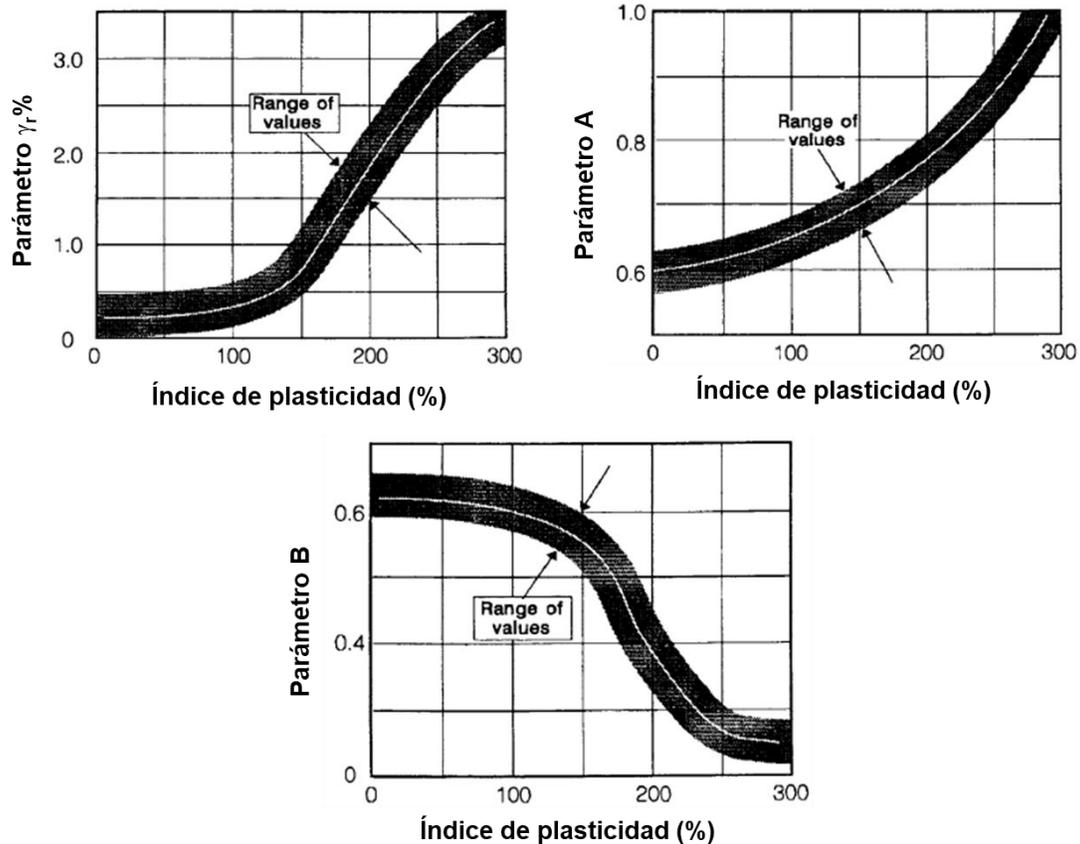


Figura 5.3 Parámetros del modelo tipo masa (Romo, 1995).

Romo (1995) modeló la variación del porcentaje de amortiguamiento crítico utilizando el modelo hiperbólico de comportamiento tipo masa. Para ello, recurre al empleo de la Ec. 5.13, donde $\xi_{mín}$ es la fracción de amortiguamiento crítico del suelo a bajas deformaciones

$$\xi = (\xi_{máx} - \xi_{mín})H(\gamma) + \xi_{mín} \quad \text{Ec. 5.13}$$

La familia de curvas generadas para cada uno de los estratos que tienen influencia en la respuesta dinámica de sitio deberán ser consistentes con los resultados de laboratorio reportados a partir de la ejecución de pruebas dinámicas. En la Figura 5.4 se presenta un ejemplo de curvas que establecen el comportamiento no lineal del suelo.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

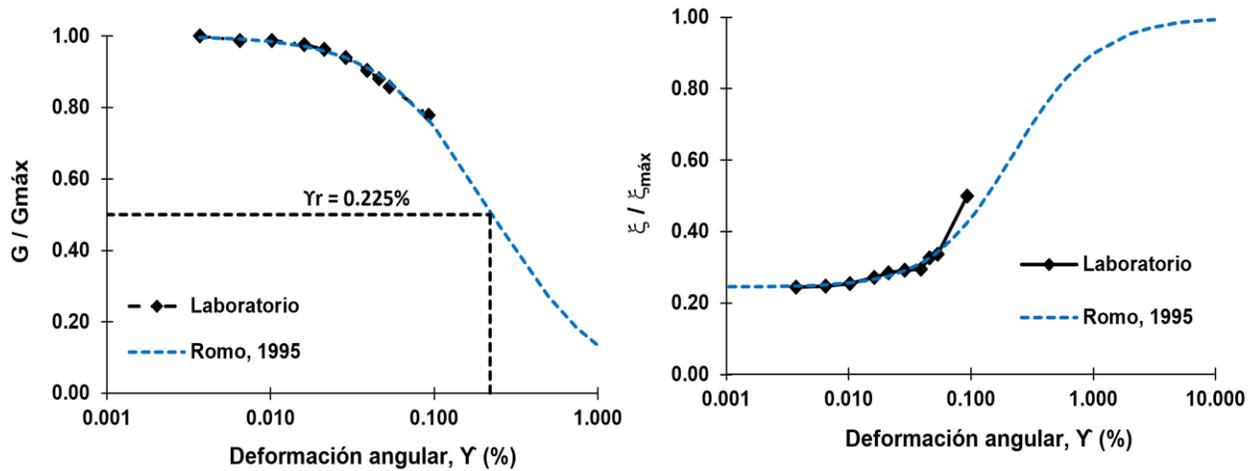


Figura 5.4 Comparativa en la determinación del comportamiento no lineal del suelo a partir de soluciones analíticas y ensayos de laboratorio

Se destaca que al simular el comportamiento no lineal de un suelo de baja plasticidad, sometido a un esfuerzo de confinamiento pequeño, el resultado que se obtiene con la Ec. 5.12 es similar al reportado utilizando las ecuaciones propuestas por Ishibashi y Zhang (1993). A medida que incrementa el esfuerzo de confinamiento en este tipo de suelos, se recomienda el uso de la Ec. 5.4 debido a que el modelo de Romo (1995) no toma en cuenta el estado de esfuerzos al que está sometido el suelo.

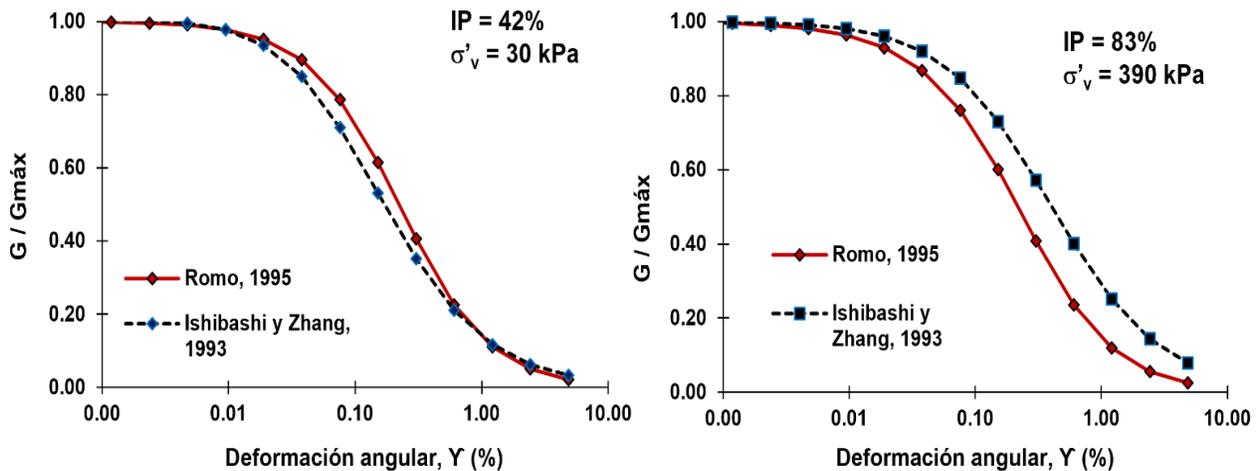


Figura 5.5 Dependencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento no lineal de suelos de baja plasticidad

6 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Caracterizar el comportamiento del suelo ante la aplicación de carga dinámica es solo uno de los pasos a seguir durante la ejecución de un análisis de respuesta. El objetivo principal es determinar la reacción, generalmente en superficie, de un depósito de suelo ante una excitación externa. Con ello, a partir de la construcción de espectros que expresan la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad sujetos a movimientos representados por historias de tiempo, del conjunto de características físicas y del comportamiento dinámico de una estructura, se determina el conjunto de fuerzas y momentos adicionales a considerar durante su diseño.

En forma rigurosa, un análisis de respuesta en campo libre debe considerar el tipo de mecanismo de ruptura que produce la propagación de ondas sísmicas a través de la corteza terrestre hasta el basamento. Sin embargo, el estudio de la naturaleza de la transmisión de la energía entre la fuente y basamento es complicada e involucra diversas incertidumbres en aspectos que influyen en la respuesta del sitio, por ejemplo, las variaciones geológicas entre el foco y el basamento (Kramer, 1996).

Generalmente, la excitación sobre el basamento en el sitio es determinada utilizando enfoques deterministas, a partir de historias de aceleración obtenidas de registros en estaciones acelerométricas cercanas al sitio, posicionadas en roca; o probabilistas, representada con espectros de peligro uniforme obtenidos a partir del empleo de relaciones matemáticas predictivas de movimiento en función del periodo de retorno, el tipo de fuente, magnitud y distancia epicentral, mejor conocidas como leyes de atenuación. En la Tabla 6.1 se presenta un conjunto de leyes de atenuación dependientes del tipo de fuente sísmica.

Posteriormente, se analiza el efecto en superficie de la propagación de ondas desde el basamento, obteniendo como resultado un espectro. La magnitud en que la respuesta sísmica es amplificada está directamente relacionada con las propiedades dinámicas y espesor del medio.

Es posible ejecutar análisis de respuesta de sitio unidimensional, bidimensional o tridimensional (1D, 2D, o 3D). Un análisis de respuesta unidimensional (1D) asume un medio de extensión horizontal infinita, cuya respuesta es predominantemente causada por ondas de corte propagándose verticalmente. La respuesta de sitio se puede obtener empleando enfoques que caracterizan al suelo mediante una aproximación lineal, donde las propiedades dinámicas son constantes; lineal equivalente, mediante procesos iterativos con una dependencia de las propiedades dinámicas con el nivel de deformación angular; o no lineal, ejecutando procesos de integración numérica en el dominio del tiempo (Kramer, 1996).

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Tabla 6.1 Leyes de atenuación

Autor	Año	Fallamiento	Ecuación
Campbell K.	1981	Transformante	$PGA = a \exp(bM)[R + c(M)]^{-d}$ $c(M) = c_1 \exp(c_2 M)$
Singh <i>et al.</i>	1982	Transformante	$\log A(f, R) + \log R = \log s(f) - \left \frac{1.364f}{Q} \right t.$
Joyner y Boore	1988	Transformante	$\log y = a + b(M_i - 6) + c(M_i - 6)^2 + d \log R + kR + s$
Youngs <i>et al.</i>	1997	Subducción	$\ln(SA/PGA) = B_1 + B_2(10 - M_i)^3 + B_3 \ln \left[(r_{rup})_{ij} + e^{\alpha_1 + \alpha_2 M_i} \right]$
Ordaz <i>et al.</i>	1994	Subducción	$\ln A(f) = \alpha_0(f) + \alpha_1 M + \alpha_2 \ln R + \alpha_3(f)R + \epsilon$
García <i>et al.</i>	2005	Normal	$\log Y = c_1 + c_2 M_w + c_3 R - c_4 \log R + c_5 H + \sigma$
Abrahamson y Silva	1997	Normal	$\ln Sa(g) = f_1(M, r_{rup}) + Ff_3(M) + HWf_4(M, r_{rup}) + Sf_5(\widehat{p\hat{g}a_{rock}})$

Modelos bidimensionales (2D) son utilizados durante la evaluación de efectos topográficos o zonas de transición de suelos en la respuesta sísmica mediante soluciones en el dominio del tiempo. Análisis tridimensionales (3D) son recomendados cuando se requiere involucrar las tres componentes del movimiento debido a la presencia de aceleraciones verticales importantes, generalmente en sitios cercanos a la fuente sísmica. Para estos casos se recurre al uso de herramientas computacionales basadas en análisis de elemento finito o diferencias finitas (Flores *et al.*, 2014).

El uso de herramientas computacionales ha contribuido, en gran medida, a la reducción de tiempos de ejecución durante los análisis de respuesta de sitio. Sin embargo, como en cualquier análisis geotécnico, su uso indiscriminado conlleva a un diseño geotécnico o estructural erróneo.

6.1 Metodología de Trabajo

Durante el desarrollo del presente trabajo se ejecutaron análisis de respuesta unidimensional en sitios de la Ciudad de México. La metodología seguida se presenta en la Figura 6.1 y se resume a continuación:

- **Caracterización estratigráfica:** Se determina la configuración estratigráfica del sitio desde el basamento hasta la superficie. Se recurre a métodos de exploración geotécnica y geofísica para la determinación de propiedades

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

índice, mecánicas y dinámicas del suelo. Se destaca la correcta obtención de módulos drenado (E_{50}), en descarga (E_{ur}) y edométrico (E_{oed}).

- **Comportamiento no lineal del suelo:** Generación de una familia de curvas $G/G_{máx}$ vs. γ y ξ vs. γ a partir del empleo de modelos analíticos.
- **Movimiento de entrada:** Se determina la excitación a la que estará sujeta el basamento durante el análisis de respuesta mediante el uso de registros acelerográficos o espectros de peligro uniforme.
- **Análisis lineal y lineal equivalente:** Se ejecuta el análisis de respuesta lineal y lineal equivalente por medios analíticos o computacionales.
- **Análisis con modelado numérico:** El modelo del suelo es definido con base a la configuración estratigráfica determinada durante los trabajos de exploración, en conjunto con los parámetros de entrada dependientes del modelo. Se determina el amortiguamiento superficial y tamaño de los elementos de la malla a partir de un análisis del espectro de amplitudes de Fourier del movimiento de entrada. Posteriormente, se establecen las condiciones de frontera y se comprueban los resultados del modelo elástico lineal utilizando los resultados obtenidos en la etapa anterior.
- **Lectura y análisis de resultados:** Entre los resultados que se obtienen a partir de los análisis de respuesta efectuados se encuentran el estado esfuerzo-deformación del suelo en el tiempo, degradación máxima de módulos de rigidez, aceleraciones y espectros de respuesta en cualquier punto del perfil estratigráfico.

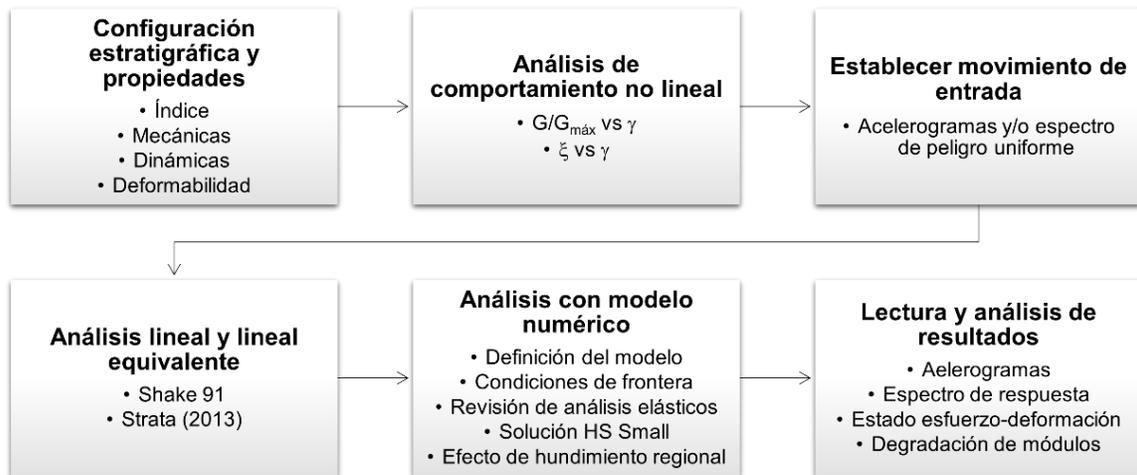


Figura 6.1 Metodología general para la ejecución de análisis de respuesta

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

6.2 Caso práctico

El análisis de la respuesta sísmica se ejecutó en dos sitios de la Ciudad de México, ubicados en la Zona Geotécnica III o Lacustre, establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC, 2017), del Reglamento de construcciones para la Ciudad de México (Figura 6.2).

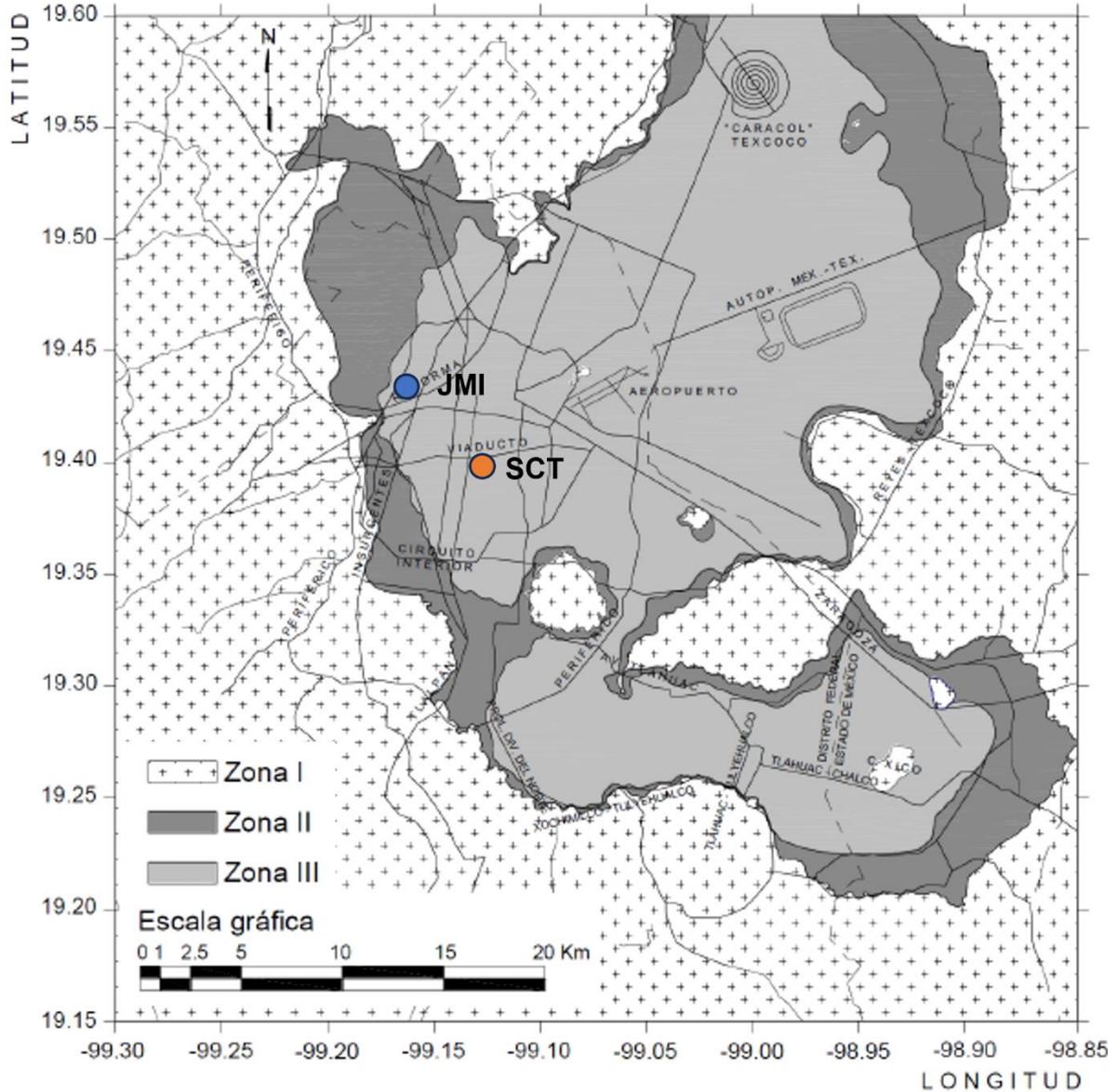


Figura 6.2 Ubicación de casos de estudio en mapa de zonificación geotécnica (NTC-DCC, 2017)

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

6.2.1 Estratigrafía

Las condiciones geotécnicas del suelo en el primer sitio, denominado JMI, fueron proporcionadas por la empresa Sísmica de Suelos. Se obtuvieron a partir de la ejecución de sondeos exploratorios, sondeos de muestreo selectivo, pruebas de Cono Eléctrico y la instalación de estaciones piezométricas (Figura 6.3).

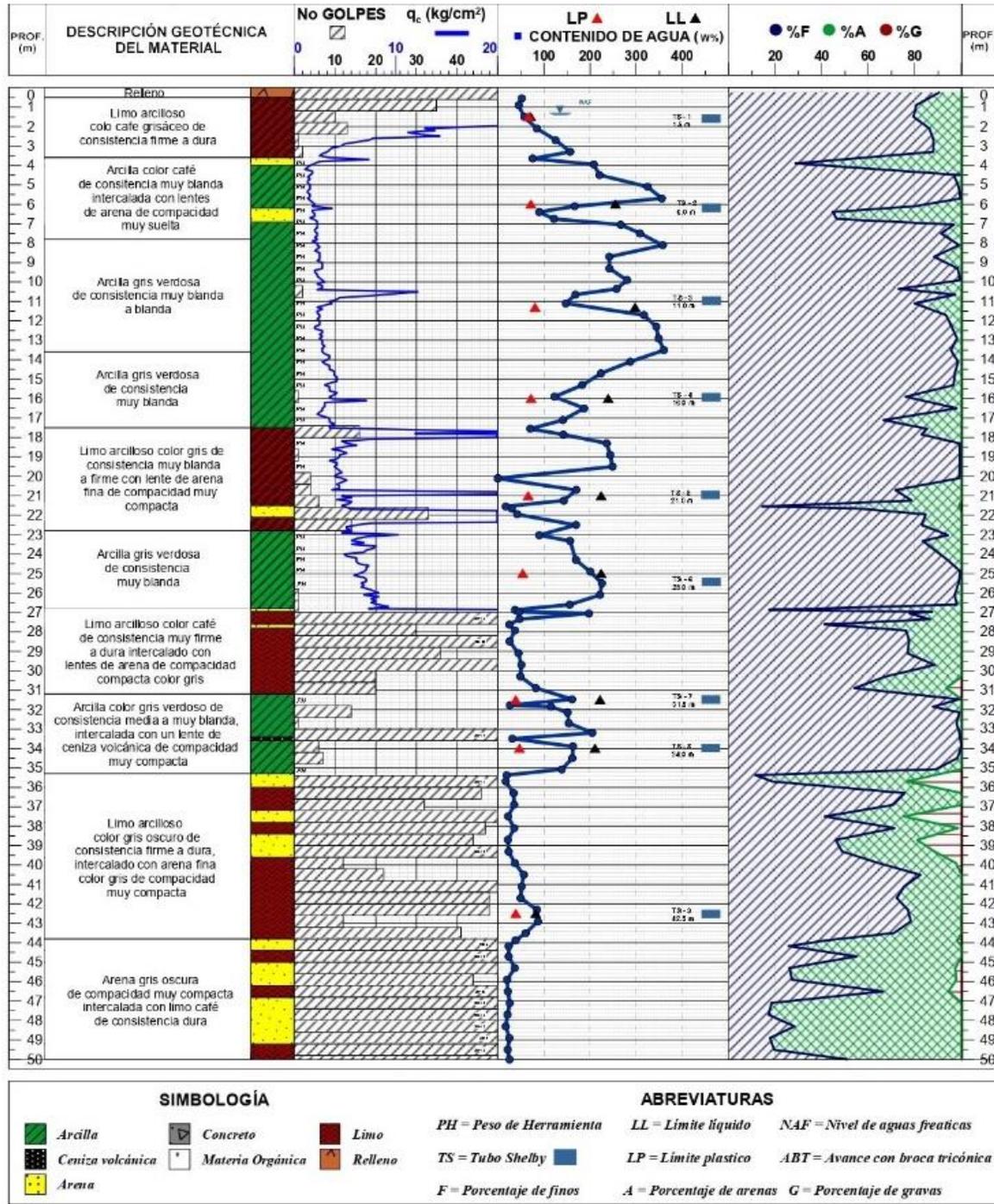


Figura 6.3 Perfil estratigráfico del sitio JMI (SDS, 2022)

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Como segundo caso de estudio, el sitio SCT se eligió por ser uno de los puntos en la ciudad en que se han reportado las mayores aceleraciones espectrales durante la ocurrencia de sismos. La configuración estratigráfica y las propiedades del suelo al año 2000 fueron obtenidas a partir de la revisión de trabajos de exploración geotécnica, geofísica y ensayos de laboratorio desarrollados por Franco (2002) y Martínez (2017) (Figura 6.4).

