



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**CARACTERIZACIÓN DE PARAMETROS SÍSMICOS EN
EL LAGO DE TEXCOCO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

LUIS OSORIO FLORES

TUTOR:

Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

MÉXICO, D. F. MAYO DE 2007



JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA
Secretario: Dr. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Vocal: Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA
1^{er}. Suplente: Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
2^{do}. Suplente: Dr. MANUEL JESÚS MENDOZA LÓPEZ

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA



DEDICATORIA

A mi familia y mi esposa, por su apoyo incondicional.

A todas aquellas personas que de un modo u otro han participado en esta tesis.



AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería, UNAM, que me brindo todas la facilidades para la realización de este trabajo de tesis, incorporándome como becario en el proyecto No. 6512.

Agradezco de manera especial, el apoyo brindado para la realización de este trabajo de grado por parte del Dr. Juan Manuel Mayoral Villa.

Al Dr. Miguel Pedro Romo Organista, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Manuel Jesús Mendoza López por los aportes y comentarios dirigidos a este trabajo.

Al CONACYT que me otorgó la beca para realizar los estudios de maestría.

A todas las personas que directa o indirectamente estuvieron involucrados en este trabajo.



3. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS	43
3.1. Velocidad de onda de cortante	50
3.1.1. Estimación de los perfiles de velocidad de onda de cortante	50
3.1.1.1. Determinación de parámetros N_{kh} y η	50
3.2. Curvas de degradación de módulo de rigidez al cortante y del amortiguamiento del suelo	62
4. CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO	65
4.1. Estaciones sísmicas	66
4.2. Generación de la envolvente de diseño	67
4.3. Espectro de diseño del reglamento	70
4.4. Comparación de espectros	74
4.5. Generación de acelerogramas sintéticos	75
4.5.1. Método de generación de sismos	76
4.6. Obtención de acelerogramas sintéticos para un espectro de diseño	78
4.6.1. Ajuste espectral	79
4.7. Historias sintéticas en suelo blando	84
5. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO	92
5.1. Deconvolución	92
5.1.1. Movimientos del terreno en roca recomendados	97
6. CONCLUSIONES	100
6.1. Conclusiones	100
6.2. Directrices principales para investigaciones futuras	102
REFERENCIAS	105
APÉNDICE A	1A



RESUMEN

El área del lago de Texcoco, en el valle de México, presenta condiciones particulares de dificultad geotécnica debido a la presencia de estratos de arcillas lacustres altamente compresibles, de espesores importantes, intercalados aleatoriamente con lentes de arenas y limos. En contraste con otros sitios del valle, esta zona presenta información limitada sobre las condiciones geotécnicas del subsuelo, en particular de sus propiedades dinámicas, además de no contar con registros sísmicos de estaciones ubicadas en afloramientos rocosos. Por lo tanto, el ambiente sísmico para esta región no está aún definido en detalle para proyectos ingenieriles. Este trabajo de tesis describe la investigación de campo y laboratorio, así como, el estudio analítico, dirigido a la caracterización de los parámetros sísmicos de un sitio particular localizado en la región del Lago de Texcoco. Para tal fin, se realizaron mediciones de la velocidad de onda de cortante in-situ usando la técnica de sonda suspendida, SS, las cuales sirvieron como referencia para recalibrar las relaciones empíricas propuestas con base en valores de resistencia de la penetración de cono, CPT, y penetración estándar, SPT. Asimismo, se obtuvo la variación de la rigidez al cortante y el amortiguamiento con la deformación angular a partir de ensayos de columna resonante y triaxial cíclica realizadas para cubrir un rango de bajas y altas deformaciones. Los datos experimentales fueron aproximados favorablemente por un modelo analítico tipo Masing propuesto para simular el comportamiento cíclico de arcillas (Romo, 1995). Con la información recopilada se creó una representación tridimensional de las características del subsuelo encontrado en el sitio estudiado, incluyendo la variación espacial de la velocidad de onda de cortante (V_s estimada), la cual se obtuvo de un estudio estadístico. Las velocidades estimadas se compararon con los valores medidos con SS, observándose una excelente correlación entre ellos. El desconocimiento del movimiento en roca, dirigió la investigación a evaluar el movimiento del terreno basándose en los registros acelerográficos obtenidos en suelo blando en una estación cercana al sitio estudiado; de estos registros se obtuvo un espectro de respuesta empírico representativo. Se obtuvieron series de acelerogramas sintéticos del sitio, de sismos semilla y de ajustes espectrales en el dominio del tiempo. El método utilizado permite ajustar una historia de aceleraciones medida en el lugar a un espectro de referencia, conservando las características del sismo semilla, obteniéndose



una historia de aceleraciones realista. Finalmente mediante un proceso de deconvolución unidimensional de ondas de cortante se obtuvieron las señales en la roca basal y propiedades lineales equivalentes a ser usadas en análisis de iteración sísmica suelo-cimentación-estructura de la infraestructura a ser construida en este sitio.



INTRODUCCIÓN

Las características del subsuelo y las propiedades dinámicas de la llamada Zona del Lago en la ciudad de México han sido extensamente estudiadas (Marsal, R. J. y Mazari, M., 1959; Marsal, R. J. y Graue R., 1969; León J. L., Jaime A. y Rábago A., 1974; Murillo, R. y García, G., 1978; Jaime, A., 1987; Romo *et al.*, 1988; Ovando y Romo, 1991). Comúnmente, un perfil de suelo típico en esta zona presenta una costra superficial de arcilla desecada que se extiende hasta una profundidad de 1.5 a 3.0 m. Por debajo de ésta se encuentra una capa de arcilla blanda de 25.0 m de espesor aproximadamente, con intercalaciones de lentes de limo arenoso y arena limosa. El contenido de agua de este material varía de 100 a 450 % aproximadamente. Subyaciendo este estrato de arcilla se encuentra una capa de aproximadamente 3.0 m de espesor de limo arenoso denso, el cual descansa encima de una capa de arcilla dura que va hasta una profundidad de 37.5 m. Debajo de esta elevación se encuentra una capa limo arenosa competente muy denso ($(N_1)_{60} > 100$, $(N_1)_{60}$ es el número de golpes para la prueba SPT corregido por eficiencia y efecto del esfuerzo efectivo vertical). Los valores representativos medios de velocidad de onda de cortante del material arcilloso reportados varían de 60 a 110 m/s en promedio, en estratos de arcilla blanda y arcilla limosa, respectivamente. Los valores de la velocidad de onda de cortante en la capa dura pueden ser del orden de 500 m/s o mayores (Romo y Seed, 1986). Los perfiles de la velocidad de onda de cortante en general varían linealmente con la profundidad. La respuesta de los depósitos arcillosos es aproximadamente elástica aún para deformaciones de cortante de alrededor del 0.3 %, lo que conlleva a un alto potencial de amplificación de las ondas sísmicas. De hecho, un factor de amplificación por arriba de 5 (definido como la relación de la aceleración máxima del terreno, PGA, en suelo blando entre la de un afloramiento de roca en ciudad Universitaria) se observó durante el sismo de Michoacán en 1985. Las ordenadas espectrales (al 5% de amortiguamiento) obtenidas de las aceleraciones del terreno en la superficie fluctuaron de 0.4 a 1.0 g, para un periodo de 2 segundos (Seed *et al.*, 1988). Este comportamiento se debe a las características peculiares de la arcilla de la ciudad de México, que presenta un alto índice de plasticidad, una reducción poco significativa en el módulo de rigidez al cortante aún para deformaciones de cortante del orden de 0.1 %, y un incremento limitado en la relación de amortiguamiento inclusive hasta para distorsiones angulares del orden de 0.3 % (Romo *et al.*, 1988).



A pesar de la abundante información reunida de los depósitos de arcilla encontrados en la zona centro de la ciudad de México, el área circunvecina, como el Lago de Texcoco, todavía permanece insuficientemente explorada como lo hace patente el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). En consecuencia los parámetros sísmicos como: el movimiento representativo del terreno, sus características geotécnicas, y las propiedades dinámicas del suelo en esta zona no están definidas para diseños ingenieriles. Cabe destacar que si bien el área de interés es una zona federal, ésta es considerada en el RCDF.

OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es el de caracterizar los parámetros sísmicos de un sitio específico en la zona noreste del Lago de Texcoco, incluyendo las propiedades dinámicas de los suelos encontrados en el sitio, el ambiente sísmico y los movimientos del terreno firme representativos para ser usados en estudios de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura.

ALCANCES

Los alcances de esta tesis incluyen:

- La investigación de campo y de laboratorio que permitirán caracterizar geotécnicamente el depósito de suelo del sitio estudiado.
- Definir el ambiente sísmico de la zona, empleando un método alternativo para obtener el movimiento del terreno a partir de sismos registrados en suelo blando (historias de aceleraciones semilla), mediante un proceso de ajuste espectral en el dominio del tiempo.
- Determinar los perfiles de velocidad de onda de cortante con la profundidad *in situ*, y recalibrar las relaciones empíricas propuestas para estimar velocidades de onda de cortante en suelos tanto arcillosos como granulares, a partir de la resistencia a la penetración de cono y el número de golpes para la prueba de penetración estándar.
- Obtener el movimiento representativo en el semiespacio elástico a partir de los registros obtenidos en la superficie (deconvolución), el cual podrá ser usado en análisis de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura de la infraestructura estratégica a construirse en el sitio.

1. MARCO TEÓRICO

La limitación observada en las recomendaciones propuestas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) para sitios ubicados en la zona del antiguo Lago de Texcoco, hace necesario que se lleven a cabo estudios de respuesta de sitio para zonas poco investigadas del valle de México y en particular cuando se trate del diseño de proyectos estratégicos, como subestaciones eléctricas, puentes, grandes edificios, etc., aún cuando esta zona es federal el RCDF la incluye, por lo que al crearse la expectativa se hace necesario satisfacerla. En este contexto, se han efectuado desde hace varias décadas investigaciones exhaustivas tratando de caracterizar 1) la sismicidad de la región (ej. Rosenblueth, 1987; Esteva y Ordaz, 1989; Singh y Ordaz, 1994; Pérez-Rocha *et al.*, 2000), 2) la respuesta de sitio (ej. Romo, 1976; Romo y Jaime, 1986; Seed y Sun, 1989; Rosenblueth y Ovando, 1991; Lermo y Chávez-García, 1994, Romo 1995; Vera, 2002) y en particular las propiedades dinámicas de los suelos (ej. Romo y Jaime, 1986; Ovando y Romo, 1991; Romo, 1995; Mayoral *et al.*, 2006) A continuación se resumen algunos enfoques de análisis y conclusiones que se han alcanzado en estas áreas.

1.1. *Sismicidad del valle de México*

Desde el siglo pasado, la idea de estimar los movimientos del terreno asociados a eventos sísmicos futuros, ha llevado a muchos investigadores a plantear la necesidad de caracterizar a los sismos de acuerdo a ciertas características representativas, como la fuente de liberación de energía, área de ruptura, profundidad, magnitud y periodos de retorno. Con este fin se estructuraron redes de estaciones sismográficas que cubren prácticamente toda la República. Estas estaciones están a cargo de entidades como: el Servicio Sismológico Nacional (SSN), el Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE), el Observatorio Vulcanológico de la Universidad de Colima y el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), el Instituto de Ingeniería y el Instituto de Geofísica de la UNAM. De la información generada Rosenblueth y sus colaboradores (1989) concluyeron que, los movimientos del terreno en el valle de México se originan básicamente por cuatro mecanismos de liberación de

energía, el primero de ellos está asociado a la zona de subducción, el segundo es la falla normal que se produce entre las placas de Cocos y la de Norteamérica dentro del continente, el tercero está ligado con la liberación de energía producida en la placa continental, y el cuarto con las fallas en la placa Norteamericana en las inmediaciones del valle de México, Figura 1.1. De estos cuatro mecanismos de liberación de energía, el que ha causado los daños más intensos en la ciudad de México, es el que corresponde a la zona de subducción. De esta provincia sísmica los eventos más peligrosos para la ciudad de México se generan en las costas de Michoacán y Guerrero. En esta zona, los temblores se producen a profundidades relativamente superficiales, mismas que aumentan hacia el interior del continente (Kelleher *et al.*, 1973) a lo largo de varias secciones transversales a la trinchera que delimita el contacto entre las placas de Cocos y de Norteamérica.

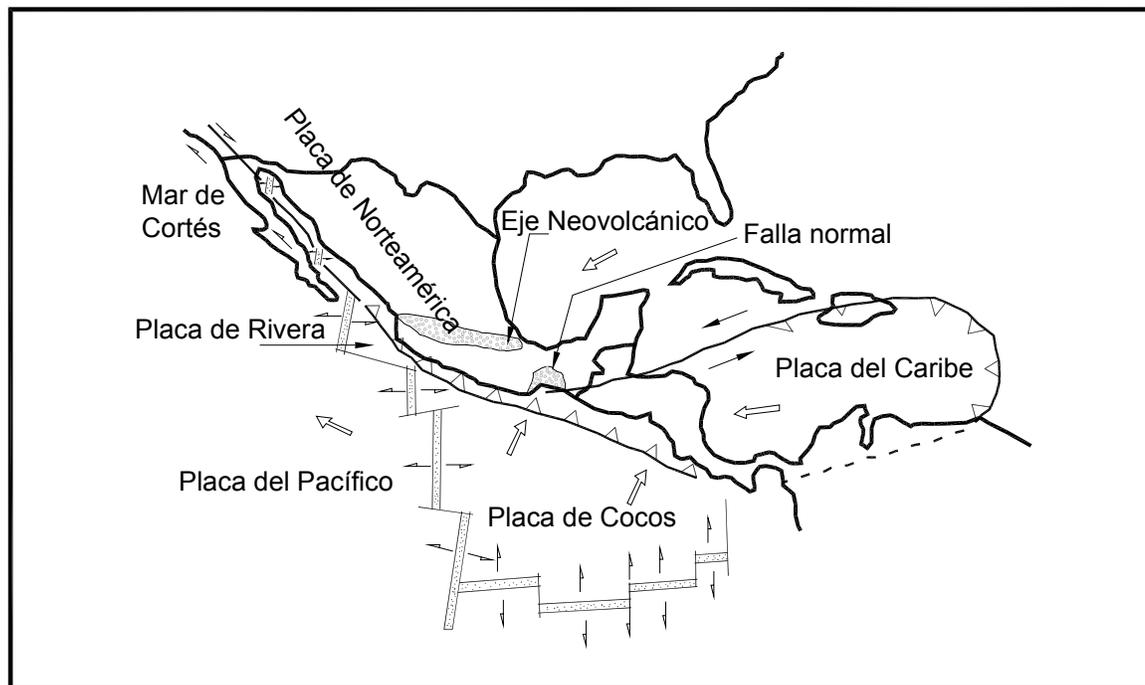


Figura 1.1. Regiones sísmicas

1.1.1. Zonificación sísmica

Desde hace varias décadas, se han realizado exhaustivas campañas de exploración del subsuelo con el fin de estudiar las condiciones geotécnicas prevalecientes en la ciudad de México. En la actualidad se encuentra bien caracterizada la zona que presentó los daños más severos durante el sismo de 1985; producto de esta caracterización es el mapa de zonificación sísmica (Figura 1.2) que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal propone para determinar el movimiento del terreno en un sitio particular, atendiendo al tipo de suelo.

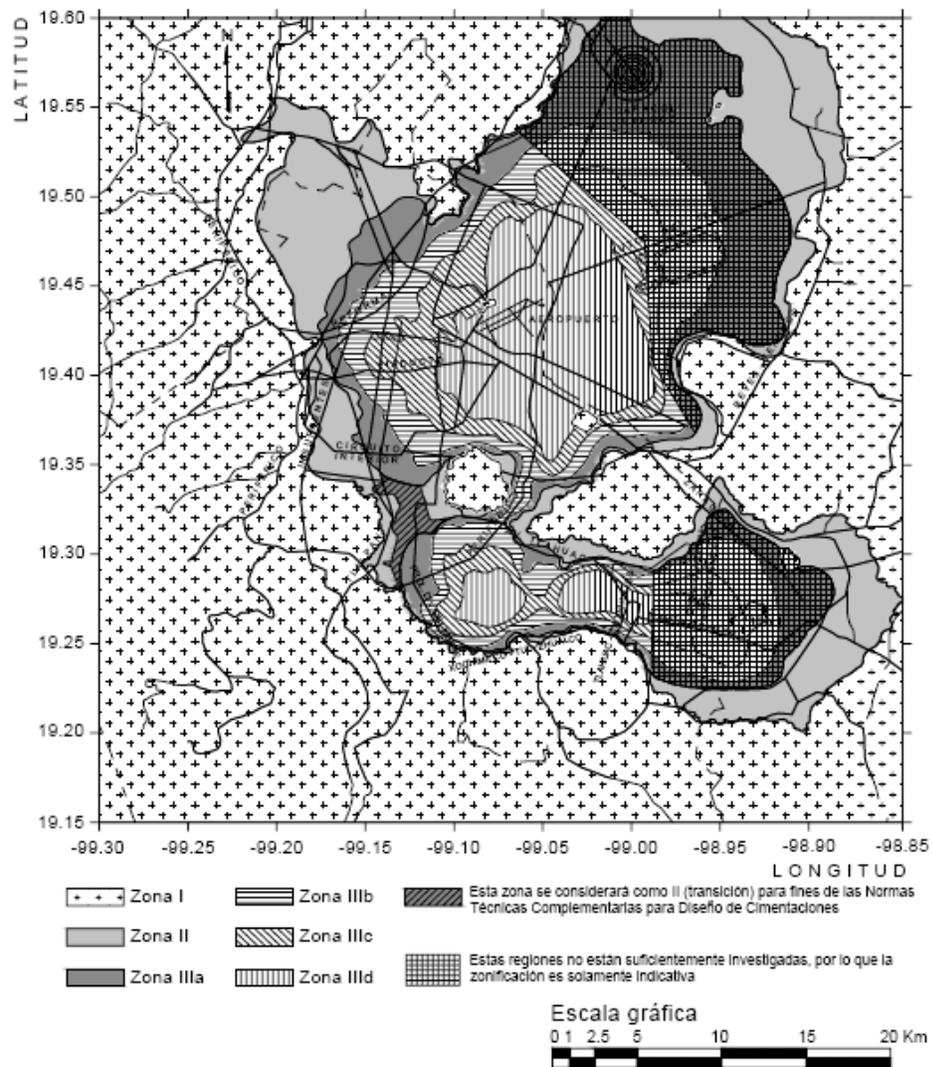


Figura 1.2. Zonificación sísmica propuesta en RCDF (2004)

1.1.1.1. Espectros de Diseño

Estudios recientes indican la existencia de efectos de sitio a escala regional que conducen a amplificaciones de los movimientos sísmicos del terreno firme (Ordaz y Singh, 1992; Singh *et al.*, 1993). Sin embargo, las amplificaciones más significativas se deben a la presencia de estratos de arcilla blanda de espesor importante, por lo que en el RCDF se han definido espectros de diseño para esta zona que toman en cuenta las condiciones locales de los depósitos existentes. Así, para generar el espectro de diseño de un sitio específico en la ciudad de México se toman las expresiones que se proponen en el RCDF (2004), en las que se define la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, con las siguientes ecuaciones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \text{ si } T < T_a \quad (1.1)$$

$$a = c; \text{ si } T_a \leq T \leq T_b \quad (1.2)$$

$$a = qc; \text{ si } T > T_b \quad (1.3)$$

Donde:

T , es el periodo natural de vibración de la estructura, y

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad (1.4)$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Parámetros de los espectros de diseño (5% de amortiguamiento)
para el Distrito Federal

Zona	c	a_0	Ta^1	Tb^1	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
IIId	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹Periodos en segundos.

Los coeficientes sísmicos, c , de la Tabla 1.1 se incrementan en un 50% para las edificaciones del tipo A, según se define en el RCDF.

1.2. *Efectos de sitio*

Los efectos de sitio son función de las características mecánicas y geométricas del subsuelo y de los movimientos sísmicos que inciden en su base (i.e. Romo, 1995). Debido a ellos, cambia el contenido de frecuencias de los movimientos sísmicos, se incrementa su duración y su amplitud se amplifica o atenúa. Los materiales arcillosos plásticos y blandos, con índice de plasticidad alto, generalmente los amplifican, en especial cuando la excitación sísmica tiene su energía concentrada en los periodos largos.

La ciudad de México es la evidencia más palpable de las muertes y daños materiales que puede dejar un sismo como el de Michoacán de 1985. Las respuestas medidas en diferentes sitios de la ciudad constatan las hipótesis sobre la importancia de las características geotécnicas de los depósitos y su influencia determinante en la amplificación de las ondas sísmicas.

A continuación se resumen algunos estudios relacionados con los efectos de sitio.

1.2.1. *Observación instrumental*

La información de las estaciones de la red acelerográfica de la ciudad de México (RACM) y su zona conurbada se han utilizado para efectuar estudios regionales (Ovando y Romo, 1990; Ovando *et al.*, 1993) que han permitido verificar que, 1) la intensidad de Arias (1973) de los movimientos sísmicos dependen del tipo de suelo en el que se registra el movimiento, presentándose una mayor intensidad en los depósitos de arcillas plásticas altamente compresibles que en los depósitos de suelo firme (basaltos), 2) los movimientos sísmicos que inciden en la base de los depósitos arcillosos de la ciudad de México son uniformes, 3) se presentan efectos de amplificación del movimiento al pasar de un material duro a uno blando, 4) puede existir una variación importante de los movimientos sísmicos con la profundidad. Con base en esta instrumentación se han definido funciones de amplificación empíricas (Ordaz *et al.*, 1989).

1.2.2. *Estudios de respuesta de sitio*

Desde principios del siglo pasado, se reconoció la existencia de los efectos de sitio (Reid, 1910) y la necesidad de cuantificarlos.

Para llevar a cabo una evaluación de los efectos de sitio, se han utilizado frecuentemente los análisis de propagación de onda unidimensional, asumiendo depósitos de suelo estratificados horizontalmente (ej. Thomson, 1950; Rosenblueth, 1952; Haskell, 1953; Gutenberg, 1957), cuya validez para las condiciones en el valle de México ha sido corroborada por diferentes investigadores (ej. Romo, 1976; Romo y Jaime, 1986; Rosenblueth y Ovando, 1991).

En 1985 en la ciudad de México, se verificó que en los depósitos arcillosos de la Zona del Lago, variaciones relativamente pequeñas en sus espesores y en la distribución de sus propiedades dinámicas con la profundidad, daban lugar a importantes modificaciones en la respuesta sísmica puntual, en la superficie del terreno. Se hizo evidente que la variabilidad en la distribución de las propiedades dinámicas de las arcillas con la profundidad afecta significativamente la intensidad de los movimientos sísmicos en la

Zona del Lago. Por lo tanto, caracterizar apropiadamente los depósitos arcillosos es esencial para una correcta definición del ambiente sísmico de sitios específicos.

Las aceleraciones espectrales para 5% de amortiguamiento en sitios de terreno duro (ej. el sitio CU) se amplifican cerca de 13 veces en sitios de la Zona del Lago (sitio SCT) para periodos del orden de 2 s. Estas amplificaciones se deben a que la arcilla de la ciudad de México tiene un comportamiento quasielástico aún para deformaciones por cortante relativamente grandes (0.3%) y sus factores de amortiguamiento histerético son extremadamente pequeños (0.5 a 2%) para este mismo rango de deformaciones (ej. Romo 1991; Romo y Ovando, 1994).

El grado de aproximación que se logra para reproducir los movimientos sísmicos utilizando modelos unidimensionales se puede juzgar comparando los espectros de respuesta obtenidos a partir de los acelerogramas registrados en diversos sitios de la zona del lago y los que se obtienen con estos modelos, como se ilustra en las gráficas de la Figura 1.3 (Romo, 1991) para las estaciones acelerográficas localizadas en los Vivero de Coyoacán (VC) y en el Frigoríficos de la Central de Abasto (CAF).

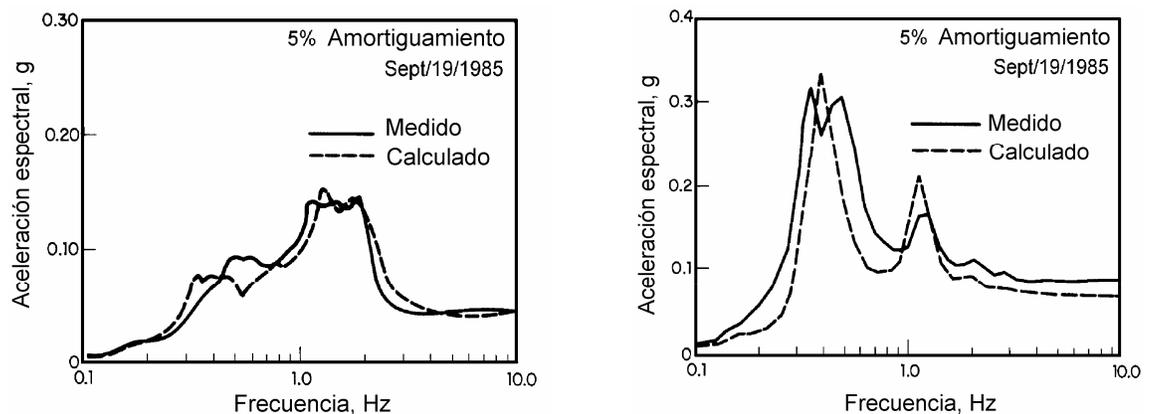


Figura 1.3. Espectros de respuesta en el sitio VC y CAF (Romo, 1991)

Para tomar en cuenta las heterogeneidades laterales del terreno, se pueden realizar análisis en dos y tres dimensiones con métodos como el del elemento finito, diferencias finitas, elementos de frontera, el de trazado de rayos y el de Aki-Larner (Romo y Ovando, 1995). En estudios comparativos se ha observado que en general al aumentar el número

de dimensiones se incrementan el factor de amplificación y la frecuencia predominante del sitio.

1.2.3. Comportamiento dinámico de suelos plásticos (Arcillas)

Módulo de rigidez a deformaciones pequeñas. El módulo de rigidez a deformaciones pequeñas puede obtenerse en el laboratorio con pruebas de columna resonante y, en el campo, con métodos geofísicos que determinen la velocidad de onda de corte. Sin embargo, los módulos evaluados con estas dos técnicas pueden diferir (Hardin y Drnevich, 1972; Afifi y Woods, 1971; Anderson y Richart, 1976; Anderson y Stokoe, 1978; Mendoza *et al.*, 1997, Romo *et al.*, 2000).

Con base en los resultados de ensayos de columna resonante efectuados en arcillas de la ciudad de México obtenidos de varios sitios y profundidades se estableció, que el valor inicial (a deformaciones pequeñas) del módulo de rigidez al corte, $G_{\text{máx}}$, es una función del esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_c , del índice de plasticidad, PI , y de la consistencia relativa. Esta última es

$$I_r = \frac{w_L - w}{PI} \quad (1.8)$$

en donde w_L es el límite líquido y w el contenido de agua natural.

Después del gran sismo de Michoacán, 1985, se llevaron a cabo campañas de exploración de campo para medir en el sitio las velocidades de propagación de ondas de compresión, V_P , y de corte, V_S , en diversos sitios de la ciudad de México en donde también se realizaron ensayos de penetración con cono eléctrico. La Figura 1.4 presenta una comparación de resultados de V_s y q_c con la profundidad, que como se aprecia son semejantes, por lo cual, indica que pueden ser correlacionables.

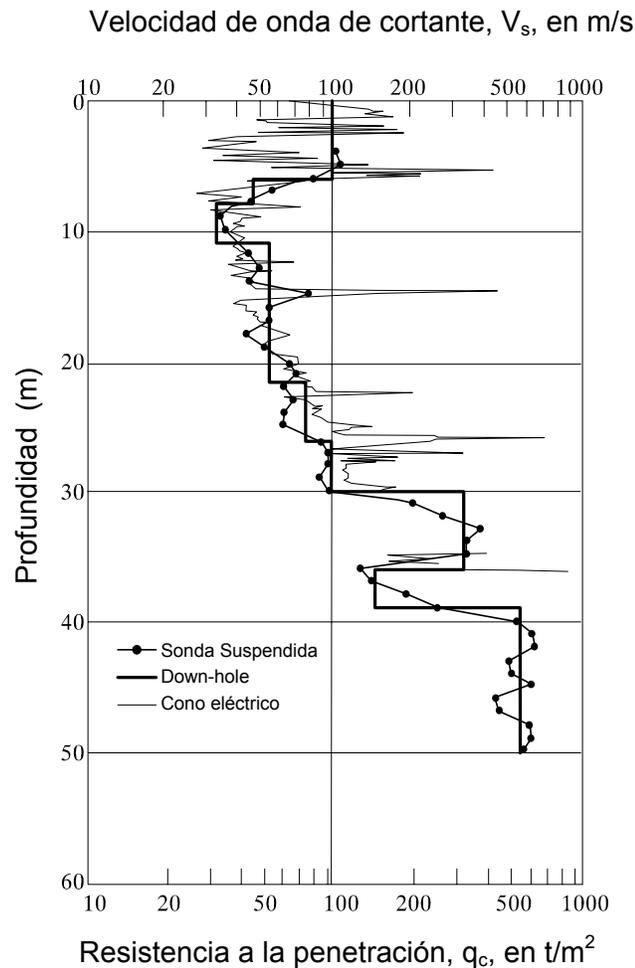


Figura 1.4. Perfiles típicos de q_c y V_s en la ciudad de México (Ovando y Romo, 1991)

Módulo de rigidez a deformaciones grandes. El efecto de la amplitud de la deformación por cortante, γ , y del esfuerzo confinante, σ'_c , en el valor del módulo de rigidez se ilustra en la Figura 1.5. Una gráfica similar se presenta en la Figura 1.6, en función del módulo de rigidez normalizada, $G/G_{m\acute{a}x}$, contra γ . Como se aprecia, las arcillas de la ciudad de México se comportan como materiales casi elásticos hasta deformaciones por cortante que varían entre 0.2 y 0.5 %. El factor que determina el límite de comportamiento elástico de estas arcillas es la diferencia $(PI-I_r)$ lo que modifica la hipótesis, que la forma de las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ contra γ dependía únicamente de PI (Dobry y Vucetic, 1987).