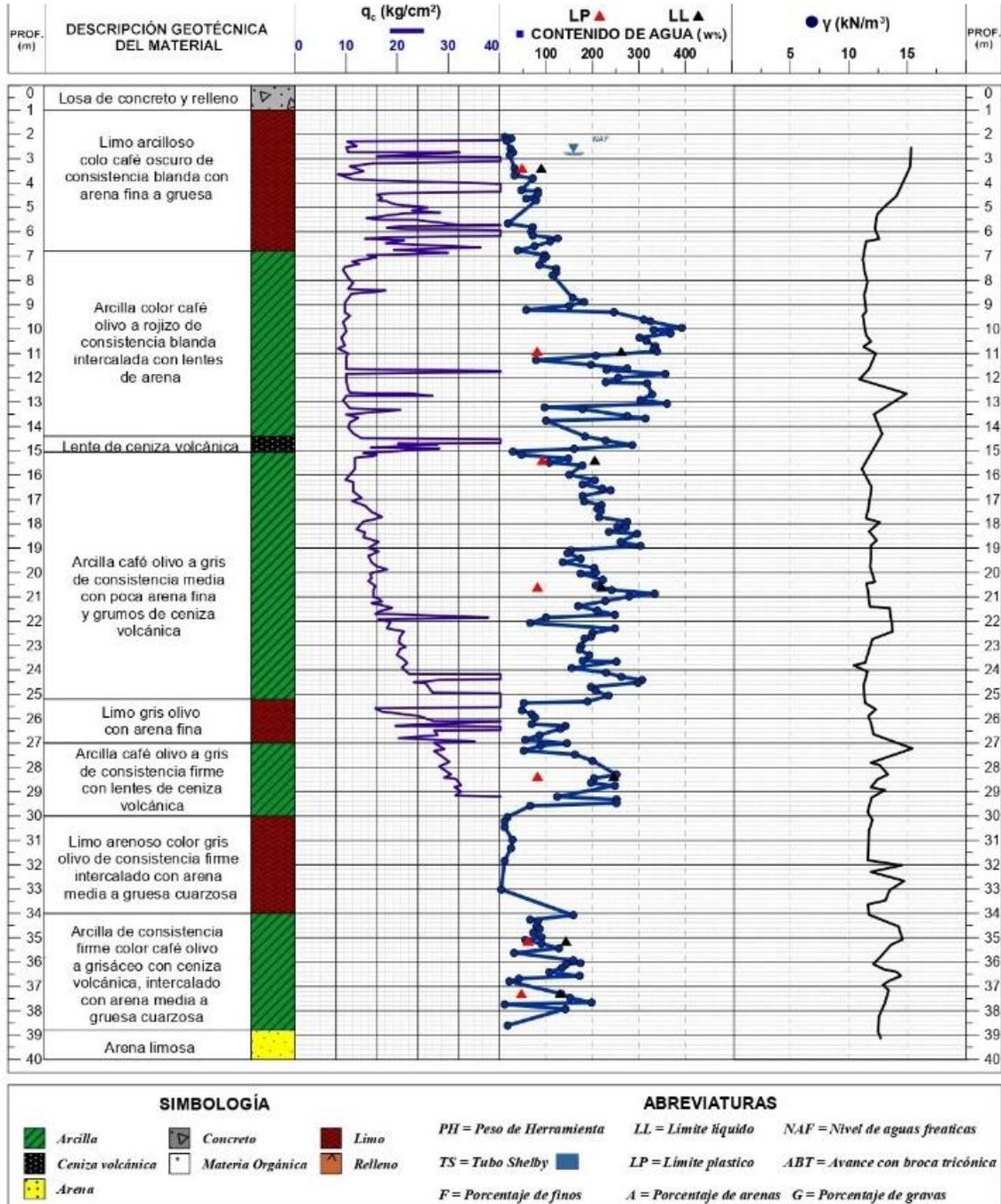


Figura 6.4 Perfil estratigráfico del sitio SCT en el año 2000 (adaptado de Franco, 2002, Martínez, 2017).

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

6.2.2 Propiedades mecánicas y dinámicas del suelo

Las propiedades índice y mecánicas fueron determinadas a partir de la ejecución de ensayos de laboratorio no drenados en muestras de suelo inalterado. La selección de pruebas de laboratorio se justifica con base en los parámetros requeridos por el modelo constitutivo a emplear durante el desarrollo de los análisis.

Por otra parte, las propiedades dinámicas del suelo fueron determinadas a partir de mediciones directas en campo mediante la ejecución de ensayos tipo Down-Hole (JMI) y de Sonda suspendida (SCT).

6.2.2.1 Propiedades de los suelos en el sitio JMI

En la Tabla 6.2 y la Figura 6.5 se resumen las principales propiedades mecánicas y dinámicas asignadas a cada unidad estratigráfica del sitio JMI (SDS, 2022). Se destaca que, acorde a las pruebas de consolidación unidimensional ejecutadas, el suelo en JMI se encuentra en estado preconsolidado.

Tabla 6.2 Propiedades índice y mecánicas establecidas para el sitio JMI (SDS, 2022)

Unidad	SUCS	γ [t/m ³]	e_0	c_u [t/m ²]	E_u [kg/cm ²]	E_{ur} [kg/cm ²]	E_{oed} [kg/cm ²]	OCR
U1	MH	1.56	-	-	-	-	-	-
U2	CH	1.22	5.6	1.7	24.9	43.4	7.7	1.6
U3	CH	1.29	3.4	2.6	59.7	103.9	43.1	3.3
U4	CH	1.19	5.9	8.00	99.5	173.0	32.7	1.6
U5	MH	1.25	-	-	-	-	-	-
U6	CH	1.24	4.7	12.3	123.0	213.9	44.2	1.5
U7	MH	1.60	-	-	-	-	-	-
U8	CH	1.30	3.5	13.6	201.9	351.2	59.5	1.0
U9	MH	1.47	-	-	-	-	-	-
U10	SM	1.80	-	-	-	-	-	-

Como se observa en la Figura 6.5, la relación de Poisson determinada durante los ensayos dinámicos ejecutados es para fines prácticos igual a 0.5, ello se debe a que por las características del depósito de suelo, compuesto principalmente por arcillas y limos en condición saturada, existe un contraste importante entre la velocidad de onda de corte y compresional. A partir de 42.0 m, ν desciende a 0.46

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

debido al incremento de rigidez de las partículas sólidas con respecto a la rigidez volumétrica del agua.

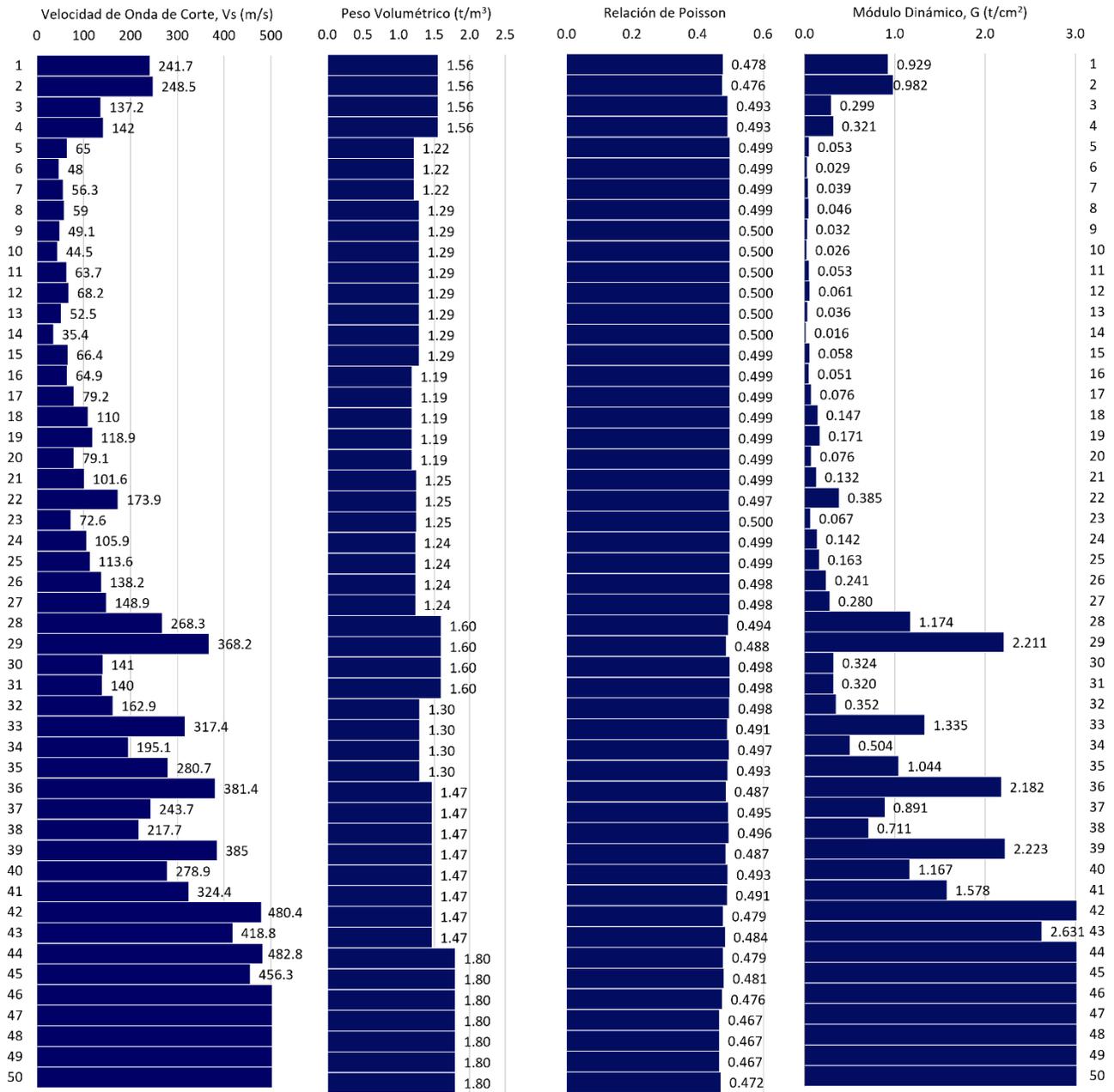


Figura 6.5 Propiedades dinámicas determinadas en el sitio JMI (SDS, 2022)

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

6.2.2.2 Propiedades de los suelos en el sitio SCT

Por otra parte, en la Tabla 6.3 y la Figura 6.6 se resumen las principales propiedades mecánicas y dinámicas asignadas a cada unidad estratigráfica del sitio SCT, a partir de la campaña de exploración geotécnica y ensayos de laboratorio desarrollados por Franco (2002).

Tabla 6.3 Propiedades índice y mecánicas establecidas para el sitio SCT en el año 2000 (Franco, 2002)

Unidad	SUCS	γ [t/m³]	e_0	c_u [t/m²]	E_u [kg/cm²]	E_{ur} [kg/cm²]	E_{oed} [kg/cm²]
U1	MH	1.50	2.0	4.7	46.0	80.1	7.4
U2	CH	1.22	7.7	3.6	35.1	61.0	6.1
U3	CH	1.29	3.0	5.1	44.3	77.0	7.7
U4	CH	1.29	5.3	7.7	107.2	186.5	19.7
U5	MH	1.46	-	-	-	-	-
U6	CH	1.46	5.6	14.9	149.1	259.2	68.3
U7	MH	1.78	-	-	-	-	-
U8	CH	1.34	2.1	16.0	82.2	142.9	65.0
U9	CH	1.38	4.4	14.3	200.0	347.8	158.3
U10	SM	1.84	-	-	-	-	-

6.2.3 Presión de agua en el subsuelo

Para establecer las condiciones iniciales de esfuerzo en los sitios de estudio, se requiere conocer, además de la densidad de los suelos que componen el depósito, sus condiciones hidráulicas. En la Ciudad de México, la distribución de la presión de poro a profundidad no puede considerarse como hidrostática debido al abatimiento que produce el bombeo de agua para uso y consumo humano.

La posición del nivel de aguas freáticas (NAF) y la variación de la presión de poro a profundidad en los sitios de estudio se presenta en la Figura 6.7. Para el sitio JMI se establecieron a partir de la instalación y monitoreo de tubos de observación y piezómetros tipo Casagrande.

En el sitio SCT se definió el NAF a partir de los datos recopilados durante los trabajos de exploración geotécnica ejecutados en el año 2000 (Franco, 2002). Por otra parte, la variación de la presión de poro a profundidad se estableció a partir de la relación de abatimiento de presión de poro a diferentes tiempos y profundidades

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

presentada por Ovando, *et al.* (2007) para un sitio al centro de la Ciudad de México (Figura 6.8) y la piezometría presentada para JMI en el año 2022.

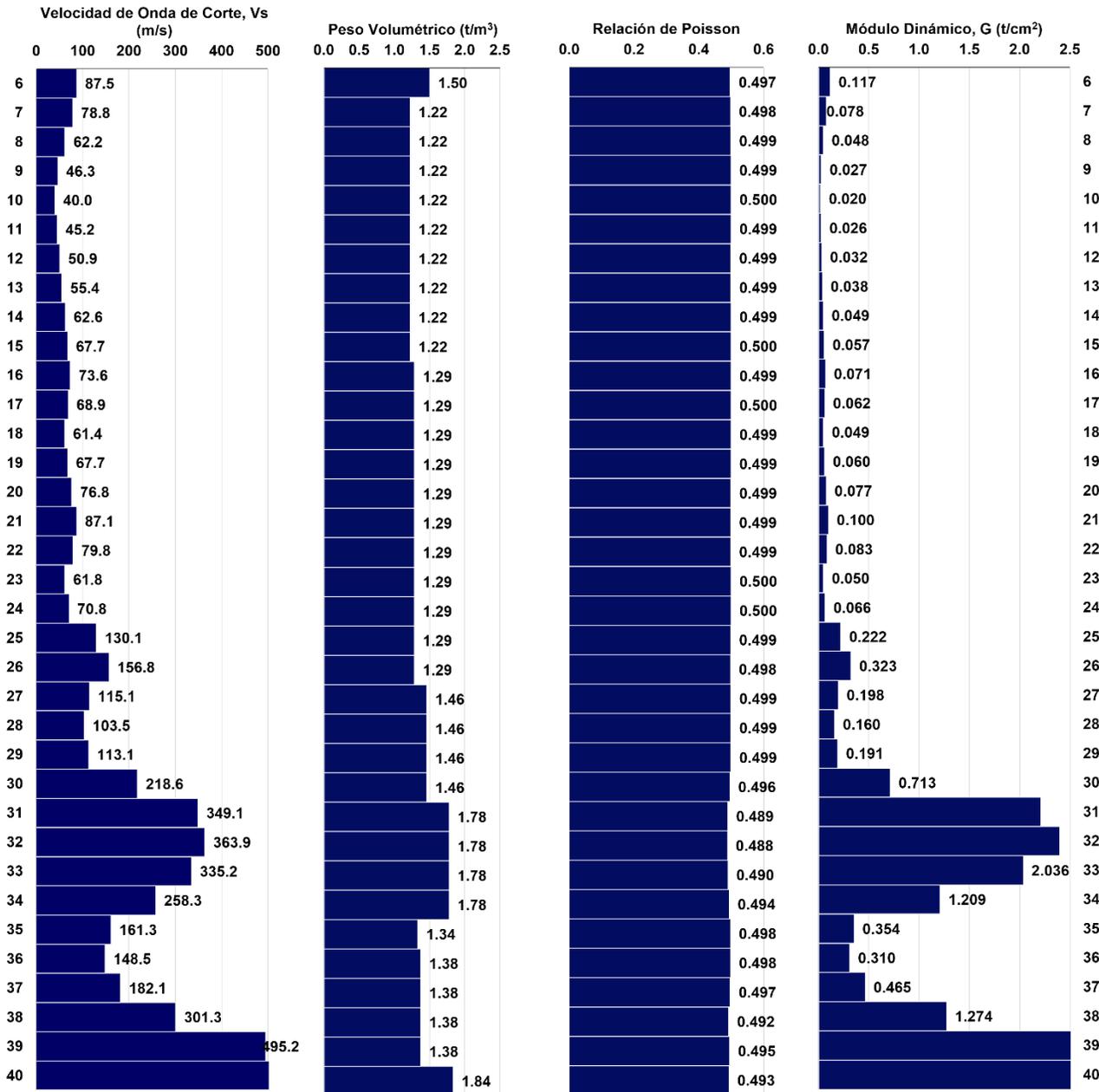


Figura 6.6 Propiedades dinámicas determinadas en el sitio SCT en el año 2000 (adaptada de Franco., 2002)

Como resultado del análisis, se determinó que existe un muy buen ajuste entre las predicciones de presión de poro y las lecturas piezométricas obtenidas en 2022 para las profundidades de 21 y 38 m. El resto de las tendencias fueron modificadas buscando obtener la piezometría objetivo. Se destaca que el comportamiento de la

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

tasa de reducción de presión de poro se considera como representativo para toda la Zona de Lago.

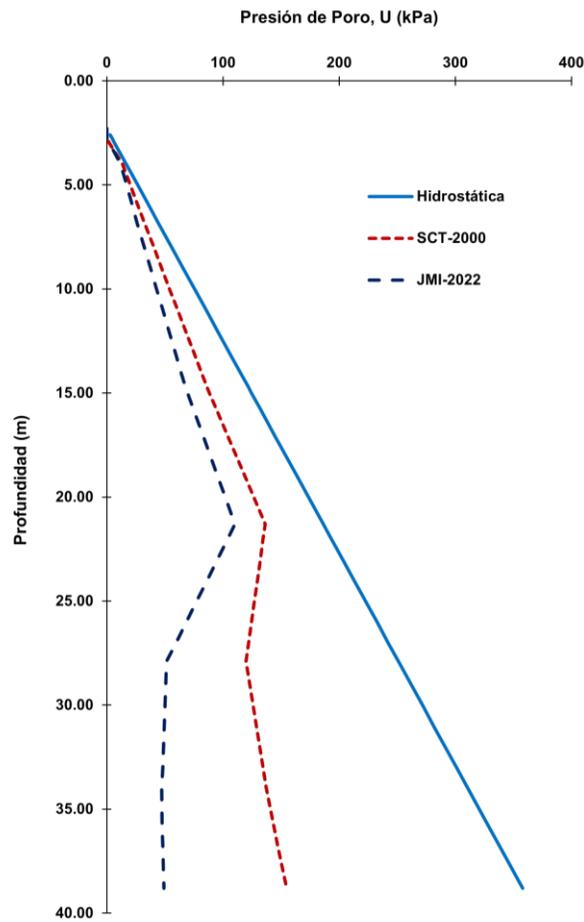


Figura 6.7 Condiciones piezométricas en los casos de estudio

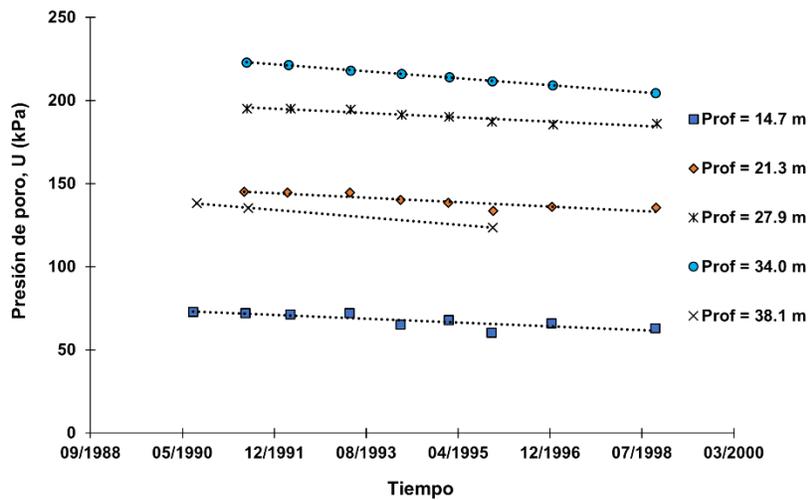


Figura 6.8 Relación de abatimiento de presión de poro a diferentes tiempos y profundidades (adaptado de Ovando, et al., 2007)

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

6.3 Análisis lineal y lineal equivalente

El análisis de respuesta de sitio empleando una aproximación lineal se ejecuta a partir del uso de funciones de transferencia. Con ello, se determina la magnitud en que cada frecuencia en el basamento es amplificada por el depósito de suelo. La evaluación de la respuesta del terreno a partir del uso de funciones de transferencia parte del análisis de un movimiento armónico horizontal que produce la propagación vertical de ondas en un depósito de suelo homogéneo, isótropo, de comportamiento elástico lineal, que sobreyace al basamento.

Al tratarse de un análisis en el dominio de la frecuencia, el movimiento de entrada en el basamento es representado por espectros de amplitudes de Fourier. Las amplitudes del espectro analizado son multiplicadas por la función de transferencia en cada frecuencia, obteniendo así una serie de Fourier correspondiente a la superficie de terreno. La respuesta puede ser expresada en el dominio del tiempo utilizando la transformada de Fourier inversa. Posteriormente, un espectro de respuesta en campo libre es construido a partir de medios analíticos o computacionales (Figura 6.9).

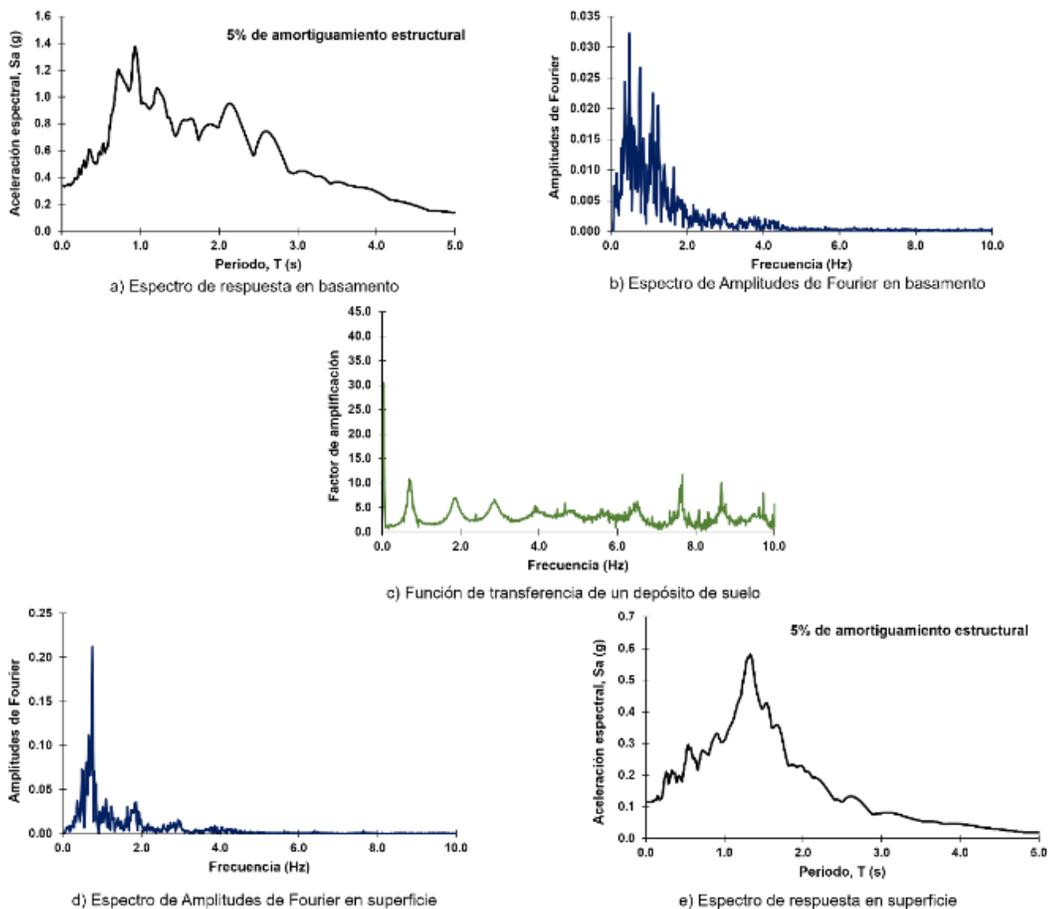


Figura 6.9 Representación de un análisis de respuesta lineal.

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Se conoce como espectro de respuesta a la representación gráfica de la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad, cuya masa, amortiguamiento y rigidez son conocidos, sometidos a fuerzas o desplazamientos dinámicos. Existen diversas técnicas que pueden emplearse para la obtención de espectros de respuesta, como por ejemplo las expuestas por Nigam y Jennings (1969), Newmark y Rosenblueth (1971), Clough y Penzien (2003), entre otros.

Los análisis de respuesta no lineales se determinan a partir de procesos de integración numérica en el dominio del tiempo. Como alternativa se recurre a un desarrollo lineal equivalente. Se trata de una herramienta analítica que permite, mediante procesos iterativos, establecer la dependencia de los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo en función de la amplitud de deformación angular. Durante el proceso, generalmente el análisis lineal es repetido iterativamente cambiando las propiedades del suelo hasta que se obtiene una solución compatible con la deformación.

Para el desarrollo del presente trabajo, se utiliza el software Strata (Kottke *et al.*, 2013) para el análisis de respuesta lineal equivalente. El programa de computadora Strata ejecuta un análisis de respuesta de sitio en el dominio de la frecuencia utilizando parámetros de entrada en el dominio del tiempo o métodos de la teoría de vibraciones aleatorias, permitiendo el cambio en las propiedades dinámicas del suelo. Strata fue desarrollado con el apoyo financiero proporcionado por el Programa Lifelines del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER por sus siglas en inglés), bajo la financiación de la Comisión Reguladora Nuclear. Strata es un software libre (Kottke *et al.*, 2013).

Buscando verificar la veracidad de los resultados obtenidos con el programa Strata, se realizó una comparación de los espectros de respuesta determinados utilizando el software SHAKE-91, como una modificación del programa SHAKE original (Schnabel, Lysmer y Seed, 1972), realizada por Idriss y Sun (1992). Al igual que Strata, el programa SHAKE-91 calcula la respuesta de un depósito de suelo estratificado de extensión horizontal infinita que sobreyace a un basamento sujeto a la propagación de ondas de corte, mediante un análisis en el dominio de la frecuencia (Idriss y Sun, 1992).

En ambos softwares, el comportamiento no lineal del suelo se representa a partir de una familia de curvas que describen la dependencia del módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento histerético con la amplitud de deformación angular. En la Figura 6.10 se presentan los resultados de dicha comparativa. Como se observa, no existen variaciones significativas.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

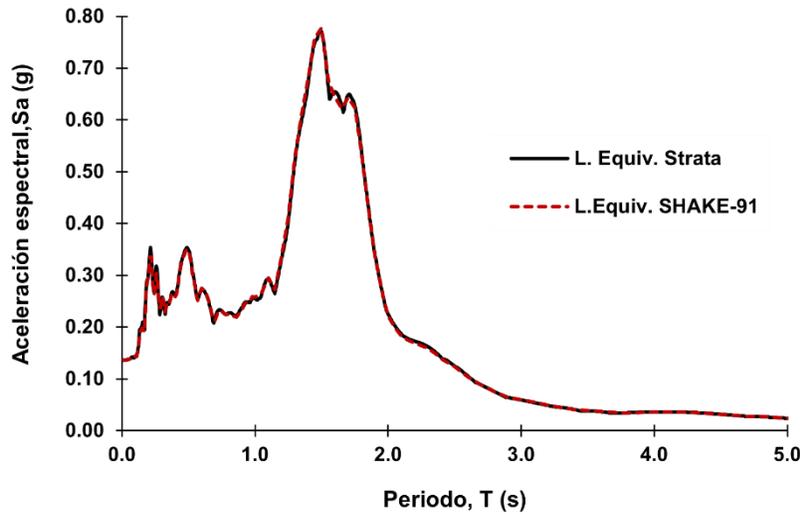


Figura 6.10 Comparativa de análisis lineal equivalente empleando los software Strata-SHAKE 91

6.4 Movimiento de entrada

El análisis de respuesta de sitio se ejecutó empleando un enfoque determinista, a partir del uso de acelerogramas medidos en roca correspondientes a tres sismos. Su elección se basó en la amplitud de deformación angular que generan sobre el suelo y en el impacto que los eventos han tenido en la modificación de especificaciones técnicas y normativas de la Ciudad de México. En la Tabla 6.4 se resumen los sismos seleccionados. Durante el análisis, se consideró la componente horizontal más importante en el registro, cuyos acelerogramas se muestran en la Figura 6.11.

Tabla 6.4 Sismos seleccionados para el análisis de respuesta de sitio

Sismo	Tipo	Fecha	M	Profundidad de foco [km]	Epicentro	
					Latitud (N)	Longitud (W)
1	Subducción	19/09/1985	8.1	15	18.0810	101.942
2	Normal	19/09/2017	7.1	38.5	18.3353	98.6763
3	Normal	19/07/2018	5.9	55.6	17.7213	97.8123

La estación seleccionada para la obtención de los registros acelerográficos fue la estación IDEI PATIO 5 (CUP5), instalada sobre roca basáltica en la caseta del patio del Instituto de Ingeniería, en Ciudad Universitaria. Se destaca que los registros acelerográficos proporcionados han sido producto de las labores de instrumentación

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

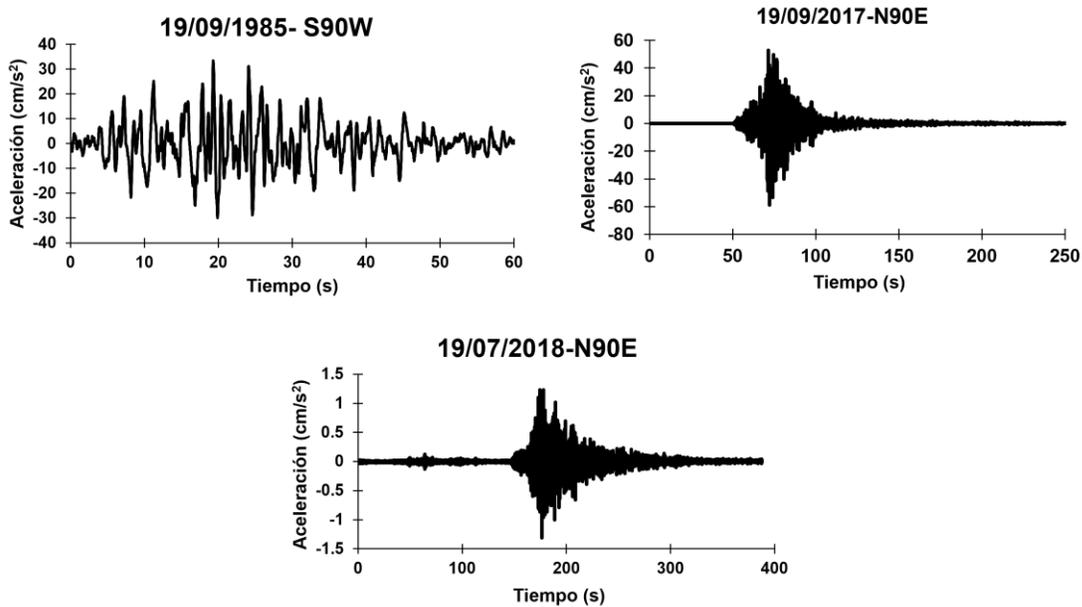


Figura 6.11 Movimientos de entrada para el análisis de respuesta de sitio

En la Figura 6.11 se aprecia que en el Sismo 3 (19/07/2018) el nivel de aceleración registrado es mucho menor que en los Sismos 1 (19/09/1985) y 2 (19/07/2018). Debido a la amplitud de deformación angular que dicha aceleración induce al suelo, se busca lograr una convergencia entre los espectros de respuesta determinados a partir de un análisis elástico amortiguado, lineal equivalente y el obtenido utilizando un modelo constitutivo que simula un comportamiento elastoplástico con endurecimiento.

6.5 Modelado numérico

Los métodos de elementos finitos y diferencias finitas son especialmente adecuados para generar análisis dinámicos, con la ventaja de incorporar el comportamiento no lineal del subsuelo utilizando relaciones constitutivas. Además, estos métodos permiten la incorporación de sistemas estructurales, que resulta en una interacción dinámica acoplada de la estructura con el suelo (Flores *et al.*, 2014).

El software Plaxis 2D es un programa de elementos finitos que ha sido desarrollado específicamente para el análisis de problemas en ingeniería geotécnica. Se destaca que la información presentada a continuación proviene, en gran medida, de los diversos manuales publicados por Bentley para el uso del software (Bentley, 2022; Laera y Brinkgreve, 2015).

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

El módulo dinámico del software permite el análisis de la propagación de ondas en una columna de suelo excitada en el basamento debido a la ocurrencia de un sismo.

El software Plaxis 2D cuenta con una serie de modelos constitutivos (Mohr-Coulomb, Soft Soil, Cam Clay, Hoek-Brown, entre otros) cuyo uso radica en las características del suelo y problemática cuyo análisis ha de ejecutarse. Algunos de los modelos constitutivos disponibles en el software cuentan con limitaciones referentes a la caracterización del suelo para la ejecución de ensayos dinámicos.

Mediante el empleo del modelo constitutivo HS Small, es posible simular la dependencia del módulo de rigidez y el amortiguamiento histerético con el nivel de deformación angular. Además, el software permite considerar el amortiguamiento Rayleigh como una característica numérica formulada a partir del amortiguamiento histerético y de la frecuencia de vibración del suelo con relación a la del movimiento de entrada.

6.5.1 Modelización del caso en estudio

En la Figura 6.12 se presenta esquemáticamente la metodología general para definir el modelo numérico del caso en estudio. En primera instancia, se busca reproducir el comportamiento lineal del suelo.

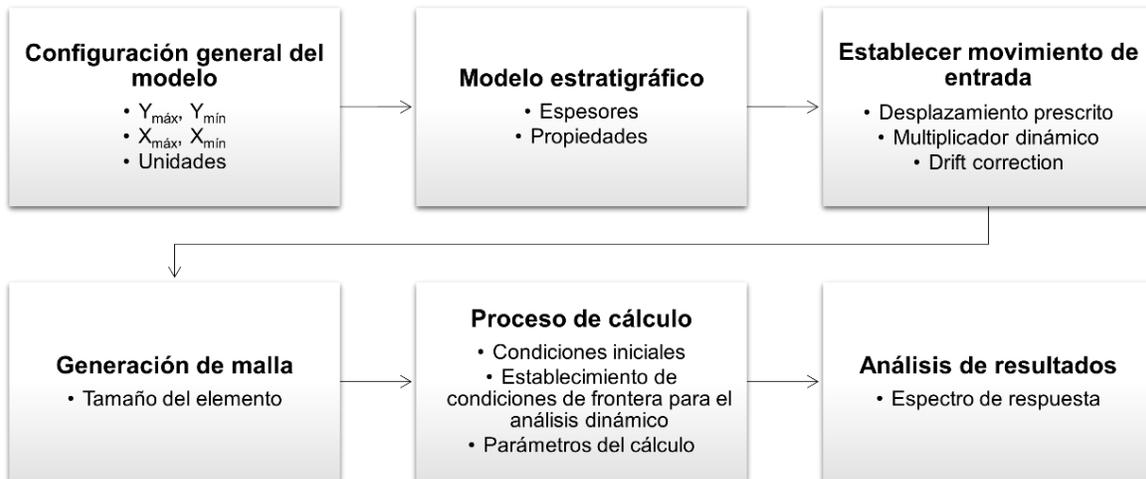


Figura 6.12 Metodología general para la construcción del modelo numérico en comportamiento lineal

A continuación, se resume la metodología aplicada:

- **Configuración general del modelo.** Las dimensiones verticales del modelo se definen en función del espesor del suelo que amplifica. Se recomienda considerar un estrato de espesor unitario que caracterizará al basamento. Las dimensiones horizontales del modelo son establecidas de acuerdo con el tamaño promedio de los elementos, determinado durante la generación de la malla.

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

- **Modelo estratigráfico.** Se define el depósito de suelo acorde a las condiciones estratigráficas, piezométricas y el conjunto de propiedades determinadas durante la campaña de exploración geotécnica. En una primera instancia se recurre al uso de un modelo constitutivo de comportamiento elástico lineal. Para esta condición de análisis, la selección de las condiciones de drenaje no modifica los resultados, sin embargo, deberá ajustarse al comportamiento que exhibe el suelo.
- **Movimiento de entrada.** La excitación sísmica en el basamento se modela a partir de imponer un desplazamiento prescrito en la frontera inferior. De acuerdo con Laera y Brinkgreve (2015), a la componente horizontal del desplazamiento prescrito deberá asignarse un valor de 1.0 m. Además, de acuerdo con Mejía y Dawson (2006), para establecer la condición de una respuesta generada por la transmisión de ondas verticales ascendentes es necesario utilizar como condición de frontera inferior una base absorbente. Sin embargo, si se decide utilizar este tipo de frontera, deberá emplearse una historia de esfuerzos cortantes como movimiento de entrada para representar la propagación de ondas ascendentes en el modelo, utilizando además un factor de escala del movimiento de entrada de 0.5 o imponiendo un valor de 0.5 m al desplazamiento prescrito (Bentley, 2022). El software Plaxis 2D define el movimiento de entrada como multiplicadores dinámicos en funciones armónicas o tablas que describen historias de velocidad, desplazamiento o aceleración, a partir de los que se realiza el cálculo de la historia de esfuerzos cortantes. Se destaca que las unidades de aceleración estarán dadas en m/s^2 .
- **Generación de malla.** Generación de forma automática basada en un proceso de triangulación. El tamaño promedio de los elementos deberá ser ajustado en función de la longitud de onda, asociada a la frecuencia máxima del espectro de amplitudes de Fourier que describe el movimiento de entrada ($f_{máx}$) y la velocidad de onda de corte mínima en el medio (Ec. 6.1). Kuhlmeier y Lysmer (1973), sugieren que el tamaño promedio del elemento sea igual a un octavo de la longitud de onda (λ). Por otra parte, Jeremiç *et al.* (2002) indican que dicha relación deberá ser menor o igual a un décimo de la longitud de onda.

$$\lambda = \frac{v_{smin}}{f_{máx}}$$

Ec. 6.1

- **Condiciones iniciales.** Consiste en la definición inicial del estado de esfuerzos en el depósito de suelo. Se sugiere el uso del procedimiento K0 para tomar en cuenta la historia de esfuerzos en el suelo a partir de

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

parámetros como el OCR y el esfuerzo de preconsolidación. El desplazamiento prescrito deberá estar inactivo. Se deberán establecer condiciones de frontera ante deformación en el modelo. Se sugiere el uso de una frontera libre en superficie, completamente fija en basamento y normalmente fija en las fronteras horizontales. Previo a la ejecución de cualquier cálculo, se recomienda seleccionar nodos y puntos de esfuerzo a las profundidades de interés. Ello permite la visualización de la respuesta dinámica en cualquier punto del medio estratificado. Para el análisis de respuesta en campo libre, se sugiere seleccionar un nodo en superficie, al centro del estrato. Si se desea conocer la función de amplificación entre el basamento y la superficie, deberá seleccionarse además un nodo en el fondo del modelo.

- **Condiciones de frontera.** La simulación de la propagación de ondas unidimensionales requiere del uso de condiciones de frontera especiales para el movimiento sísmico, con el fin de minimizar la reflexión de ondas en los límites del modelo. La condición de frontera *Compliant Base* (base absorbente) se utiliza como una frontera viscosa que consiste en dos juegos de amortiguadores fijados independientemente a la malla en dirección normal y de corte (Mejía y Dawson, 2006). Con ella, las ondas reflejadas de estratos superiores son absorbidas por los amortiguadores, transfiriendo el tren de ondas ascendentes al medio estratificado. La condición de frontera *Tied degrees of freedom*, utilizada en las fronteras horizontales, permite reducir la geometría del modelo. Conecta los nodos de la misma elevación en los límites izquierdo y derecho, caracterizados por el mismo desplazamiento, lo que permite la simulación de la propagación de ondas unidimensional. Esta condición de frontera solo puede ser aplicada si la distribución de los nodos a lo largo de las dos fronteras verticales del modelo es idéntica.
- **Parámetros de cálculo.** El intervalo de tiempo dinámico deberá ser igual a la duración del acelerograma empleado como movimiento de entrada. De igual manera, el número máximo de pasos deberá ser igual al número de datos que constituyen dicho acelerograma, estando limitado a 10,000 pasos. En caso de que la historia de aceleración a utilizar cuente con un mayor número de datos, se podrá diezmar o recortar el acelerograma a una duración significativa, definida como el tiempo que transcurre entre los instantes en que se acumulan el 5 y 95% del diagrama de Intensidad de Arias (Schmidt y Quirós, 2007). En ambos casos, deberá verificarse que el espectro de respuesta en el basamento sea igual al que produce el acelerograma original.
- **Análisis de resultados.** En los nodos seleccionados, es posible visualizar la respuesta ante solicitaciones dinámicas a partir de la obtención de diagramas

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

esfuerzo-deformación, parámetros como la distribución de la deformación al final del tiempo de análisis o la relación de módulos de rigidez, historias de aceleración, espectros de amplitudes de Fourier o espectros de respuesta.

6.5.2 Solución de un modelo elástico lineal

Una vez definido el modelo de elemento finito, se procedió a realizar una comparativa de la respuesta elástica a partir de los resultados obtenidos con Strata y el uso de las propiedades dinámicas establecidas en la Figura 6.5 y Figura 6.6 para los dos sitios estudiados (JMI, SCT), respectivamente. En la Figura 6.13 se muestran los resultados de dicha comparativa. Buscando realizar una comparación objetiva, durante el análisis ejecutado en Strata y para el modelo de elemento finito se consideró un amortiguamiento del suelo nulo, debido a que los esquemas de amortiguamiento en ambos programas son distintos.

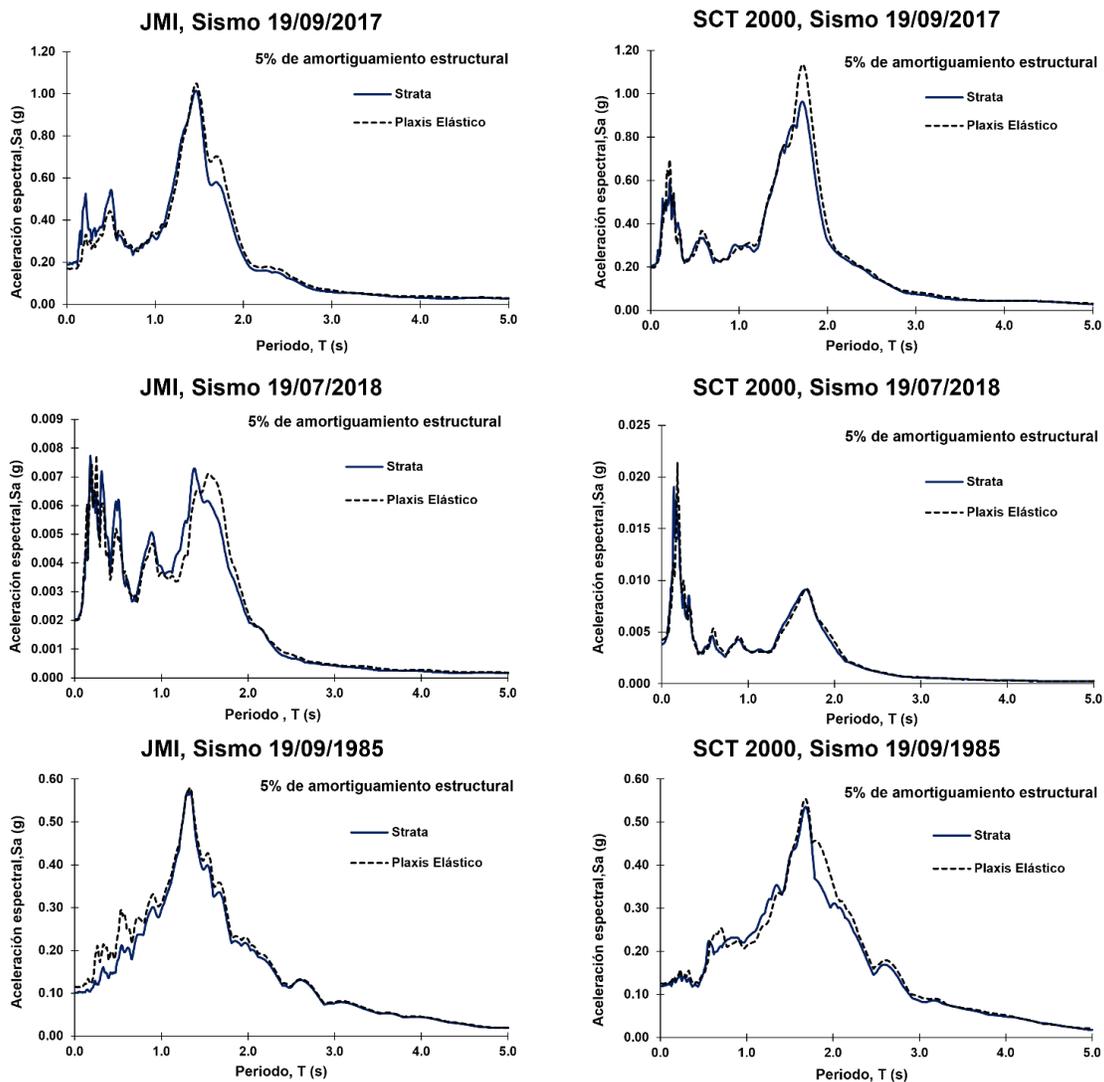


Figura 6.13 Comparativa de análisis elástico lineal Strata-PLAXIS 2D

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

6.5.3 Hardening Soil Small

Hardening Soil es un modelo constitutivo que simula un comportamiento elastoplástico con endurecimiento debido a la acumulación de deformaciones plásticas por carga desviadora primaria y compresión en carga isotrópica, incluyendo la dilatancia del suelo y utilizando el criterio de falla Mohr-Coulomb. Con ello, el modelo cuenta con una superficie de fluencia por corte y una volumétrica, cuya forma es hexagonal en el espacio de esfuerzos principales (Figura 6.14). Los parámetros del suelo utilizados en el modelo constitutivo se resumen en la Tabla 6.5.

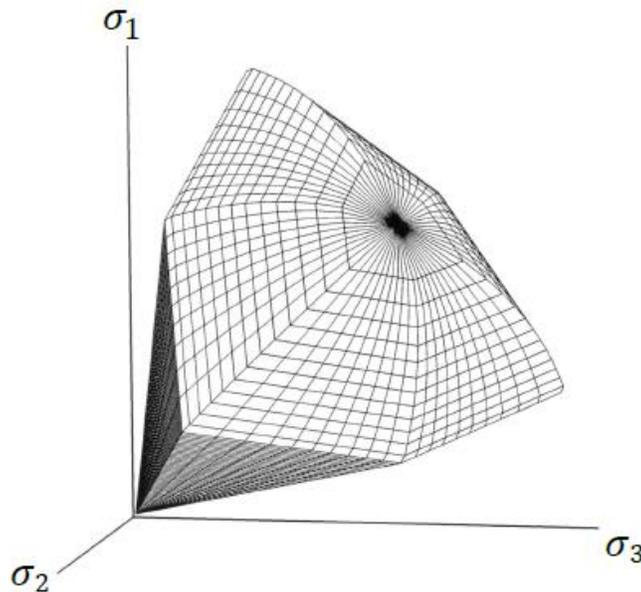


Figura 6.14 Representación de las superficies de fluencia para el modelo Hardening Soil en el espacio de esfuerzos principales (Bentley, 2022)

Tabla 6.5 Parámetros del modelo Hardening Soil (Bentley, 2022)

Parámetro	Descripción
m	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos de acuerdo con una ley potencial
E_{50}^{ref}	Módulo de rigidez secante al 50% del esfuerzo desviador máximo para una presión de confinamiento de referencia (p^{ref}) obtenido de una prueba drenada
E_{oed}^{ref}	Módulo de rigidez tangente correspondiente a una p^{ref}
$E_{ur}^{ref}; \nu_{ur}$	Módulo secante del suelo en descarga y recarga correspondiente a una p^{ref}
c, φ, ψ	Parámetros del criterio de falla Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos efectivos

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Buscando simular el comportamiento a compresión logarítmico, se ha observado que en suelos blandos es recomendable utilizar un valor de m igual a la unidad (Janbu, 1963, citado por Bently, 2022). Con ello, es posible observar un comportamiento lineal en el plano $\varepsilon_v - \ln p'$ en la rama de compresión virgen.

El comportamiento esfuerzo deformación del suelo ante carga desviadora en condiciones drenadas se basa en el modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970), el cual se utiliza para definir la ley de endurecimiento de la superficie de fluencia desviadora, resultando en:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad \text{Ec. 6.2}$$

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad \text{Ec. 6.3}$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \quad \text{Ec. 6.4}$$

Donde γ^p es el parámetro de estado del modelo; E_i es la rigidez inicial dependiente de E_{50} ; q es el esfuerzo desviador; q_a es el esfuerzo desviador asintótico, dependiente del esfuerzo desviador máximo acorde al criterio de falla del modelo Mohr-Coulomb (q_f); ε_v^p es la deformación volumétrica plástica, dependiente del ángulo de dilatación movilizado y ε_1^p es la deformación axial plástica.