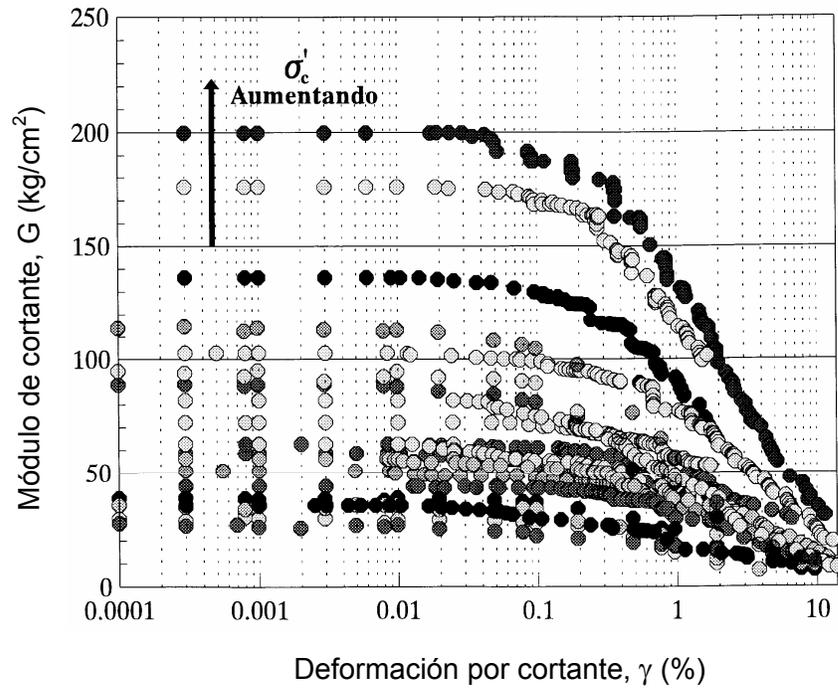


Figura 1.5. Módulos de rigidez dinámicos para arcillas de la ciudad de México (Romo, 1990)

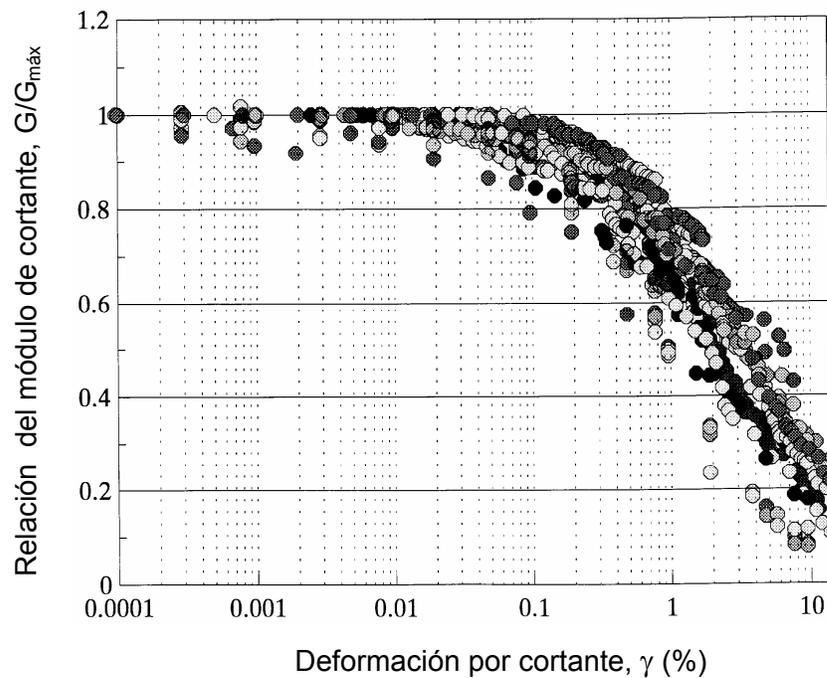


Figura 1.6. Módulos de rigidez normalizados para arcillas de la ciudad de México (Romo, 1990)

Relación de amortiguamiento. La capacidad de las arcillas de la ciudad de México para disipar energía, expresada en términos de la fracción del amortiguamiento crítico, λ , varía con la deformación por cortante en la forma indicada en la Figura 1.7. Las arcillas de la ciudad de México disipan poca energía a deformaciones pequeñas; cuando $\gamma < 0.01$ % el valor de la fracción del amortiguamiento crítico, λ , es aproximadamente 2 % y a deformaciones aún más pequeñas, puede alcanzar valores del orden de 0.5 % . Por otro lado, cuando las deformaciones crecen, su valor aumenta y alcanza valores del orden de 13 % a deformaciones por cortante cercanas a 10 % . Este último valor es menor que el observado en otras arcillas de menor plasticidad en las que $\lambda_{\text{máx}}$ puede adquirir valores de 20 a 26 %, lo cual sugiere que la relación de amortiguamiento también depende del índice de plasticidad y, a reserva de demostrarlo con más datos experimentales, de la consistencia relativa.

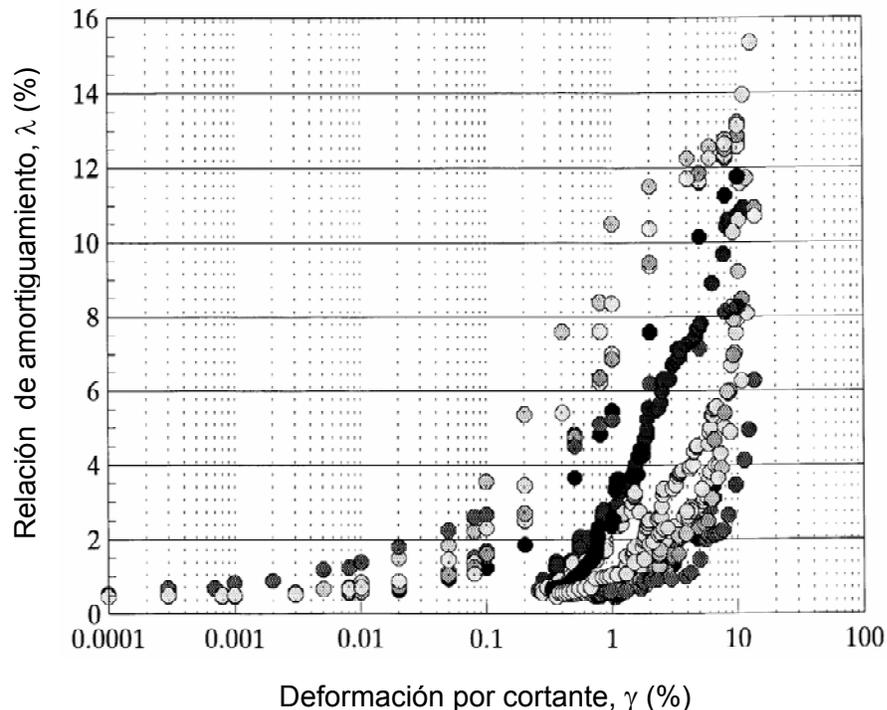


Figura 1.7. Amortiguamientos para arcillas de la ciudad de México (Romo, 1990)

1.2.4. Caracterización estratigráfica

Ovando y Romo (1991) propusieron una relación empírica basada en la teoría de expansión cilíndrica que permite calcular las velocidades de ondas de corte, V_s , a partir de las resistencias de punta, q_c , obtenidas de sondeos de cono hincado a una velocidad de 2 cm/s. La relación entre V_s y q_c queda planteada como

$$V_s = \eta \left(\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s} \right)^{0.5} \quad (1.5)$$

donde V_s tiene unidades de m/s, q_c está dada en t/m^2 y γ_s es peso volumétrico del suelo en t/m^3 . Los valores de los parámetros η y N_{kh} dependen del tipo de suelo y su intervalo de variación se presenta en la Tabla 1.2.

El módulo de máxima rigidez de cortante, $G_{m\acute{a}x}$, se obtiene con la siguiente expresión

$$G_{m\acute{a}x} = \left(\frac{\eta}{g} \right) \frac{q_c}{N_{kh}} \quad (1.6)$$

Tabla 1.2. Valores de los parámetros η y N_{kh} (Ovando y Romo, 1991)

Tipo de suelo	N_{kh}			η
	Máximo	Promedio	Mínimo	
Arcillas del Lago de Texcoco	14	9.5	6.7	23.33
Arcillas del Lago de Xochimilco-Chalco	14	9.9	7	26.40
Arenas limosas de la capa dura en el Valle de México	16	11.1	8	40.00

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO

Como ya se comentó en el capítulo anterior, para poder evaluar los efectos de sitio, es necesario definir las características geotécnicas del área en estudio. Con este fin se realizó una exhaustiva investigación de campo y laboratorio para definir la estratigrafía del subsuelo, condiciones hidráulicas, propiedades índices y el comportamiento esfuerzo-deformación ante carga cíclica del suelo (Mayoral *et al.*, 2006).

Descripción del sitio estudiado

El sitio estudiado se encuentra ubicado al noroeste del viejo evaporador solar “El Caracol” (actualmente en desuso), situado en el antiguo lago de Texcoco, aproximadamente a 16.5 km al noreste del Aeropuerto Internacional de la ciudad de México, como se presenta en la Figura 2.1. El área estudiada es de 110.0 m de ancho y 120.0 m de largo en una zona prácticamente plana. En la temporada de secas se observan grietas en la capa arcillosa superior, que normalmente no superan los 1.5 m de profundidad, extendiéndose longitudinalmente de 10 a 12 metros, interconectándose aleatoriamente. Desde el punto de vista geológico (Mooser, 1987) el sitio se ubica en una región usualmente asociada a los lagos que existieron en el Pleistoceno, en los valles y cordilleras volcánicas que conformaron el Cinturón Volcánico Mexicano. En la actualidad, el lago está casi drenado y en su lugar se encuentran depósitos de arcilla de alta compresibilidad, los cuales descansan sobre estratos de arenas limosas y arcillas duras más competentes, una combinación que resultó crítica para la seguridad estructural en el pasado en regiones altamente sísmicas (Stephenson *et al.*, 2006).

2.1. *Exploración de campo*

Para la caracterización de las condiciones del subsuelo, se usó una combinación de sondeo de cono eléctrico (CPT) y sondeos de penetración estándar (SPT) con muestreo inalterado selectivo. Además, se llevó a cabo un sondeo de sonda suspendida (SS), y un sondeo de piezocono. Los trabajos fueron efectuados de acuerdo a las normas ASTM correspondientes. La ubicación de los sondeos practicados en el sitio se muestra en la Figura 2.2.

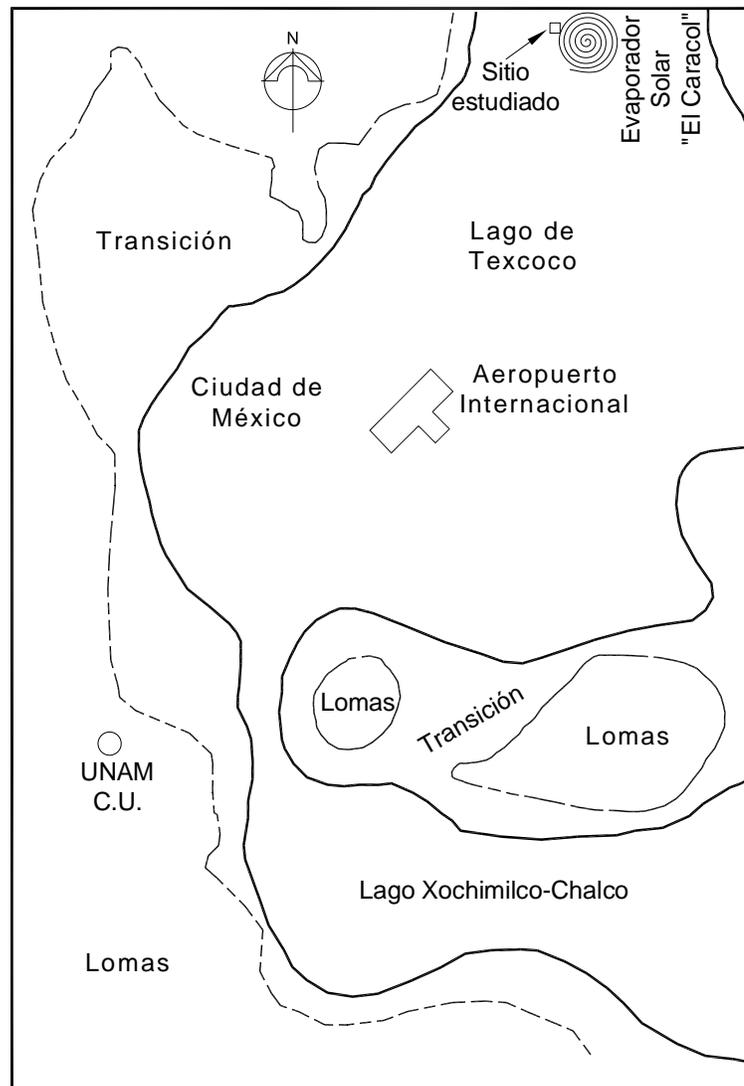


Figura 2.1. Localización del sitio en estudio en el Valle del lago de Texcoco

2.1.1. Descripción general

2.1.1.1. Sondeos de penetración de cono eléctrico (CPT)

Se llevaron a cabo un total de diez sondeos de cono eléctrico en la zona de estudio (Figura 2.2). En esta técnica, un cono instrumentado con deformímetros se hinc a presión, y se mide la fuerza necesaria para el hincado de una punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 3.6 cm de diámetro (10 cm^2 de área) está prueba se ejecutará de

acuerdo a la norma ASTM D3441-05. En la Figura 2.3 se muestran las características de este dispositivo y en la Figura 2.4 un arreglo típico del equipo de hincado.

Para la operación del cono eléctrico, se utilizó una velocidad de penetración de 1 cm/s. Los resultados de los sondeos de cono se presentan en el apéndice A. En los estratos duros, donde no se pudo aplicar esta técnica, se avanzó con ensayos de penetración estándar o con broca tricónica dependiendo de la resistencia del material.

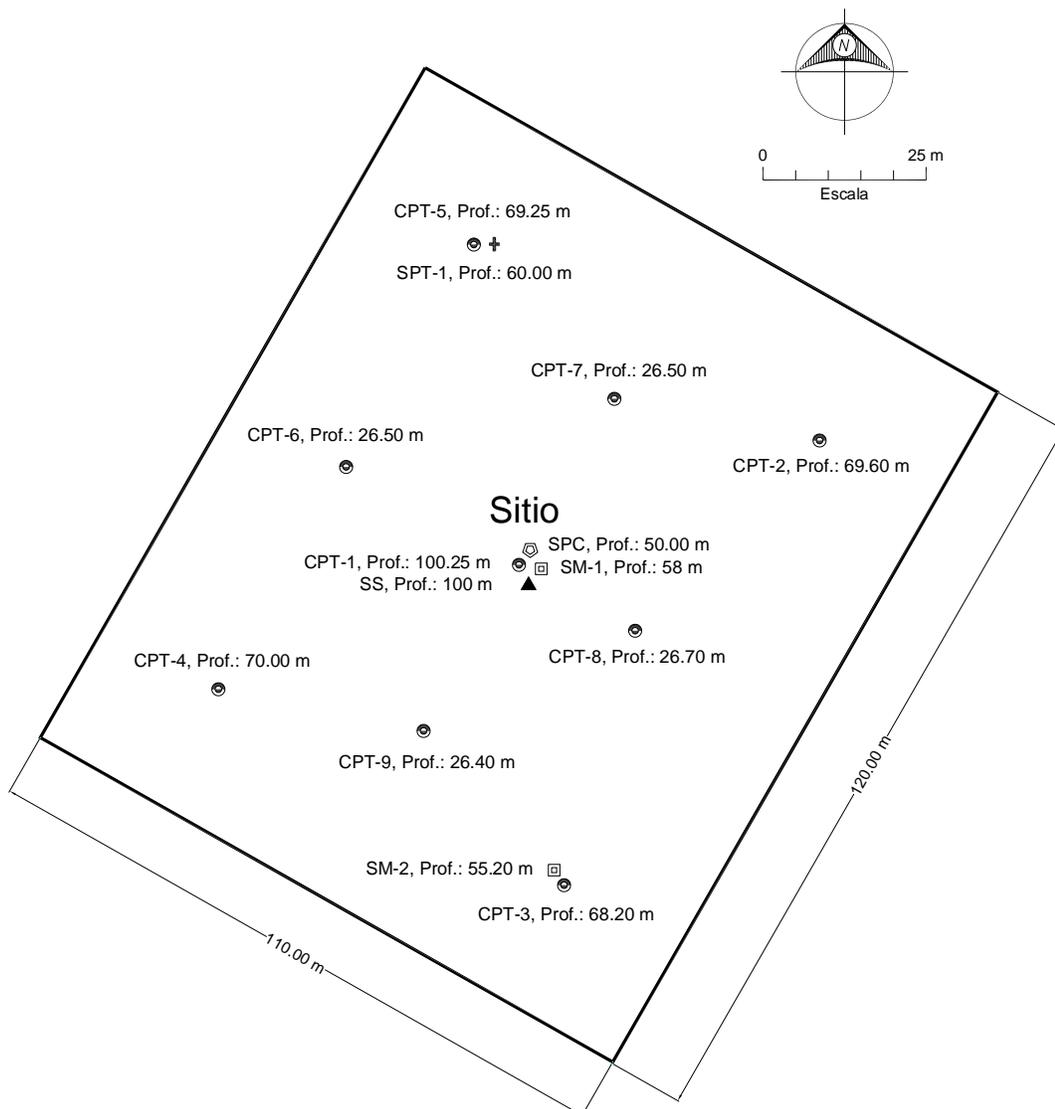


Figura 2.2. Ubicación de los sondeos de exploración del subsuelo

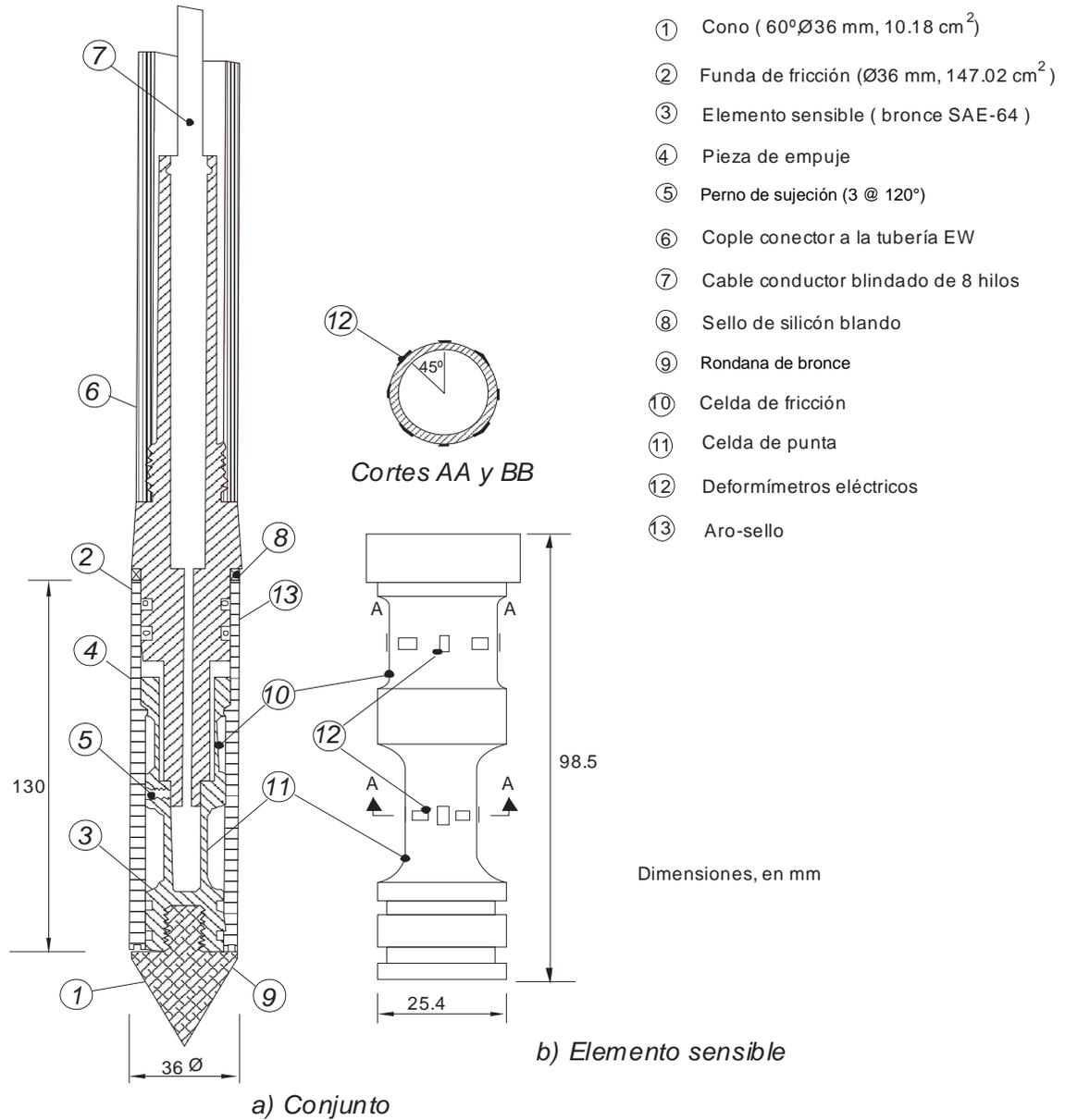


Figura 2.3. Corte transversal del cono eléctrico, (TGC, 2006)



Figura 2.4. Equipo de hincado de cono eléctrico

2.1.1.2. Sondeo de SPT

Se realizó un ensayo de penetración estándar, denominado SPT-1, a una profundidad de 60 m aproximadamente. Esta prueba se ejecutó de acuerdo a la norma ASTM D1586-84, con un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, de 75 cm de longitud, con diámetros interior y exterior de 3.5 y 5 cm respectivamente (Figura 2.5). Está provisto en sus extremos de dos piezas roscadas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero endurecido y la superior es una cabeza que sirve para unir al muestreador con las barras huecas de acero que se utilizan para posicionarlo hasta el fondo de la perforación. Una vez en el fondo de la perforación, se hinca por percusión mediante un martinete en caída libre, de 65 kg de peso, a una altura constante de 75 cm. Se registra el número de golpes necesarios para hacerlo penetrar en el terreno 60 cm en intervalos de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los 30 cm intermedios.

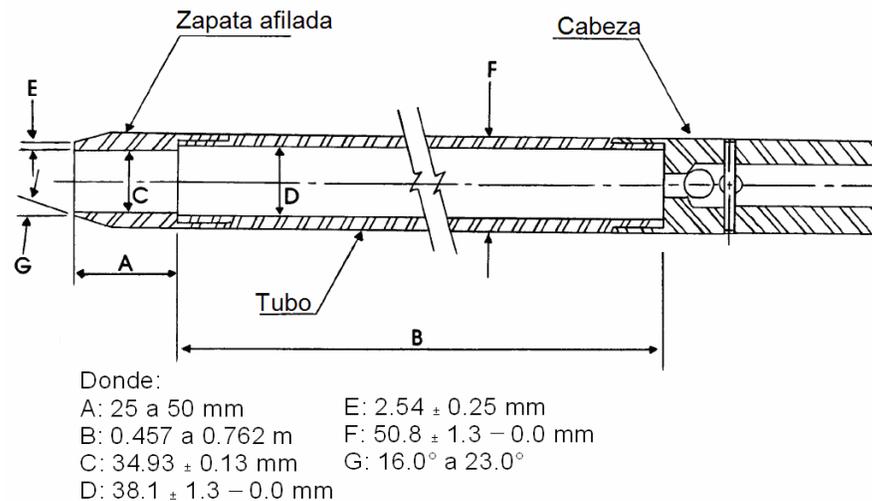


Figura 2.5. Tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, (ASTM D1586-84)

2.1.1.3. Sondeo mixto

Se llevaron a cabo dos sondeos mixtos SM-1 y SM-2, a 100 y 50 m de profundidad respectivamente, combinando la técnica de la penetración estándar, SPT, con muestreo inalterado selectivo usando un tubo de pared delgada tipo TGC (Figura 2.6). El muestreador TGC consiste en un tubo de acero que lleva en su interior otro de aluminio, cortado en segmentos. La punta del muestreador es una filosa zapata de acero templado. Al hincarse el muestreador a presión, el suelo queda contenido en los tubos de aluminio anodizado, que reducen drásticamente los problemas de extracción de la muestra, y sobre todo, de la corrosión que sufren los tubos de acero que convencionalmente se emplean.

Con base en el perfil de resistencia de punta de los sondeos de cono y la información obtenida de la penetración estándar, se seleccionaron las profundidades en las que se llevó a cabo el muestreo inalterado. Se recuperaron seis muestras inalteradas representativas de los diferentes estratos en el sondeo mixto 2 (SM-2) y siete en el sondeo mixto uno (SM-1); cada una de éstas tiene una longitud de 100 cm, las cuales están seccionadas en tramos de 20 cm. Se obtuvieron muestras hasta una profundidad de

60 m. El resto de la profundidad explorada se ejecutó a base de ensayos de penetración estándar y se recuperaron muestras alteradas.

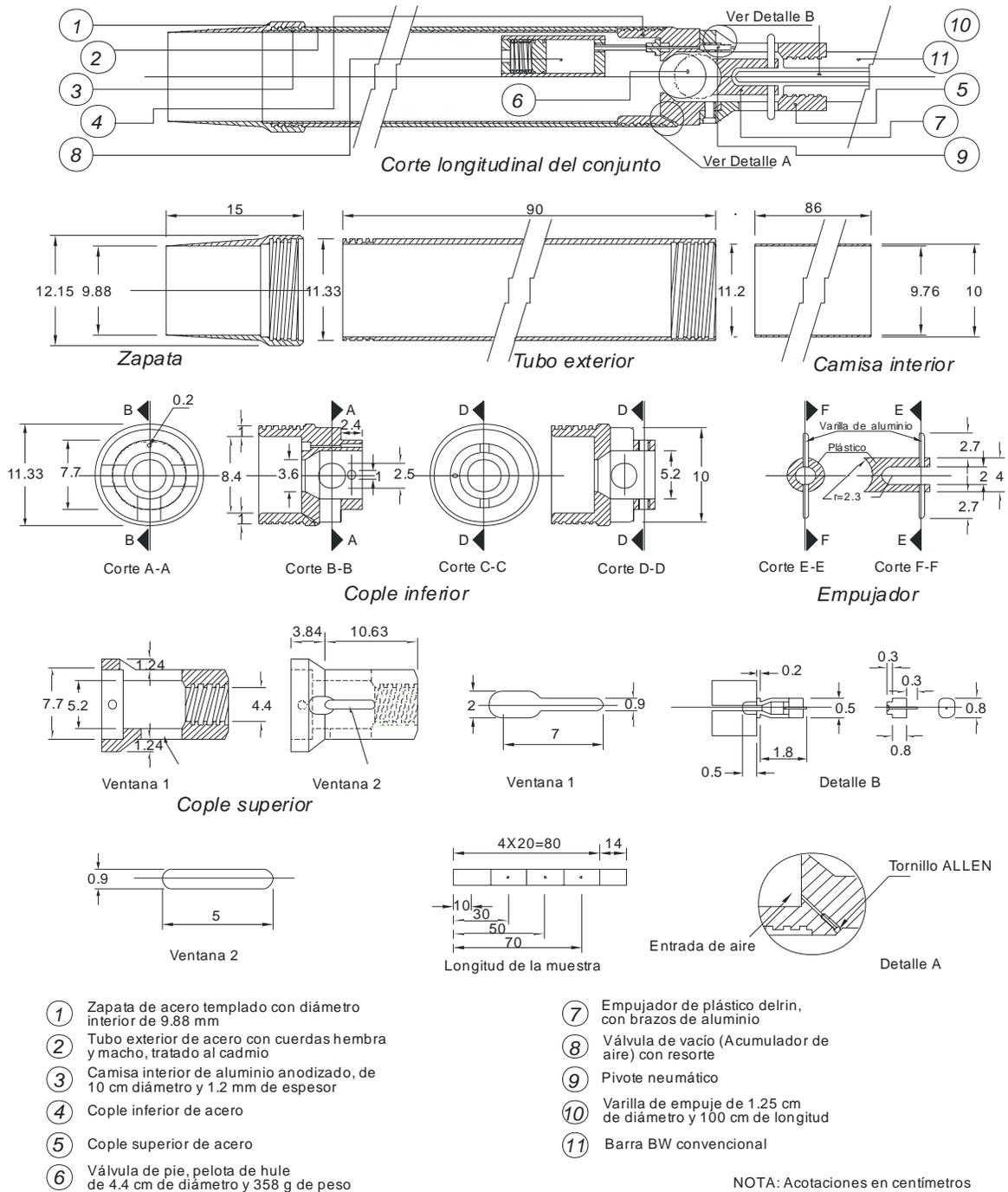


Figura 2.6. Tubo muestreador TGC, (TGC, 2006)

2.1.1.4. Sonda suspendida

Consiste en una prueba in-situ que permite medir las velocidades de propagación de ondas de corte (V_s) y ondas de compresión (V_p) (Kitsunezaki, 1980). El dispositivo para la medición consiste de una sonda con una longitud aproximada de 5 m, en la que están integradas una fuente de perturbación mecánica, tipo martillo, y elementos receptores, llamados geófonos (Figura 2.7).