Ante condiciones de carga desviadora primaria, el modelo parte de una condición del suelo normalmente consolidada, acumulando deformaciones plásticas al inicio de la ley hiperbólica que describe el comportamiento del suelo.

Por otra parte, El modelo considera una dependencia de la rigidez del suelo respecto al estado de esfuerzos. Esta dependencia se formula en las siguientes ecuaciones:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad \text{Ec. 6.5}$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad \text{Ec. 6.6}$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{K_0} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad \text{Ec. 6.7}$$

Se destaca que, al considerar un suelo de comportamiento no drenado, es posible utilizar una condición "No drenada tipo A", con parámetros obtenidos en términos de esfuerzos efectivos. Alternativamente, podrá utilizarse una condición "No

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

drenada tipo B” cuando se desconozcan los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos o no sea posible establecer la resistencia al corte no drenada con los parámetros de la condición “No drenada tipo A”. Sin embargo, bajo estas condiciones, el suelo perderá su dependencia de la rigidez respecto al estado de esfuerzos.

Ante condiciones de carga en compresión isótropa, el modelo introduce una superficie de fluencia volumétrica, con una ley de endurecimiento asociada a las deformaciones plásticas volumétricas, siendo el esfuerzo de preconsolidación (p_p) el parámetro de estado que controla la evolución de la superficie de fluencia volumétrica (Ec. 6.8), donde p' es el esfuerzo volumétrico en términos de esfuerzos efectivos; \tilde{q} es el esfuerzo desviador, cuya magnitud en compresión triaxial está dada por $\tilde{q} = -(\sigma'_1 - \sigma'_3)$; M es un parámetro auxiliar del modelo que controla la relación de aspecto de la superficie de fluencia, dependiente del coeficiente de empuje de tierras en reposo para una condición de suelo normalmente consolidado (K_0^{nc}).

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p')^2 - p_p \quad \text{Ec. 6.8}$$

La ley de endurecimiento ante condiciones de carga en compresión isótropa relaciona el esfuerzo de preconsolidación con la acumulación de deformaciones plásticas volumétricas a partir de la Ec. 6.9, donde K_s^{ref} es el módulo de rigidez volumétrico en descarga y recarga.

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{K_s/K_c - 1}{K_s^{ref}} \left[\left(\frac{p_p + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^{-m} \right] p_p \quad \text{Ec. 6.9}$$

$$K_s/K_c = \frac{E_{ur}^{ref}}{E_{oed}^{ref}} \left(\frac{K_0^{nc}}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})} \right) \quad \text{Ec. 6.10}$$

El modelo Hardening Soil Small con rigidez a pequeñas deformaciones (HS Small), se basa en el modelo Hardening Soil. HS Small toma en cuenta la variación no lineal de la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones, asociado a la pérdida de fuerzas intermoleculares y superficiales dentro del esqueleto de suelo. La aplicabilidad del modelo a partir de la relación entre el nivel de la deformación angular con la degradación del módulo de rigidez se presenta en la Figura 6.15.

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

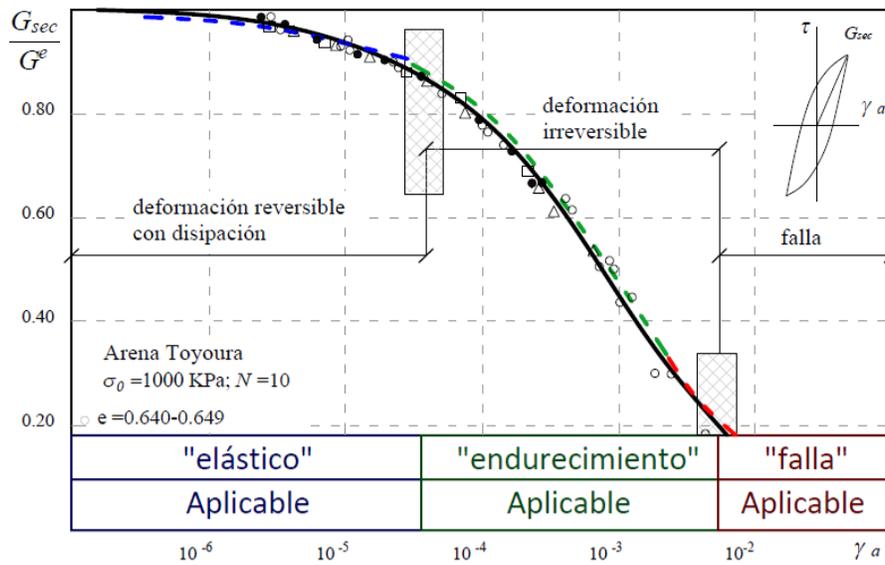


Figura 6.15 Aplicabilidad del modelo Hardening Soil Small (Tatsukoa, 1991)

Adicional a los parámetros del suelo empleados en el modelo Hardening Soil, HS Small introduce los descritos en la Tabla 6.6 para incorporar la variación de la rigidez del suelo en función de la deformación.

Tabla 6.6 Parámetros adicionales del modelo HS Small (Bentley, 2022)

Parámetro	Descripción
G_0	Rigidez del suelo a bajas deformaciones
$\gamma_{0.7}$	Umbral de deformación angular en el que el módulo secante, G_s , decae a $0.722G_0^{ref}$.

El modelo considera la dependencia del módulo de rigidez del suelo a bajas deformaciones con el estado de esfuerzos utilizando una expresión similar a la Ec. 6.5. Por otra parte, $\gamma_{0.7}$ se determina a partir de las curvas de degradación obtenidas utilizando parámetros de plasticidad, como se describe en el Capítulo 5.2, o mediante el uso de parámetros del criterio de falla Mohr-Coulomb (Ec. 6.11).

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} (2c'(1 + \cos(2\phi')) - \sigma'_1(1 + K_0) \sin(2\phi')) \quad \text{Ec. 6.11}$$

En el modelo HS Small, la degradación de la rigidez debido a la amplitud de deformación angular es simulada utilizando la aproximación hiperbólica propuesta por Santos y Correia (2001). Basada en la expresión propuesta por Hardin-Drnevich (1972, Ec. 5.1), se formula la relación esfuerzo-deformación a partir del módulo de rigidez secante (G_s , Ec. 6.12). Derivando el módulo de rigidez secante con respecto

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

a la deformación angular, se obtiene el módulo cortante tangente (G_t , Ec. 6.13). En ambos casos, la amplitud de deformación angular (γ) se determina utilizando la Ec. 6.14, mientras que en condiciones de esfuerzo triaxial puede ser calculada empleando la Ec. 6.15, donde ε_q es el segundo invariante del tensor de deformaciones desviadoras.

$$G_s \gamma = \frac{G_o \gamma}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad \text{Ec. 6.12}$$

$$G_t = \frac{G_o}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad \text{Ec. 6.13}$$

$$\gamma = \frac{3}{2} \varepsilon_q \quad \text{Ec. 6.14}$$

$$\gamma = \varepsilon_{axial} - \varepsilon_{lateral} \quad \text{Ec. 6.15}$$

La degradación de la rigidez debido a la acumulación de deformaciones plásticas es simulada con endurecimiento. Además, la curva de reducción de rigidez a bajas deformaciones tiene un límite inferior donde el módulo cortante tangente es menor o igual a la rigidez en carga y descarga (G_{ur}), definida a partir de E_{ur} y ν_{ur} utilizando la ecuación presentada en la Tabla 3.1. La amplitud de deformación angular a la que se encuentra este límite se puede calcular empleando la Ec. 6.16.

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left(\sqrt{\frac{G_o}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7} \quad \text{Ec. 6.16}$$

El modelo introduce el amortiguamiento histerético del suelo dependiente de la amplitud de deformación angular. Además, sugiere definir los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh asociado a relaciones de amortiguamiento crítico pequeñas.

Para mayor detalle acerca de los modelos constitutivos empleados, se sugiere la revisión del *Material Models Manual* publicado por Bentley (2022).

La metodología utilizada para generar el modelo numérico, que permitirá tomar en cuenta la acumulación de deformaciones plásticas del suelo en la respuesta de sitio, se presenta en la Figura 6.16 .

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

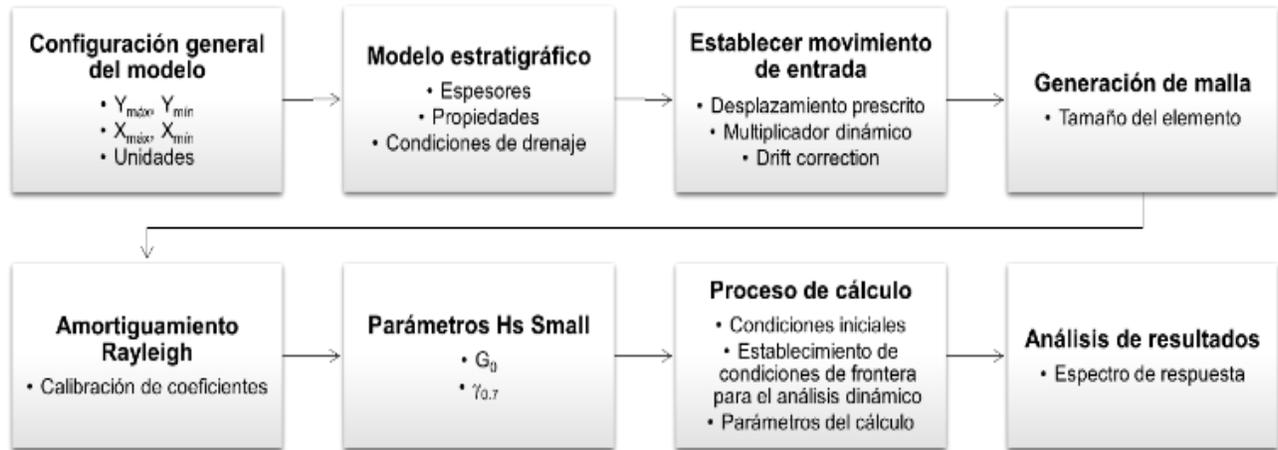


Figura 6.16 Metodología general para la construcción del modelo numérico en comportamiento no lineal con endurecimiento

Los procesos adicionales ejecutados durante la aplicación del modelo de comportamiento no lineal con endurecimiento son descritos a continuación:

- **Modelo estratigráfico.** La selección de las condiciones de drenaje deberá ajustarse al comportamiento del suelo y del análisis por ejecutar. El suelo que caracteriza los sitios en estudio presenta un comportamiento predominantemente no drenado. Adicionalmente, se han determinado las propiedades mecánicas a través de pruebas triaxiales no drenadas. Por ello, para el análisis del efecto de la no linealidad del suelo en la respuesta sísmica se decide utilizar una condición no drenada Tipo B.
- **Calibración de amortiguamiento.** Es necesario calibrar el amortiguamiento Rayleigh a partir del amortiguamiento histerético del suelo (ξ), de la frecuencia fundamental del depósito de suelo (f_1) y de la relación existente con la frecuencia fundamental del movimiento de entrada (f_e) descrita por la Ec. 6.17.

$$f_2 = \frac{f_e}{f_1} \quad \text{Ec. 6.17}$$

- **Parámetros HS Small.** Los parámetros del modelo Hardening Soil deberán seleccionarse cuidadosamente a partir de la ejecución de ensayos mecánicos. Además, se sugiere la ejecución de ensayos de columna resonante y triaxial cíclica para la determinación de $\gamma_{0.7}$. De no ser posible, podrán emplearse modelos que definan la no linealidad del suelo a partir de parámetros como su plasticidad y el estado de esfuerzos. El módulo de rigidez obtenido a partir de estos ensayos deberá ser consistente con el medido en campo.

6.6 Modificación de la respuesta sísmica con el tiempo

A mediados del siglo XIX, debido a las demandas de agua potable por la creciente población de la Ciudad de México, comenzó la extracción de agua de los acuíferos que subyacen los depósitos arcillosos. De acuerdo con Ovando *et al.* (2007), el bombeo de agua provee más de un tercio del suministro de agua de la ciudad. Como consecuencia, existe una disminución en la presión de poro en el suelo, lo que produce cambios en el estado de esfuerzos efectivos. Ello origina un proceso de consolidación, que produce el hundimiento regional.

La velocidad con la que se presenta el fenómeno de hundimiento regional es dependiente de las propiedades del suelo y, por ello, varía en función del sitio de interés y del periodo de tiempo en que se ejecuta el análisis. El Sistema de Aguas de la Ciudad de México realiza el monitoreo de bancos de nivel profundos buscando determinar las tendencias de hundimiento regional en diversas zonas de la ciudad.

El sistema SEHEDIS (Sistema de Evolución de Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico, www.sismica.com.mx) es una herramienta útil para la localización de bancos de nivel superficial y la determinación de la velocidad de hundimiento. Con él, se determinó que la velocidad de hundimiento regional promedio en JMI, para el periodo 2007-2016, fue de 4.7 cm/año. Por otra parte, para el mismo periodo de medición, en el sitio SCT se reporta una velocidad de hundimiento de 7.1 cm/año.

Como resultado del fenómeno de hundimiento regional, la estructura del suelo se densifica, lo que produce un cambio en las propiedades índice, mecánicas y dinámicas del suelo, traducido a un incremento de rigidez, lo que genera un cambio en la respuesta sísmica de sitio. Por ejemplo, en la Figura 6.17 se presenta el cambio en la velocidad de onda cortante medida y en la respuesta sísmica en campo libre, determinada bajo un comportamiento lineal, en las cercanías del Parque de la Alameda Central, en la Ciudad de México.

El análisis se ejecutó utilizando la estratigrafía y propiedades reportadas por Zeevaert L. (1983) y las obtenidas por Sísmica de Suelos en un sitio cercano, en agosto del 2022 mediante campañas de exploración geotécnica y geofísica. El cálculo del periodo característico involucró los procedimientos descritos en el Capítulo 3.2 del presente documento. Los espectros de respuesta fueron determinados utilizando como movimiento de entrada el correspondiente al sismo del 19/09/1985, resumido en la Tabla 6.4. Como se observa en los espectros de respuesta de la Figura 6.17, como consecuencia del fenómeno de hundimiento regional el periodo de vibración fundamental del suelo y la ordenada máxima espectral disminuyeron.

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

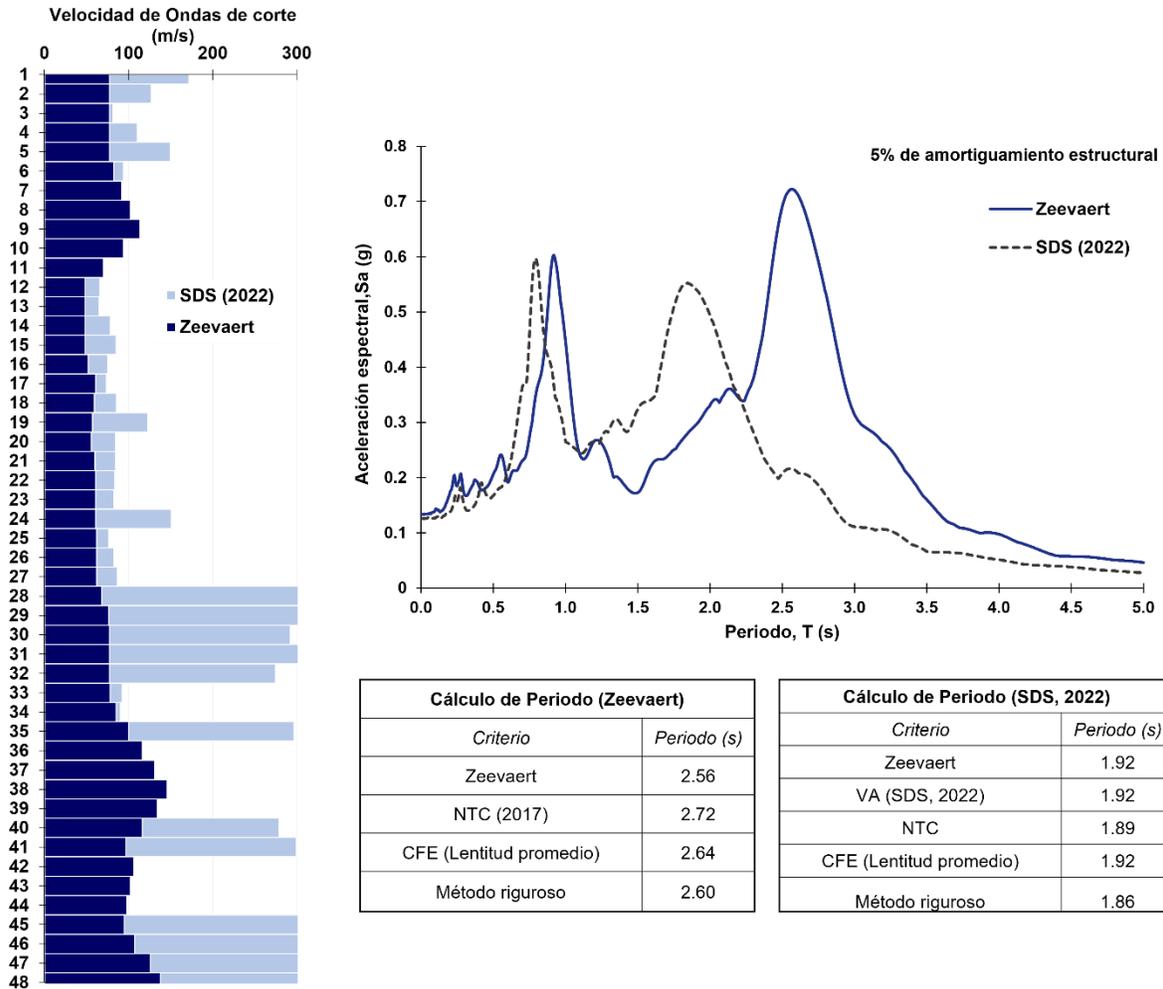


Figura 6.17 Cambio en propiedades dinámicas y respuesta sísmica en las cercanías de la Alameda Central

Otro ejemplo de la evolución de las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica se analizó a partir de las propiedades de SCT medidas por Jaime *et al.* (1987) y las determinadas por Franco (2002). Como se observa en la Figura 6.18, al igual que en las cercanías de la Alameda Central, existe un incremento en la velocidad de onda de corte asociado a un aumento de rigidez por efecto de la consolidación del suelo.

De acuerdo con Aguilar *et al.* (2003), en el Valle de México la velocidad de propagación de onda de corte se incrementa en función del tiempo con una tasa inferior al 1 % anual. Ello es congruente con una tasa máxima de incremento de 0.70 %, calculada partir de las velocidades medidas en SCT en el periodo 1987-2002, sin considerar el cambio en los espesores del medio deformable, es decir, ajustando la profundidad de medición. A partir de los cambios generados en un depósito de suelo asociados al fenómeno de hundimiento regional, Aguilar *et al.* (2003) presentaron un conjunto de curvas y expresiones, obtenidas a partir de

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

regresiones matemáticas, para el cálculo de la velocidad de hundimiento, espesor compresible y velocidad de propagación de ondas de corte en función del periodo de vibración fundamental del suelo.

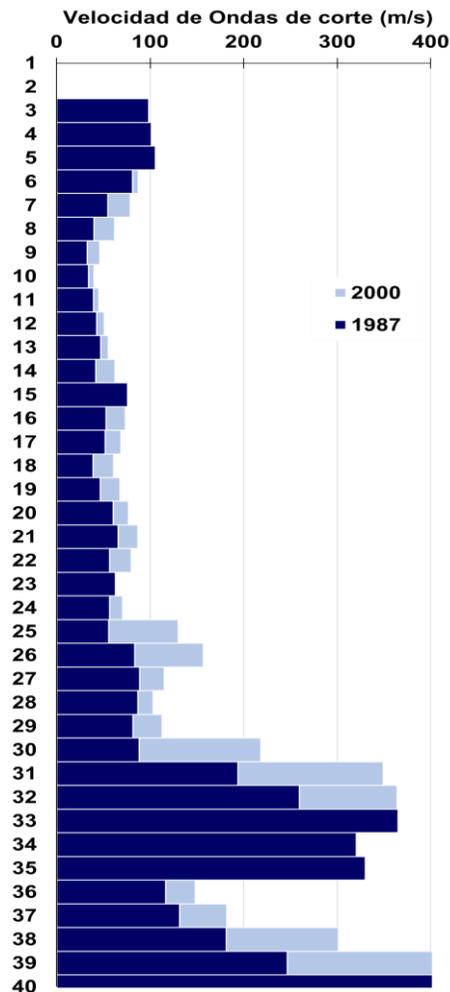


Figura 6.18 Cambio en propiedades dinámicas del sitio SCT para el periodo 1987-2000 (adaptado de Jamie et al., 1987 y Franco, 2002)

Por otra parte, Ovando *et al.* (2007) evaluaron la evolución en la respuesta sísmica en dos sitios de la Ciudad de México (SCT, CAO) debido a un cambio en los esfuerzos efectivos. Para ello, se integró el modelo de consolidación propuesto por Yin y Graham (1996), mediante un programa de diferencias finitas desarrollado por Ossa A. (2004). Como resultado, a partir del cambio en propiedades y espesores en los suelos que conforman la estratigrafía del sitio, se determinó la evolución en la dependencia del módulo de rigidez al corte con la deformación angular en el tiempo. Además, a partir del empleo del Software SHAKE-91 y de las componentes horizontales de los acelerogramas medidos en el sismo del 19 de septiembre de

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

1985, reportan una reducción en el periodo fundamental de vibración del depósito de suelo en ambos sitios, asociado a la máxima respuesta espectral (Figura 6.19).

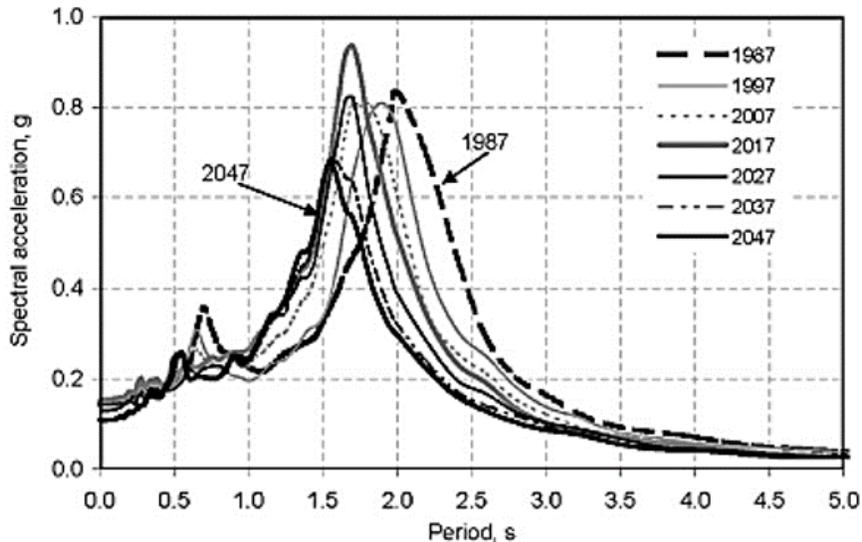


Figura 6.19 Modificación de la respuesta sísmica en el sitio SCT debida al proceso de hundimiento regional (Ovando et al., 2007)

En una siguiente etapa de este trabajo de investigación, se analizó el cambio en la respuesta dinámica de sitio posterior a un proceso de consolidación, originado por el cambio en los esfuerzos efectivos debido a un abatimiento en la presión de poro. Para ello, se empleó el modelo numérico generado en Plaxis 2D. Como caso de estudio, se decidió analizar el cambio en la respuesta sísmica del sitio SCT en el periodo 1987-1997-2027. El cambio en la piezometría del sitio se muestra en la Figura 6.20, fue definida a partir del proceso descrito en el Capítulo 6.2.3.

Previo a cualquier análisis, es necesario modificar la condición de drenaje en el modelo numérico de “No drenada Tipo B” a “No drenada Tipo A”, debido a que los módulos de rigidez y deformación deben ser dependientes al estado de esfuerzos inicial y posterior al proceso de consolidación generado en el suelo.

Se destaca que, esta condición de drenaje requiere el ingreso de parámetros mecánicos del suelo en términos de esfuerzos efectivos (c, φ). Estos parámetros se asignaron en función de los ensayos en condiciones drenadas ejecutados por Jaime et al. (1987). En aquellos estratos donde no se cuenta con esta información, se definió un ángulo de fricción interna a partir de la resistencia al corte no drenada asignada en la etapa anterior y del estado de esfuerzos en condiciones iniciales. Para ello se ha considerado una ley de resistencia tipo Mohr-Coulomb con una cohesión aparente nula. En la Figura 6.21 se presenta una comparativa entre los espectros generados con y sin la dependencia del estado de esfuerzos en la masa de suelo, denominados UA y UB respectivamente.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

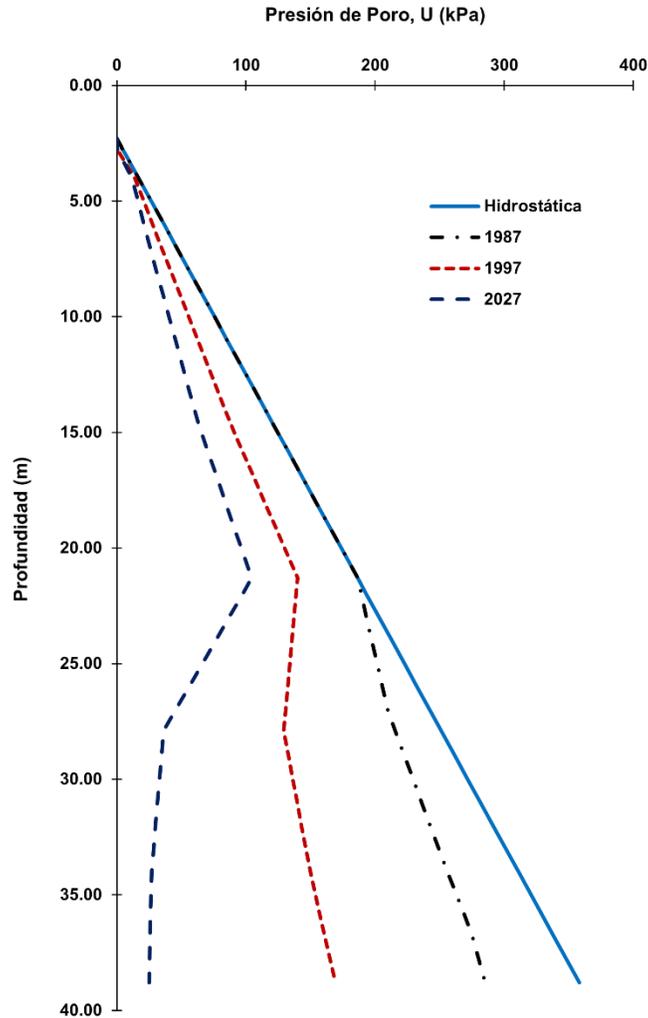


Figura 6.20 Cambio en la piezometría del sitio SCT

En el modelo numérico, el cambio en la piezometría se ingresa en la pestaña “Flow Conditions”, utilizando una presión de referencia al centro de cada estrato e ingresando el incremento o decremento de presión de poro.

A partir del empleo del sistema SEHEDIS, se determinó que el asentamiento total medido de un banco localizado en las cercanías del sitio SCT en el periodo 1987-1997 fue de 1.30 m. Por otra parte, durante el periodo 1987-2027, se estima que el asentamiento total presentado será de 3.20 m. Ello concuerda con la velocidad de hundimiento reportada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC, 2023), del Reglamento para Construcciones de la Ciudad de México (Figura 6.22).

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA EN SITIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

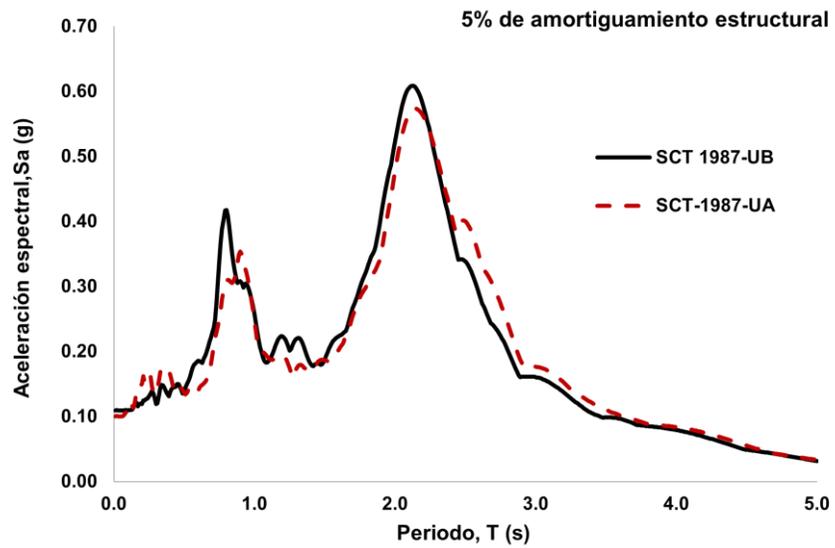


Figura 6.21 Comparativa entre espectros de respuesta dependiente del estado de esfuerzos en la masa de suelo para el sitio SCT-1987

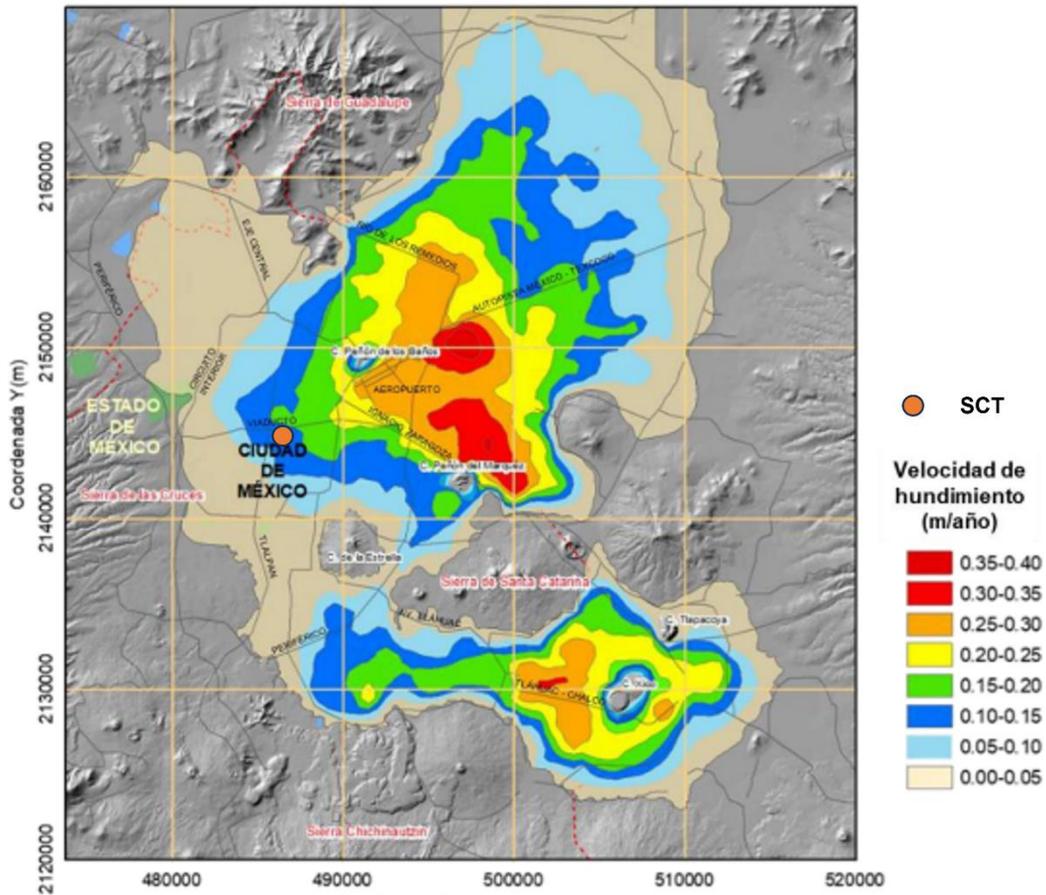


Figura 6.22 Velocidad aproximada de hundimiento regional (NTC-DCC, 2023)

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Sin embargo, a partir de mediciones en bancos de nivel instalados a 40, 60, 80, 100 y 200 m, se determinó que cada una de las formaciones que conforman los depósitos de suelo en la Ciudad de México (CS, FAS, CD, FAI, DP, FAP) contribuye en mayor o menor medida al hundimiento regional medido (Santoyo *et al.*, 2005). Con ello, se determinó que en el sitio donde se ubica la Catedral Metropolitana, la aportación de los primeros 40 m osciló entre 54 y 21% en el periodo 1991-2004 (Figura 6.23). Por otra parte, la evolución del hundimiento regional a diferentes profundidades en el ex Lago de Texcoco (NAICM), reportada por Auvinet *et al.* (2018), indican que los primeros 40 m aportaron el 41 % del hundimiento medido en 2015.

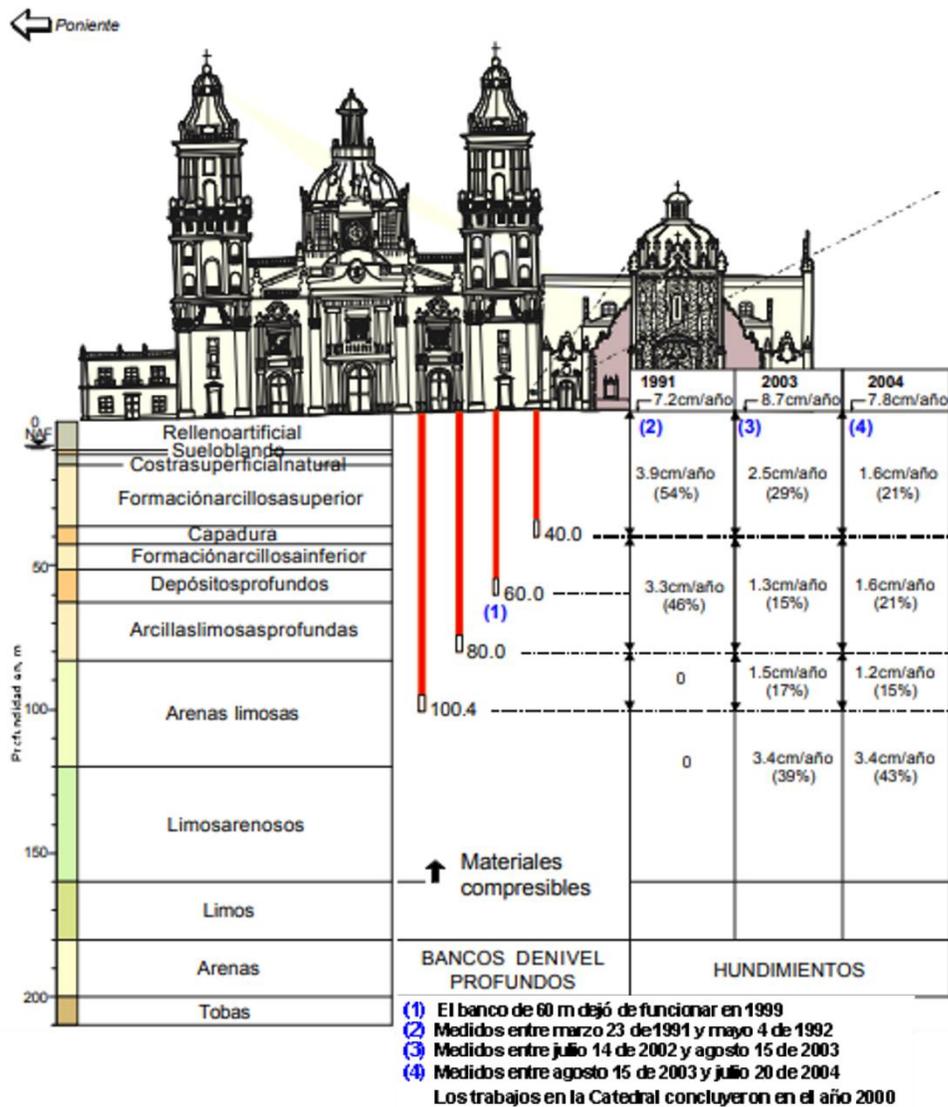


Figura 6.23 Aportación de capas del subsuelo de la Ciudad de México al hundimiento regional (Santoyo *et al.*, 2005)

7 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación, se presentan y discuten los resultados obtenidos a partir del análisis de respuesta de sitio en campo libre ejecutado en dos sitios de la Ciudad de México (JMI, SCT), siguiendo la metodología detallada en el capítulo anterior. En ellos se busca analizar el efecto que tiene la no linealidad y la acumulación de deformaciones plásticas en la respuesta sísmica, generado por la aplicación de demandas sísmicas que producen niveles de deformación angular significativos en el suelo. Además, se presenta la tendencia en el cambio del periodo fundamental del suelo derivado de un proceso de consolidación, originado por la modificación del estado de esfuerzos en la masa de suelo por extracción de agua.

7.1 Comportamiento no lineal del suelo

La no linealidad del suelo se caracterizó empleando los modelos propuestos por Romo (1995) e Ishibashi y Zhang (1993) a partir del índice de plasticidad reportado en las Tablas 7.1 y 7.2. La familia de curvas que describen la dependencia del módulo de rigidez y amortiguamiento con el nivel de deformación angular para los sitios JMI y SCT se presentan en las Figuras 7.1 y 7.2, respectivamente. En ellas se aprecia que, tal y como lo dicta la teoría, en suelos de mayor plasticidad el nivel de deformación angular necesario para generar un comportamiento no lineal durante los análisis dinámicos es mayor que al requerido en suelos de baja plasticidad.

De la familia de curvas descrita para ambos sitios se determinó el parámetro $\gamma_{0.7}$, empleado durante el análisis de la respuesta sísmica, utilizando el modelo constitutivo HS Small en el software Plaxis 2D. Los resultados se reportan en las Tablas 7.1 y 7.2 para cada unidad estratigráfica (U).

Tabla 7.1 Parámetros que definen la no linealidad del suelo en el sitio JMI

Unidad	SUCS	IP	$\gamma_{0.7}$
U2	CH	183	0.00881
U3	CH	217	0.00537
U4	CH	167	0.00573
U6	CH	170	0.00402
U8	CH	164	0.00562

Tabla 7.2 Parámetros que definen la no linealidad del suelo en el sitio SCT

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

<i>Unidad</i>	<i>SUCS</i>	<i>IP</i>	$\gamma_{0.7}$
U1	MH	42	0.00167
U2	CH	181	0.00400
U3	CH	113	0.00270
U4	CH	138	0.00164
U6	CH	164	0.00626
U8	CH	82	0.00175
U9	CH	83	0.00111

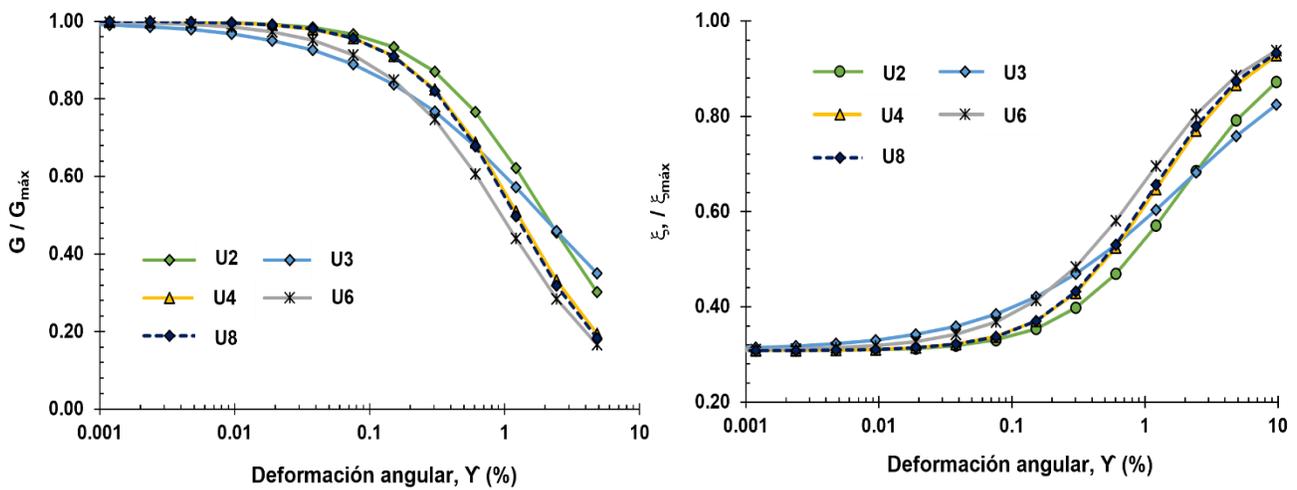


Figura 7.1 Familia de curvas que caracterizan el comportamiento no lineal del suelo para el sitio JMI

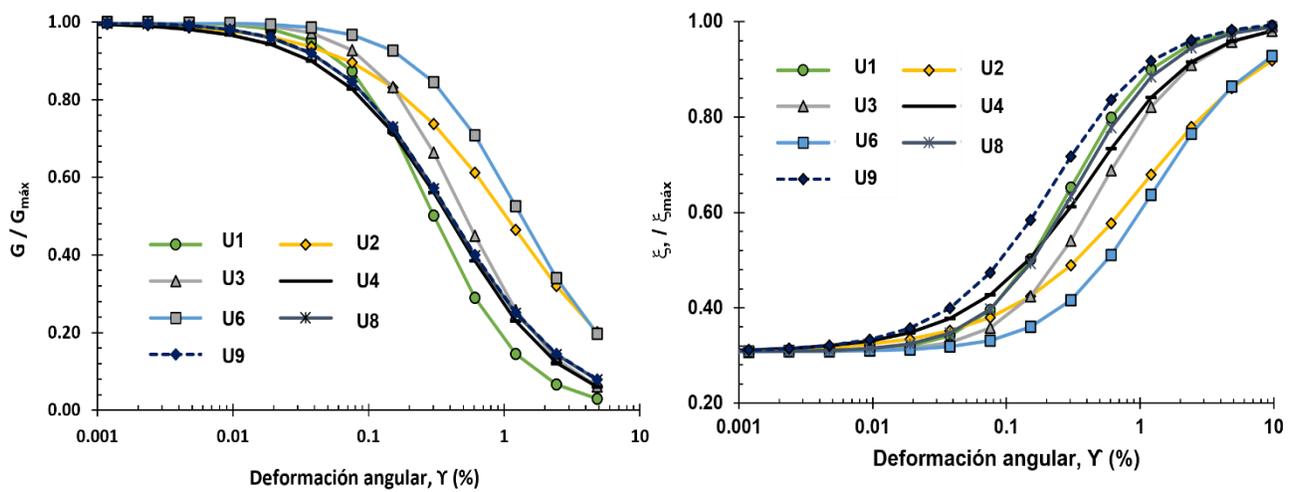


Figura 7.2 Familia de curvas que caracterizan el comportamiento no lineal del suelo para el sitio SCT

7.2 Espectros de respuesta

A partir del análisis de respuesta unidimensional mediante aproximaciones lineal, lineal equivalente y el empleo de un modelo numérico que caracteriza un depósito de suelo de comportamiento elastoplástico con endurecimiento, se generó una serie de espectros de respuesta para los sitios JMI y SCT, excitados en el basamento, utilizando como movimiento de entrada las historias de aceleración mostradas en la Figura 6.11.

Como referencia del nivel de degradación del módulo de rigidez e incremento de amortiguamiento, se presenta el nivel de deformación angular que produce cada uno de los movimientos de entrada utilizados en los sitios de análisis. Para ello, se utilizaron los resultados obtenidos del software Strata y del proceso analítico desarrollado mediante las ecuaciones propuestas por Zeevaert (1983). También se define el límite de la reducción de rigidez a bajas deformaciones empleado en el modelo HS Small ($\gamma_{cut-off}$), donde el módulo cortante tangente es mayor o igual al módulo de rigidez al corte en carga y descarga (Ec. 6.16). Finalmente, para cada uno de los análisis de respuesta desarrollados, se presentan cinco espectros: en condición elástico no amortiguado, elástico amortiguado, lineal equivalente, elástico no amortiguado (PLAXIS) y el generado utilizando el modelo constitutivo HS Small.

7.2.1 Espectros de respuesta JMI

En la Figura 7.3a se muestran los resultados del análisis de respuesta en el sitio JMI, utilizando como movimiento de entrada el registrado durante el sismo de Michoacán del 19/09/1985. En esta figura se observa que existe una reducción en la ordenada máxima del espectro de respuesta del 13% entre el caso de amortiguamiento nulo (Elástico) y el que considera el amortiguamiento histerético del suelo (Elástico-Amor).

Por otra parte, en la Figura 7.3c se muestra una reducción de la ordenada máxima entre el espectro de respuesta elástico amortiguado y el obtenido utilizando el modelo constitutivo HS Small del 17%, asociado a efectos de no linealidad.

En la Figura 7.3d, se muestra el nivel de deformación angular máxima generada en el depósito de suelo. Es evidente que existe una dependencia de la densidad y rigidez del depósito de suelo con el nivel de deformación angular permitido. Como ejemplo, el movimiento de entrada produjo una deformación angular máxima de 0.47% a 14.0 m de profundidad en la unidad U3, donde la velocidad de onda de corte en el depósito de suelo es menor.

De 7.0 a 14.5 m, el $\gamma_{cut-off}$ se encuentra por debajo de la deformación angular originada por el movimiento de entrada. Como resultado, la ordenada máxima del espectro de respuesta utilizando el modelo HS Small es ligeramente mayor que el

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

determinado mediante un análisis lineal equivalente, debido a que la degradación del módulo de rigidez en el modelo numérico es limitada (Figura 7.3c).

El periodo de sitio medido durante una campaña de vibración ambiental y verificado mediante los procedimientos descritos en el Capítulo 3.2, fue de $T_s = 1.56$ s. En la Figura 7.3b se observa que el periodo fundamental del suelo, asociado a la respuesta pico determinada a partir de un análisis lineal, es menor a este. Sin embargo, a partir de un análisis lineal equivalente o con modelado numérico, el periodo del sitio asociado a la máxima respuesta espectral fue de $T_s = 1.53$ s (Figura 7.3c)

Los resultados del análisis de respuesta en el sitio JMI, utilizando como movimiento de entrada el registrado durante el sismo de Chiautla de Tapia, Puebla, del 19/09/2017, se presentan en la Figura 7.4a. En ella se observa que existe una reducción en la ordenada máxima del espectro de respuesta del 19% entre el caso elástico y el caso lineal que considera el amortiguamiento histerético del suelo.

Complementariamente, en la Figura 7.4a se presenta el espectro de diseño elástico reportado en el SASID (Sistema de Acciones de Diseño) de las NTC-DS (2017), cuya ordenada máxima espectral es similar a la determinada mediante análisis elásticos no amortiguados. Se destaca que existe una diferencia entre esta ordenada y la obtenida a partir del modelo numérico generado en Plaxis 2D del 24%, asociado a efectos de no linealidad del suelo.

En la Figura 7.4b se observa que el periodo fundamental del suelo estimado a partir del pico máximo de los espectros obtenidos es cercano a $T_s = 1.50$ s, siendo 4% menor al medido durante la campaña de vibración ambiental.

En la Figura 7.4d se observa que, al igual que durante el sismo del 19/09/1985, el movimiento de entrada produjo una deformación angular máxima (0.48%) a 14.0 m de profundidad, donde se presenta la menor velocidad de onda de corte en todo el depósito. En este caso, de 7.0 a 20.0 m, el $\gamma_{cut-off}$ se encuentra por debajo de la deformación angular originada por el movimiento de entrada. Sin embargo, la ordenada máxima del espectro de respuesta utilizando el modelo HS Small es apenas 2.5% mayor que el determinado mediante un análisis lineal equivalente. Una mayor evidencia del cambio en el espectro de respuesta debido al tipo de análisis ejecutado se aprecia en los periodos menores a 1.0 s (Figura 7.4c).

Como último caso analizado en el sitio JMI, en la Figura 7.5a se presentan los resultados del análisis de respuesta utilizando como movimiento de entrada el registrado durante el sismo de 19/07/2018 con epicentro en San Marcos Arteaga, Oaxaca. El sismo fue elegido debido a que la ordenada en los acelerogramas es considerablemente menor a la registrada durante los sismos de 1985 y 2017 (Figura 6.11).