Durante las mediciones, la sonda se conserva sumergida en lodo bentonítico, que es el medio transmisor por el que viajan las ondas y llegan a las paredes de la perforación. De la distancia entre la fuente y los receptores, y el tiempo de arribo de un tren de ondas, se determinan las velocidades correspondientes. La prueba se practicó en una perforación de 10 cm de diámetro y 105 m de profundidad, el cual se estabilizó con lodo bentonítico. Las mediciones se efectuaron desde el fondo y en forma ascendente a cada metro. Los resultados se presentan en la Figura 2.8.

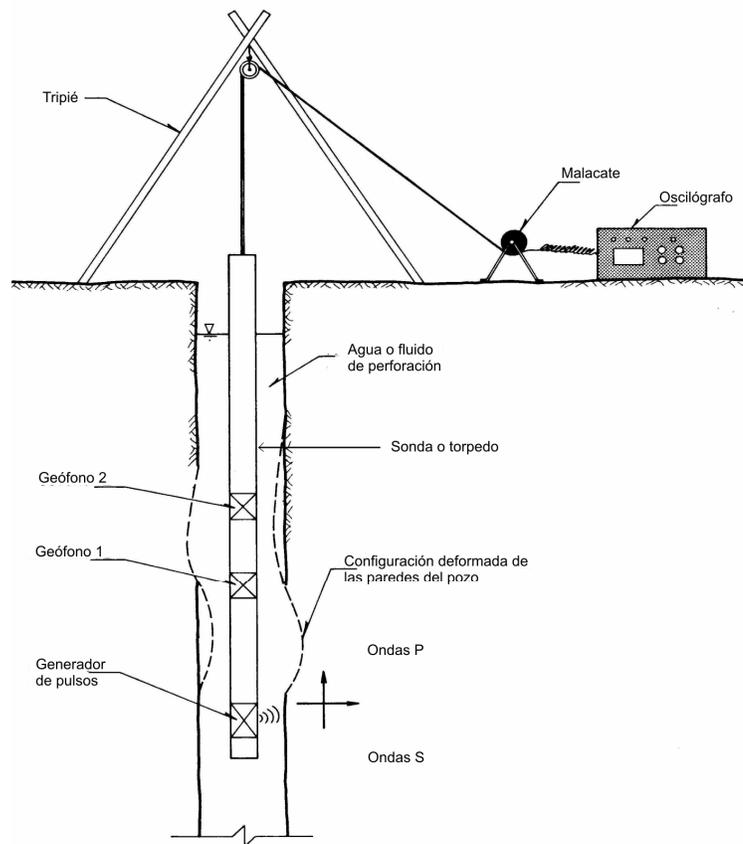


Figura 2.7. Diagrama esquemático del ensayo de sonda suspendida

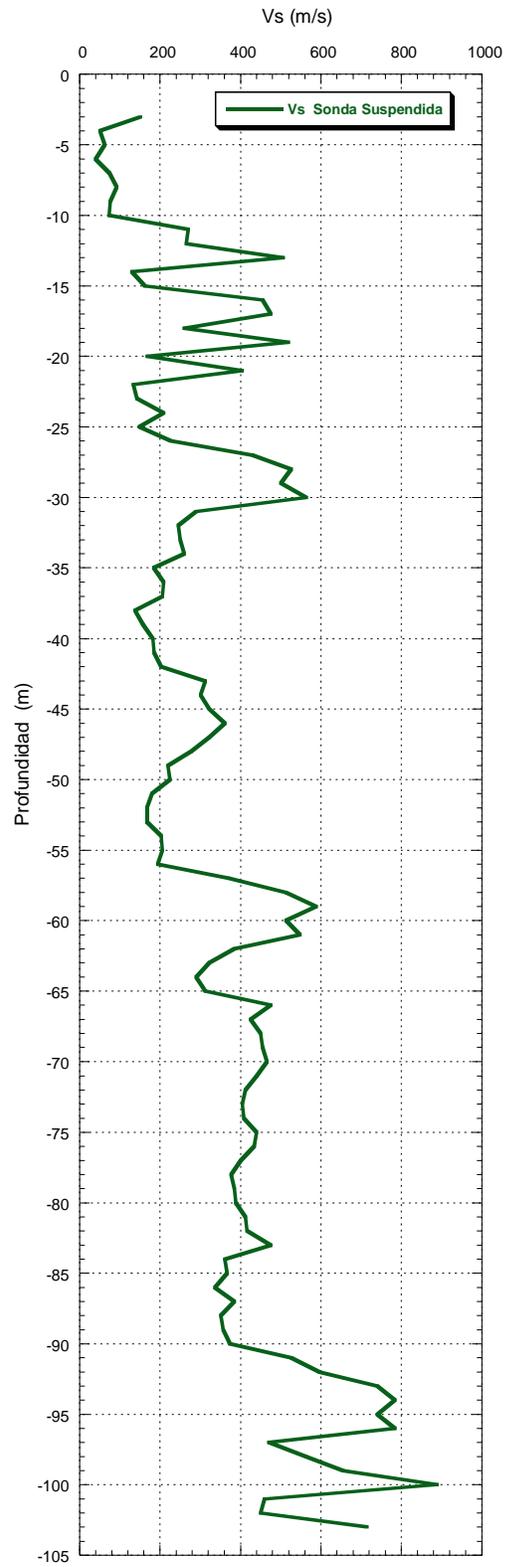


Figura 2.8. Resultado de mediciones de sonda suspendida

2.1.1.5. Sondeo de piezocono

Es un dispositivo mediante el cual puede medirse la presión de poro del agua intersticial del suelo a diferentes profundidades en un sitio determinado. Los parámetros obtenidos con la prueba permiten conocer las condiciones hidráulicas del subsuelo (Tortenson, 1975 y Wissa, Martin y Garlanger, 1975).

El piezocono está compuesto por un transductor electrónico calibrado, colocado en el interior de una camisa metálica de 5.08 centímetros de diámetro con punta cónica (Figura 2.9). El contacto de la fase líquida del suelo con el transductor ocurre arriba de la punta cónica, donde se encuentran dos piedras porosas diametralmente opuestas. Entre éstas y el transductor existe una cámara que se satura con un líquido (generalmente glicerina o agua desaerada). De esta forma se asegura que la presión ejercida por el agua que rodea al piezocono se transmita íntegra a una membrana que forma parte del transductor. Para obtener buenos resultados es necesario garantizar una buena saturación de la cámara para evitar la formación de burbujas de aire en su interior. El equipo que se utiliza para el hincado del piezocono en el suelo es similar al que se emplea en una prueba de cono eléctrico convencional.

El procedimiento de ejecución de una prueba de piezocono consiste en hincarlo a velocidad constante hasta una cierta profundidad, y después se suspende el hincado. Se toman lecturas de presión de poro hasta alcanzar la presión de equilibrio del suelo. El tiempo necesario dependerá del tiempo de respuesta del transductor y de la permeabilidad del suelo en cuestión. Las mediciones de la presión de poro generalmente se realizan en estratos permeables cuya profundidad puede definirse indirectamente con los resultados de un sondeo de cono eléctrico complementado con un sondeo de muestreo selectivo previamente ejecutado.

En cada medición se grafica una curva de disipación de la presión de poro contra el tiempo transcurrido después de suspenderse el hincado. Cuando las lecturas tienden a ser constantes se dice que se ha alcanzado la presión de estabilización cuyo valor es la presión de poro existente en el suelo antes del hincado. Finalmente se dibujan los resultados de todo el sondeo en una gráfica que relaciona la presión de poro estabilizada medida con el piezocono a cada profundidad.

Se efectuaron mediciones de presión de poro a seis profundidades, en estratos seleccionados con base en los resultados de pruebas de cono eléctrico hasta una profundidad aproximada de 50 m. Los resultados correspondientes se presentan en la Figura 2.10.

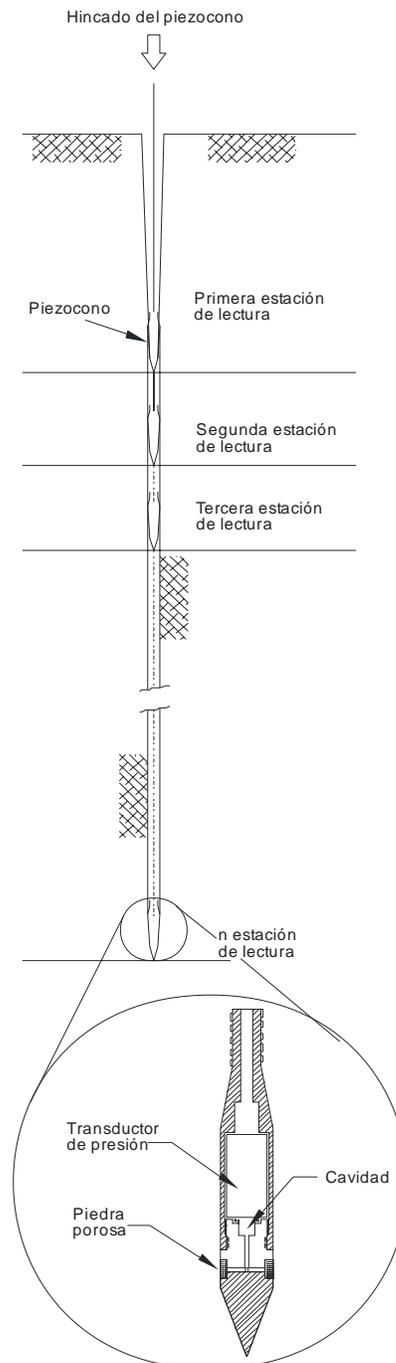


Figura 2.9. Piezocono

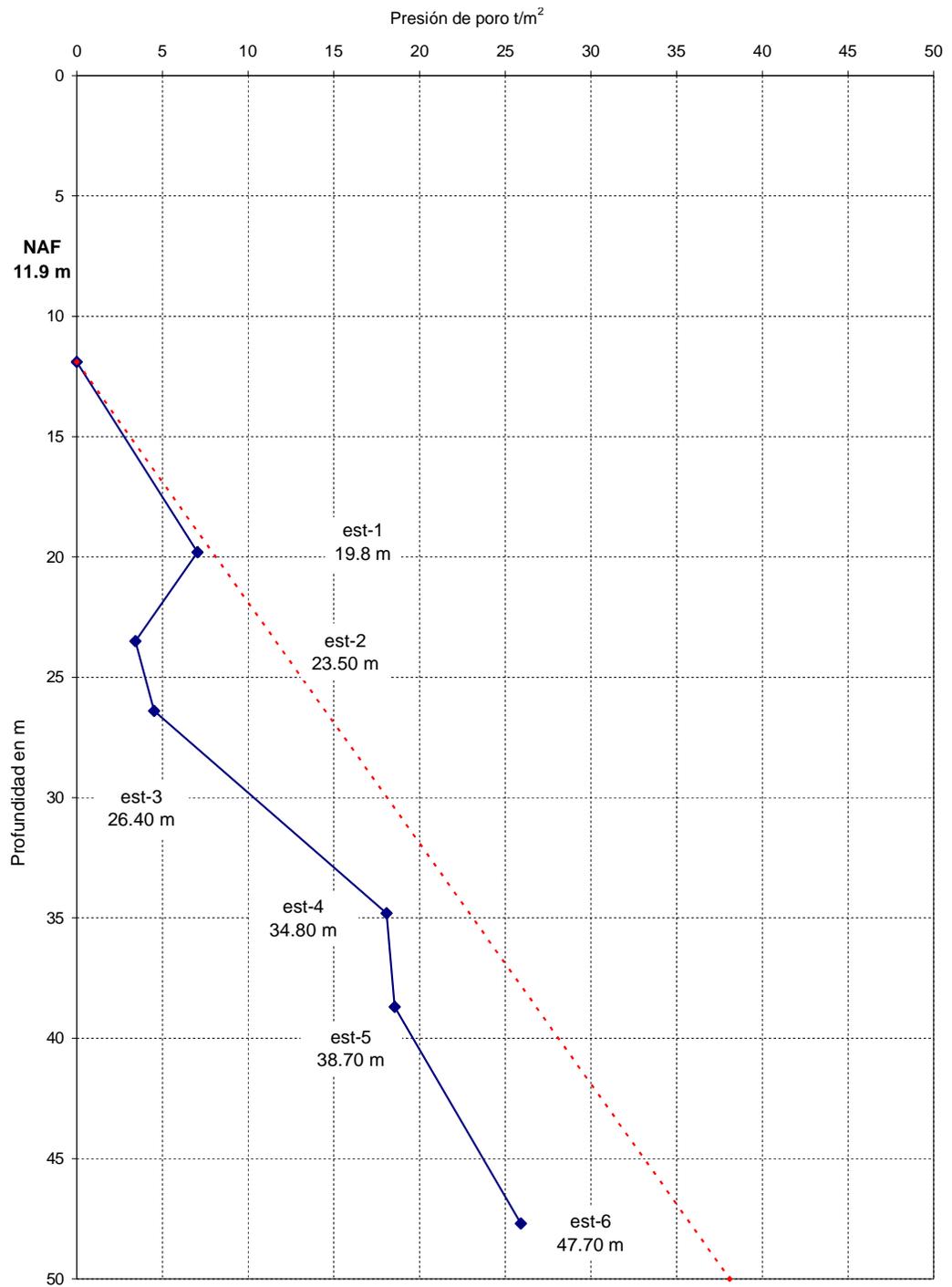


Figura 2.10. Presión de poro medida in-situ

2.2. Determinación de propiedades índice y mecánicas

2.2.1. Propiedades índice

Se determinaron las propiedades índice en muestras inalteradas y alteradas recolectadas durante la exploración de campo. Las pruebas realizadas incluyeron la determinación del contenido de agua, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y densidad de sólidos. La Tabla 2.1 resume estos parámetros, para las muestras ensayadas en columna resonante y triaxial cíclica, en el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM (I de I) en la Sección de Geotecnia, para el SM-2.

Tabla 2.1. Muestras ensayadas en columna resonante y triaxial cíclica

Muestra	Profundidad (m)	w (%)	w _L (%)	w _p (%)	PI (%)	I _r
M4-4	2.40-2.60	293.80	355.5	90.4	265.1	0.2
M9-4	6.20-6.40	279.40	299.3	193.5	105.8	0.2
M13-4	9.00-9.20	191.90	209.1	70.1	139.1	0.1
M34-4	22.60-22.80	111.90	150.7	44.8	105.8	0.4
M59-4	38.00-38.20	107.70	123.2	63.7	59.5	0.3

*w, contenido natural de agua; w_L, límite líquido; w_p, límite plástico; PI, índice de plasticidad; I_r, índice de consistencia relativa

El resto de los resultados de pruebas índice se incluyen en el Anexo B de la referencia Mayoral *et al.*, 2006.

2.2.2. Propiedades dinámicas

Se realizaron pruebas dinámicas en el suelo con equipo de columna resonante y triaxial cíclica, con el objetivo de estudiar el comportamiento dinámico de la arcilla, a distintos niveles de deformación, y obtener las curvas de rigidez al cortante dinámico del suelo y de amortiguamiento, para bajas y altas deformaciones angulares.

Se realizaron cinco series de pruebas de columna resonante, cada una de ellas con tres presiones de confinamiento diferentes en cada muestra, como se resume en la Tabla 2.2. Asimismo, se llevaron a cabo 10 pruebas gemelas (con probetas obtenidas de la misma muestra inalterada de donde se obtuvo la probeta para la prueba de columna resonante) en la cámara triaxial cíclica a las cuales se les aplicó carga repetida, con una velocidad de deformación constante de 1 mm/minuto.

Tabla 2.2. Tipo de pruebas y nivel de esfuerzos aplicados en cada muestra

Sondeo	Descripción	Profundidad (m)	Tipo de ensaye	Esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c (kg/cm ²)
SM2	SM2-M4-2.40a2.60-0.30	2.40-2.60	CR, TC	0.30
	SM2-M4-2.40a2.60-0.45		CR	0.45
	SM2-M4-2.40a2.60-0.60		CR	0.60
	SM2-M6-4.00a4.20-0.47	4.00-4.20	CR, TC	0.50
	SM2-M6-4.00a4.20-0.70		CR	0.75
	SM2-M6-4.00a4.20-0.94		CR, TC	1.00
	SM2-M9-6.20a6.40-0.75	6.20-6.40	CR, TC	0.75
	SM2-M9-6.20a6.40-1.13		CR	1.13
	SM2-M9-6.20a6.40-1.50		CR, TC	1.50
	SM2-M13-9.00a9.20-1.00	9.00-9.20	CR, TC	1.00
	SM2-M13-9.00a9.20-1.50		CR	1.50
	SM2-M13-9.00a9.20-2.00		CR, TC	2.00
	SM2-M34-22.60a22.80-1.20	22.60-22.80	CR, TC	1.20
	SM2-M34-22.60a22.80-1.80		CR	1.80
	SM2-M34-22.60a22.80-2.40		CR, TC	2.40
	SM2-M59-38.00a38.20-1.50	38.00-38.20	CR, TC	1.50
	SM2-M59-38.00a38.20-2.00		CR	2.00
	SM2-M59-38.00a38.20-2.50		CR, TC	2.50

2.2.2.1. Triaxial cíclica

El ensaye triaxial cíclico tiene como finalidad obtener la curva de degradación del módulo de rigidez del suelo y de amortiguamiento para deformaciones angulares de medianas a grandes (10^{-2} – 5%) y se realizó siguiendo el método B de la norma ASTM D3999-91.

La Figura 2.11 muestra un esquema de una cámara triaxial cíclica. El sistema utilizado en esta prueba está compuesto por una cámara cilíndrica de lucita en la que se coloca la probeta de suelo, este equipo cuenta con tres transductores: uno de desplazamiento, el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensayo; dos de presión, uno para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen y otro para medir la presión de poro que se genera en la etapa de prueba. Además esta provisto de un conjunto de acondicionadores de señal y una computadora que tiene integrada una tarjeta de adquisición de datos.

El ensaye consiste en someter a un espécimen de suelo a un esfuerzo de confinamiento, σ'_{3c} , en una celda de presión triaxial hasta lograr su consolidación isotrópica, y

posteriormente se aplica una deformación axial cíclica de magnitud conocida, ϵ_d , a una frecuencia determinada. En general se obtienen los registros continuos de la variación de: las deformaciones, los esfuerzos axiales y la presión de poro, Δu (Figura 2.12).

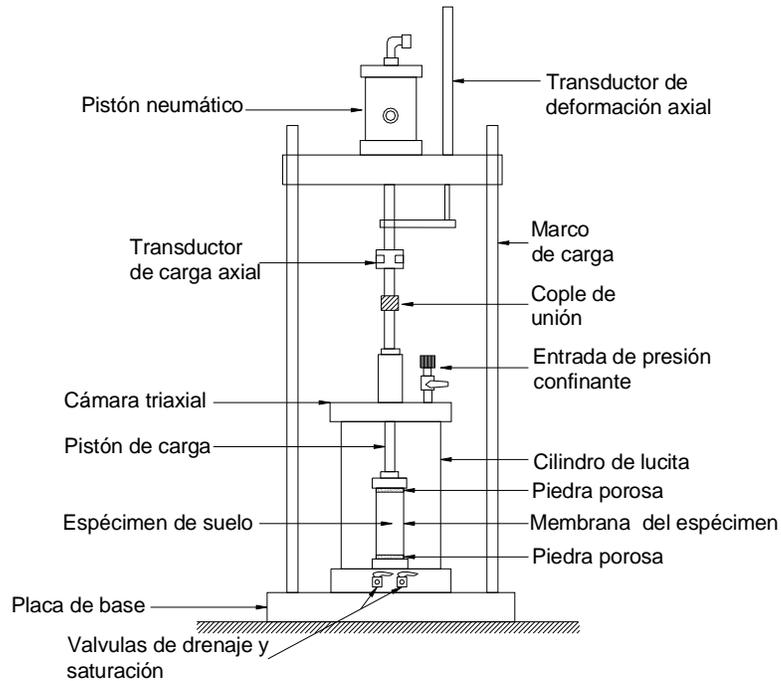


Figura 2.11. Cámara triaxial cíclica típica

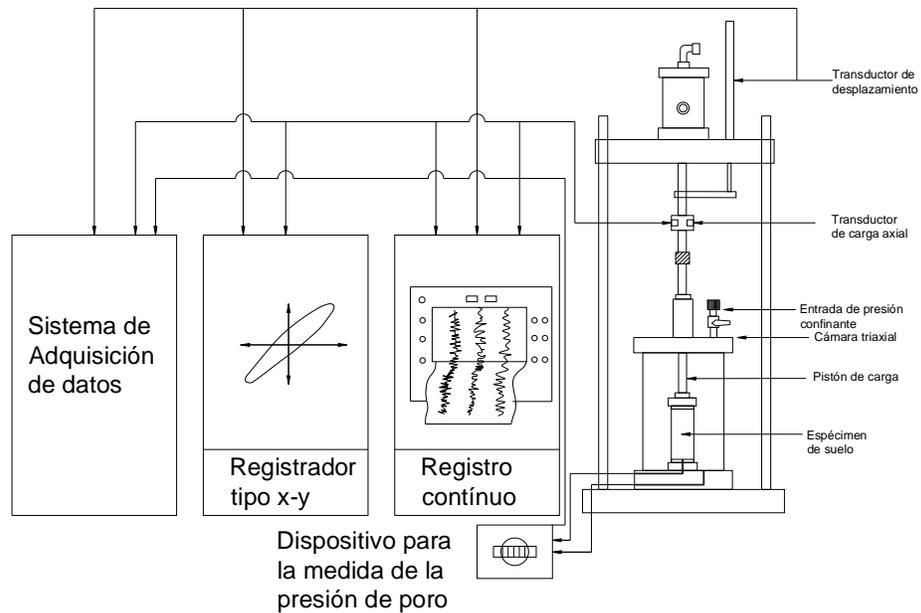


Figura 2.12. Representación esquemática de configuración del ensaye triaxial cíclico

La Figura 2.13 muestra un lazo de histéresis esquemático de un ensaye triaxial cíclico, con los datos obtenidos del ensaye se procede a calcular el módulo de elasticidad equivalente de Young, E_{eq} , que se determina a partir de la pendiente de la línea que une los puntos extremos del lazo de histéresis, y el amortiguamiento, λ , se calcula usando la ecuación 2.1. A partir del módulo de Young equivalente se puede obtener el módulo de rigidez al cortante dinámico, G con la ecuación 2.2.

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{Área del ciclo de histéresis}}{\text{Área del triángulo BCD}} \quad (2.1)$$

$$G = \frac{E_{eq}}{2(1 + \nu)} \quad (2.2)$$

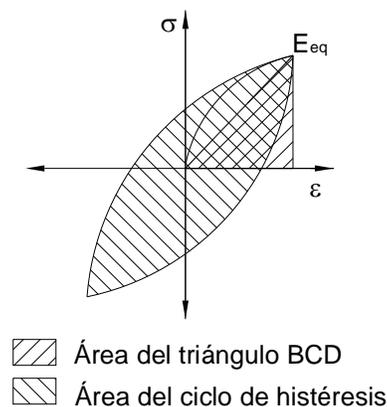


Figura 2.13. Esquema de los ciclos de histéresis generados por el equipo triaxial cíclico

A cada una de las muestras señaladas en la Tabla 2.2, se le hizo un ensaye dinámico con las siguientes características:

- Consolidado isotrópicamente, no drenado; en probetas de suelo cuyas dimensiones son: diámetro de 3.5 cm y altura variable entre 8 y 9 cm.

- Saturación aplicándole presión confinante y contrapresión (1.1 y 1.0 kg/cm² respectivamente), de manera que el esfuerzo efectivo en la muestra fue de 0.1 kg/cm².
- Para determinar los parámetros dinámicos (G y λ), a diferentes niveles de esfuerzo, se les aplicaron presiones diferentes de consolidación a las probetas (Tabla 2.2), dependiendo de la profundidad del material y de los pesos volumétricos determinados en el laboratorio.
- Las pruebas se realizaron al término de la consolidación primaria (según el criterio de Taylor, 1948). De esta forma, se someten a un esfuerzo de confinamiento σ'_{3c} , hasta lograr su consolidación, y posteriormente se les aplica una deformación axial (deformación controlada) cíclica de magnitud conocida, ε_d , a una frecuencia determinada.
- Posteriormente se incrementa la deformación axial, para determinar las propiedades dinámicas del suelo a diferentes niveles de deformación.

2.2.2.2. Columna resonante

El equipo dinámico de columna resonante se utilizó para determinar el módulo de rigidez al cortante dinámico, G , y el amortiguamiento, λ , a deformaciones, γ , pequeñas a medianas (10^{-4} - $10^{-2}\%$).

El ensayo se realizó en un espécimen cilíndrico de suelo de 3.60 cm de diámetro y 9 cm de altura, bajo vibración forzada torsional, a diferentes frecuencias. El sistema utilizado en esta prueba está compuesto por una cámara cilíndrica de lucita en la que se coloca la probeta de suelo (Figuras 2.14 y 2.15), esta cuenta con tres sensores: de desplazamiento, el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensayo; de presión, para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen en las etapas previas al ensayo (confinante y contrapresión) y la presión de poro que se genera en la etapa de prueba (en ensayos tipo CU); y un acelerómetro, que mide la aceleración en el sistema móvil, Figura 2.16. Además esta provisto de un conjunto de acondicionadores de señal y una computadora que tiene integrada una tarjeta de adquisición de datos.

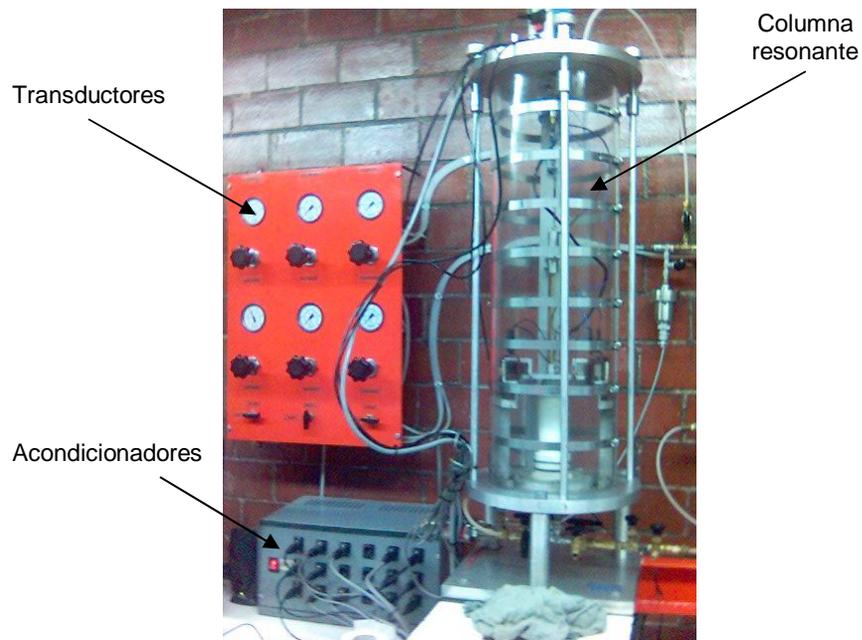


Figura 2.14. Cámara triaxial de columna resonante

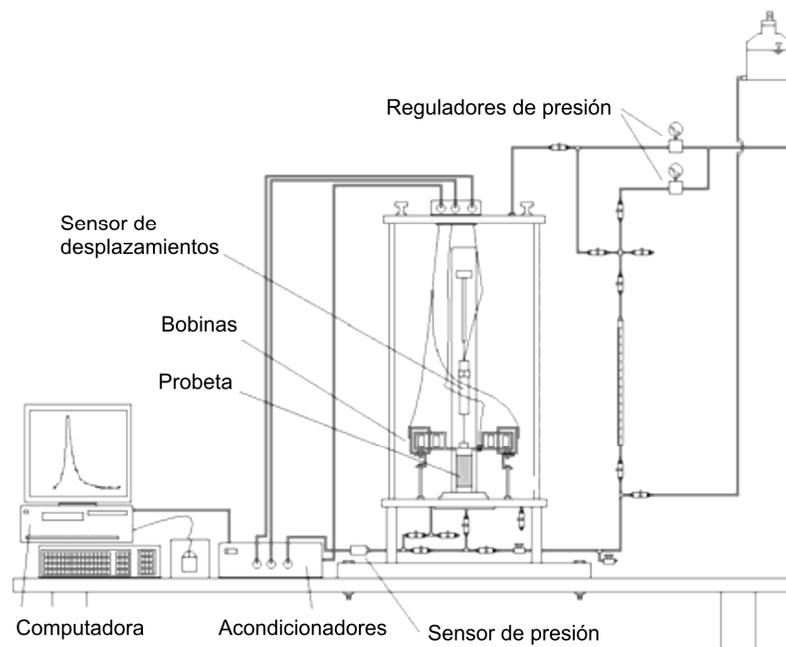


Figura 2.15. Esquema del equipo de columna resonante

En la parte superior de la probeta, la distorsión la aplica el cabezal (superior), que está unido al sistema móvil y a éste lo mueve una serie de imanes y bobinas (Figura 2.16) a los que llega desde la computadora una señal eléctrica que induce al sistema un movimiento periódico senoidal. Una descripción detallada de la teoría y el funcionamiento de la columna resonante se presenta en Flores *et al.* (2002).

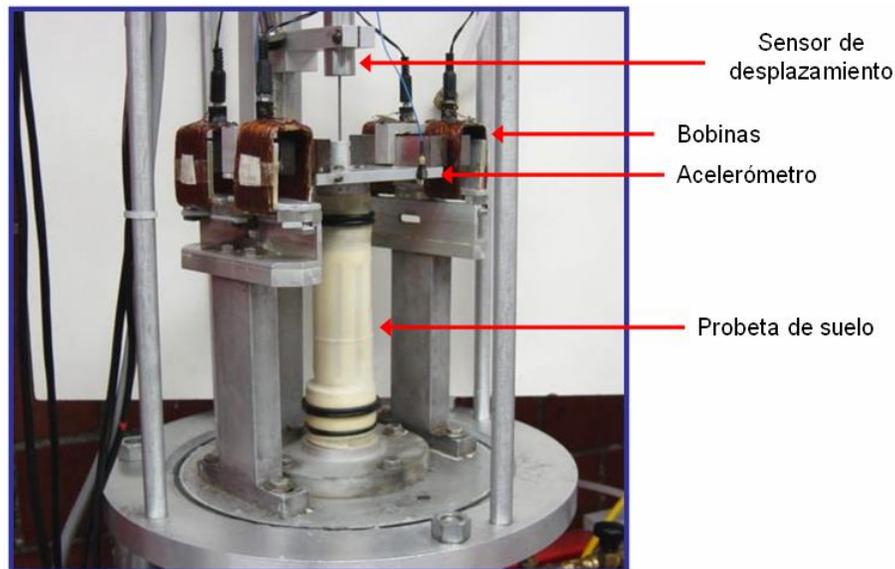


Figura 2.16. Ubicación de la probeta, sistema móvil, bobinas, sensor de desplazamientos y acelerómetro

En la etapa de ensaye se aplica una fuerza de torsión, F , en la parte superior del espécimen mientras que su base se encuentra fija (Figura 2.17); se registra la aceleración de respuesta, a , con el acelerómetro montado en el sistema móvil (Figura 2.16), la cual dependerá de la rigidez del material ensayado. Entre más rígido sea éste, menor será la aceleración de respuesta. Con la fuerza F se excita la probeta a una frecuencia, definida como *frecuencia inicial*, f_i , y se registra la aceleración de respuesta; posteriormente, se incrementa la frecuencia en valores Δf constantes, y en cada uno de ellos se registra la aceleración, hasta llegar a la *frecuencia final*, f_f , seleccionada. A estas lecturas de aceleración desde una frecuencia f_i hasta f_f con incrementos Δf se le llama *barrido de frecuencias*. Al terminar cada *barrido de frecuencias* se incrementa la fuerza de torsión en valores ΔF , de manera que al final del ensaye se tendrá una serie de barridos de frecuencia, para diferentes valores de la fuerza de torsión.

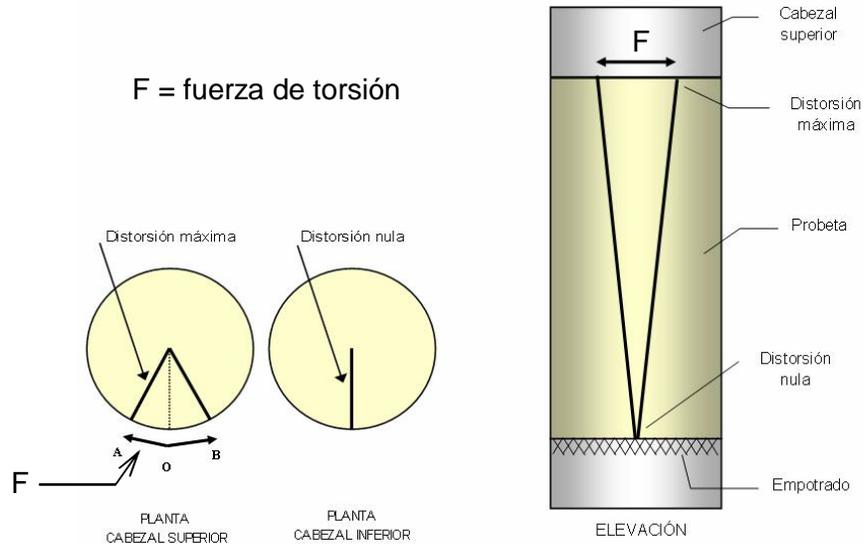


Figura 2.17. Fuerza de torsión aplicada y distorsiones que presenta la probeta durante la etapa de ensaye

Para los diferentes incrementos de frecuencia de excitación, se obtienen los valores de aceleración y frecuencia correspondientes, con los cuales se forma la curva de aceleraciones versus frecuencia de la Figura 2.18. En ésta, se presenta una serie de barridos de frecuencia; a cada una de estas curvas se le conoce como curva de respuesta o de aceleraciones totales bajo vibración forzada y cada una de ellas corresponde a una fuerza de torsión, F . Se ha observado que al incrementarse la fuerza F , aumenta la aceleración máxima, $a_{\text{máx}}$, y se reduce la frecuencia denominada de resonancia, f_0 .

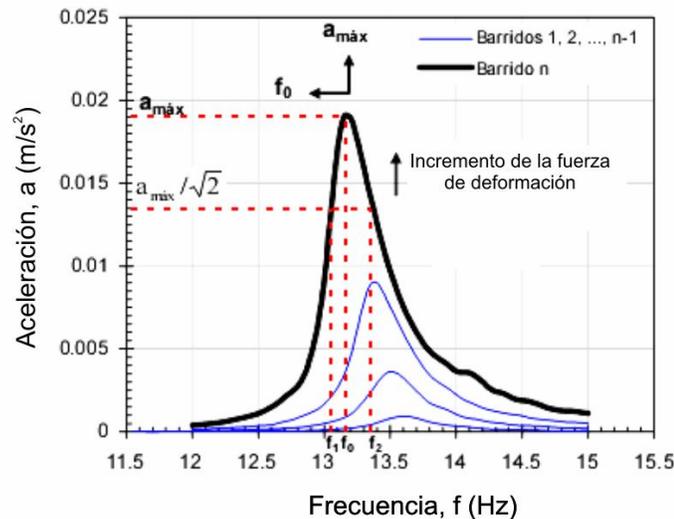
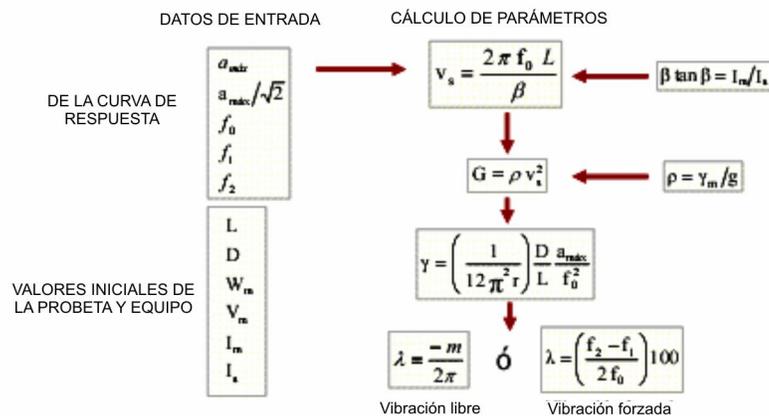


Figura 2.18. Curvas de respuesta bajo vibración forzada (Flores *et al.*, 2002)

De cada curva de aceleraciones totales se registran $a_{m\acute{a}x}$, f_0 , y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$ (Figura 2.18). Con los valores f_0 , la longitud de la muestra, L , y el valor de β calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra, I_m , y del sistema móvil, I_s , se determinan el módulo de rigidez al cortante dinámico, G , el amortiguamiento, λ , y la distorsión angular, γ , tal como se ilustra esquemáticamente en la Figura 2.19.



2.14c. Cálculo de parámetros

A cada una de las muestras señaladas en la Tabla 2.2, se le hizo un ensayo dinámico con las siguientes características:

- Consolidado isotrópicamente, no drenado; en probetas de suelo cuyas dimensiones son: diámetro de 3.5 cm y altura variable pero no mayor a 9.1 cm.
- La muestra se saturó aplicándole presión confinante y contrapresión (1.1 y 1.0 kg/cm² respectivamente), de manera que el esfuerzo efectivo en la muestra fue de 0.1 kg/cm².
- Para determinar los parámetros dinámicos (G y λ), a diferentes niveles de esfuerzo, a una misma muestra se le aplicaron diferentes presiones de consolidación, dependiendo de la profundidad del material y de los pesos volumétricos determinados en el laboratorio, como se indica en la Tabla 2.2.
- Las pruebas se realizaron al término de la consolidación primaria (según el criterio de Taylor, 1948) posteriormente, se aplicó una serie de barridos de frecuencias

para obtener las curvas de rigidez y de amortiguamiento versus deformación angular.

- Concluido el ensaye, la probeta de suelo se consolidó a una presión mayor, con el fin de aplicar una nueva serie de barridos de frecuencias. Este proceso se repitió hasta completar 3 series por muestra.

2.2.2.3. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante dinámico y amortiguamiento normalizados

Con los resultados obtenidos de las pruebas de columna resonante y triaxial cíclica, se generaron las curvas de degradación y amortiguamiento normalizadas para las arcillas encontradas en el sitio. Estos resultados experimentales se ajustaron con un modelo tipo Masing, el cual es capaz de tomar en cuenta las no-linealidades del suelo asociadas a los niveles de deformación de cortante generados durante un sismo (Romo, 1995; Flores y Romo, 2001), y que están definidas a través de las siguientes expresiones:

$$G = (G_{\min} - G_{\max})H(\gamma) + G_{\max} \quad (2.3)$$

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad (2.4)$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}} \right]^{A'} \quad (2.5)$$

$$A' = I_r + A \quad (2.6)$$

$$I_r = \frac{W_L - W_N}{PI} \quad (2.7)$$

donde:

$G_{\text{máx}}$ es la rigidez a pequeñas deformaciones angulares (10^{-4} %),

$G_{\text{mín}}$ es la rigidez para grandes deformaciones (cerca de la falla dinámica),

$\lambda_{\text{mín}}$ es el valor de la relación de amortiguamiento para pequeñas deformaciones angulares (10^{-4} %),

$\lambda_{\text{máx}}$ es el valor para grandes deformaciones (cerca de la falla dinámica),

$H(\gamma)$ es una función definida para cualquier deformación angular que pueda definirse,

A y B son parámetros del suelo que definen la geometría de la curva G- γ , que son función del índice de plasticidad del suelo,

γ_r es un valor fijo de referencia de la deformación al cortante correspondiente al 50 % de la degradación del módulo,

I_r es la consistencia relativa, la cual puede ser expresada en términos del índice de liquidez, L_i , como, $I_r = 1 - L_i$

w_L , w_N y PI son el límite líquido, contenido de agua e índice de plasticidad del suelo respectivamente.

Los valores de los parámetros γ_r , A y B, para las arcillas de la ciudad de México, varían como se indica en las Figuras 2.20 a 2.22.

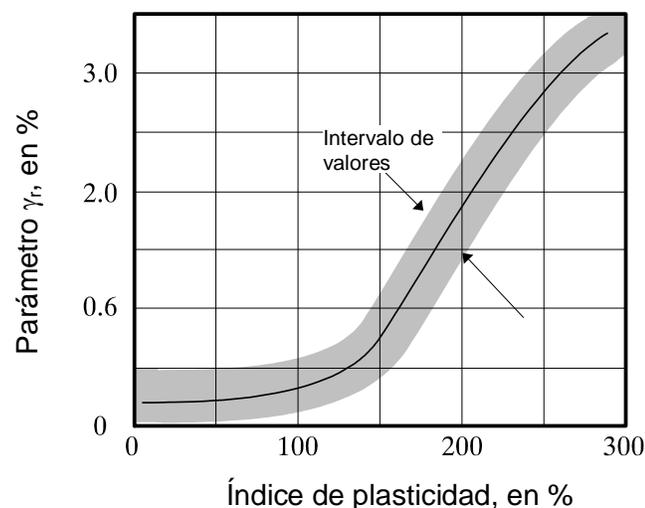


Figura 2.20. Efecto del índice de plasticidad en el parámetro γ_r
(Romo y Ovando, 1995)

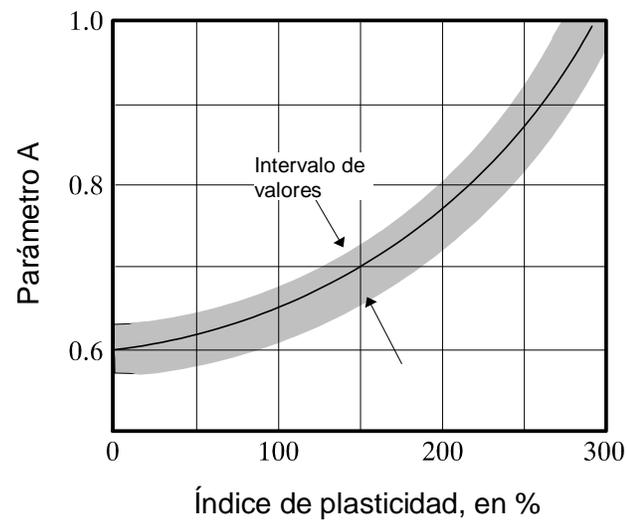


Figura 2.21. Efecto del índice de plasticidad en el parámetro A
(Romo y Ovando, 1995)

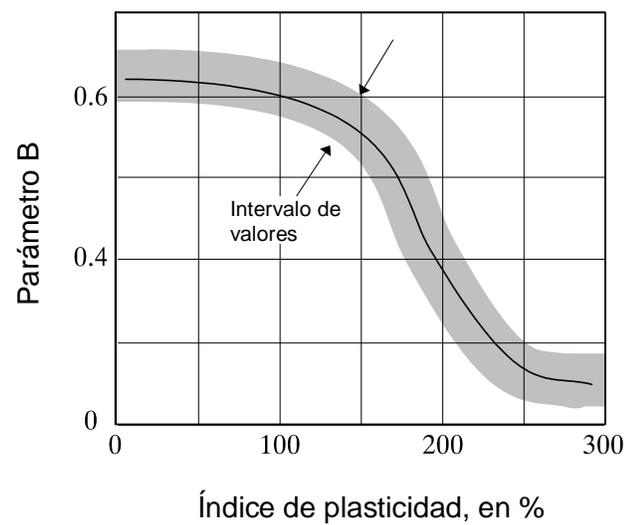
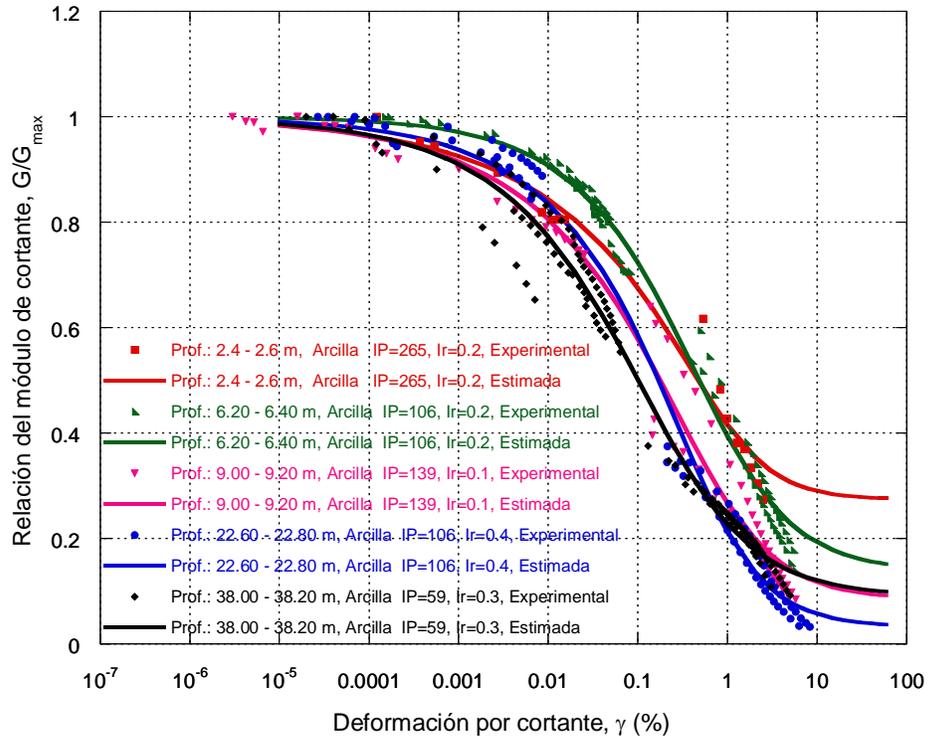
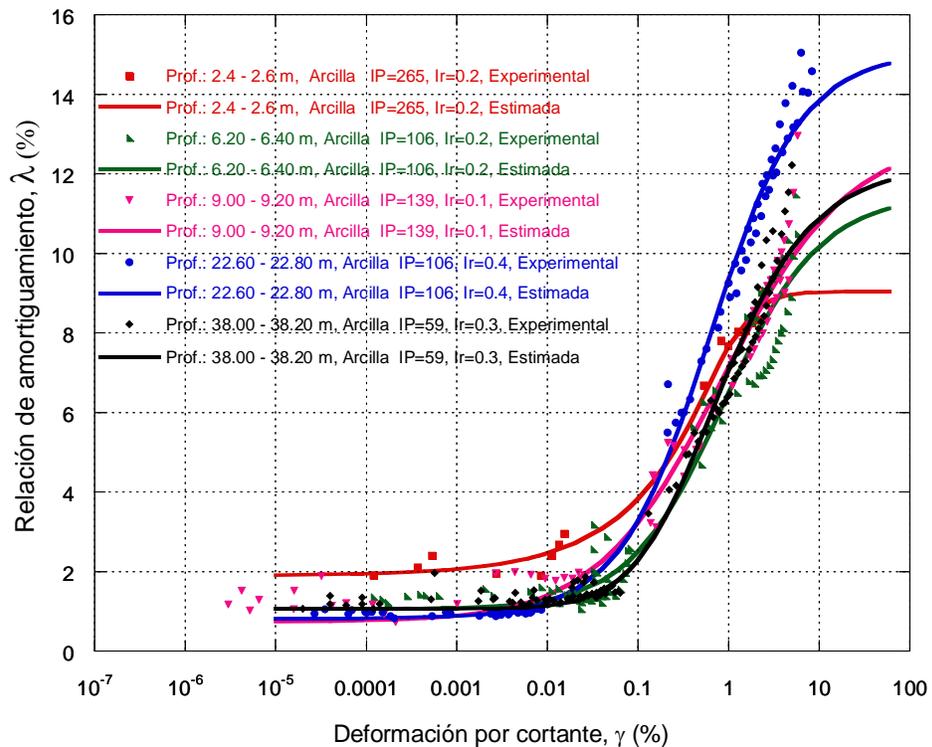


Figura 2.22. Efecto del índice de plasticidad en el parámetro B
(Romo y Ovando, 1995)

El procedimiento de ajuste de las ecuaciones 2.3 y 2.4 está basado en la regla de optimización no lineal por mínimos cuadrados, el cual fue resuelto iterativamente usando el método de Gauss-Newton (González, 2005). En la Figura 2.23 se muestra una comparación entre la respuesta experimental y la ajustada como una función del PI y I_r . Se observa que el parámetro PI tiene una influencia significativa en el módulo de cortante y en menor grado en la relación de amortiguamiento, λ , de materiales arcillosos (Vucetic y Dobry, 1991; Sun *et al*, 1988; Romo *et al*, 1989). La evidencia experimental sugiere claramente que el rango de comportamiento cuasiestático de estos materiales incrementa con PI. El parámetro I_r influye principalmente en la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones, $G_{m\acute{a}x}$, pero también puede afectar en la geometría de las curvas a través del parámetro A. Los modelos hiperbólicos simples que cumplen con las reglas de Masing pueden usarse en la práctica para calcular las curvas tanto de $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ como $\lambda - \gamma$ una vez que se conozca PI (Romo, 1995). Aquí, $G_{m\acute{a}x}$ es el módulo cortante a bajas deformaciones ($10^{-4}\%$ o menor) y γ es la deformación por cortante. Ambos parámetros, PI y I_r son incorporados en la relación esfuerzo-deformación tipo hiperbólica de Masing usada para aproximar la respuesta dinámica normalizada de las arcillas ensayadas. Como puede verse en la Figura 2.23, hay una muy buena correspondencia entre el comportamiento estimado y la información experimental.



(a)



(b)

Figura 2.23. Curvas de degradación del módulo (a) y amortiguamiento (b) para arcillas estimadas y medidas

2.3. Perfil estratigráfico

Con base en la caracterización del subsuelo se generó el modelo tridimensional mostrado en la Figura 2.24. El perfil estratigráfico del sitio estudiado se compone de una costra de arcilla desecada en la parte superior, que se extiende hasta una profundidad de 1.0 m aproximadamente, por debajo de ésta se encuentra un estrato de arcilla blanda de alrededor de 25.0 m de espesor, con numerosas intercalaciones de lentes de limo arenoso, arcilla arenosa y arena limosa. El contenido de agua de este material oscila entre 190 a 295 %, y el índice de plasticidad fluctúa entre 139 y 265 %. Por debajo de la arcilla hay una capa de 4.0 m de espesor en promedio de limo arenoso muy denso ($(N_1)_{60}$ superior a 65, $(N_1)_{60}$ es el número de golpes para la prueba SPT corregido por eficiencia y efecto del esfuerzo efectivo vertical) combinado con cenizas volcánicas, las cuales descansan en un estrato de arcilla dura ($(N_1)_{60}$ aproximadamente de 9) la cual llega hasta una profundidad de 60 m. El contenido de agua de este estrato va del 100 al 112 % y el índice de plasticidad de 59 a 106 % aproximadamente. Por debajo de esta elevación se encuentra un estrato limo arenoso muy denso ($(N_1)_{60}$ superior a 100).

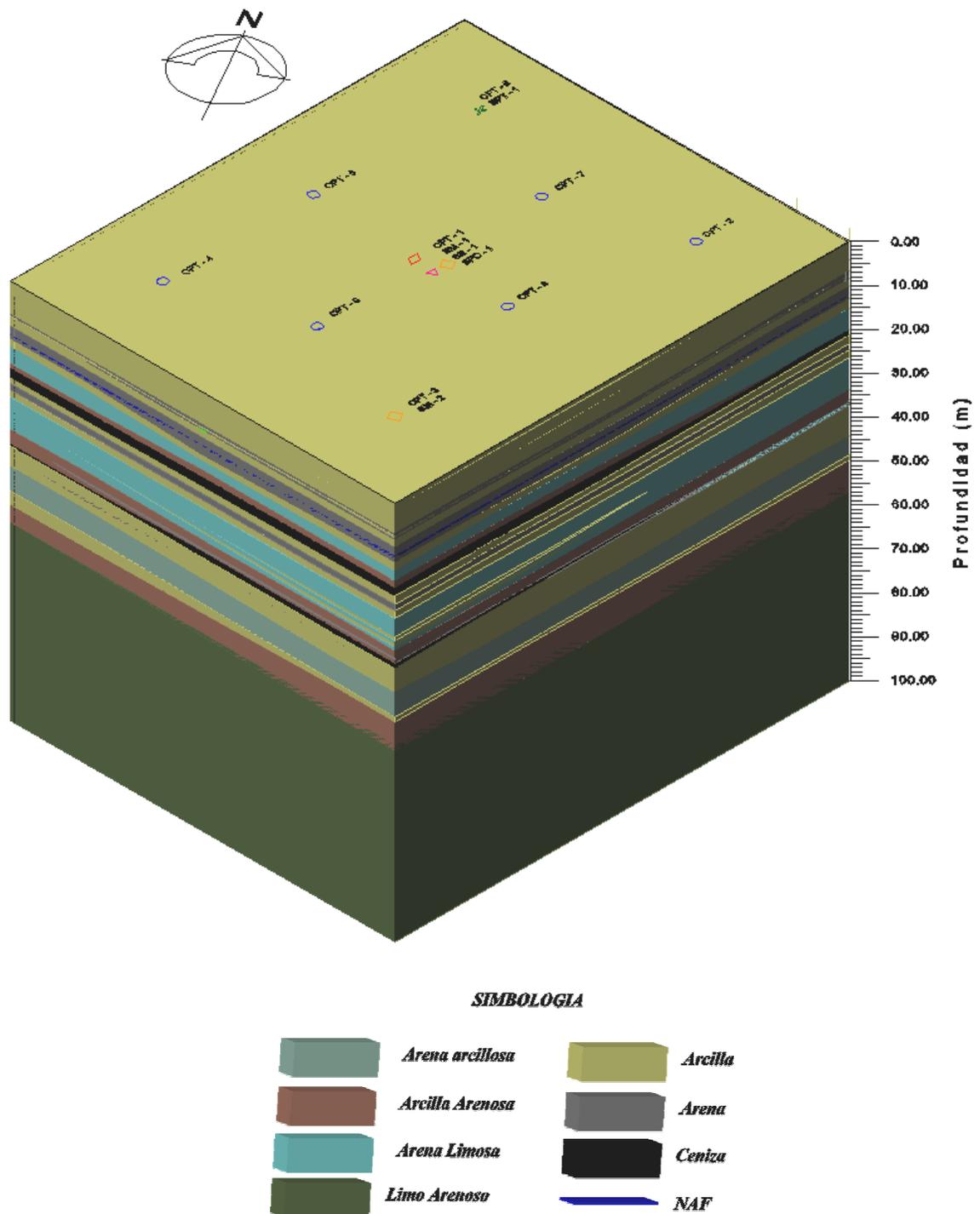


Figura 2.24. Representación tridimensional de las condiciones del subsuelo

3. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

Como ya se ha comentado en los capítulos precedentes, a pesar de la abundante información reunida de los depósitos de arcilla encontrados en la zona centro de la ciudad de México, el área circunvecina, como el lago de Texcoco, todavía permanece insuficientemente explorada y en consecuencia las propiedades dinámicas del suelo no están disponibles para diseños ingenieriles. En este capítulo se describe el proceso de caracterización de las propiedades dinámicas de los suelos encontrados en el sitio de estudio.

3.1. *Velocidad de onda de cortante*

Es práctica común estimar los perfiles de onda de cortante indirectamente de los resultados de SPT y CPT, por medio de correlaciones empíricas desarrolladas a partir de mediciones directas de velocidad de onda de cortante con procedimientos *in situ* (Ohta y Goto, 1976; Ovando y Romo, 1990). En los resultados presentados aquí, la rigidez de referencia fue obtenida aplicando la técnica de la sonda suspendida, SS.

Con base en la información de los perfiles de los sondeos de cono CPT-1 a CPT-5, los cuales fueron los más profundos (de 70 a 100 m de profundidad), se generó una estimación de las velocidades de onda de cortante, y posteriormente se utilizaron los sondeos restantes más someros, ejecutados hasta 25 metros de profundidad, para corroborar las tendencias estimadas. Los resultados de los sondeos CPT-1 al CPT-5 se presentan en las Figuras 3.1 a la 3.5. Un resumen de los sondeos se presenta en la Figura 3.6. Un modelo tridimensional idealizado del depósito de suelo del sitio estudiado se presentó en la Figura 2.24.