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

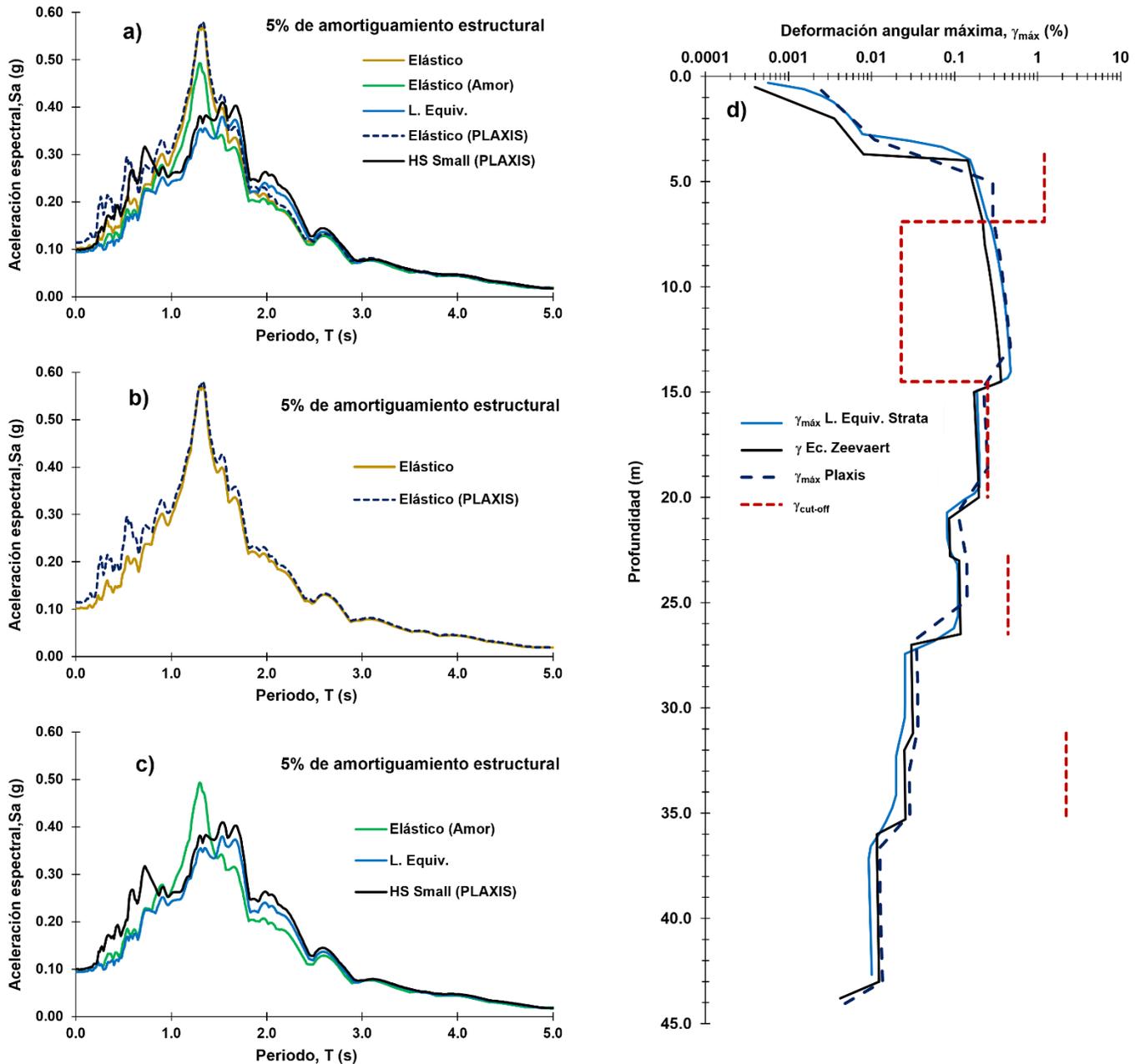


Figura 7.3 Análisis de respuesta sitio JMI durante el sismo de 19/09/1985

Como resultado, el movimiento produjo una deformación angular máxima de 0.004%. Por tanto, no existe diferencia entre el espectro de respuesta determinado entre los casos elástico amortiguado, lineal equivalente y el obtenido utilizando el modelo numérico generado (Figura 7.5c). En todo el depósito de suelo, el $\gamma_{\text{cut-off}}$ se encuentra por encima de la deformación angular originada por el movimiento de entrada (Figura 7.5d).

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

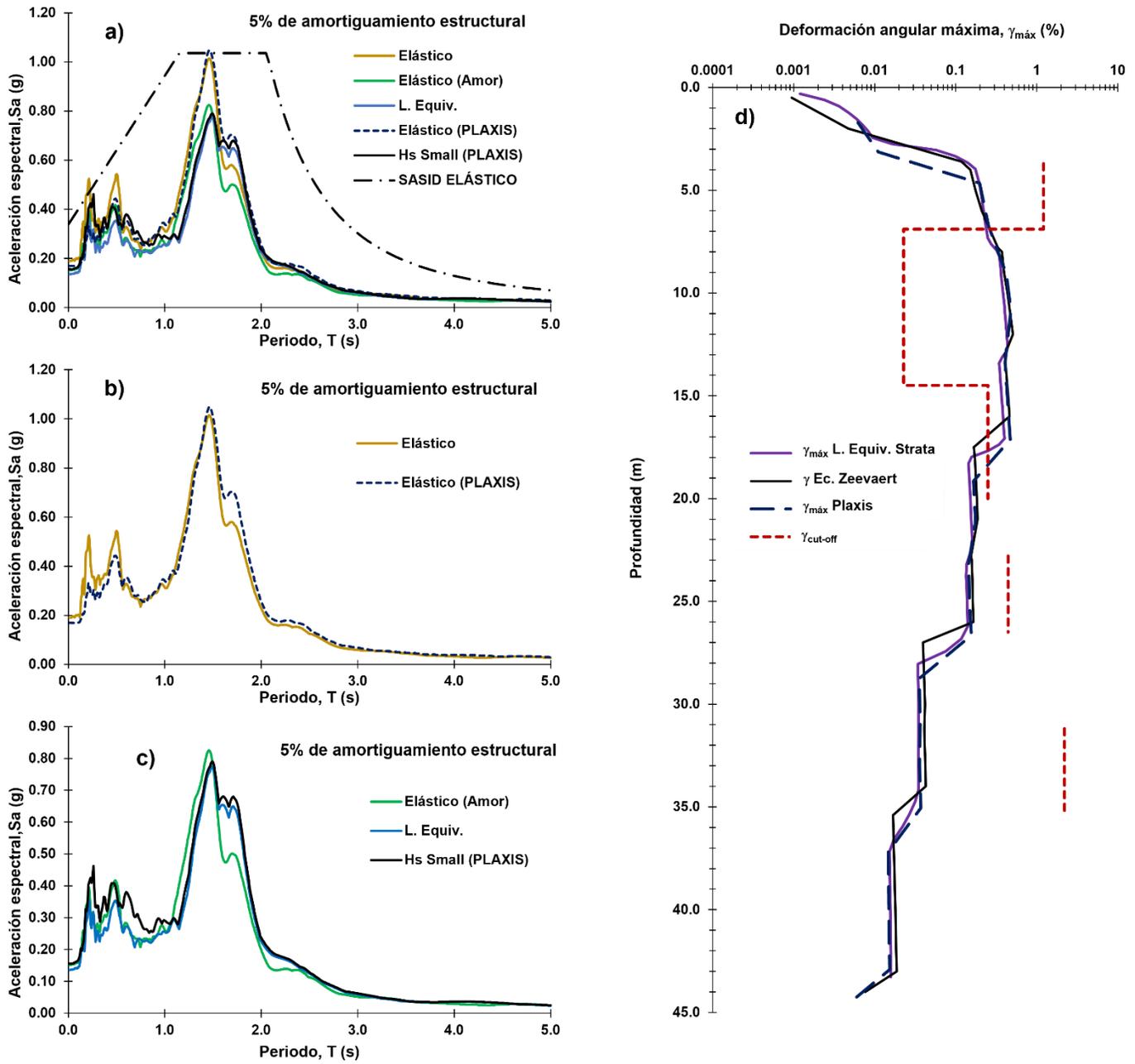


Figura 7.4 Análisis de respuesta sitio JMI durante el sismo de 19/09/2017

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

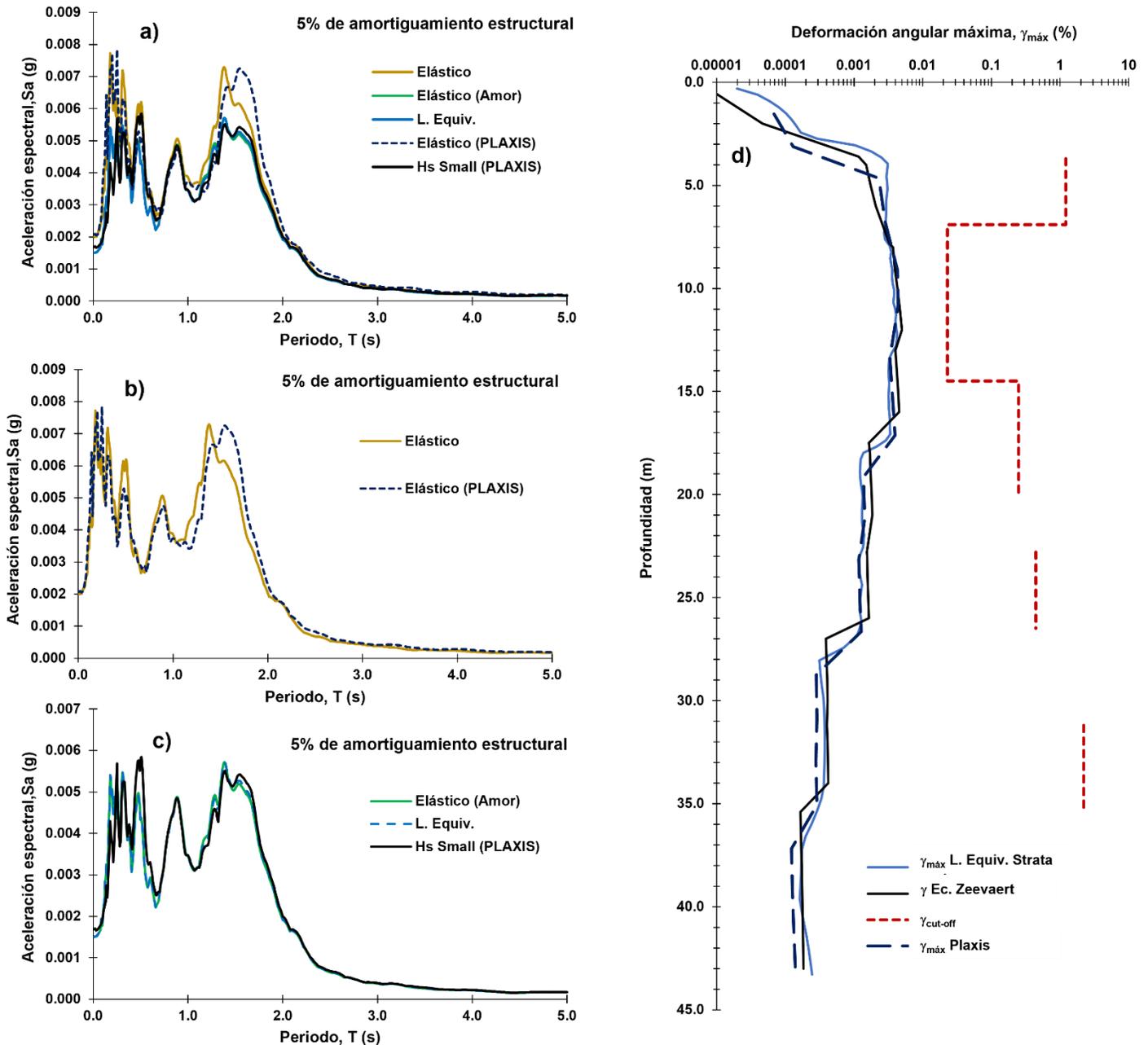


Figura 7.5 Análisis de respuesta sitio JMI durante el sismo de 19/07/2018

Con base en los espectros de respuesta obtenidos, se observa que al emplear un sismo que produce aceleraciones pequeñas, se complica la identificación del periodo fundamental del suelo asociado a la respuesta máxima, ya que las ordenadas del espectro de respuesta entre 0.0 y 2.0 s son similares (Figura 7.5b). Sin embargo, para un intervalo en el periodo de entre 1.0 y 2.0 s, el espectro de respuesta elástico, determinado en el programa de elemento finito, sugiere que el

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

periodo fundamental del suelo es de $T_s = 1.58$ s, es decir, 1.3% mayor al medido durante la campaña de vibración ambiental.

7.2.2 Espectros de respuesta SCT

En la Figura 7.6a se muestran los resultados del análisis de respuesta en el sitio SCT, utilizando como movimiento de entrada el registrado durante el sismo del 19/09/1985 ($M=8.1$). En esta figura se aprecia que existe una reducción en la ordenada máxima del espectro de respuesta del 18% entre el caso elástico y el lineal que considera el amortiguamiento histerético del suelo.

Por otra parte, en la Figura 7.6c se muestra que la reducción de la ordenada máxima entre el espectro de respuesta elástico amortiguado y el obtenido utilizando el modelo constitutivo HS Small es del 10% asociado a efectos de no linealidad.

El periodo de vibración fundamental en el suelo se determinó utilizando el método basado en el planteamiento de Lysmer y Drake (1972) a partir de las propiedades dinámicas asignadas (Figura 6.6). Como resultado, se determinó que el periodo en SCT fue de $T_s = 1.82$ s. En la Figura 7.6b se observa que el periodo fundamental del suelo determinado a partir de un análisis de respuesta lineal es menor al indicado. Sin embargo, a partir de un análisis lineal equivalente o con modelado numérico, el periodo del sitio asociado a la máxima respuesta espectral fue de $T_s = 1.84$ s (Figura 7.6c).

En la Figura 7.6d se aprecia que el movimiento de entrada produjo la mayor deformación angular máxima entre 7.0 y 25.0 m de profundidad en el depósito de suelo, donde las velocidades de onda de corte son menores y oscilan entre 40 y 80 m/s. De 16.0 a 24.0 m, el $\gamma_{cut-off}$ se encuentra por debajo de la deformación angular originada por el movimiento de entrada (Figura 7.6d); sin embargo, la ordenada máxima del espectro de respuesta lineal equivalente y el obtenido empleando el modelo numérico es prácticamente igual (Figura 7.6c).

Los resultados del análisis de respuesta en el sitio SCT, utilizando como movimiento de entrada el registrado durante el sismo del 19/09/2017 ($M=7.1$), se presentan en la Figura 7.7a. En ella se observa que existe una reducción en la ordenada máxima del espectro de respuesta del 17% entre el caso elástico no amortiguado y el que considera el amortiguamiento histerético del suelo. Adicionalmente, en la Figura 7.7a se presenta el espectro de diseño elástico reportado por el SASID de las NTC-DS (2017), cuya ordenada máxima espectral es similar a la determinada mediante un análisis elástico con elemento finito. Se destaca que existe entre esta ordenada y la obtenida empleando el modelo HS Small, en el software Plaxis 2D, una diferencia del 47% (Figura 7.7c) asociada a efectos de no linealidad, lo que reduce las acciones sísmicas que las que se somete una estructura.

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

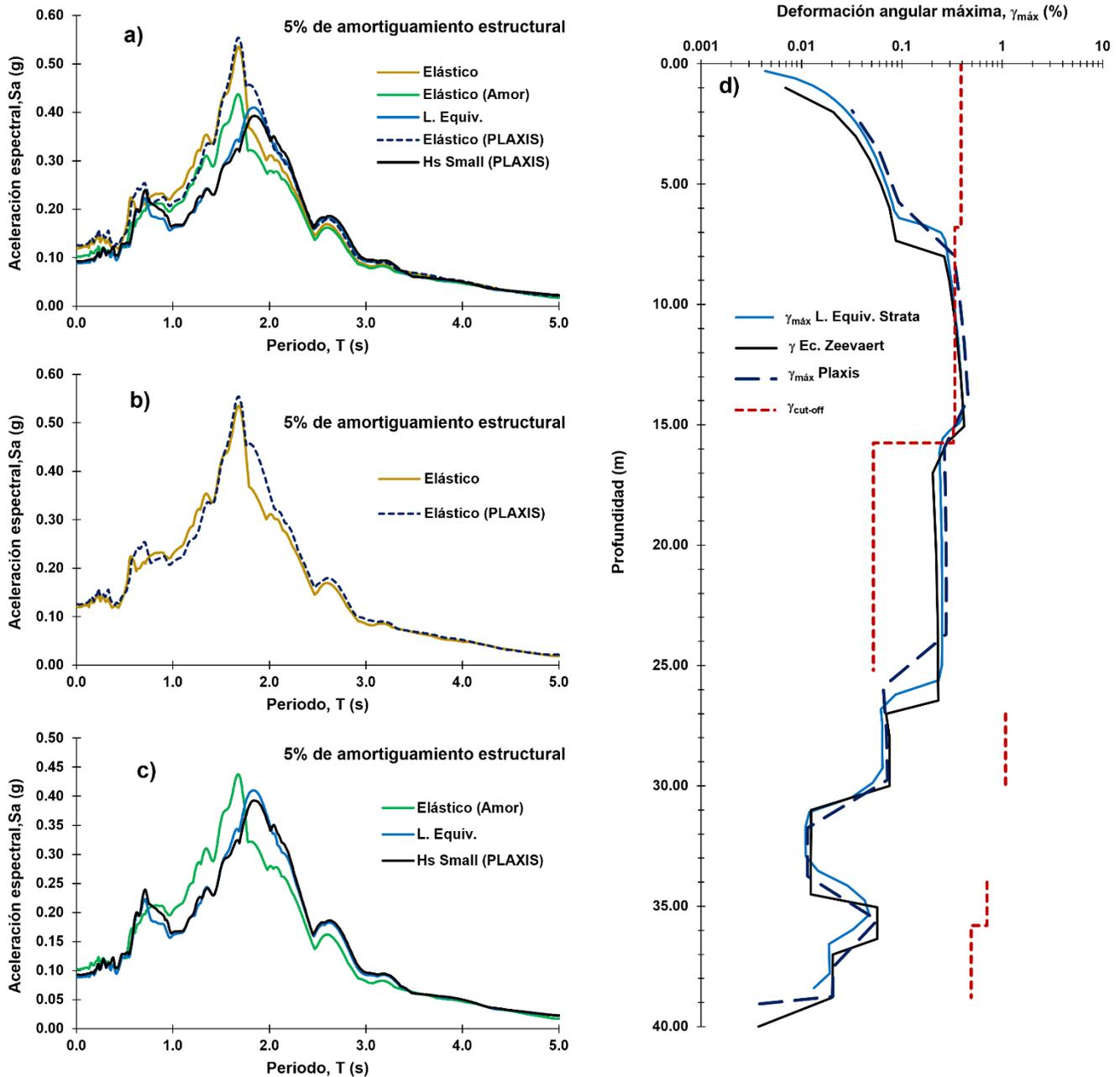


Figura 7.6 Análisis de respuesta sitio SCT durante el sismo de 19/09/1985

En la Figura 7.7d se aprecia que el movimiento de entrada produjo una deformación angular máxima de 0.54% a 14.6 m de profundidad. De 7.0 a 24.0 m, el $\gamma_{cut-off}$ se encuentra por debajo de la deformación angular originada por el movimiento de entrada (Figura 7.7d). Como resultado, la ordenada máxima del espectro de respuesta utilizando el modelo HS Small es 3.7% mayor que el determinado mediante un análisis lineal equivalente (Figura 7.7c). Por otra parte, el periodo

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

fundamental del suelo determinado a partir de los espectros obtenidos es cercano a los 1.73 s, es decir, 5% menor al establecido para el sitio (Figura 7.7c).

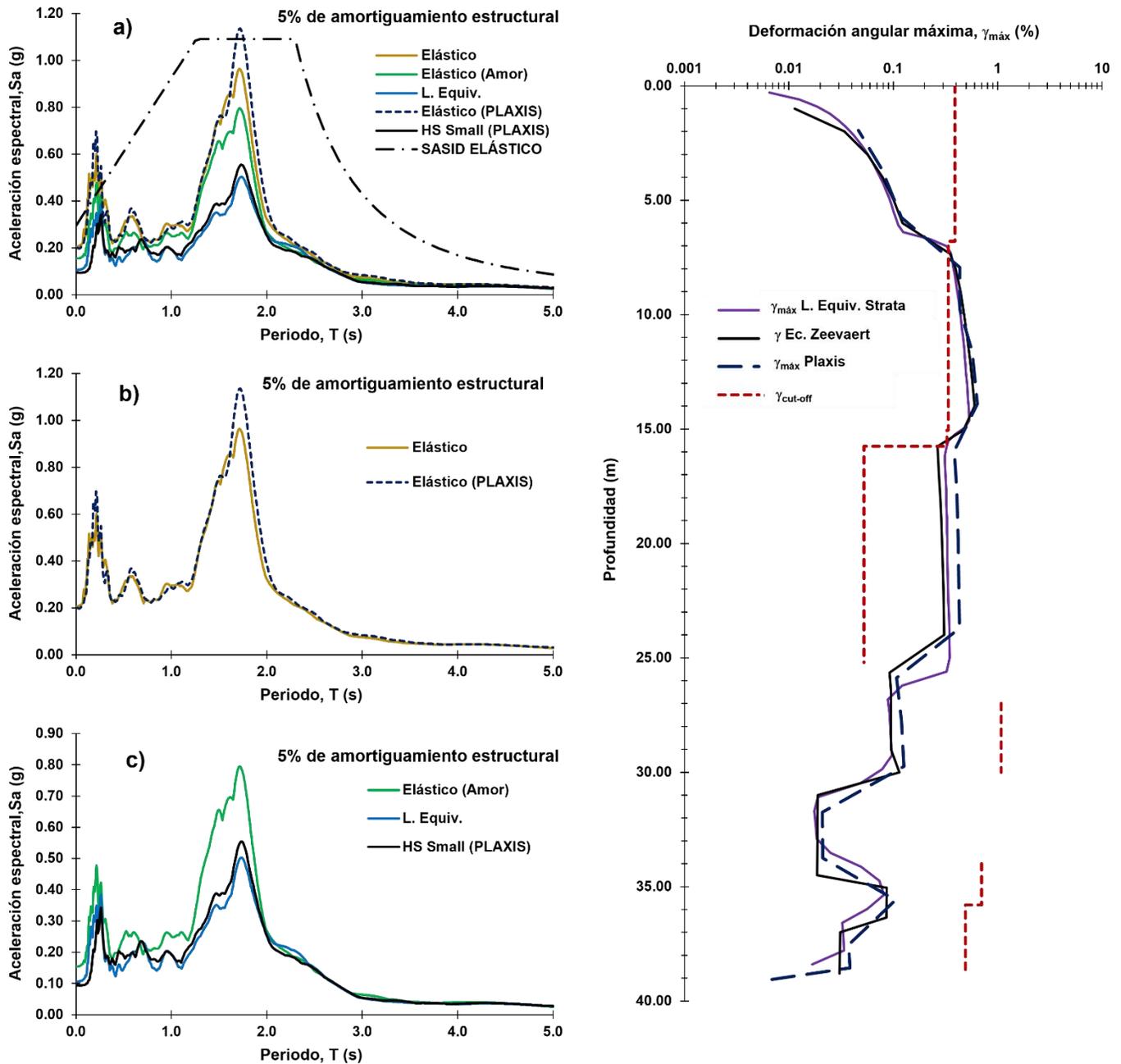


Figura 7.7 Análisis de respuesta sitio SCT durante el sismo de 19/09/2017

Como último caso analizado, en la Figura 7.8a se presentan los resultados del análisis de respuesta en el sitio SCT utilizando como movimiento de entrada el registrado durante el sismo de 19/07/2018 ($M=5.9$).

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Figura 7.8c se aprecia que, al igual que en el sitio JMI, no existe diferencia entre el espectro de respuesta determinado entre los casos elástico amortiguado, lineal equivalente y el obtenido utilizando el modelo numérico generado, debido a que el nivel de deformación angular alcanzó un máximo de 0.005%, permaneciendo en el intervalo de comportamiento elástico. En todo el depósito de suelo, el $\gamma_{cut-off}$ se encuentra por encima de la deformación angular originada por el movimiento de entrada (Figura 7.8d).