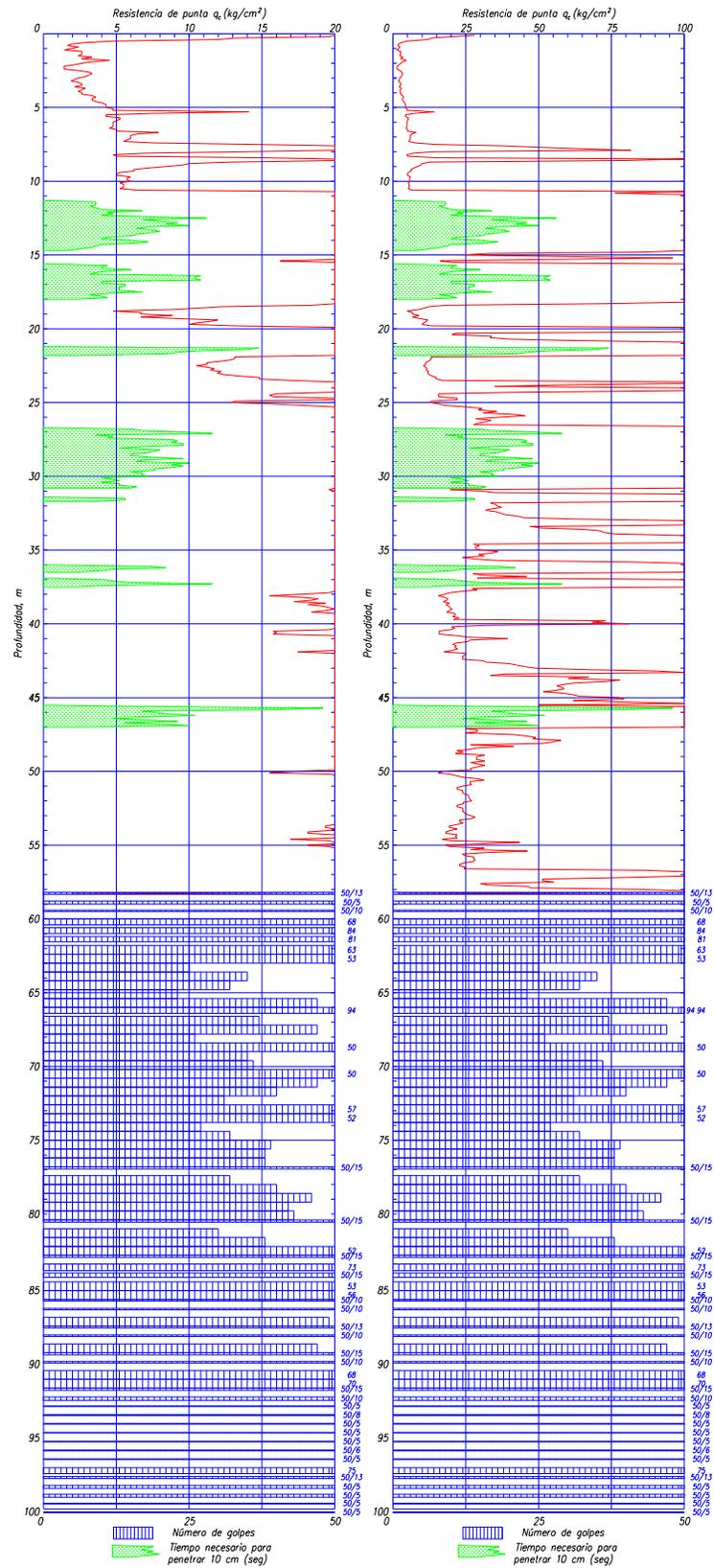


Figura 3.1. Sondeo de cono eléctrico CPT-1

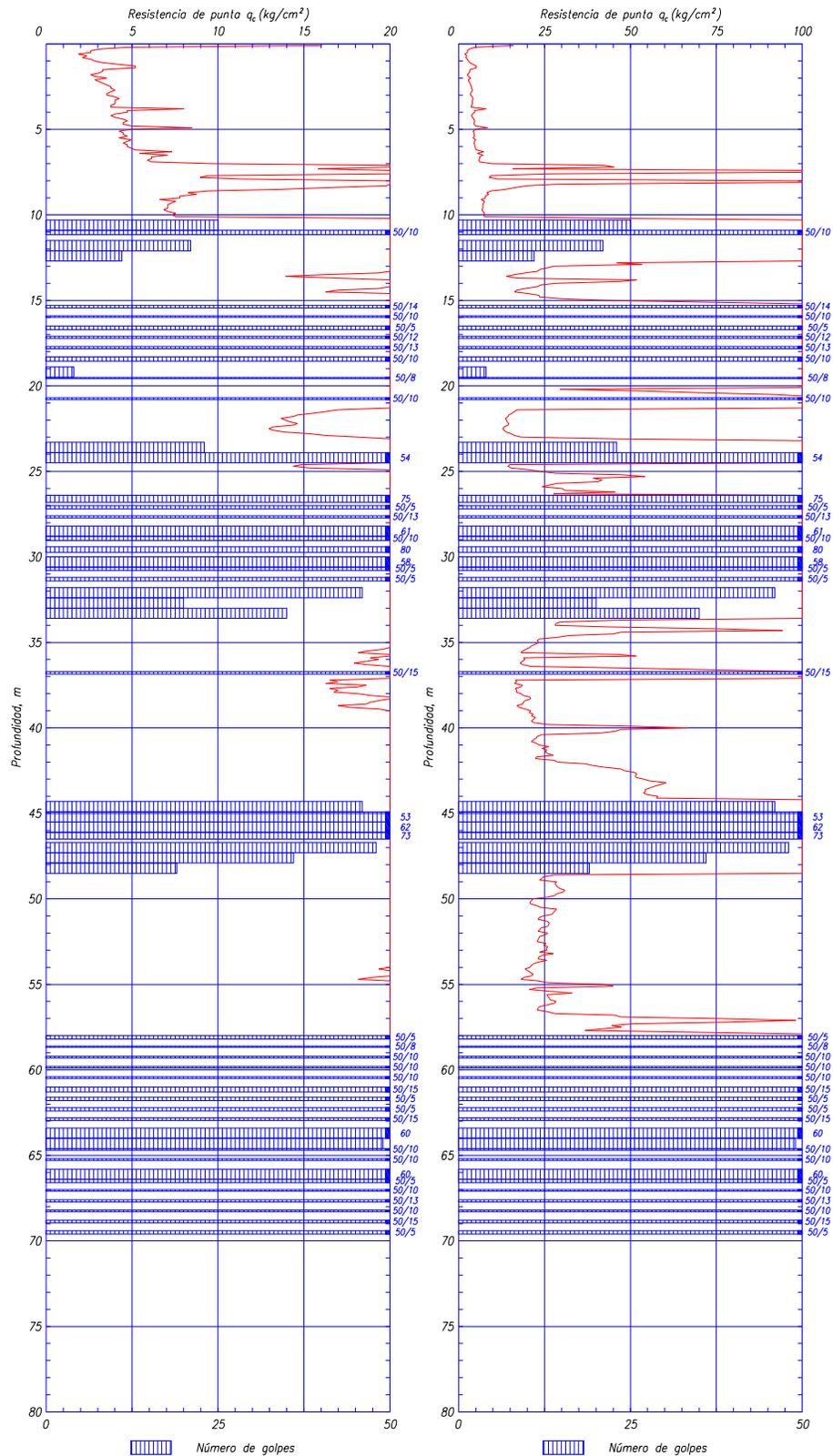


Figura 3.2. Sondeo de cono eléctrico CPT-2

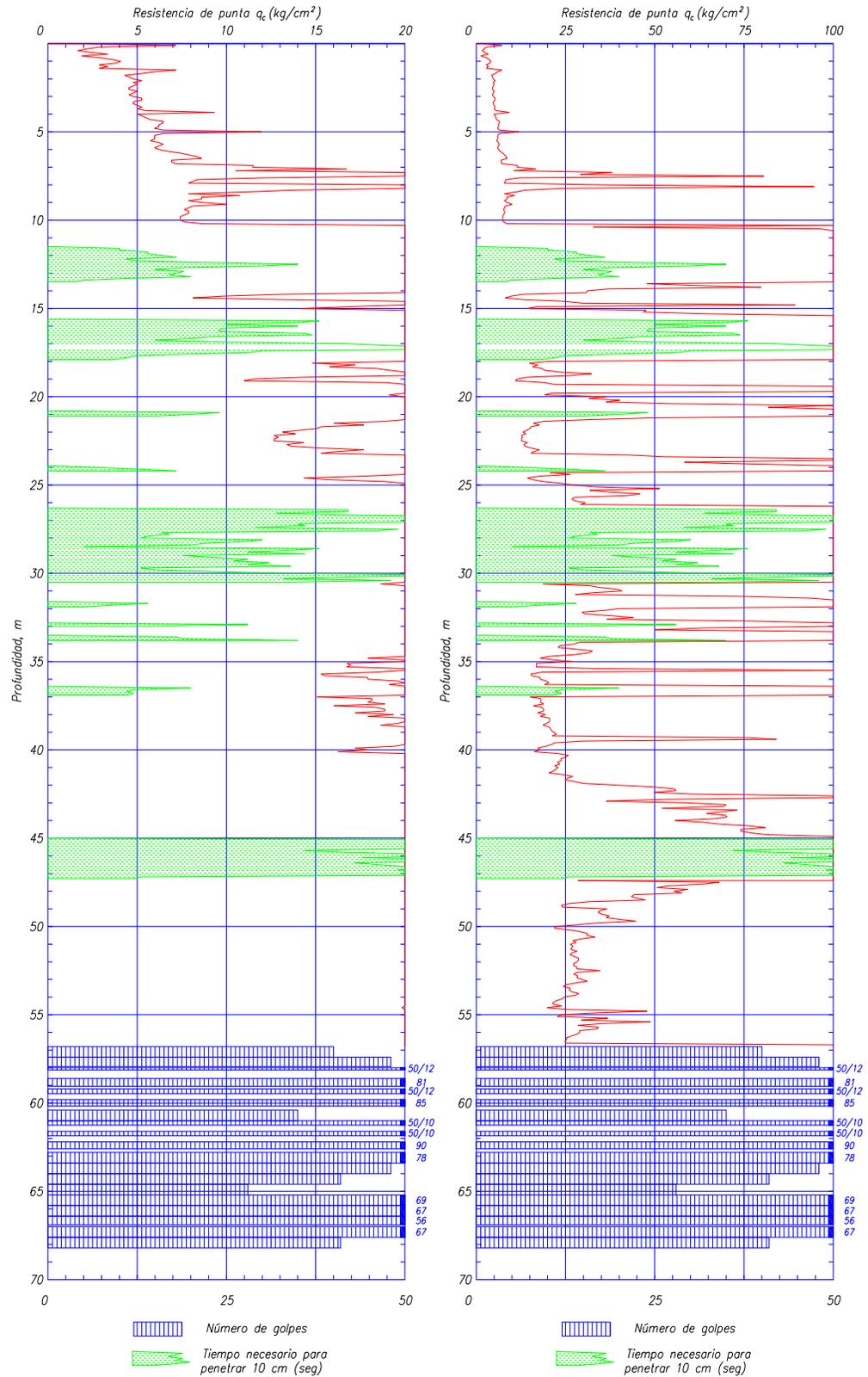


Figura 3.3. Sondeo de cono eléctrico CPT-3

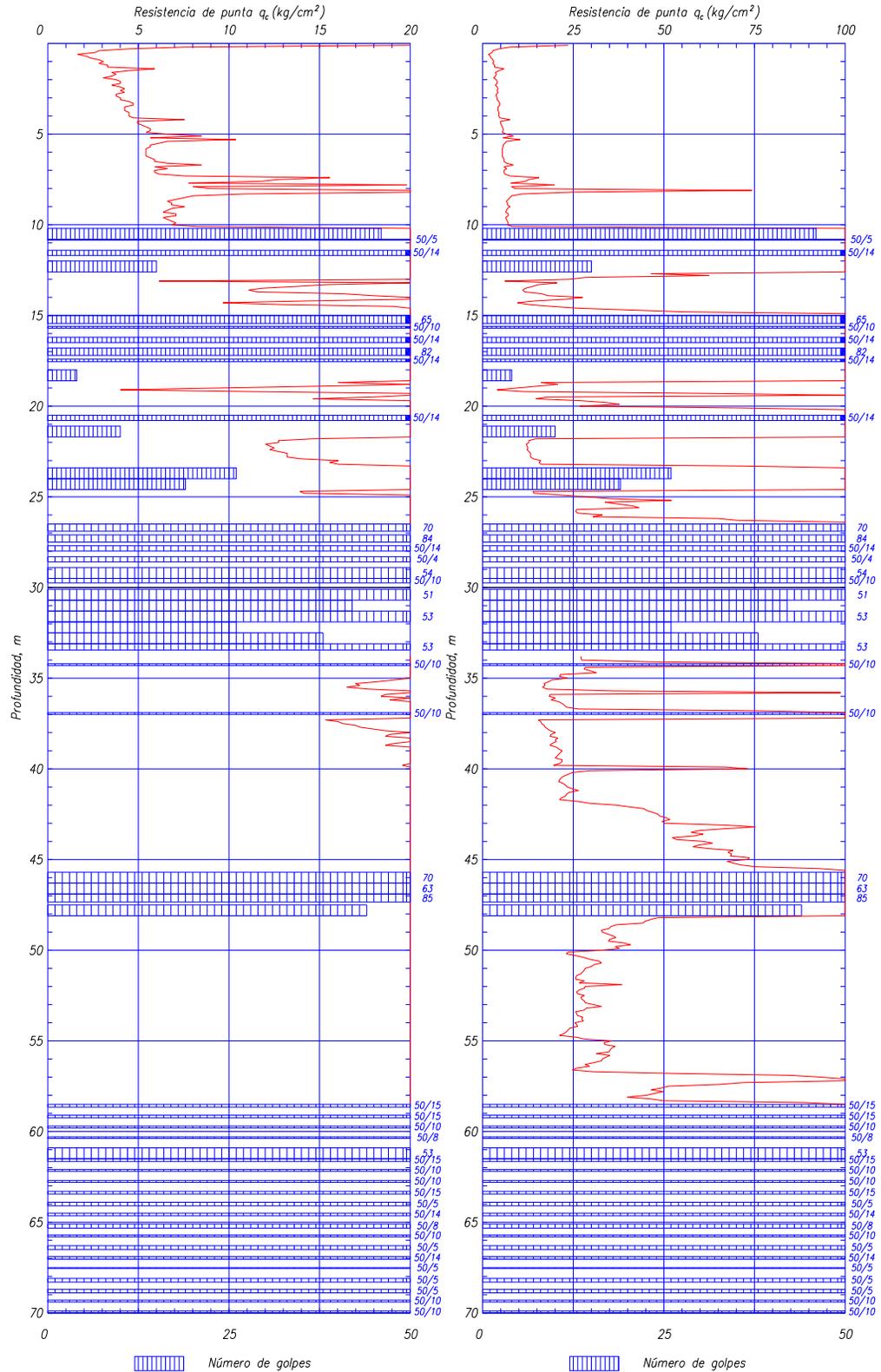


Figura 3.4. Sondeo de cono eléctrico CPT-4

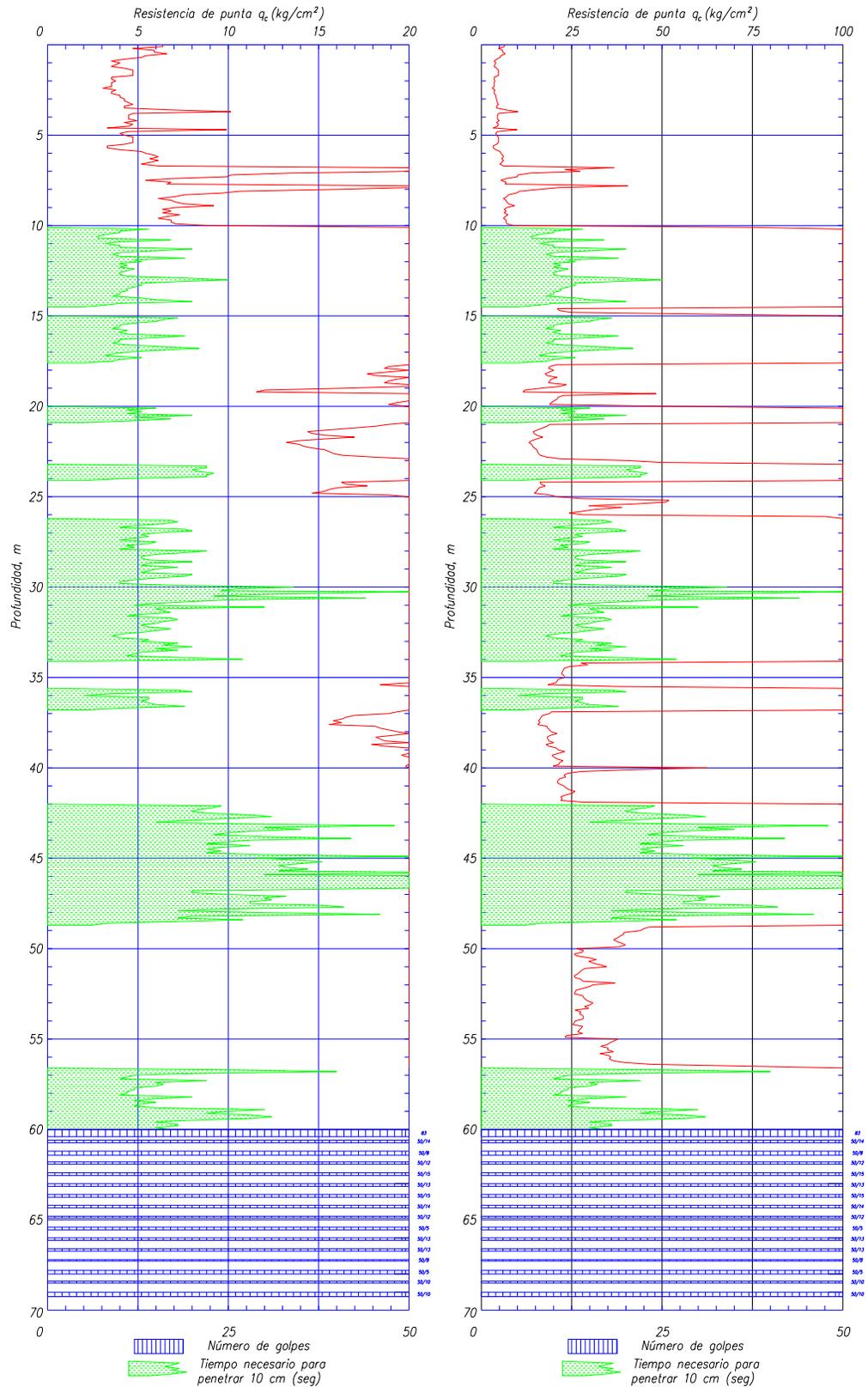


Figura 3.5. Sondeo de cono eléctrico CPT-5

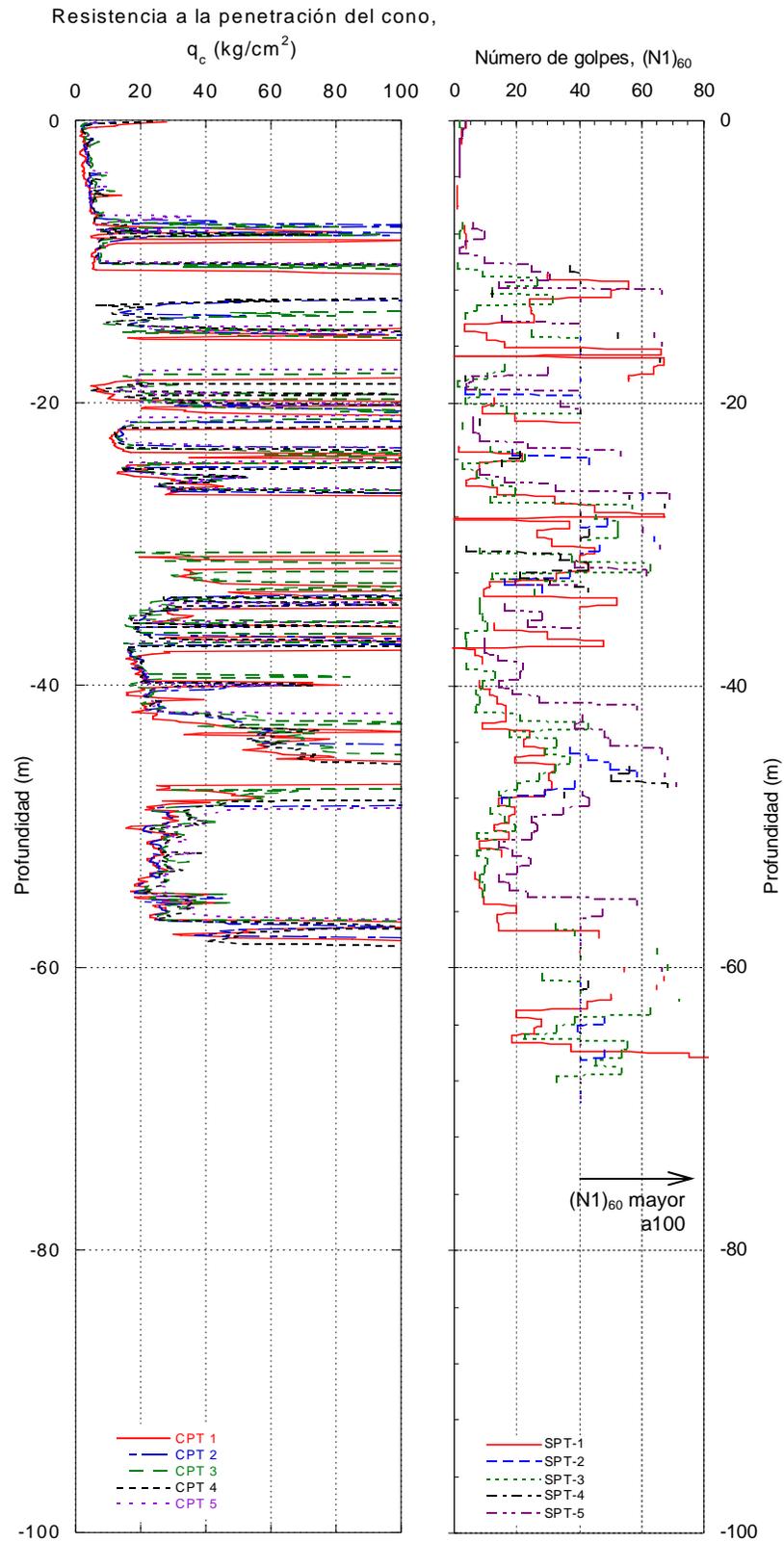


Figura 3.6. Resultados de las pruebas de penetración estándar y cono

3.1.1. *Estimación de los perfiles de velocidad de onda de cortante*

Arcillas y limos

La velocidad de onda de cortante para arcillas y limos se estimó usando la expresión propuesta por Ovando y Romo (1990) en términos de la resistencia de punta a la penetración, q_c , medida con CPT.

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (3.1)$$

Donde:

V_s = Velocidad de onda de cortante, m/s.

q_c = Resistencia de punta obtenida de la prueba de cono eléctrico, t/m².

γ_s = Peso volumétrico de la muestra, t/m³.

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

Esta expresión se calibró apropiadamente, obteniéndose valores de N_{kh} y η para las condiciones del suelo prevalecientes en el sitio usando los resultados obtenidos con la sonda suspendida.

3.1.1.1. *Determinación de parámetros N_{kh} y η*

Metodología empleada

Los valores de N_{kh} y η son parámetros que relacionan la resistencia de punta (q_c) con la velocidad de onda de cortante (V_s). A los valores particulares de estos parámetros para el suelo encontrado en el sitio de estudio se le aplicó un proceso de optimización.

Los valores de q_c se tomaron de los resultados del cono eléctrico CPT-1, siendo éste el valor medio de un estrato de un metro de grosor. Mediante la técnica de sonda suspendida, se determinó un perfil de velocidades de onda de cortante en función de la profundidad *in situ*. Esta prueba se realizó en el centro del sitio (Figura 2.2). Los resultados del sondeo de sonda suspendida se presentan en la Figura 2.8. Con este perfil

de velocidades de onda de cortante se determinó el valor de V_s a la misma profundidad a la que se determinó q_c (a cada metro). En la Figura 3.7 se presentan los resultados de la velocidad de onda de cortante y la resistencia de punta en forma gráfica.

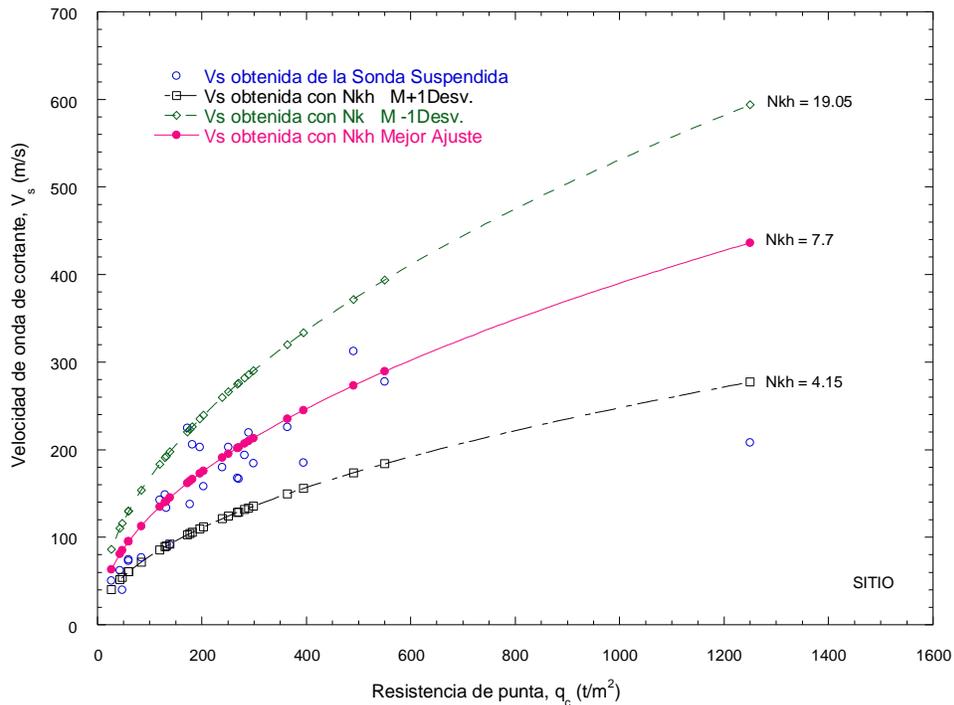


Figura 3.7. Relación entre la velocidad de onda de cortante y la resistencia de punta en el sitio

En el proceso de optimización, se minimizó la diferencia entre la V_s estimada y la medida, a través de una aproximación iterativa de prueba y error. Para la predicción inicial de V_s , se usaron los valores típicos reportados para el lago de Texcoco (Tabla 3.1) como valores de partida. Después, estos valores se modificaron hasta obtener un error mínimo entre V_s calculada y medida. Una comparación entre la velocidad de onda de cortante estimada y medida para la arcilla se presenta en la Figura 3.8. Como puede verse la variación cae en el rango de más y menos una desviación estándar.

Tabla 3.1. Valores de N_{kh} y η

Tipo de suelo	Valores para N_{kh}			η
	Máximo	Promedio	Mínimo	
Arcillas del Lago de Texcoco	14	9.5	6.7	23.33
Arcillas del Lago de Xochimilco-Chalco	14	9.9	7	26.4
Arenas limosas de la capa dura en el Valle de México	16	11.1	8	40
Arcilla (sitio en estudio)	7.70			37.5

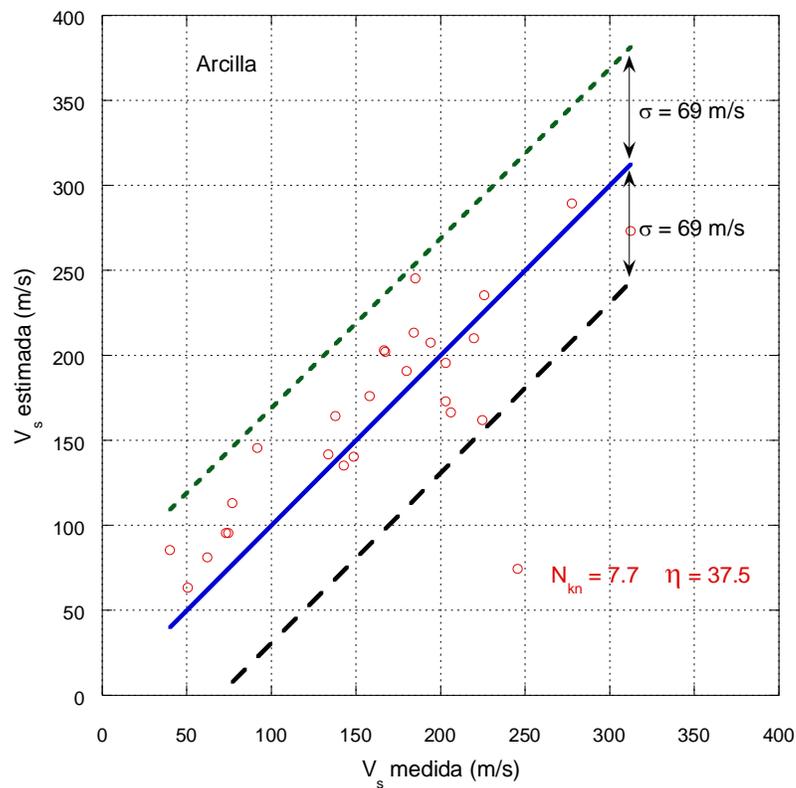


Figura 3.8. Velocidad de onda de cortante estimada y medida para arcillas

Arenas

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

$$V_s = \alpha N^\beta \quad (3.2)$$

donde:

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

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

$$\alpha = 61$$

$$\beta = 0.5$$

La comparación entre la velocidad de onda de cortante medida y estimada se presenta en la Figura 3.9.

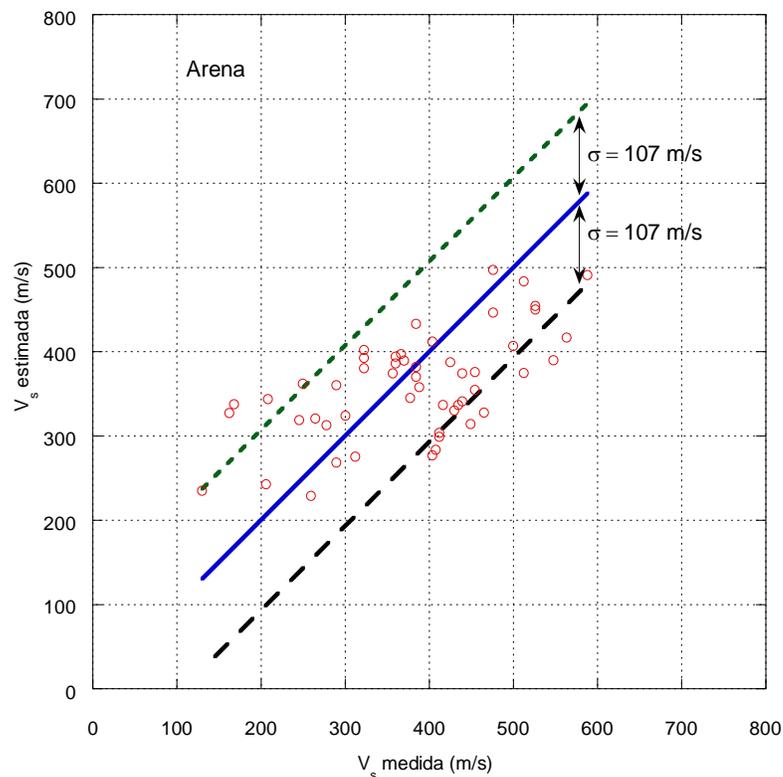


Figura 3.9. Velocidad de onda de cortante estimada y medida para arenas



Usando ambas expresiones empíricas se obtuvieron los perfiles de velocidad de onda de cortante, estos se presentan en la Figura 3.10. Con base en los cinco perfiles de onda de cortante obtenidos en la fase anterior, se elaboró el perfil de la velocidad de onda de cortante media, más una desviación estándar, $+\sigma$, y menos una desviación estándar, $-\sigma$, mismas que se pueden observar en la Figura 3.11. Finalmente se generó un perfil idealizado escalonado basado en los perfiles presentados en la Figura 3.11, plasmados en la Figura 3.12.

Una comparación del perfil idealizado de la velocidad de onda de cortante con el perfil de velocidades de onda de cortante obtenido *in situ* mediante la técnica de sonda suspendida, se muestra en la Figura 3.13.

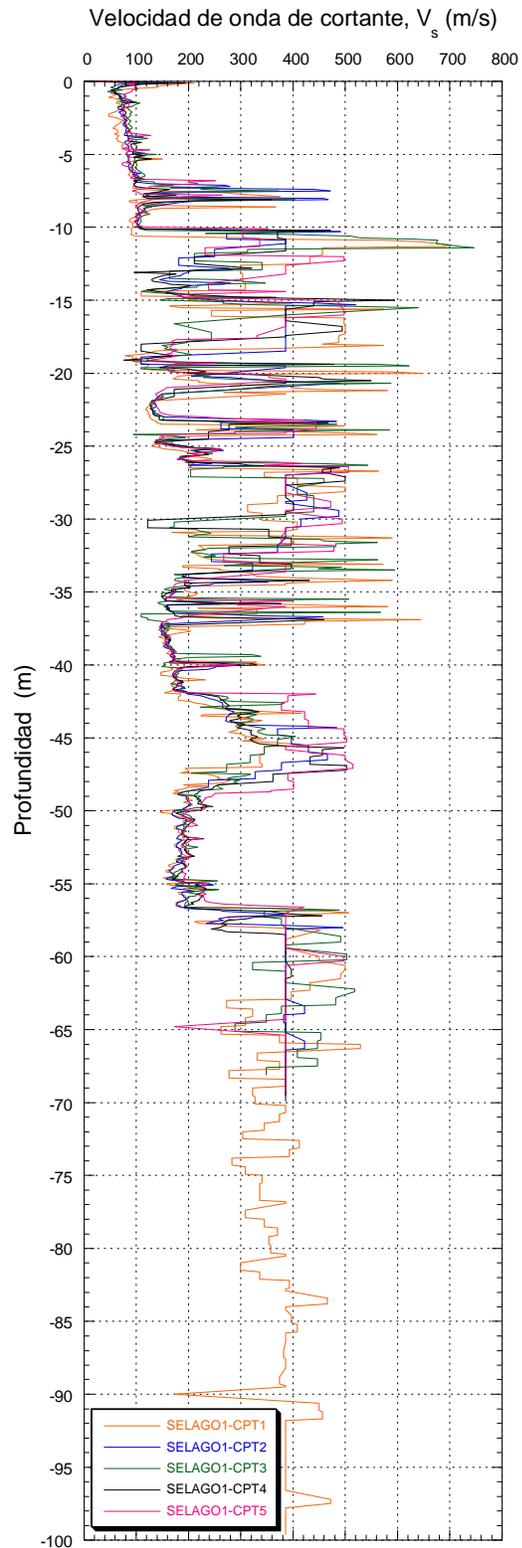


Figura 3.10. Perfiles de velocidad de onda de cortante correspondientes a los sondeos SELAGO1-CPT1, SELAGO1-CPT2, SELAGO1-CPT3, SELAGO1-CPT4, SELAGO1-CPT5

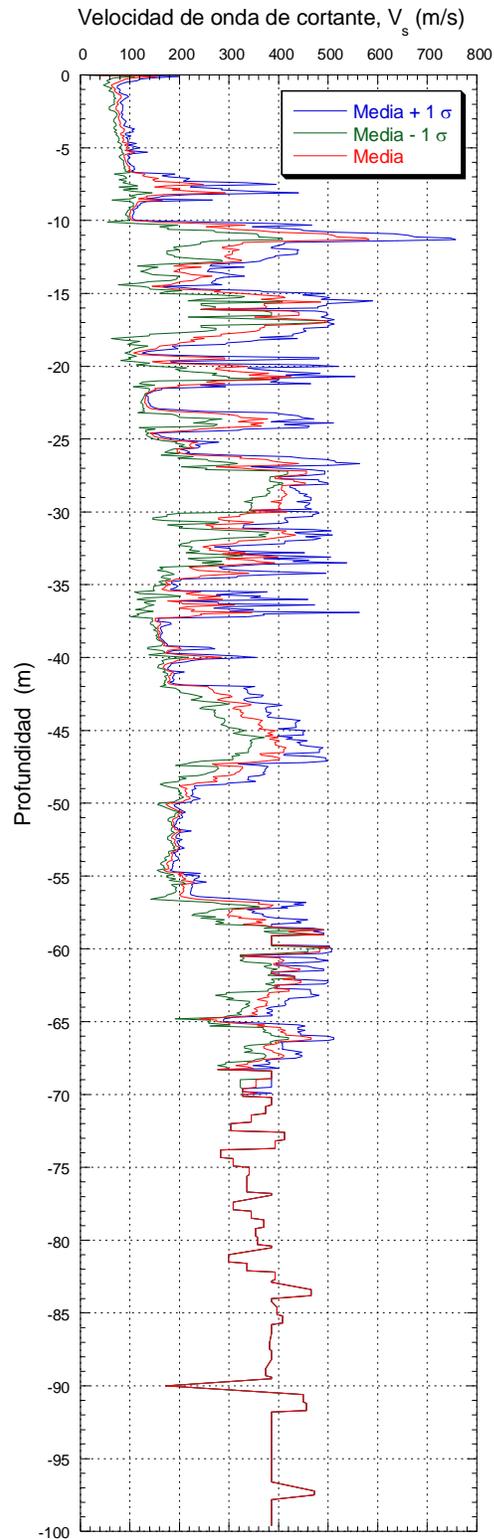


Figura 3.11. Perfiles de velocidad de onda de cortante correspondientes a la Media, Media + 1 σ y Media - 1 σ (σ es la desviación estándar)

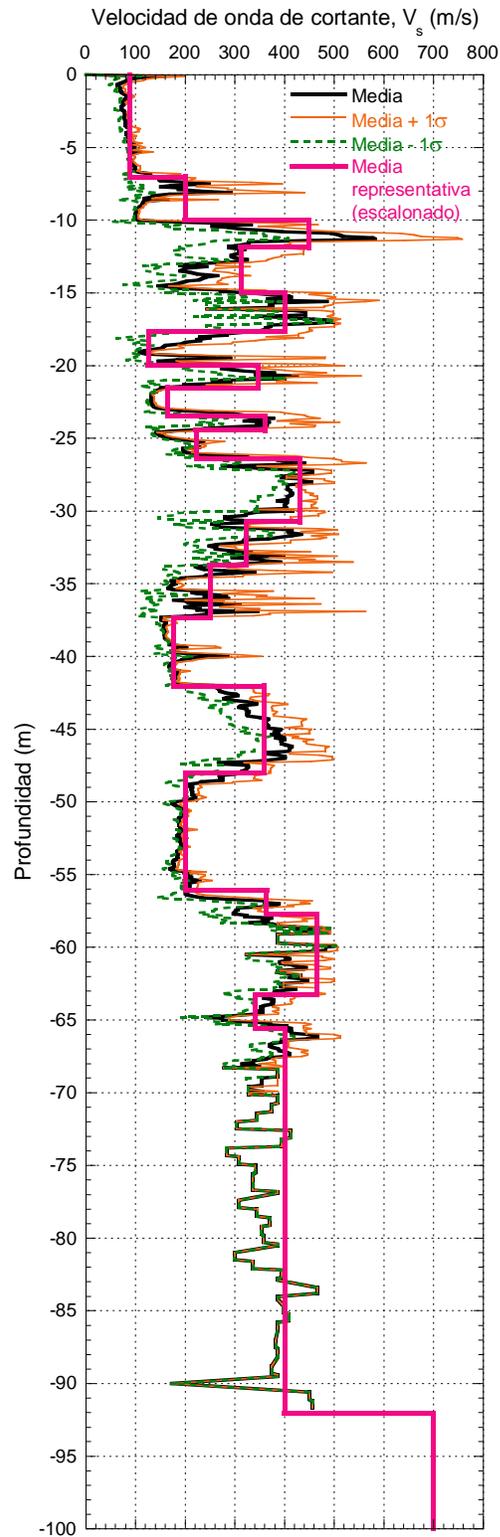


Figura 3.12. Distribución estadística de la velocidad de onda de cortante (media, media más y menos una desviación estándar y la media representativa)

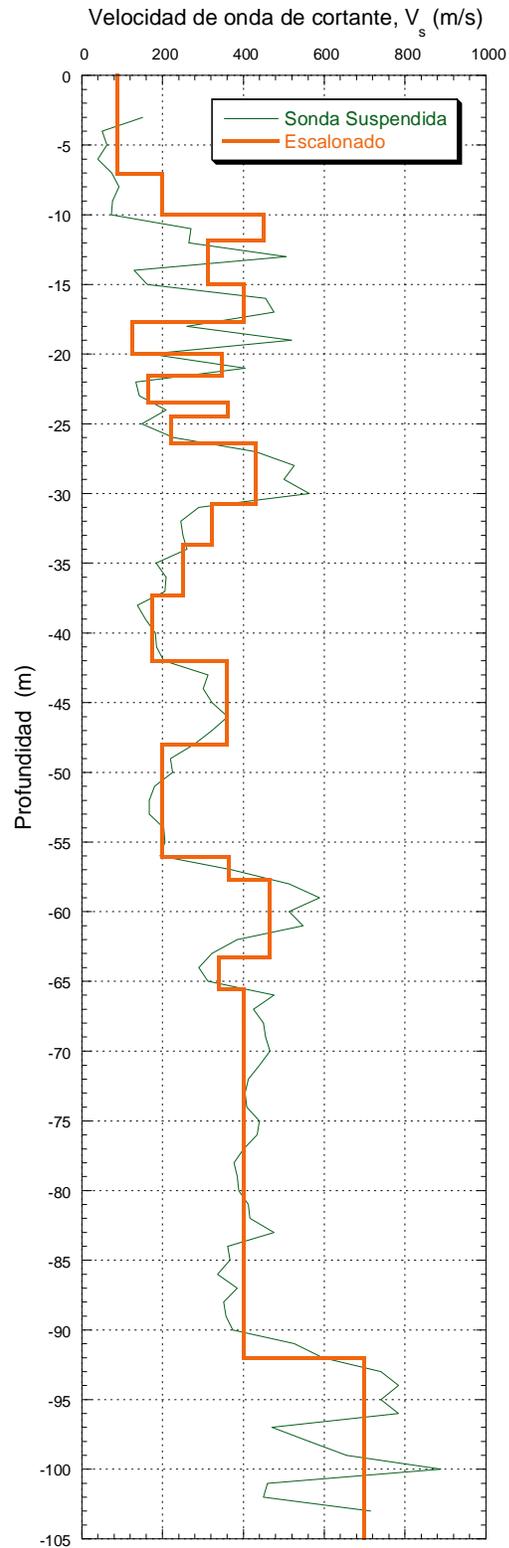


Figura 3.13. Perfil idealizado de velocidad de onda de cortante comparado con el perfil de velocidad de onda de cortante obtenido del sondeo de Sonda Suspendida

Con la información recabada, se generó un perfil estratigráfico idealizado (Figura 3.14), este perfil se utilizó para realizar el análisis de respuesta dinámica usando el programa para computadora SHAKE91 (Idriss *et al.* 1981).

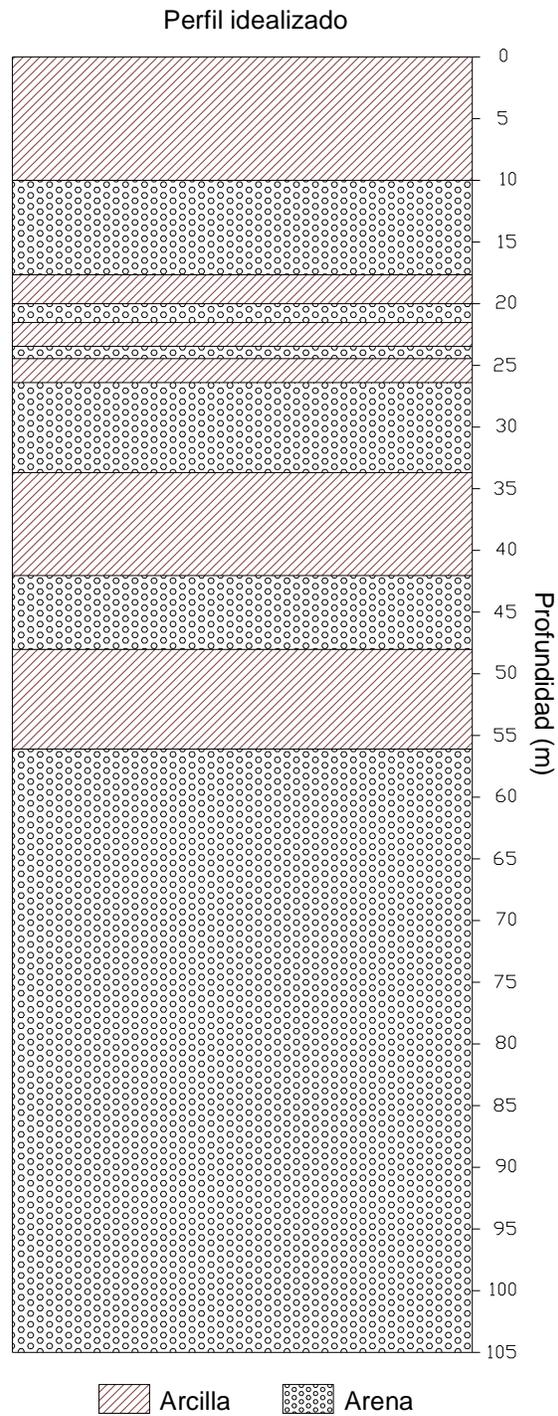


Figura 3.14. Perfil estratigráfico idealizado para el análisis de respuesta dinámica

En la Figura 3.15 se muestra el perfil estratigráfico y el de velocidades de onda de cortante idealizado. Asimismo, en la Figura 3.16 se compara el perfil de velocidad de onda de cortante obtenido del sondeo de sonda suspendida con el perfil estratigráfico idealizado, en éstos se puede observar la congruencia que existe entre el perfil estratigráfico idealizado del depósito de suelo y las mediciones directas (SS) e inferidas con CPT y SPT de la velocidad de onda de cortante en el depósito.

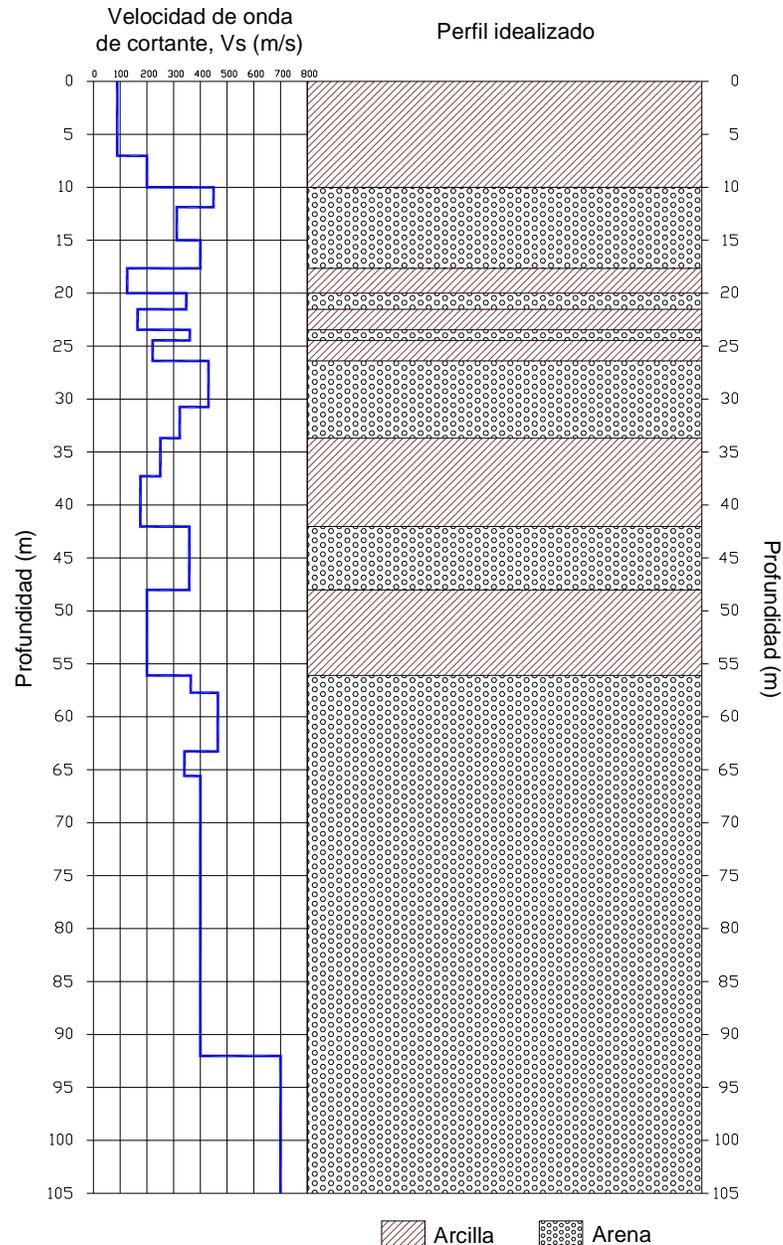


Figura 3.15. Perfil de velocidad de onda de cortante y estratigrafía idealizada

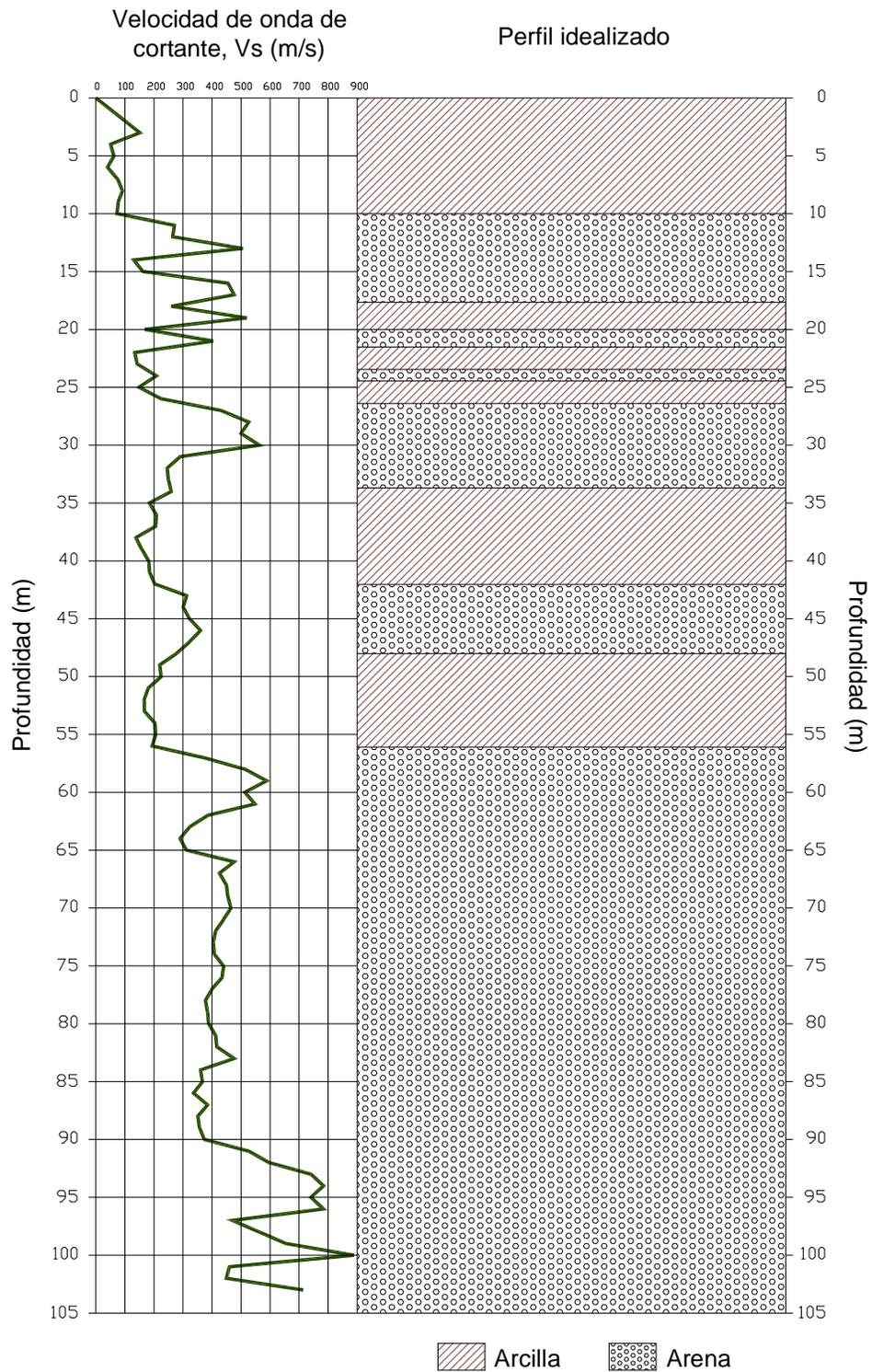
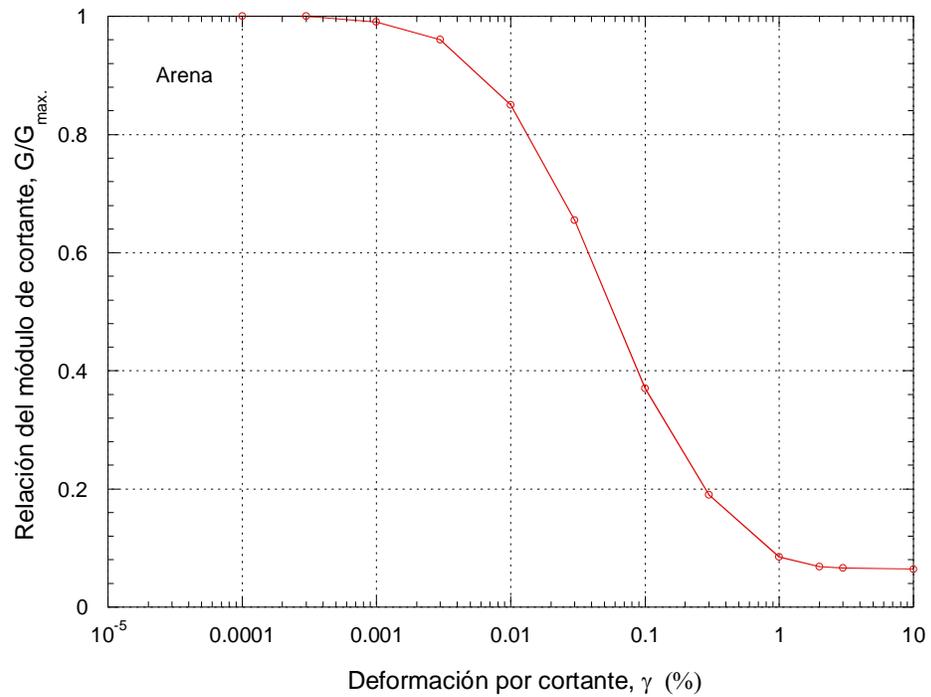


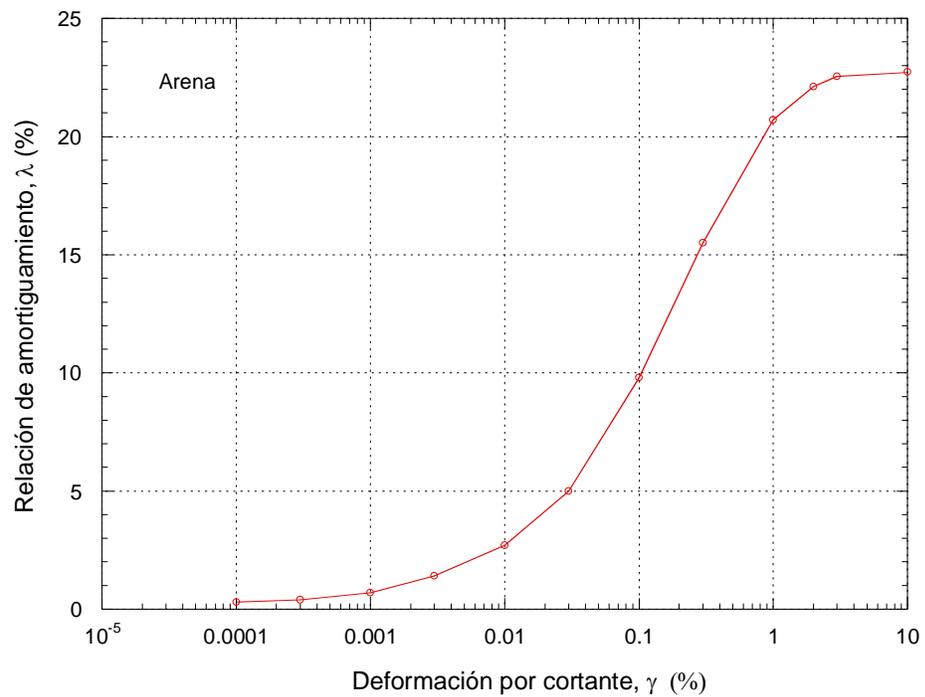
Figura 3.16. Perfil de velocidad de onda de cortante del sondeo de sonda suspendida y estratigrafía idealizada

3.2. *Curvas de degradación de módulo de rigidez al cortante y del amortiguamiento del suelo*

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM, Coordinación de Geotecnia, se realizaron pruebas de laboratorio de tipo dinámico, en particular de columna resonante y triaxial cíclica, que permitieron caracterizar adecuadamente las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante dinámico normalizado y la variación del amortiguamiento para arcillas, Figura 2.23. En el caso de las arenas, se consideraron las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y las de amortiguamiento propuestas por Seed e Idriss (1970), las cuales se presentan en la Figura 3.17.



(a)



(b)

Figura 3.17. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante (a) y amortiguamiento (b) con la deformación angular para arenas (Seed & Idriss 1970)

4. CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO

La determinación del movimiento del terreno en una región sísmicamente activa, tal como el valle de México y sus alrededores, es un paso obligado en evaluaciones de riesgo sísmico para diseñar la infraestructura estratégica de una ciudad. En la práctica, generalmente se utiliza un espectro de diseño obtenido de un reglamento de construcción para definir el movimiento del terreno, sin embargo, los espectros que se proponen en los códigos de diseño con frecuencia reflejan aceleraciones espectrales superiores a las que pueden ser medidas en sitio, por lo que se puede estar diseñando con un espectro de diseño con aceleraciones que quizás nunca se vayan a presentar. Debido a esto, se hace necesario proponer alternativas más reales, congruentes con lo que se ha medido in-situ.

En este capítulo se propone un método alternativo para caracterizar el ambiente sísmico del sitio estudiado (zona del Lago de Texcoco) con base en mediciones efectuadas en estaciones en suelo blando y un ajuste espectral en el dominio del tiempo para generar series de tiempo que ya tomen en cuenta la no-linealidad de la respuesta medida en suelo. De esta forma, se utilizó un espectro de respuesta que se obtuvo escalando una forma espectral normalizada, que resulta de la envolvente de varios espectros de respuesta correspondientes a los distintos sismos que se han registrado en el sitio estudiado. La normalización y el escalamiento se hacen tomando como factor a la aceleración máxima del terreno, PGA. De esta forma la variabilidad de las características de las ondas sísmicas debido a la trayectoria de propagación que se sigue de la fuente a un sitio particular en roca, se puede tomar en cuenta si se usan historias de aceleraciones registradas en estaciones sismológicas cercanas al sitio estudiado. El espectro de respuesta normalizado con respecto a la máxima aceleración del terreno (PGA) elimina el factor de intensidad del movimiento registrado en el sitio en roca para diversos eventos. Usando el espectro obtenido como un espectro de referencia se obtuvieron acelerogramas sintéticos, mediante un ajuste espectral en el dominio del tiempo.

A continuación se describe a detalle el procedimiento seguido para determinar el movimiento del terreno en un sitio ubicado en la zona del Lago de Texcoco.

4.1. Estaciones sísmicas

La Figura 4.1 muestra la localización del sitio en estudio y todas las estaciones sismológicas cercanas, TXSO, TXS1, TXS2 y TXCR. Todas las estaciones están localizadas en suelo blando, excepto la TXCR, la cual se encuentra lejos del sitio (a más de 18 km al sureste), y tiene un número limitado de registros. La estación más cercana al sitio es TXSO, que está aproximadamente a 480 m al noroeste, en un área en donde no existen variaciones importantes del espesor del depósito de suelo. Por lo tanto, los registros medidos en este sitio se consideraron adecuados para ser usados en la obtención del sismo de diseño en el sitio estudiado.