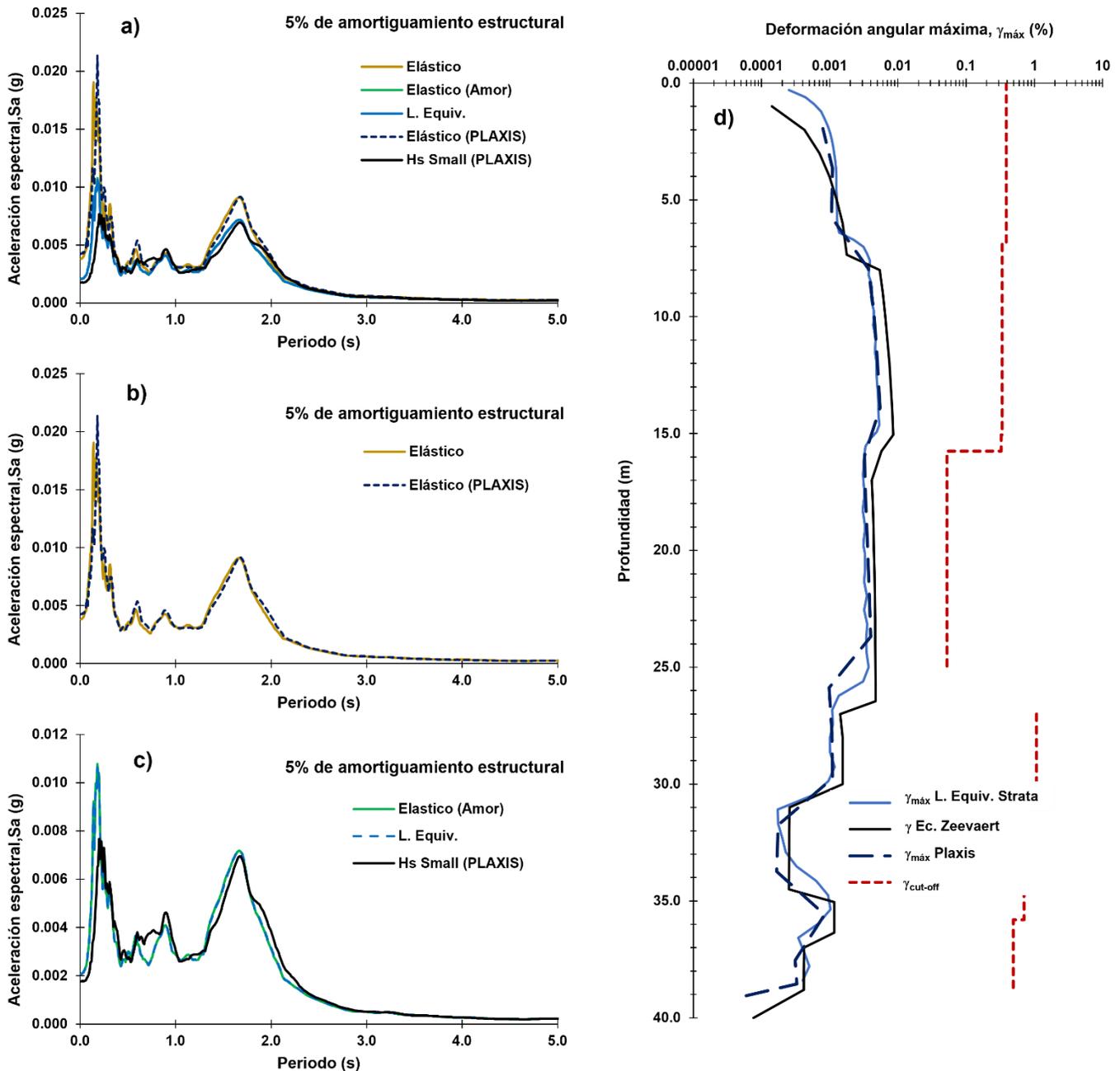


Figura 7.8 Análisis de respuesta sitio SCT durante el sismo de 19/07/2018

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Se destaca que, de acuerdo con los resultados obtenidos empleando el modelo de elemento finito con un suelo de comportamiento elastoplástico con endurecimiento, se presentaron puntos durante la aplicación de la acción sísmica en el que los esfuerzos cortantes alcanzaron la superficie de fluencia por corte en el modelo, como consecuencia, existen puntos que reflejan endurecimiento a lo largo del perfil estratigráfico (Figura 7.9).



Plastic point history Cap (scaled up 1.00 times) (Time 60.06 s)

▼ Cap point

Figura 7.9 Puntos de fluencia en modelo HS Small.

Buscando verificar la veracidad de los resultados obtenidos, se emplearon los modelos construidos para comparar la respuesta dinámica del sitio con la determinada a partir de mediciones en estaciones acelerométricas colocadas en superficie cercanas a los sitios de estudio.

Para ello, fue necesario el uso de movimientos de entrada relacionados con sismos ocurridos en años cercanos al reportado en las campañas de exploración geotécnica. Las características de los sismos empleados y sus acelerogramas en roca se presentan en la Tabla 7.3 y Figura 7.10 respectivamente.

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 7.3 Sismos seleccionados para la comprobación de los resultados obtenidos

Sismo	Tipo	Fecha	M	Profundidad de foco [km]	Epicentro	
					Latitud (N)	Longitud (W)
1	Normal	15/06/1999	7.0	69.0	18.18	97.51
2	Subducción	16/02/2018	7.2	16.0	16.22	98.01

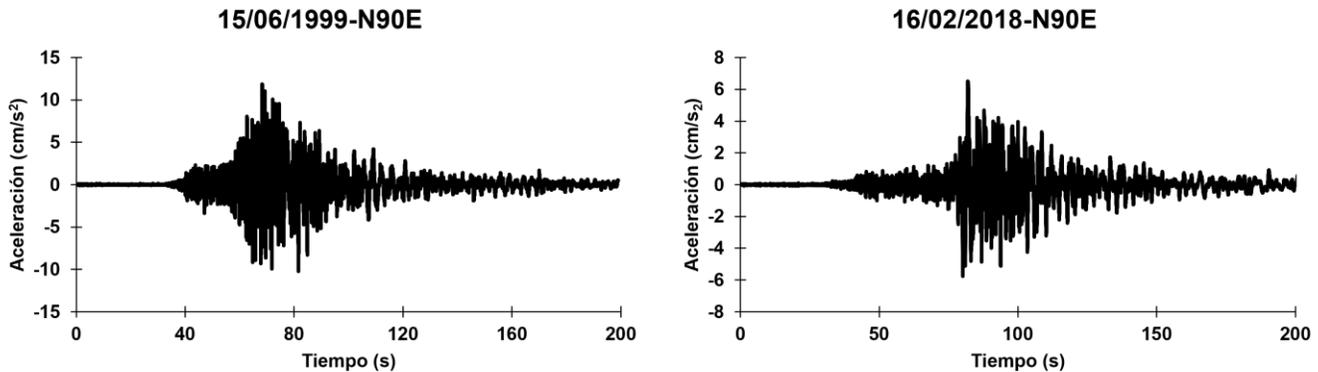


Figura 7.10 Movimientos de entrada empleados para la comprobación de los resultados obtenidos

Como se muestra en la Figura 7.11, la respuesta en superficie en SCT, determinada a partir de los registros acelerográficos registrados durante el sismo de Tehuacán de 1999, es muy similar a la obtenida empleando el modelo de comportamiento elastoplástico con endurecimiento, teniendo una forma y periodo fundamental del suelo muy parecidos.

Por otra parte, la respuesta sísmica obtenida para el sitio JMI en comparación con la determinada a partir de los registros acelerográficos registrados durante un sismo ocurrido a 11 km al sur de Pinotepa Nacional, Oaxaca, en el año 2018, mantiene una forma similar, pero existe un pequeño cambio en la ordenada espectral máxima (Figura 7.12). Esto puede deberse, principalmente, a un proceso de consolidación generado en el suelo por cargas transmitidas por estructuras en superficie, más el efecto originado por el abatimiento en la presión de poro derivado de la extracción de agua. Se eligió el sismo registrado en Pinotepa Nacional en 2018 debido a que no se cuenta con un acelerograma medido en roca para años y eventos sísmicos posteriores. El espectro de respuesta en superficie se obtuvo empleando el software Degtra (Ordaz y Montoya, 2013).

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

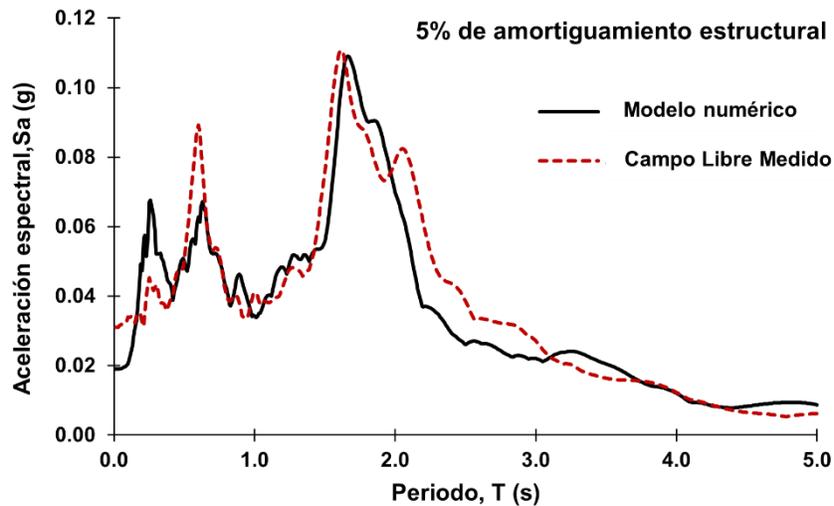


Figura 7.11 Comparativa entre espectro de respuesta medido en superficie y el obtenido empleando el modelo numérico construido para el sitio SCT

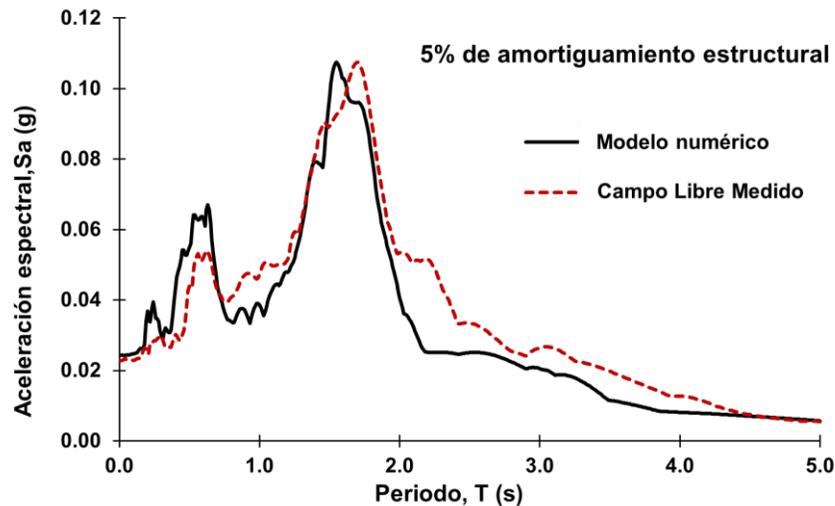


Figura 7.12 Comparativa entre espectro de respuesta medido en superficie y el obtenido empleando el modelo numérico construido para el sitio JMI

Adicionalmente, se construyó un modelo numérico y analizó el efecto de la no linealidad del suelo en el sitio SCT a partir de las propiedades determinadas por Jaime *et al.* (1987). Al igual que en los casos JMI y SCT presentados, se construyó una familia de curvas que caracterizan la no linealidad del suelo a partir de las propiedades reportadas por Franco (2002), Bonetti y García (2012), y Martínez (2017). Los parámetros y las curvas resultantes se presentan en la Tabla 7.4 y Figura 7.13, respectivamente, para cada unidad estratigráfica (U).

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tabla 7.4 Parámetros que definen la no linealidad del suelo en el sitio SCT (1987)

Unidad	SUCS	IP	$\gamma_{0.7}$
U1	MH	45	0.00141
U2	CH	150	0.00515
U3	CH	208	0.00417
U4	CH	248	0.00879
U6	CH	189	0.00422
U8	CH	150	0.00236
U9	CH	180	0.00576

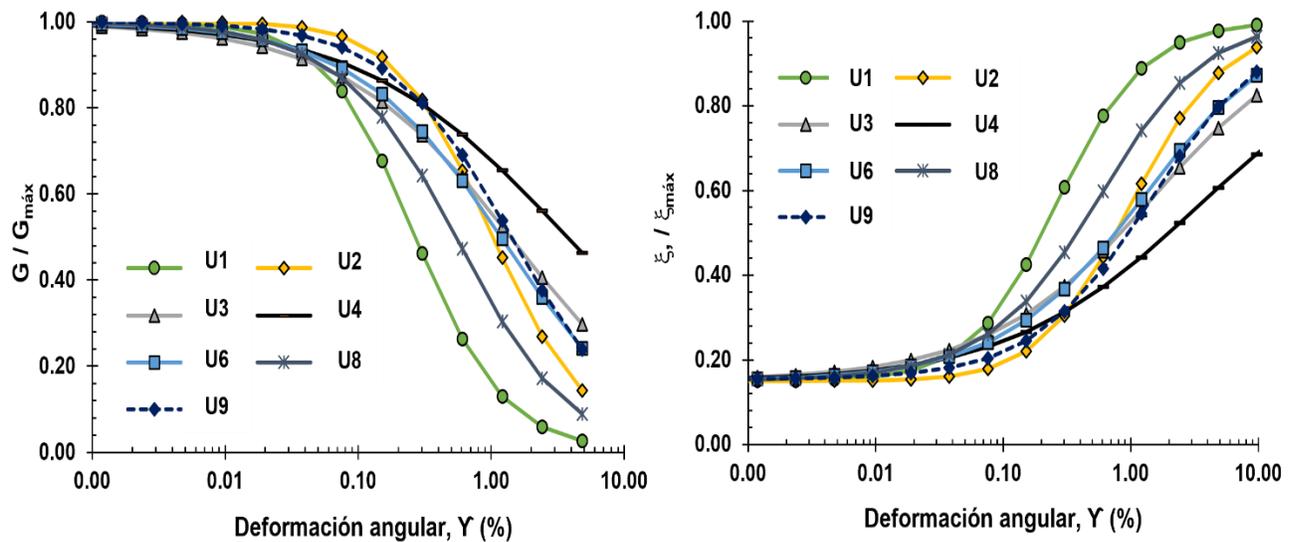


Figura 7.13 Familia de curvas que caracterizan el comportamiento no lineal del suelo para el sitio SCT 1987

Con ello, se generó el espectro de respuesta sísmica que considera la no linealidad del suelo a partir del nivel de deformación angular presentado. Como se observa en la Figura 7.14d, la deformación angular generada utilizando como movimiento de entrada el sismo de Michoacán del 19/09/1985 alcanza un promedio de 0.6% entre 6.0 y 21.0 m, con un incremento a 1.31% entre 8.0 y 11.0 m, asociado a un estrato de suelo con velocidad de onda de corte inferior a 40 m/s. Como resultado de considerar la no linealidad del suelo, el espectro de respuesta disminuye su ordenada en un 36% (Figura 7.14c). Se destaca que estos resultados son afectados directamente por las propiedades índice y dinámicas consideradas.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

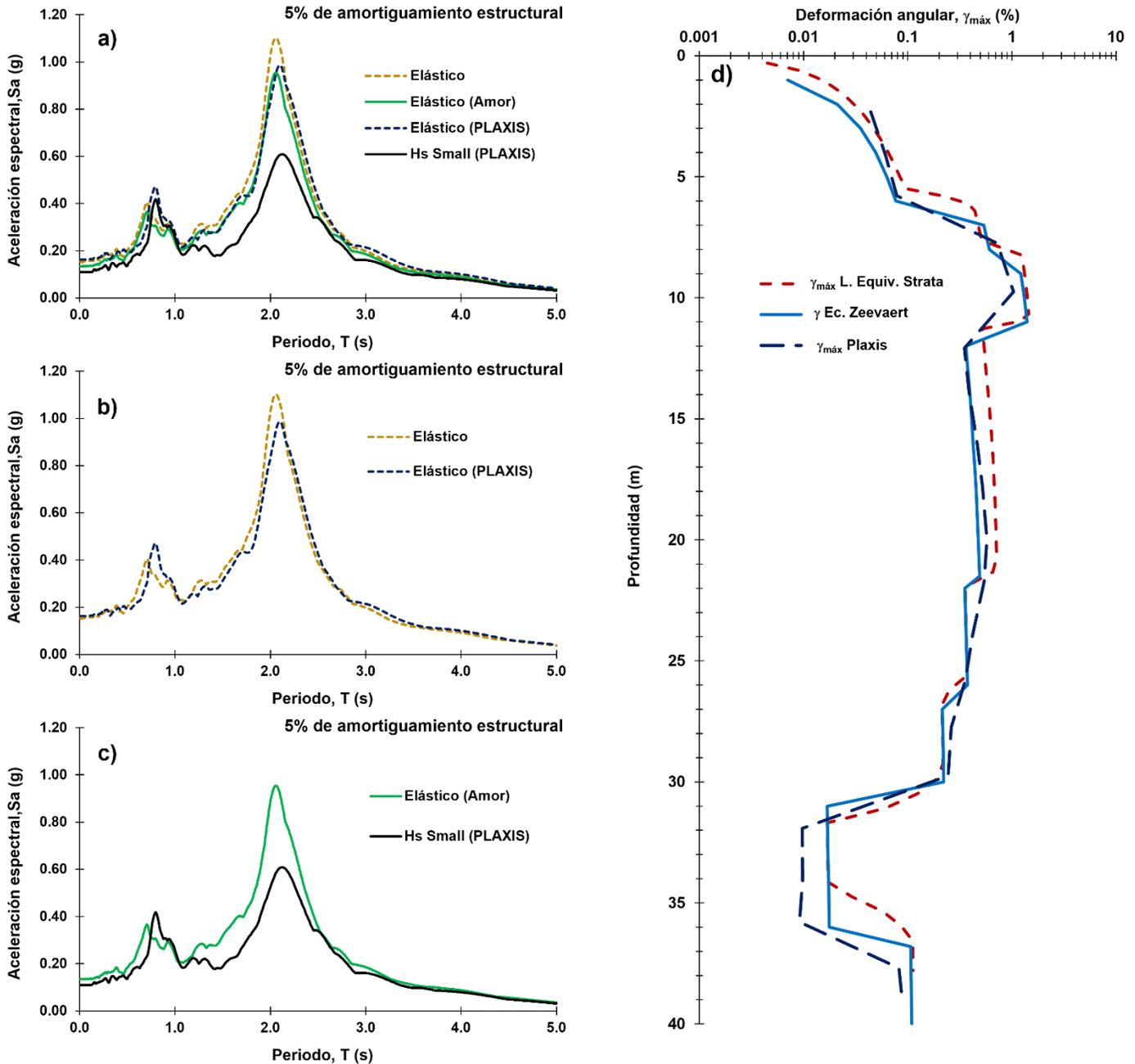


Figura 7.14 Análisis de respuesta en sitio SCT, 1987.

A partir de los espectros de respuesta generados utilizando un comportamiento elástico del suelo, se determinó que el periodo fundamental de vibración, asociado al pico máximo, fue de $T_s = 2.05$ s (Figura 7.14b).

En la Figura 7.15 se muestra una comparativa entre los espectros de respuesta generados a partir de registros acelerográficos en superficie con el software Degtra; empleando un modelo de comportamiento elástico con amortiguamiento para el

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

modelo generado de SCT-1987 y el reportado por Ovando *et al.* (2007). En esta figura, se aprecia que el periodo fundamental del suelo asociado al pico máximo se aproxima al medido a partir del espectro en superficie, $T_s = 2.03$ s, y al reportado por Ovando *et al.* (2007).

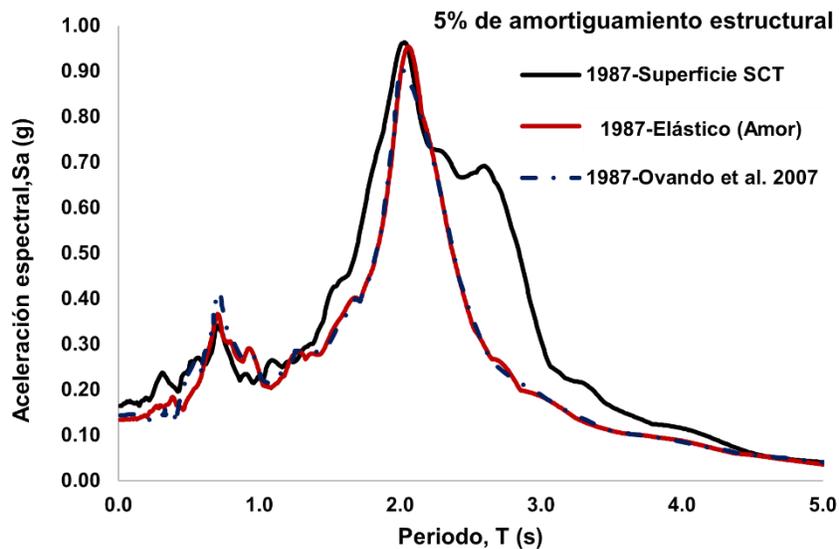


Figura 7.15 Comparativa entre espectros de respuesta en SCT-1987

Al utilizar el modelo de comportamiento elastoplástico con endurecimiento, el periodo del suelo tiende a incrementarse en 4 %. Empleando el método basado en el planteamiento de Lysmer y Drake (1972), el periodo resultante, utilizando como parámetros de entrada los reportados por Jaime *et al.* (1987), fue de $T_s = 2.13$ s.

Como se observa en la Figura 7.15, ninguno de los espectros generados a partir del análisis de respuesta del depósito de suelo ante una excitación dinámica aplicada en basamento genera la forma del espectro medida en superficie. En cuanto a la ordenada máxima del espectro y el periodo fundamental del suelo que a esta se asocia, ambos espectros reproducen los efectos en superficie.

7.3 Influencia del hundimiento regional

El cambio en la respuesta dinámica como consecuencia del hundimiento regional generado por el abatimiento piezométrico por la extracción de agua fue estudiado por Aguilar *et al.* (2003) y Ovando *et al.* (2007). Como resultado, presentaron el cambio en el módulo de rigidez o velocidad de onda de corte, amortiguamiento y la variación en el periodo fundamental del suelo asociado a la ordenada máxima de un conjunto de espectros de respuesta.

En la Tabla 7.5 se muestra la razón de cambio en el periodo fundamental del suelo, para el periodo de tiempo analizado en el presente trabajo de investigación en el

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

sitio SCT, calculada a partir de los espectros obtenidos por Aguilar *et al.* (2003), Ovando *et al.* (2007) y del sistema SEHEDIS. Se aprecia que la razón de cambio determinada entre 1997-2027 (Ovando *et al.*, 2007) es idéntica a la obtenida analizando el trabajo desarrollado por Aguilar *et al.* (2003) para el lapso entre 1985-2035. Del SEHEDIS se obtiene una razón de cambio en el periodo fundamental del suelo menor a la reportada en otros trabajos de investigación. Sin embargo, al igual que con Ovando *et al.*, 2007, se indica que la razón de cambio no es lineal respecto al tiempo.

Tabla 7.5 Cambio en el periodo fundamental del suelo en SCT por hundimiento regional

Fuente	Año	T [s]	ΔT [s/año]
Aguilar et al. (2003)	1985-2035	2.00-1.70	0.006
Ovando et al. (2007)	1987-1997	2.02-1.92	0.010
	1997-2027	1.92-1.73	0.006
SEHEDIS (2023)	2016-2020	1.91-1.90	0.003
	2020-2030	1.90-1.88	0.002

La siguiente etapa de este trabajo de investigación consistió en analizar el cambio en la respuesta dinámica de sitio posterior a un proceso de consolidación originado por el cambio en los esfuerzos efectivos debido a un abatimiento en la presión de poro.

Generado el modelo numérico, se agregaron etapas en las que se ingresó el cambio en la piezometría para generar el proceso de consolidación. Para fines de esta investigación, el cálculo de deformación se ejecutó mediante un análisis plástico, ignorando el comportamiento no drenado del suelo. Como resultado, se generó un asentamiento de 40.8 cm en el periodo 1987-1997 y de 87.6 cm para el periodo 1987-2027 (Figura 7.16).

Utilizando el sistema SEHEDIS se determinó que el asentamiento total, medido a partir de bancos de nivel profundo, para los periodos analizados fue de 1.30 y 3.20 m. Se destaca que el asentamiento originado a partir del cambio en los esfuerzos efectivos representa el 31.0 y 27.0% del total medido, encontrándose dentro del intervalo reportado en la Figura 6.23.

En la Tabla 7.6 y la Figura 7.17 se presentan los resultados obtenidos a partir del análisis de la evolución del espectro de respuesta de sitio derivado de un proceso de consolidación por el cambio en el estado de esfuerzos efectivo asociado al abatimiento de la presión de poro por extracción de agua.