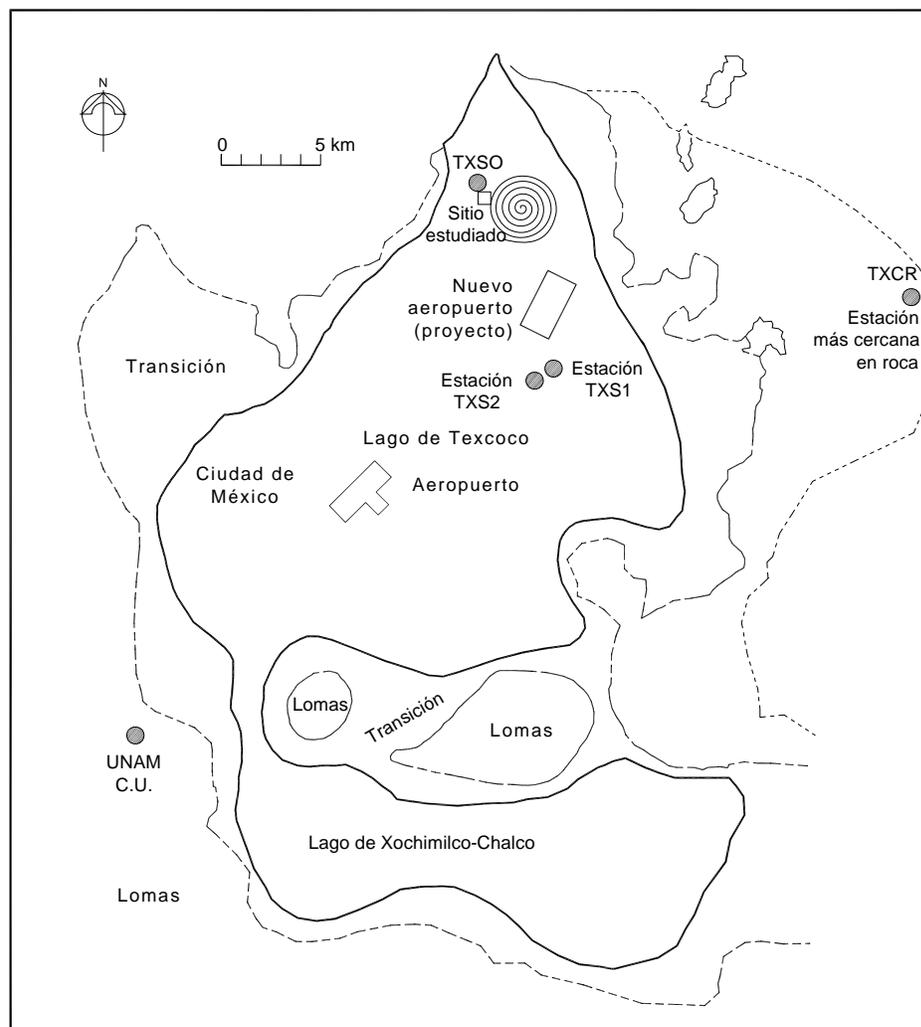


Figura 4.1. Estaciones acelerométricas cercanas al sitio de interés

4.2. Generación de la envolvente de diseño

De todos los registros representativos existentes en la estación TXSO, recopilados en la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF), tres eventos reunieron las características apropiadas para desarrollar el sismo de diseño (Tabla 4.1), con base en las magnitudes y distancias epicentrales. La localización de los epicentros se presenta en la Figura 4.2. Desafortunadamente, los registros existentes para eventos de magnitud importante en esta estación son sólo de sismos de subducción. Así, el espectro de respuesta deducido de estas medidas podría no tener suficiente energía en el rango de periodos bajos. Esta limitación, sin embargo, es secundaria considerando los periodos naturales largos exhibidos típicamente en los depósitos de suelo encontrados en el sitio. Por lo que la energía del sismo a periodos bajos tendería a afectar principalmente a estructuras muy rígidas, cuyos periodos naturales de vibración serán más pequeños que el periodo natural del sitio ($T= 1.16$ s).

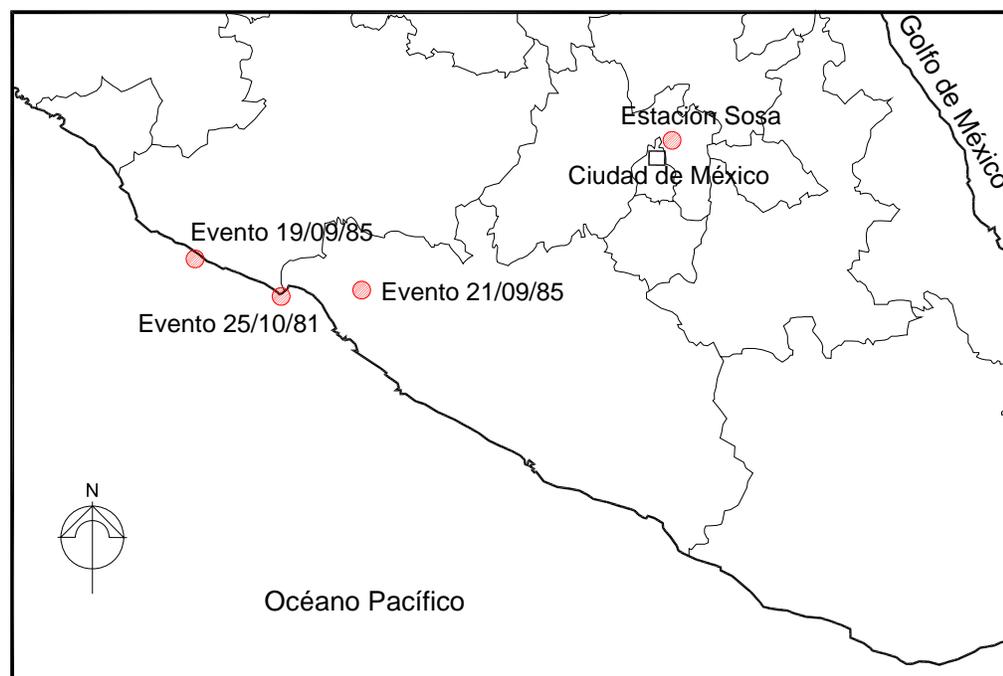


Figura 4.2. Localización de los epicentros de los eventos usados para la determinación del espectro de respuesta de diseño

Tabla 4.1. Registros tomados de la estación TXSO considerados para el desarrollo del sismo de diseño

Evento	M_s	Distancia epicentral (Km)	Tipo de suelo	PGA para las tres componentes (gal)
25/OCT/81	$M_s=7.3$	311.97	ARCILLA	NS=-23.793 V=4.324 EW=-28.320
21/SEP/85	$M_s=7.60$	381.1	ARCILLA	NS=38.561 V=0.000 EW=34.748
19/SEP/85	$M_s=8.10$	444.42	ARCILLA	NS=103.036 V=-25.529 EW=-102.973

De las señales sísmicas seleccionadas, se obtuvieron los espectros de respuesta normalizados de las dos componentes horizontales (norte-sur y este-oeste). De esta forma, se obtuvieron en total seis espectros de respuesta, los cuales se presentan en la Figura 4.3. Cada espectro de respuesta se normalizó con respecto a la correspondiente aceleración máxima del terreno, PGA. Todos los eventos presentan un contenido de frecuencias similar.

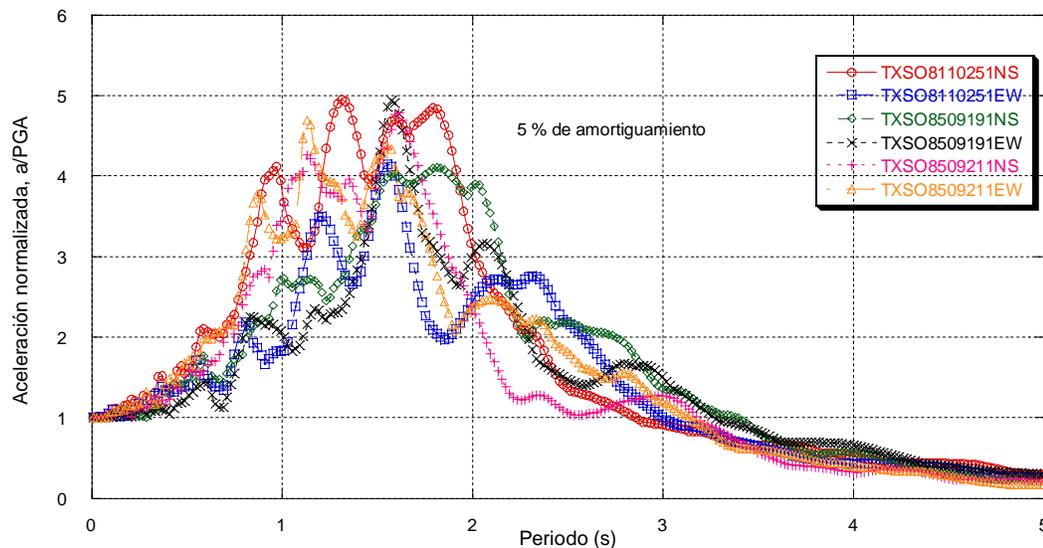


Figura 4.3. Espectros de respuesta normalizados para las dos componentes de las tres historias de aceleraciones medidas

El espectro de respuesta del sismo de diseño se obtuvo de la envolvente de todas las componentes consideradas. Este espectro pasa ligeramente por encima del espectro de respuesta obtenido sumando una desviación estándar al espectro de respuesta medio, como se muestra en la Figura 4.4. Todos los espectros de respuesta se escalaron a un PGA de 0.1g, que corresponde al medido en el sitio durante el sismo de Michoacán de 1985 aproximadamente, que se consideró el escenario probable más desfavorable.

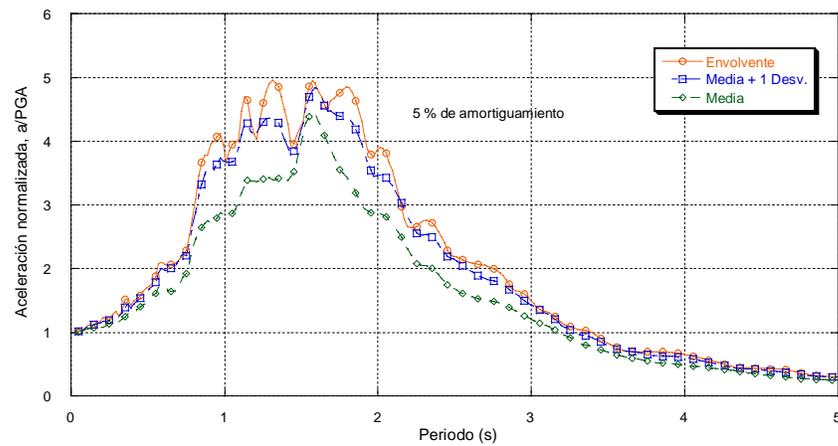


Figura 4.4. Envolvente de diseño, media más una desviación estándar y media

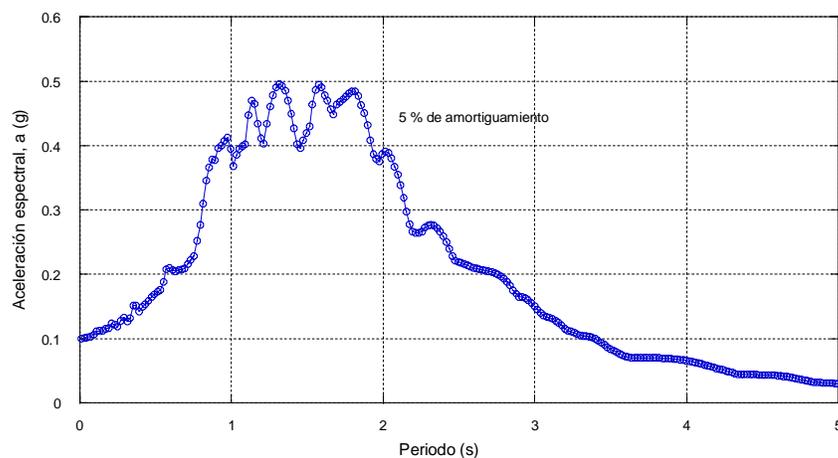


Figura 4.5. Espectro de diseño

4.3. *Espectro de diseño del reglamento*

En esta sección se hace una comparación entre lo que se ha establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismos (NTC) del RCDF con la envolvente de diseño propuesta en la sección anterior. Cabe señalar que el espectro de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, fue derivado de un conjunto de sismos de magnitud importante, clasificados por sus fuentes de generación y cuyas aceleraciones espectrales fueron afectadas con factores que llevan implícito el riesgo sísmico y la probabilidad de ocurrencia.

De acuerdo con el mapa de zonificación del RCDF en vigor, que se muestra en la Figura 4.6, el sitio se encuentra ubicado en la zona III en una región marcada como insuficientemente investigada.

Como se puede observar en la Figura 4.6, la zona III se divide en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d). El espectro de diseño del reglamento para el sitio de interés se obtuvo con los parámetros definidos para la zona III_b. El espectro seleccionado corresponde a un sitio con el contenido de frecuencias más cercano al identificado en los sismos registrados en el lugar, aunque el ancho de banda es demasiado largo, teniendo más energía en el rango de periodos largos que los que fueron medidos realmente, las aceleraciones espectrales son congruentes con lo registrado. Esta limitación es reconocida por el RCDF refiriéndose esta zona como insuficientemente investigada. Esto hace ver la necesidad de llevar a cabo investigaciones de campo y laboratorio, considerando la importancia de la variabilidad del movimiento del suelo observada en la región asociada con súbitos cambios en las características del suelo, como se muestra en la Figura 4.7, que presenta el espectro de respuesta recomendado para el sitio estudiado y el propuesto para el nuevo Aeropuerto proyectado para la ciudad de México (Romo *et al.*, 2001; Vera, 2002), localizado aproximadamente a 9 km al sureste del sitio estudiado.

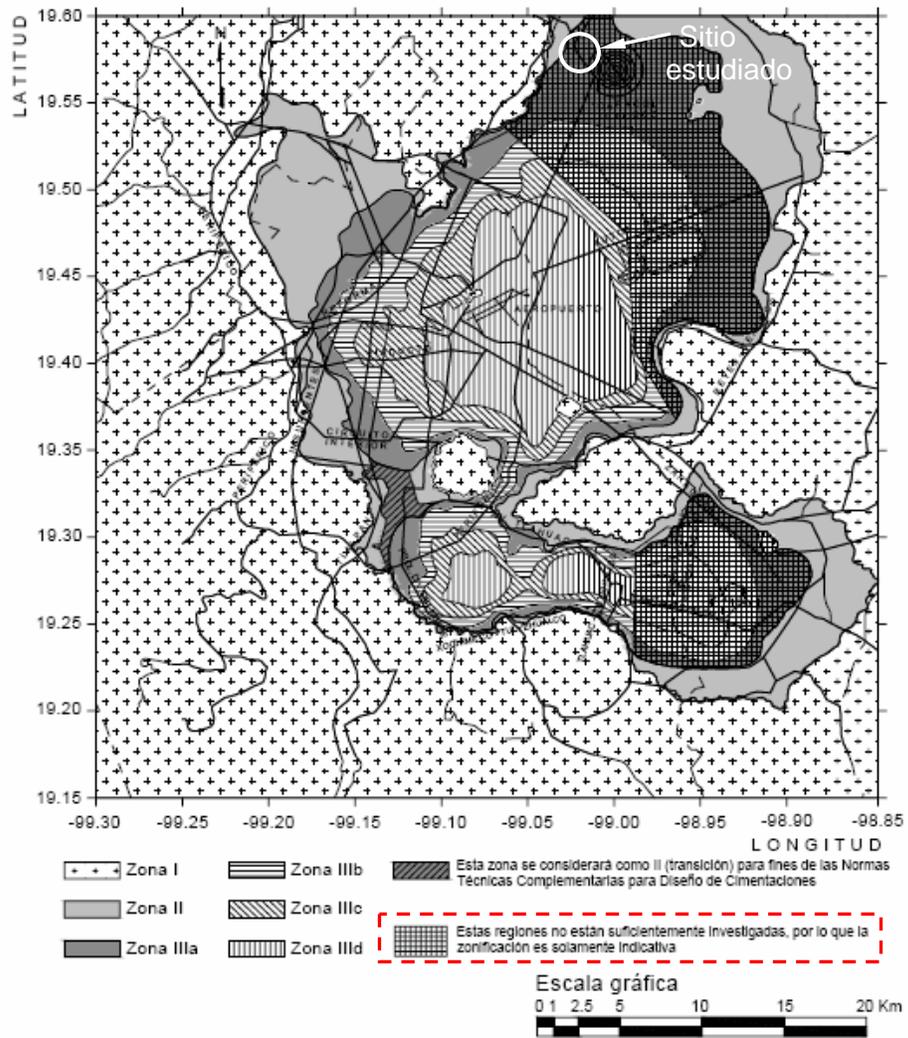


Figura 4.6. Zonificación del D. F. para fines de diseño por sismo (NTC-RCDF)

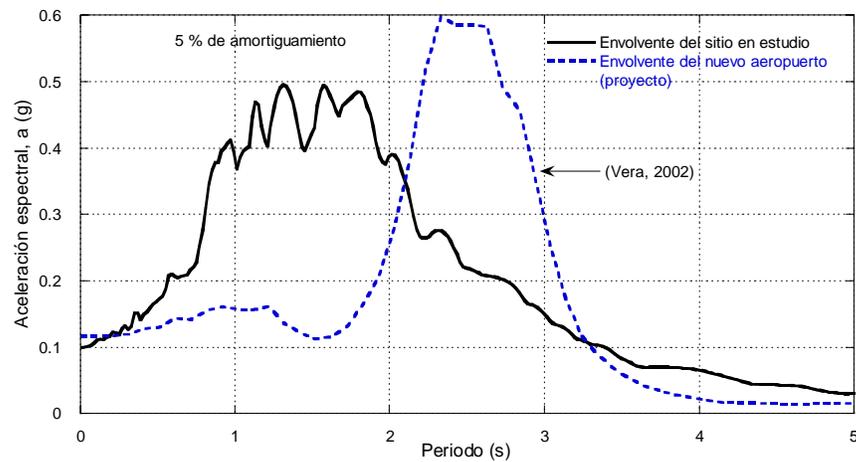


Figura 4.7. Variabilidad del movimiento del terreno en el área del lago de Texcoco

Así, para generar el espectro de diseño del reglamento, se adoptó como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \text{ si } T < T_a \quad (4.1)$$

$$a = c; \text{ si } T_a \leq T \leq T_b \quad (4.2)$$

$$a = qc; \text{ si } T > T_b \quad (4.3)$$

Donde:

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad (4.4)$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a₀	T_a¹	T_b¹	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹Periodos en segundos.

Usando las expresiones dadas para calcular, a , se obtuvo el espectro de diseño de la Figura 4.8, con los parámetros establecidos para la zona III_b, y el correspondiente incremento del coeficiente sísmico en un 50%, utilizado en estructuras del grupo A

(estructuras que garanticen seguridad y funcionamiento ante sismos severos). Una versión suavizada de éste se presenta en la Figura 4.9. En la Figura 4.10 se muestran en una gráfica ambos espectros de diseño para tener un marco de comparación.

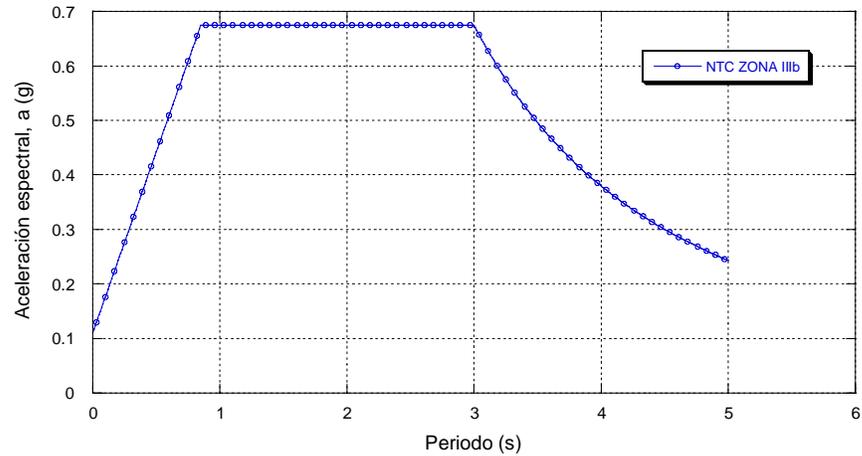


Figura 4.8. Espectro de diseño obtenido con las expresiones del código de diseño

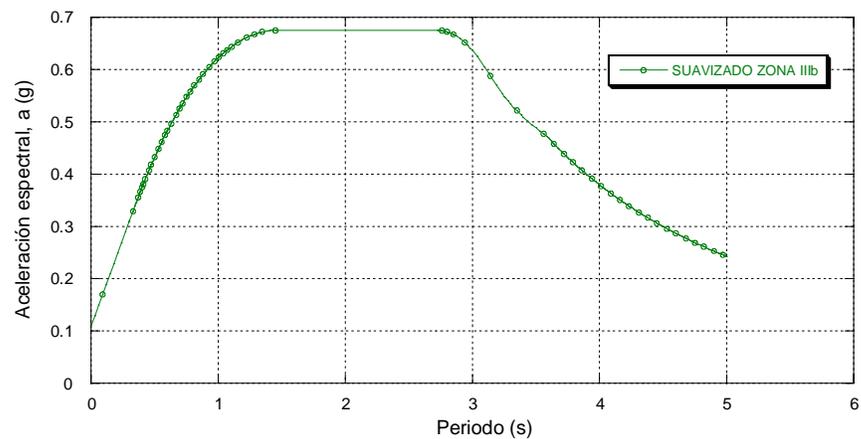


Figura 4.9. Espectro de diseño suavizado obtenido del espectro de diseño del código

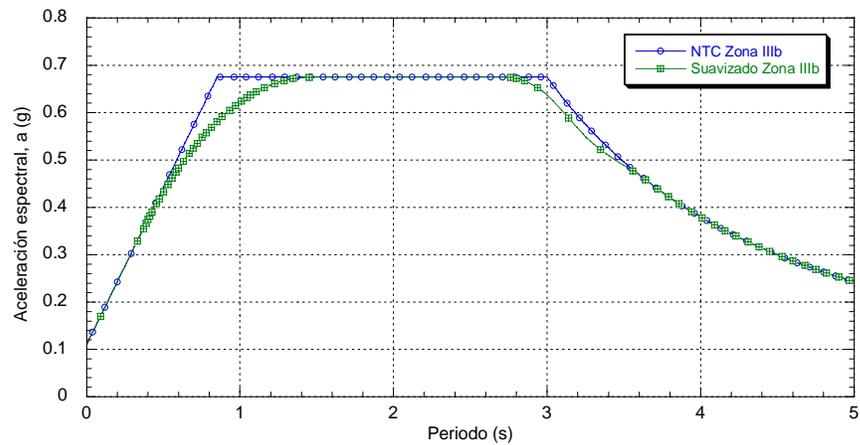


Figura 4.10. Comparación de los espectros de diseño del código y suavizado

4.4. Comparación de espectros

En la Figura 4.11 se puede observar una comparación del espectro de diseño generado con el código de construcción y el espectro de respuesta envolvente. En ésta se puede observar una buena correlación en términos de amplitudes (aceleración espectral) entre lo establecido en el reglamento sin el factor de importancia de 1.5 y lo medido en el sitio, no así en el contenido de frecuencias (las gráficas están expresadas en aceleración espectral versus periodo para fines comparativos, ya que el RCDF define sus espectros de diseño de esta manera, por otro lado, la frecuencia es igual al inverso del periodo).

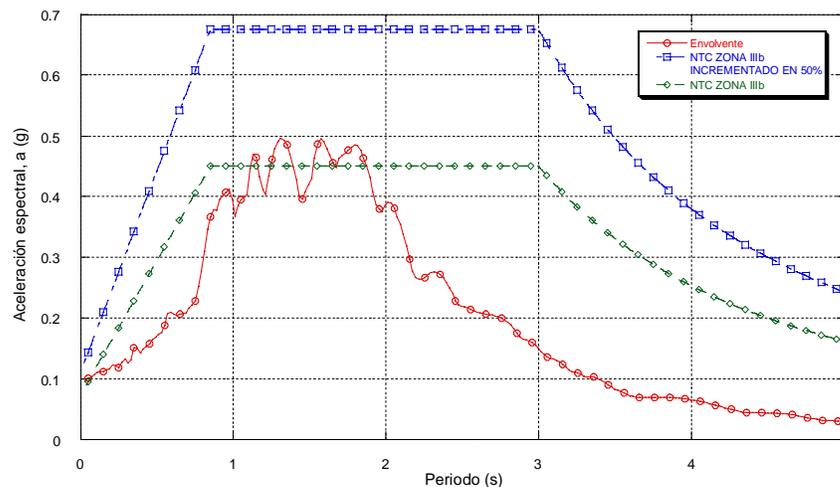


Figura 4.11. Envolvente de diseño, espectro generado con el código e incrementado en 50% y espectro generado con el código sin incremento

En la Figura 4.12 se presenta una comparación de los cuatro espectros de diseño establecidos en el reglamento para la zona de interés con la envolvente de diseño obtenida en este trabajo.

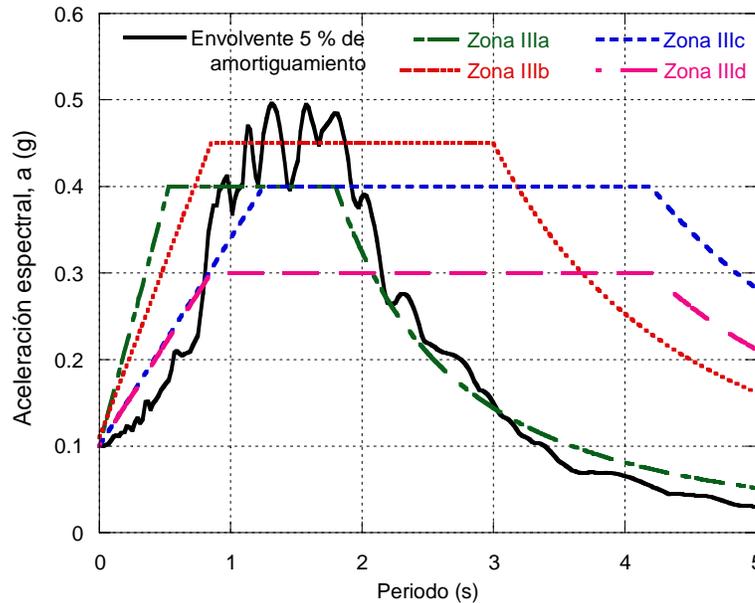


Figura 4.12. Comparación entre los espectros de respuesta recomendados en RCDF para la zona de lago con el propuesto en este estudio

4.5. Generación de acelerogramas sintéticos

La generación de acelerogramas sintéticos surge de la necesidad o conveniencia de: 1) definir la acción sísmica en función del tiempo como dato de entrada en estudios de diseño, amenaza, vulnerabilidad y riesgo sísmico; 2) analizar y diseñar estructuras en un sitio específico, en donde no se cuenta con suficiente información o no existan registros de historias de aceleraciones; 3) Para analizar estructuras que por su importancia o forma no puedan ser analizadas y diseñadas con estándares propuestos en las normas de diseño, y en donde generalmente no es suficiente el enfoque lineal contemplado en estos códigos, y se hace necesario un estudio de comportamiento no-lineal tanto del suelo como de la estructura de interés. En estos casos se tendrán que generar acelerogramas sintéticos.

Aunque en el sitio de interés se cuenta con información histórica de registros de sismos tal como el del 19 de septiembre de 1985, éste no define estrictamente el escenario más desfavorable posible; existe la probabilidad de que suceda un sismo de mayor magnitud que el mencionado. La metodología propuesta en esta tesis nos ayudaría a definir historias de aceleraciones sintéticas de sismos de magnitudes superiores al del sismo de Michoacán de 1985, que conserven la firma de los movimientos registrados en el lugar.

4.5.1. Método de generación de sismos

Lilhanand y Tseng (1988) dan a conocer un método para generar historias de tiempo sintéticas realistas, en el cual se propone tomar las historias de aceleraciones registradas recientemente y ajustarlas a un espectro de respuesta que define el movimiento que se quiere reproducir para un análisis de respuesta dinámico. El método desarrollado para generar historias de tiempo sintéticas ajustadas a un espectro de respuesta de múltiple amortiguamiento, está basado en la observación que el tiempo en el cual se presenta la respuesta espectral de una historia de aceleraciones, no cambia cuando se hace un pequeño ajuste a ésta, en el dominio del tiempo. Basado en esta observación, cambios pequeños en los valores de pseudo-aceleración del espectro de respuesta, $\delta R(\varpi_i, \beta_k)$, en la frecuencia espectral ϖ_i para un amortiguamiento espectral β_k pueden relacionarse a ajustes pequeños $\delta a(t)$ en la historia de aceleraciones en el tiempo inicial de entrada, $a(t)$, por medio de la integral de Duhamel:

$$\delta R_{ik} = \delta R(\varpi_i, \beta_k) = \int_0^{t_i} \delta a(\tau) h_{ik}(t_i - \tau) d\tau \quad (4.5)$$

Donde $h_{ik}(t)$ es la función de respuesta del impulso de aceleración para un oscilador de un grado de libertad, con frecuencia ϖ_i y una relación de amortiguamiento β_k ; t_i es el tiempo en el cual se produce el espectro de respuesta; y τ es el lapso. La tarea de modificar una historia de tiempo para ajustarla a un espectro de referencia se realiza con la ecuación 4.5 para $\delta a(t)$, dado $\delta R(\varpi_i, \beta_k)$.