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

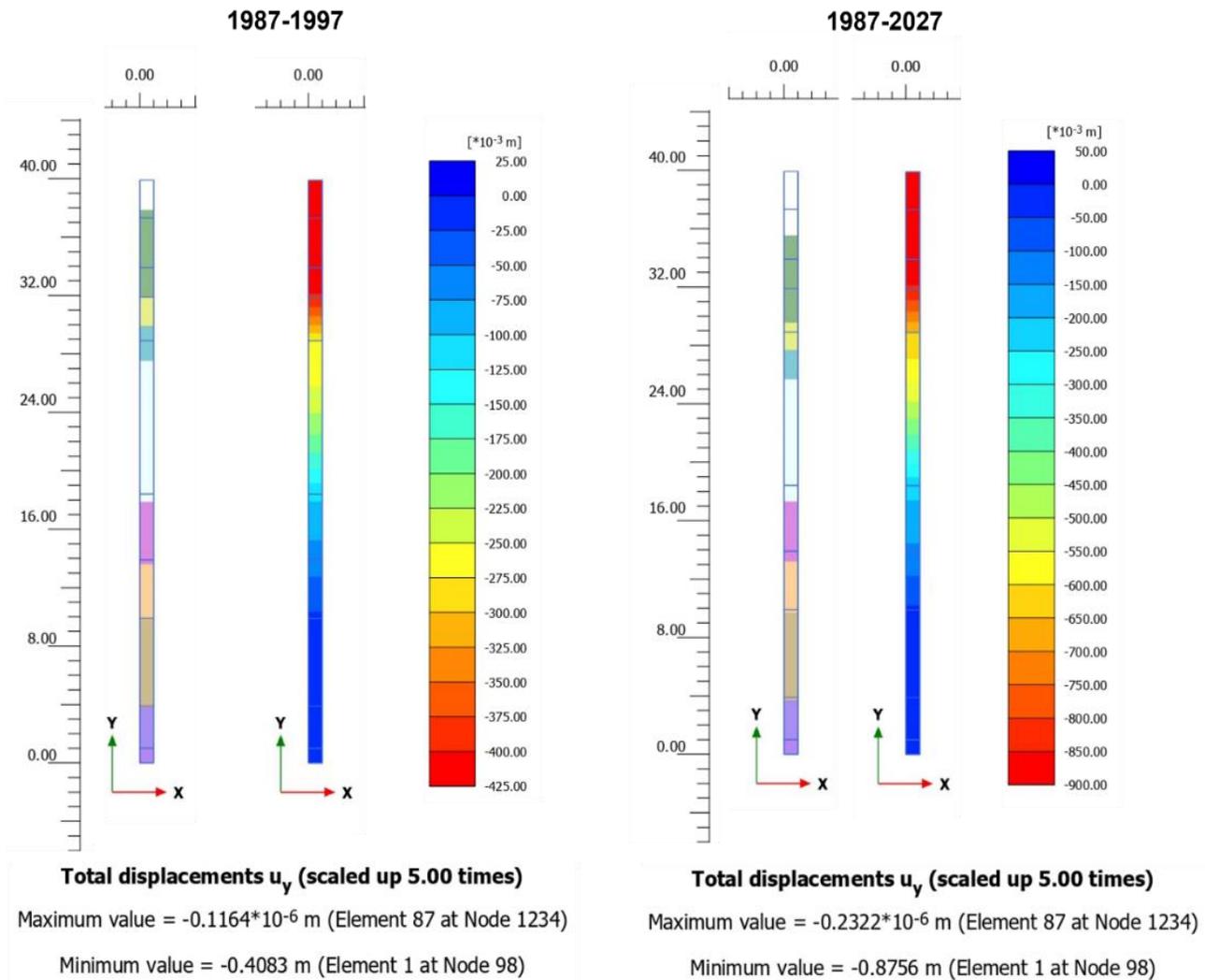


Figura 7.16 Asentamiento asociado al proceso de consolidación regional en el sitio SCT

Tabla 7.6 Relación de cambio en el periodo fundamental del suelo en SCT posterior al proceso de consolidación

Año	T [s]	ΔT [s/año]
1987-1997	2.14-2.06	0.008
1997-2027	2.06-1.91	0.005

La relación de cambio en el periodo fundamental del sitio SCT en el periodo 1987-1997-2027, obtenida como resultado de esta investigación, es muy similar a la determinada a partir del cambio en el espectro de respuesta sísmica presentado por Aguilar *et al.* (2003) y Ovando *et al.* (2007). Sin embargo, el periodo de vibración

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

fundamental del suelo tiene mayor aproximación con el reportado por el SEHEDIS (Tabla 7.3).

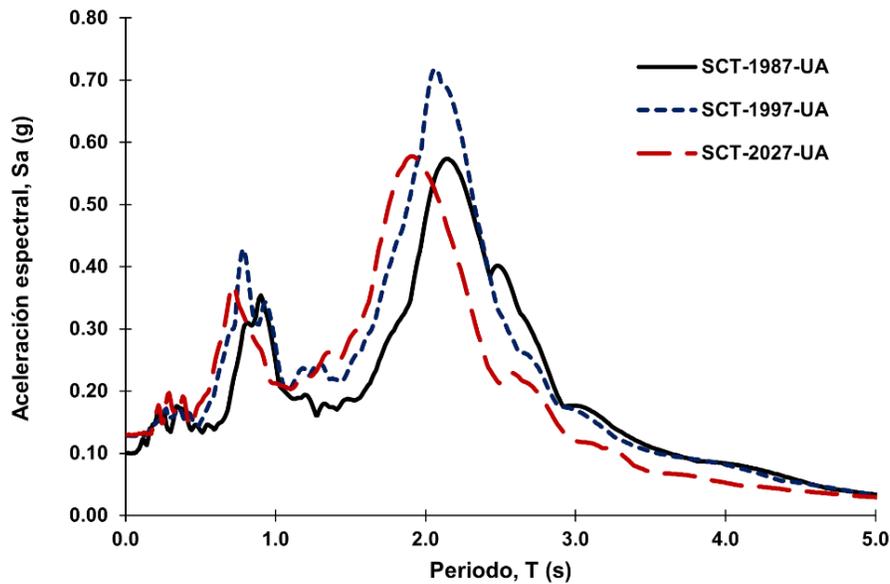


Figura 7.17 Cambio en el espectro de respuesta del sitio SCT asociado a un proceso de hundimiento regional

Como se observa en la Figura 7.18, durante las etapas de consolidación existen puntos de endurecimiento, lo que significa que se alcanza y desarrolla la superficie de fluencia ante carga en compresión isótropa, derivada del cambio en esfuerzos efectivos.

Se resalta que, a partir del proceso ejecutado, no es posible determinar el aumento o disminución de la ordenada máxima del espectro de respuesta con respecto al tiempo. Ello no representa un problema para el diseño estructural, ya que las ordenadas del espectro modificado pueden estar comprendidas dentro del espectro de diseño generado previo al proceso de consolidación.

Con lo mostrado en este capítulo, se aprecia que para las características de plasticidad y consistencia reportados en los sitios JMI y SCT, el módulo de rigidez se vuelve dependiente de la amplitud de deformación angular cuando $\gamma > 10^{-2}\%$. Si se emplea la frontera que separa el comportamiento lineal del no lineal arbitrariamente definida por Díaz (1992), el umbral de deformación angular al que se genera no linealidad en los suelos de JMI y SCT se encuentra entre 0.15-0.30%, similar a lo indicado por Díaz (1992) y Romo (1995) para arcillas de la Ciudad de México. Cuando el índice de plasticidad se reduce ($IP < 85\%$), esta frontera se encontró a 0.07%.

CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

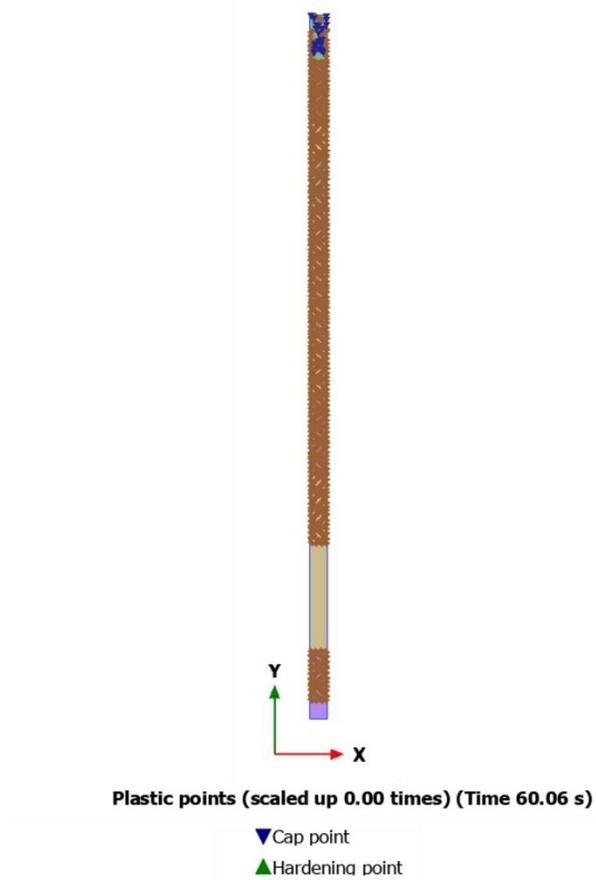


Figura 7.18 Puntos de fluencia y endurecimiento en modelo HS Small post consolidación.

Por otra parte, como resultado del análisis del efecto del hundimiento regional en la respuesta sísmica de sitio, se determinó que la relación de cambio en el periodo es no lineal y disminuye a medida que avanza el proceso de consolidación.

8 CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

El desarrollo de esta investigación se centró en tres objetivos principales. El primero consistió en determinar la respuesta sísmica de un depósito de suelo con modelación numérica. El segundo objetivo fue analizar el cambio en la respuesta debido al comportamiento no lineal del suelo. Finalmente, el tercer objetivo consistió en evaluar el cambio en la respuesta sísmica asociado al fenómeno de hundimiento regional. Lo anterior se llevó a cabo mediante la construcción de modelos geodinámicos en dos sitios de la Ciudad de México, la caracterización del comportamiento no lineal del suelo, la determinación de la piezometría a través del tiempo y la generación de un modelo numérico cuyas condiciones de carga, drenaje y desplazamiento fueron ajustadas de acuerdo con los análisis ejecutados.

Las conclusiones generales referentes a los análisis efectuados y resultados obtenidos son:

- La determinación de propiedades índice, mecánicas y dinámicas del suelo a emplear como parámetros de entrada en los diversos modelos construidos es de vital importancia. Cualquier discrepancia podría resultar en periodos u ordenadas espectrales diferentes a las determinadas en superficie a partir de mediciones acelerométricas.
- Para las condiciones estratigráficas reportadas, y la ubicación de los sitios de análisis en el mapa de zonificación geotécnica de la Ciudad de México, se consideró suficiente el simular la propagación de ondas a partir de un enfoque unidimensional. La hipótesis fue verificada al comparar los resultados obtenidos con el modelo numérico y el espectro de respuesta generado en superficie.
- En un análisis elástico lineal, la selección de la condición de drenaje no modifica los resultados. Por otra parte, el cálculo de la respuesta de sitio ejecutado utilizando el modelo HS Small se vuelve dependiente del estado de esfuerzos en la etapa inicial al emplear una condición no drenada Tipo A. Además, en este caso es necesario contar con parámetros de entrada en términos de esfuerzos efectivos.
- Dadas las características de los sitios en estudio, el valor de la máxima ordenada espectral es idéntico al utilizar una aproximación elástica amortiguada, lineal equivalente o el modelo HS Small para sismos cuya magnitud produzcan una amplitud de deformación angular menor a 0.005%. Sin embargo, ante sismos de mayor magnitud, se presenta una diferencia en

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES

la ordenada espectral de hasta un 17% entre el caso lineal amortiguado y el determinado empleando el modelo HS Small, asociado efectos de no linealidad.

- De igual manera, en sismos que generan una amplitud de deformación angular cercana al 1.0%, existe un diferencial en la ordenada entre una aproximación lineal equivalente y la obtenida utilizando el modelo de comportamiento elastoplástico con endurecimiento. No obstante, el cambio en la máxima ordenada espectral no es tan significativo (entre 2.5 y 8%) ya que, al presentarse pocos puntos de endurecimiento, el cambio solo es asociado a la limitante que existe en la degradación del módulo de rigidez.
- El resultado del fenómeno de hundimiento regional en las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del suelo es representada en el modelo numérico a partir de la evolución de la superficie de fluencia ante carga en compresión. Como consecuencia, existe un cambio en la respuesta sísmica. Para el sitio SCT, la relación de cambio en el periodo 1987-1997 fue de 0.008 s/año. Por otra parte, para el periodo comprendido entre 1997-2027 fue de 0.005 s/año. En congruencia con los resultados reportados por otros investigadores, la relación del cambio en el periodo no es lineal y disminuye a medida que avanza el proceso de consolidación.
- El uso de herramientas computacionales reduce en gran medida los tiempos de ejecución de los análisis de respuesta. Además, permite el uso de modelación constitutiva para simular diversas condiciones o etapas en el comportamiento dinámico del suelo.

8.2 Recomendaciones y sugerencias

Con base a la información recabada sobre la ejecución de análisis de respuesta sísmica y la simulación de los efectos del hundimiento regional a partir de modelación numérica, se recomienda lo siguiente:

- Evitar el uso de correlaciones para la determinación de propiedades mecánicas y dinámicas de los suelos para el desarrollo de un proyecto ejecutivo. Éstas deberán ser congruentes con el tipo de análisis y condición de drenaje esperado en el suelo. Podrán utilizarse las características de plasticidad del suelo para evaluar el comportamiento no lineal, siempre que este sea verificado a partir de ensayos tipo triaxial cíclico o de columna resonante.
- Investigar la respuesta dinámica de sitio cuando los suelos que componen la estratigrafía son de baja plasticidad, ya que la amplitud de deformación angular para generar no linealidad en este tipo de suelos es menor. Por lo

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE MODELACIÓN NUMÉRICA

tanto, se obtendrá una mejor aproximación mediante el empleo de modelación numérica, en comparación con recurrir a una aproximación lineal equivalente, por efectos del endurecimiento del suelo.

- Estudiar las condiciones de frontera empleadas durante análisis bidimensionales, ejecutados en zonas de transición abrupta, topografía errática y en suelos que exhiben anisotropía; o tridimensionales cuando el sitio de análisis se encuentre cercano a la fuente generadora del movimiento en basamento.
- Verificar en todo momento que la respuesta obtenida en superficie a partir del modelo numérico generado sea consistente con la obtenida utilizando acelerogramas medidos en superficie en las cercanías del sitio de estudio.
- Generar una base de datos que proporcione la piezometría medida en la Ciudad de México para diversos sitios y periodos de tiempo, a partir de información proporcionada por unidades académicas de investigación y empresas privadas que laboran en la ciudad. Esto facilitará el análisis de la evolución del periodo fundamental de vibración del suelo.
- El asentamiento obtenido a partir del cambio en la piezometría debe ser aproximado al medido a partir de bancos de nivel profundo, tomando en cuenta la aportación que tienen las diversas capas que componen la estratigrafía del suelo.
- El periodo de vibración del suelo obtenido a partir del análisis de respuesta de sitio deberá ser consistente con el calculado utilizando las propiedades dinámicas del suelo, y verificado mediante una campaña de vibración ambiental.

REFERENCIAS

1. Abrahamson N., Silva W. (1997). *“Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes”*. Seismological Research Letters. Vol. 68, Number 1.
2. Aguilar H. R., Galicia M., Pérez-Rocha L., Avilés J., Vieitez L., Salazar M. (2003). *“Efecto del hundimiento regional en las propiedades dinámicas del suelo”*. Centro de Investigación Sísmica. A.C. México D.F. México.
3. ASTM D 4015 (2000). *“Modulus and Damping of soils by the Resonant Column Method”*. PA, USA: ASTM International.
4. ASTM D 4428 (2000). *“Crosshole seismic testing”*. PA, USA: ASTM International.
5. ASTM D 5311 (1996). *“Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil”*. PA, USA: ASTM International.
6. ASTM D 5777 (2000). *“Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation”*. PA, USA: ASTM International.
7. ASTM D 7400 (2008). *“Downhole seismic testing”*. PA, USA: ASTM International.
8. Auvinet G., Botero E., Flores M., Flores O., Juárez M., López N., Mendoza M., Ossa A., Ovando E. (2018). *“Investigaciones y Estudios Especiales Relacionados con Aspectos Geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)”*. Informe Final del Instituto de Ingeniería de la UNAM para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.
9. Bentley (2022). *“Plaxis 2D- Tutorial Manual, Material Models Manual, Reference Manual. Scientific Manual”*.
10. Betbeder J. (2008). *“Seismic Engineering”*. ISTE Ltd. London, Great Britain.
11. Bonetti C., García S. (2012). *“Determinación cognitiva de las propiedades dinámicas del suelo a partir de información sísmica”*. XXVX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. SMIG. México.
12. Campbell K. (1981). *“Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration”*. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 71, No.6, pp 2039-2070.
13. CENAPRED (1999). *“Curso sobre diseño y construcción sismo resistente de estructuras”*. México, Centro Nacional de Prevención de Desastres y Agencia de Cooperación Internacional de Japón.
14. CFE (2015). *“Pruebas de campo para determinar propiedades de los suelos y enrocamiento”*. Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. México.
15. CFE (2015). *“Diseño por sismo”*. Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. México

16. Clough R., Penzien J, (2003). *"Dynamics of structures"*. Third Edition. Computers & Structures Inc., Berkeley CA, USA.
17. Das B., Ramana G. (2011). *"Principles of Soil Dynamics"*. Second Edition, Cengage Learning. USA.
18. Díaz A. (1992). *"Comportamiento dinámico de las arcillas de la Ciudad de México"*. DEPMI-UNAM. México.
19. Flores F., Ayes J., Vargas O., Vázquez A. (2014). *"Análisis de respuesta de sitio: Una comparación práctica entre diferentes enfoques dimensionales"*. XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. SMIG.
20. Flores O. (2008). *"Módulo de rigidez y relación de Poisson dinámicos obtenidos de mediciones en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular"*. Tesis Doctoral. Instituto de Ingeniería, UNAM.
21. Flores O., Gómez E., Romo M. (2012). *"Automatización del equipo triaxial dinámico de columna resonante"*. XXI Reunión Nacional de Mecánica de suelos e Ingeniería Geotécnica. SMIG. México.
22. Flores M., Ovando E., Valle C. (2012). *"Velocidades de onda obtenidas en muestras del suelo de Texcoco ensayadas en laboratorio utilizando cristales piezoeléctricos"*. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de suelos e Ingeniería Geotécnica. SMIG. México.
23. Franco F. (2002) *"Evaluación de las propiedades geotécnicas del sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) a 15 años del sismo de 1985"*. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. UNAM.
24. García D., Singh S., Herráiz M., Ordaz M., Pacheco F., (2005). *"Inslab earthquakes of central Mexico: Peak ground-motion parameters and response spectra"*. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 95, No 6. Pp. 2272-2282.
25. González M., Romo M. (2011). *"Estimación de propiedades dinámicas de arcillas"*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 84 1-23. México.
26. Hardin B., Black W. (1968). *"Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay"*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. Vol. 94. No. SM 2. Pp. 353-369.
27. Hardin B., Drnevich V. (1972). *"Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects"*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. Vol. 98. No. SM 6. Pp. 667-692.
28. Idriss I., Sun J., (1992). *"User's manual for Shek 91. A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits"*. Program Modified based on the Original SHAKE program published in December 1972 by Schnabel, Lysmer & Seed. University of California. USA.

29. Ishibashi I., Zhang X. (1993) "*Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay*". Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 33. No.1, 182-191.
30. Ishihara K. (1996). "*Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*". Clarendon Press. Oxford, New York.
31. Jaime A. (1980) "*Comportamiento dinámico de suelos*". Memorias de RNMS. SMIG. Morelia.
32. Jaime A. (1987) "*Características dinámicas de la arcilla del valle de México*". *Tesis Doctoral*. Facultad de Ingeniería, UNAM.
33. Jaime A., Romo M., Ovando E. (1987). "*Características del Suelo en el Sitio SCT*". Informe interno del Instituto de Ingeniería. UNAM. México.
34. Jeremić B., Jie G., Preisig M., Tafazzoli N. (2002). "*Time Domain Simulation of Soil-Foundation-Structure Interaction in non-Uniform Soils*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
35. Joyner W., Boore D. (1988). "*Measurement, Characterization and Prediction of Strong Ground Motion*". Proceedings of Earthquake Engineering and Soil Dynamics II. GT Div/ASCE, Utah. USA.
36. Kokusho T. (1980). "*Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range*". Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 2. No.2.
37. Kottke A., Wang X., Rathje E. (2013) "*Technical Manual for Strata*". University of Texas. USA.
38. Kostoglodov V., Pacheco J., (1999). "Cien años de sismicidad en México". <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>. Instituto de Geofísica, UNAM. México.
39. Kramer S. (1996) "*Geotechnical Earthquake Engineering*". Practice-Hall. New Jersey, USA.
40. Kuhlmeier R., Lysmer J. (1973). "*Finite element method accuracy for wave propagation problems*". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Vol. 99. Pp. 421-427.
41. Laera A., Brinkgreve R. (2015). "*Ground response analysis in PLAXIS 2D*". The Netherlands.
42. Lucero Y. (2017). "*Propiedades y modelos dinámicos para arcillas del Ex Lago de Texcoco*". *Tesis de Maestría*. Instituto de Ingeniería. UNAM.
43. Lysmer J., Drake L, (1972). "*A Finite Element Method for Seismology*". Seismology: Surface Waves and Earth Oscillations. Vol. 11, P 181-216. University of California, Berkeley, California.
44. Martínez C. (2017) "*Interpretación de la respuesta sísmica de los suelos blandos del Valle de México a través de la transformada Hilbert-Huang*". *Tesis de Maestría*. Facultad de Ingeniería. UNAM.

45. Mejía L., Dawson E. (2006). *“Earthquake Deconvolution for FLAC”*. Forth International FLAC Symposium, Madrid, Spain.
46. Newmark N., Rosenblueth E. (1971) *“Fundamentals of Earthquake Engineering”*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs. New Jersey. USA.
47. Nigam N., Jennings P. (1969). *“Calculation of Response Spectra from Strong-Motion Earthquake Records”*. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol 59., pp 909-922.
48. NTC-DS (2017). *“Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”*. Ciudad de México.
49. NTC-DCC (2017). *“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones”*. Ciudad de México.
50. NTC-DCC (2023). *“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones”*. Ciudad de México.
51. Ordaz M., Singh S., Arciniega A. (1994). *“Bayesian Attenuation Regressions: An Application to Mexico City”*. Geophysical Journal International. Vol. 117, pp 335-344.
52. Ossa A. (2004). *“Modelo elastoviscoplastico (EVP) para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos”*. Tesis Doctoral. Instituto de Ingeniería, UNAM.
53. Ovando E., Ossa A., Romo M., (2007). *“The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response”*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27. pp 333-343.
54. Ovando E., Romo M. (1991). *“Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la Ciudad de México con ensayos de cono”*. Sismogeodinámica 2. Pp. 107-123.
55. Pardo M., Suárez G. (1995). *“Shape of the subducted Rivera and Cocos plates in southern Mexico: Seismic and tectonic implications”*. Journal of Geophysical Research, Vol. 100, No. B7, Pages 12,357-12-373.
56. Rangel J., Flores R., Ibarra E. (2016). *“Determinación de la velocidad de onda de corte en depósitos arcillosos del Valle de México empleando diferentes técnicas de exploración de campo”*. XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG. Yucatán, México.
57. Richart F., Hall J., Woods R. (1970). *“Vibrations of Soils and Foundations”*. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
58. Romo M. (1995). *“Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City”*. Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. II. No SOA13. St. Louis Missouri.
59. Romo M., Ovando E. (1996). *“Modelling the Dynamic Behaviour of Mexican Clays”*. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 1028. Acapulco, México.

60. Santos J., Correia A. (2001). *“Reference threshold shear strain of soils. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve of soil”*. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol. 1. Pp 267-270.
61. Santoyo E., Ovando E., Mooser F., León E. (2005). *“Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México”*. TGC Geotecnia S.A. de C.V. México.
62. Schmidt V., Quirós C. (2007) *“Caracterización de los registros acelerográficos obtenidos en el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica”*. Revista de la Universidad de Costa Rica. Vol. 17, pp 27-41.
63. Seed H., Idriss I. (1970) *“Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses,”* Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
64. Singh S., Apsel R., Fried J., Brune J., (1982) *“Spectral attenuation of SH waves along the Imperial Fault”*. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 72, No 6. Pp. 2003-2016.
65. Suárez M. (2016) *“Propiedades dinámicas del suelo”*. Interacción suelo-estructura estática, dinámica. SMIG. México.
66. Tarbuck E. J., Lutgens F. K. (2005). *“Ciencias de la tierra”*. Pearson education S.A. Madrid, España.
67. Towhata I. (2008). *“Geotechnical Earthquake Engineering”*. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering.
68. Velázquez O. (2020). *“Métodos de ruido sísmico para la determinación de la estructura 3D de velocidad de onda de corte”*. Facultad de Ingeniería, UNAM.
69. Vucetic M., Dobry R. (1991). *“Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response”*. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 117. No. 1.
70. Walr B., DeJong J., Shantz T. (2012). *“Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles”*. Pacific Earthquake Engineering Research Center. California, USA.
71. Wegener A. (1915). *“Die Entstehung der Kontinente und Ozeane”*. Vieweg, Braunschweig, Germany.
72. Yin. J., Graham J., (1996). *“Elastic visco-plastic modelling of one dimensional consolidation”*. *Geotechnique*. Vol. 46. No. 3. Pp 515-527.
73. Youngs R., Chiou S., Silva W., Humphrey J., (1997). *“Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes”*. Seismological Research Letters, volume 68, number 1.
74. Zeevaert L. (1983). *“Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions”*. Second Edition. Van Nostrand Reinhold Company Inc.