Para ajustar una serie de valores espectrales de referencia en N frecuencias espectrales para M relaciones de amortiguamiento espectral, la solución de la ecuación 4.5 puede

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

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^M \sum_{l=1}^N b_{jl} f_{jl}(t) \quad (4.6)$$

En la cual b_{jl} son coeficientes constantes desconocidos a ser determinados. De las ecuaciones 4.5 y 4.6, el conjunto de ecuaciones lineales algebraicas se convierte en:

$$\delta R_{ik} = \sum_{j=1}^M \sum_{l=1}^N C_{ijkl} b_{jl}; \quad C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) f_{jl}(\tau) d\tau \quad (4.7)$$

De la ecuación 4.7 se desprende que el orden de eficiencia en el cálculo de C_{ijkl} , es función de $f_{jl}(\tau)$, que puede ser definida como:

$$f_{jl}(\tau) = h_{jl}(t_j - \tau) \quad (4.8)$$

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

$$C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) h_{jl}(t_j - \tau) d\tau; \quad t_i \leq t_j \quad (4.9)$$

Habiendo calculado la matriz de coeficientes, la ecuación 4.7 puede resolverse para b_{jl} con soluciones de ecuaciones lineales estándar; entonces, los ajustes pequeños de $\delta a(t)$ pueden ser obtenidos de la ecuación 4.6. La historia de tiempo ajustada para cada iteración, $a_1(t)$, se puede obtener de la historia de tiempo de la iteración previa, $a_0(t)$ o empleando la expresión:

$$a_1(t) = a_0(t) + \delta a_0(t) \quad (4.10)$$

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

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

4.6. *Obtención de acelerogramas sintéticos para un espectro de diseño*

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

Aplicando el método descrito en el apartado anterior, se generaron los acelerogramas sintéticos como se detalla en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 4.13.

Los parámetros que deben tomarse en cuenta en la generación de acelerogramas sintéticos con la metodología presentada en la Figura 4.13, son:

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

Estos dos parámetros tienen una influencia directa en los resultados en el ajuste espectral como se puede ver en la figura 4.14 y 4.15; en éstas se puede observar que tanto el número de iteraciones como la tolerancia de convergencia son factores que nos llevan a minimizar el error entre el espectro de respuesta de referencia y el ajustado.

$$|e| = a_{\text{referencia}} - a_{\text{ajuste}} \quad (4.11)$$

Donde:

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

a_{ajuste} es la aceleración espectral ajustada

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

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

4.6.1. *Ajuste espectral*

Se realizaron ajustes espectrales variando la tolerancia (diferencia entre el valor calculado y el de referencia), tomando como referencia el espectro de diseño (Figura 4.5), y como sismos semilla los acelerogramas registrados en la estación de TXSO para los tres sismos resumidos en la Tabla 4.1. Se obtuvieron dos tipos de ajuste, cerrado y abierto. En el ajuste cerrado se usa un número de iteraciones grande, 200 iteraciones y una tolerancia muy pequeña, 0.01. En el caso del ajuste abierto se utiliza un número de iteraciones pequeño, 25 iteraciones y una tolerancia grande, 0.1. Los resultados de los ajustes espectrales se presentan en la Figura 4.16. Por comparación, ajustes similares fueron efectuados para el espectro de diseño del reglamento, utilizando las mismas semillas. Estos resultados se presentan en la Figura 4.17. Se debe hacer notar que aunque con cualquiera de los dos procesos (cerrado o abierto) se obtienen espectros de respuesta similares al de referencia, se puede hacer una distinción entre uno y otro,



tomando como parámetros el número de iteraciones y la fracción que define la tolerancia. La influencia de estos dos parámetros en el ajuste es indiscutible, pues, de estos depende qué tan rápido se converge al espectro objetivo (espectro de referencia), mientras que con un ajuste cerrado se puede llegar al objetivo desde la primera o segunda iteración, en el caso del ajuste abierto se tiene que iterar varias veces para lograr el mismo resultado del ajuste cerrado.

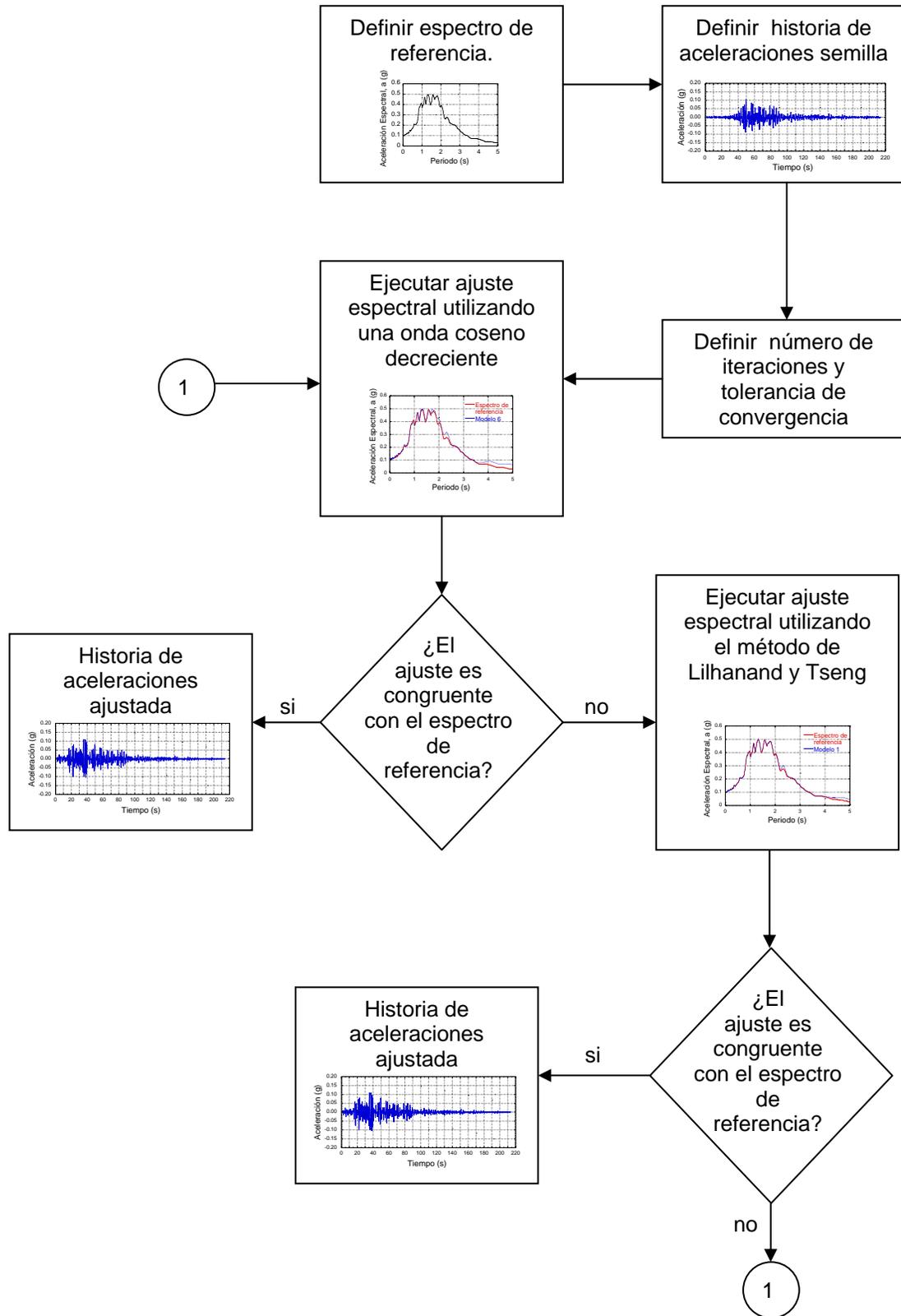


Figura 4.13. Metodología para generar historias de aceleraciones sintéticas

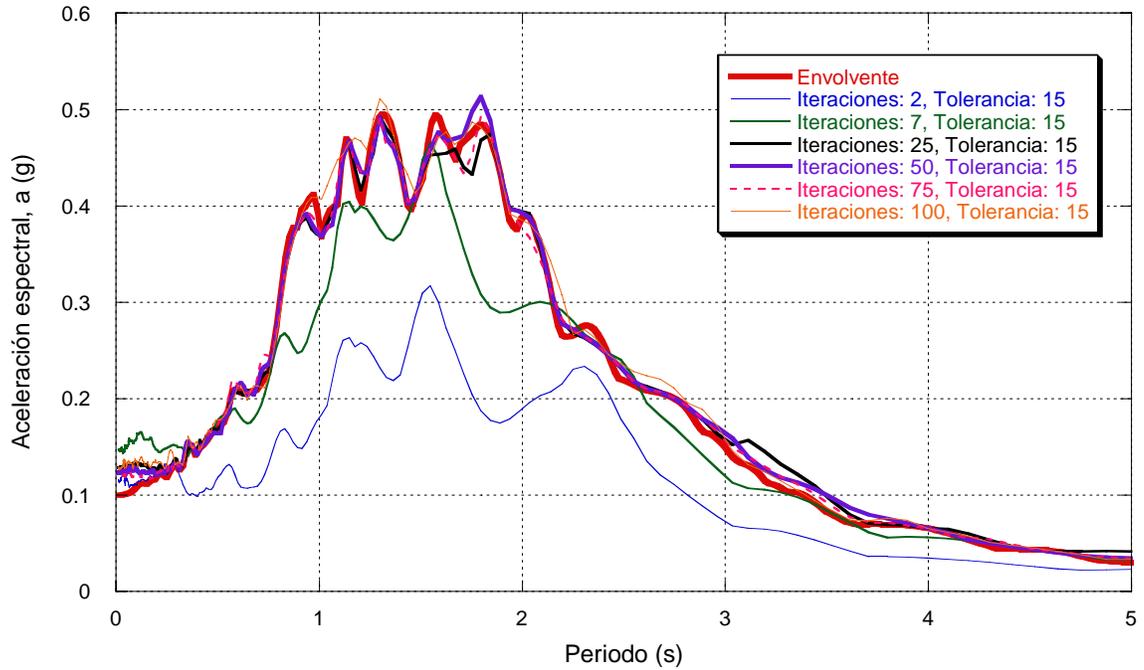


Figura 4.14. Espectros de respuesta obtenidos del ajuste espectral variando el número de iteraciones

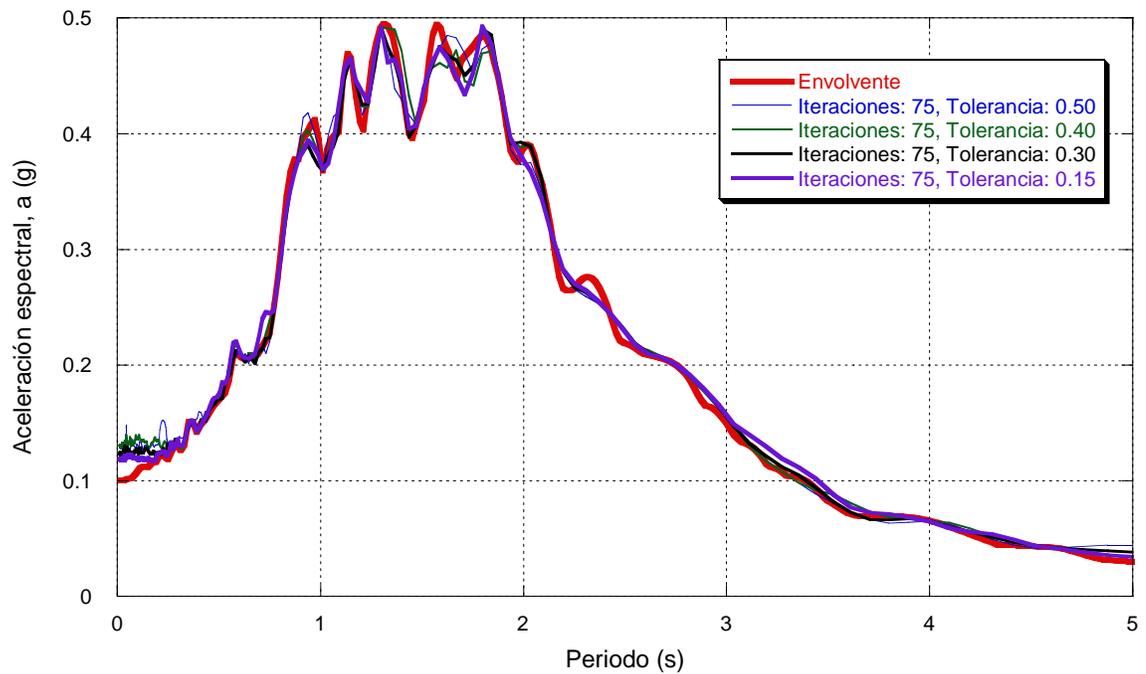


Figura 4.15. Espectros de respuesta obtenidos del ajuste espectral variando el valor de la tolerancia

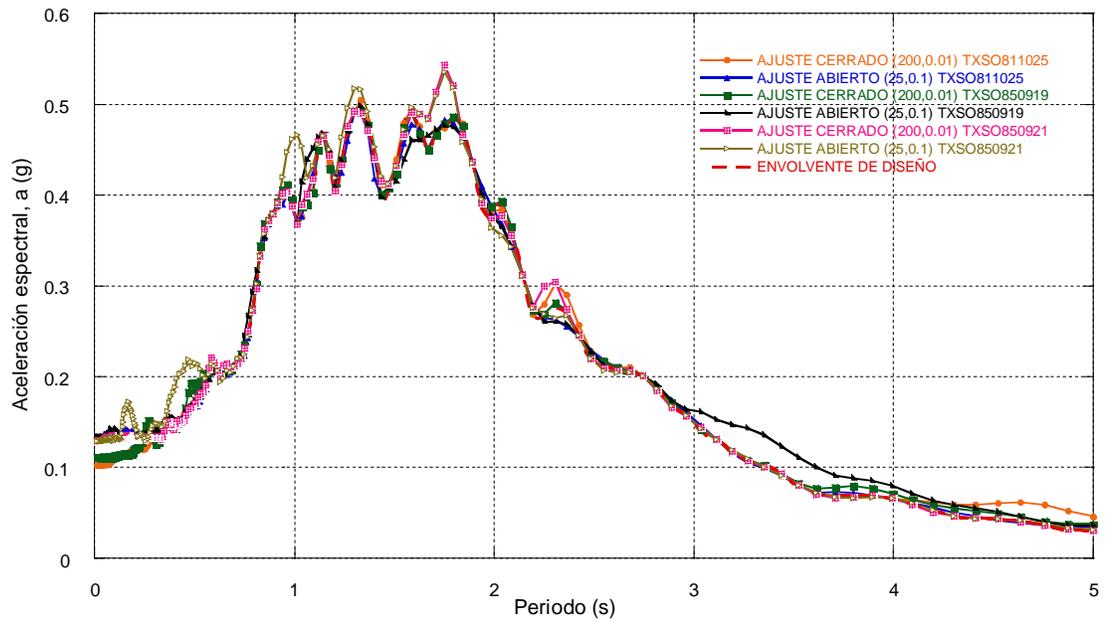


Figura 4.16. Espectros de respuesta obtenidos con ajuste cerrado y abierto (Envolvente)

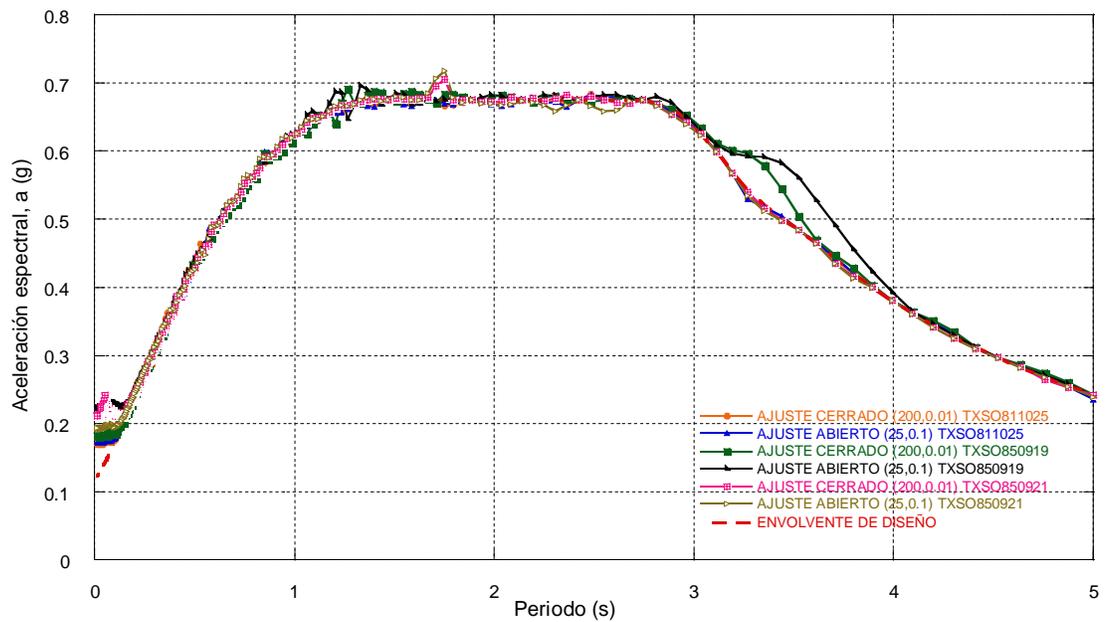
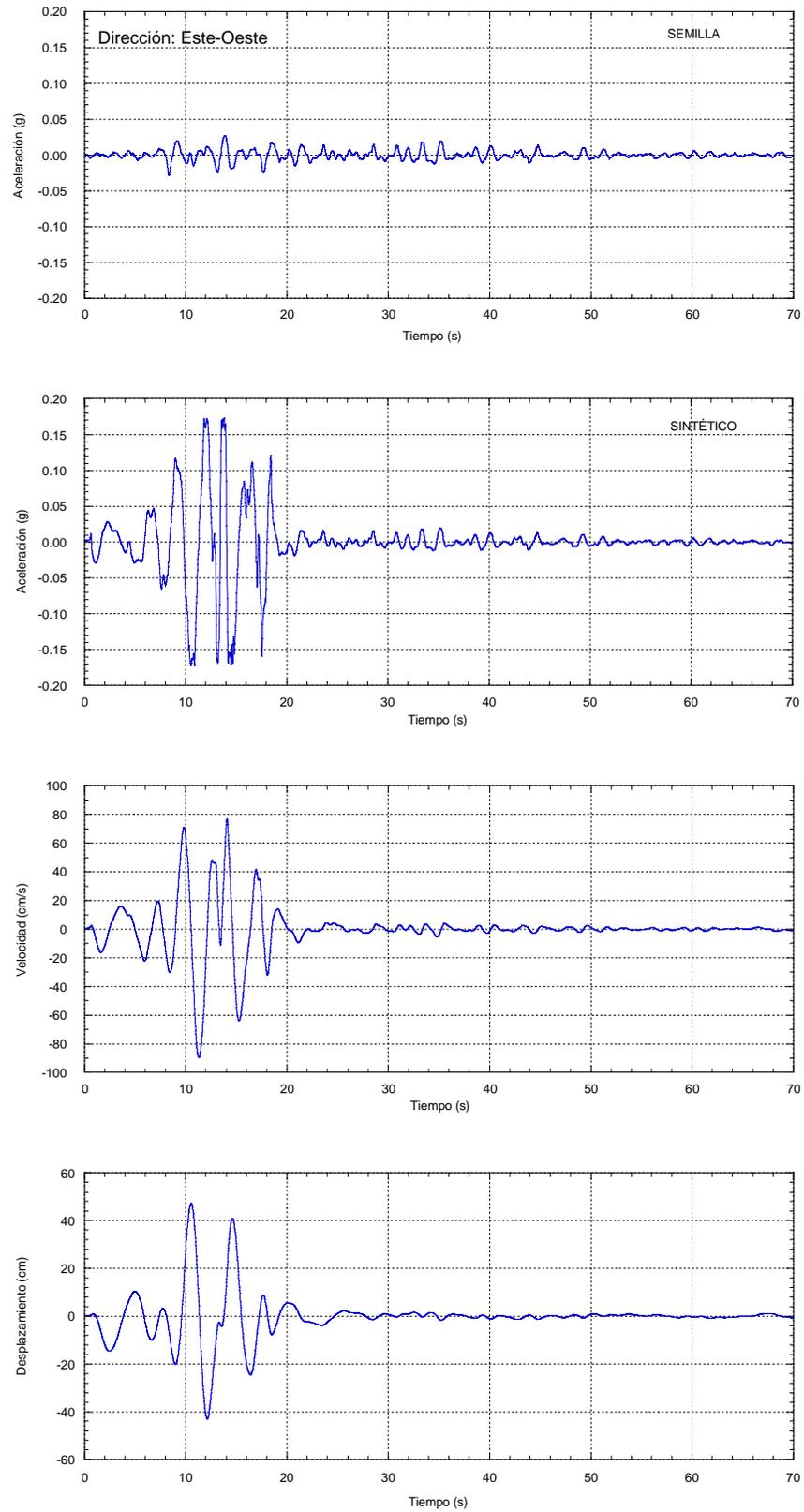


Figura 4.17. Espectros de respuesta obtenidos con ajuste cerrado y abierto (RCDF)



4.7. *Historias sintéticas en suelo blando*

Del ajuste espectral anteriormente descrito se obtuvieron las señales sintéticas correspondientes. En este apartado se presentarán los acelerogramas sintéticos generados, después de ser sometidos a un procedimiento de corrección de línea base. Es importante mencionar que en la etapa anterior se definieron doce ajustes espectrales, de los cuales se ha seleccionado el mejor ajuste tanto cerrado como abierto, cuyos acelerogramas sintéticos se muestran en las Figuras 4.18 a 4.23. Cabe recordar que los sismos semillas son las historias de aceleraciones que se registraron en el sitio (estación de TXSO).

Figura 4.18. Acelerograma sintético TXSO8110251 (NTC III_b)

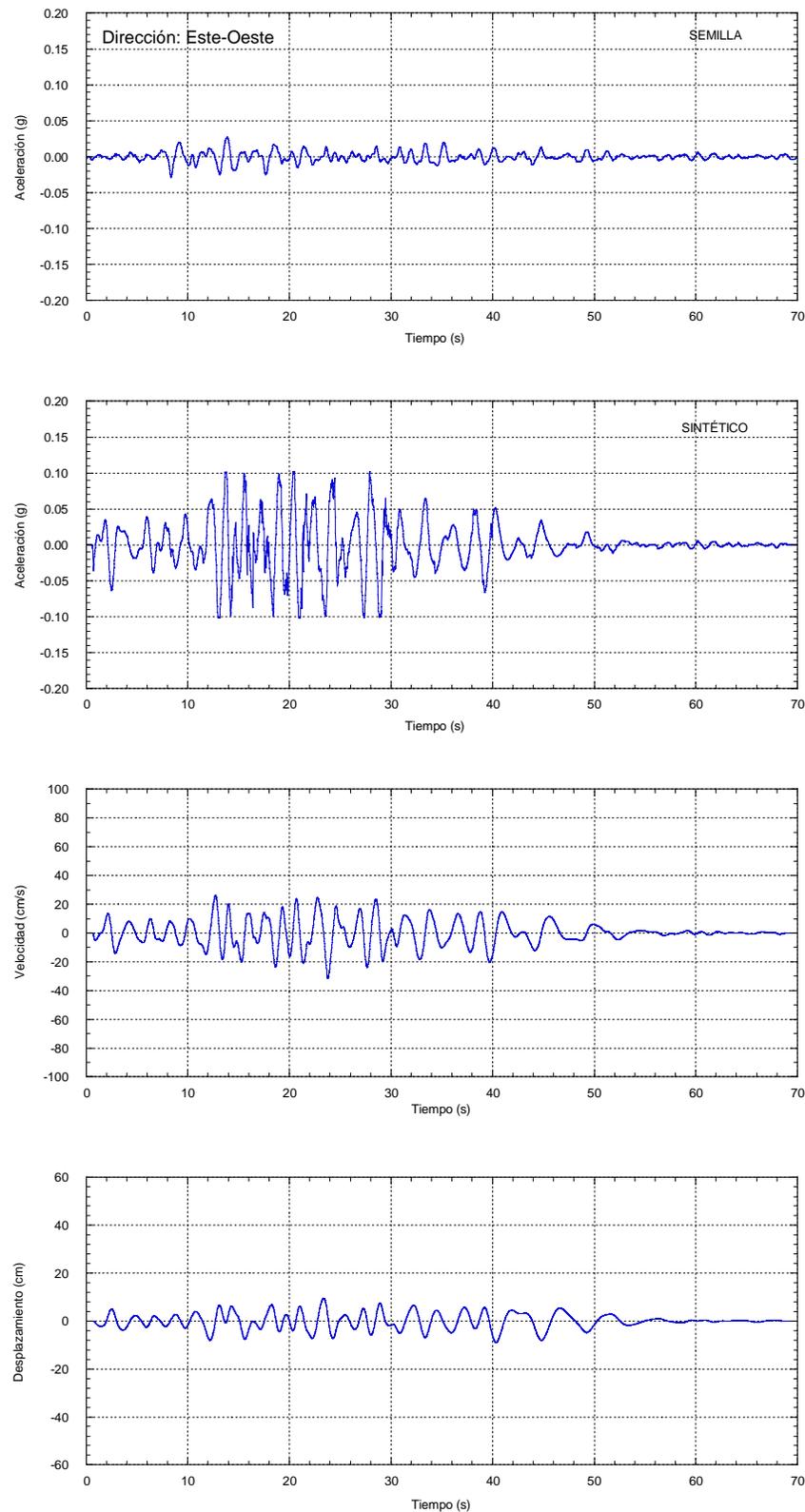
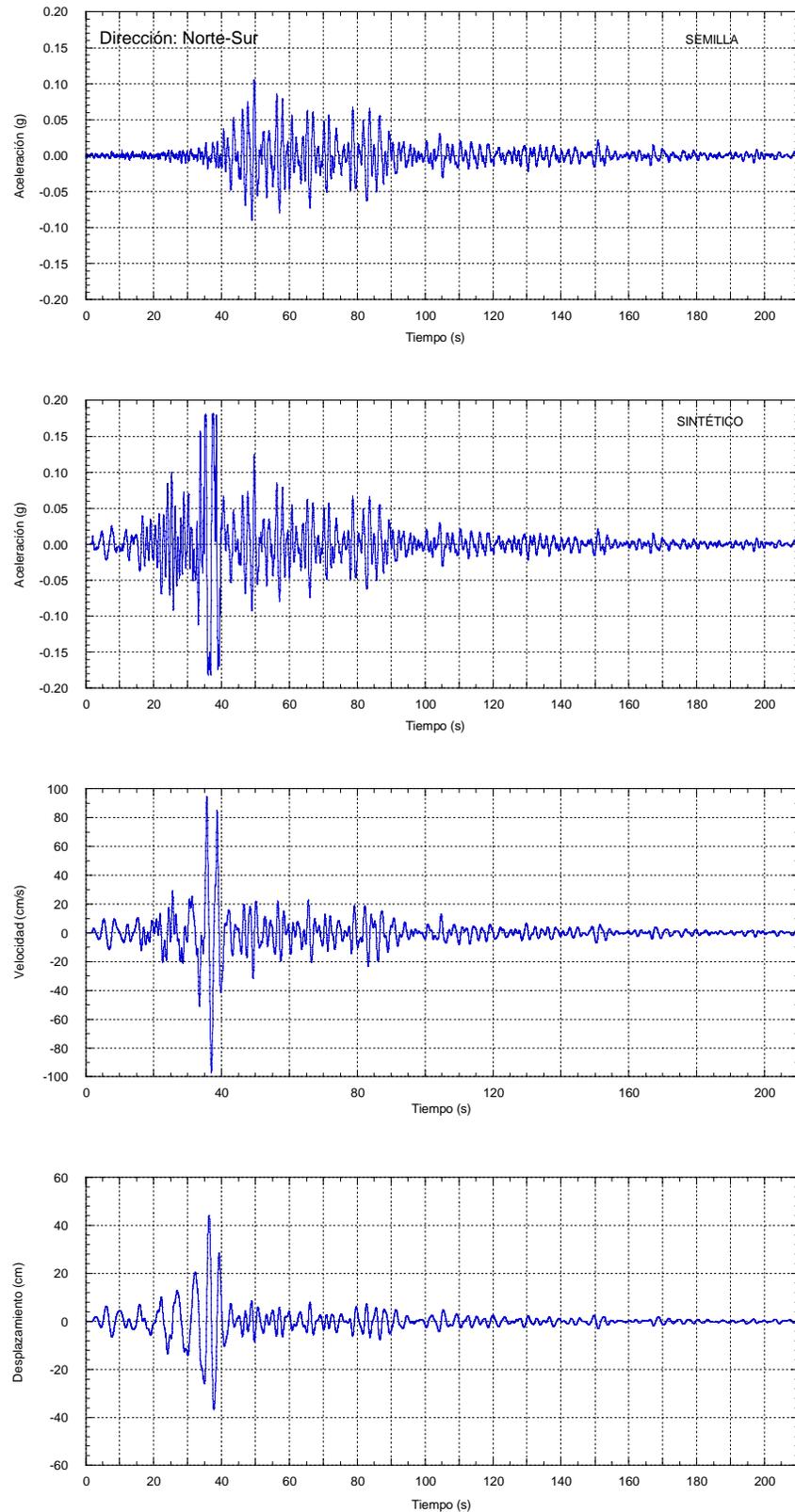


Figura 4.19. Acelerograma sintético TXSO8110251 (ENVOLVENTE DE DISEÑO)

Figura 4.20. Acelerograma sintético TXSO8509191 (NTC III_b)

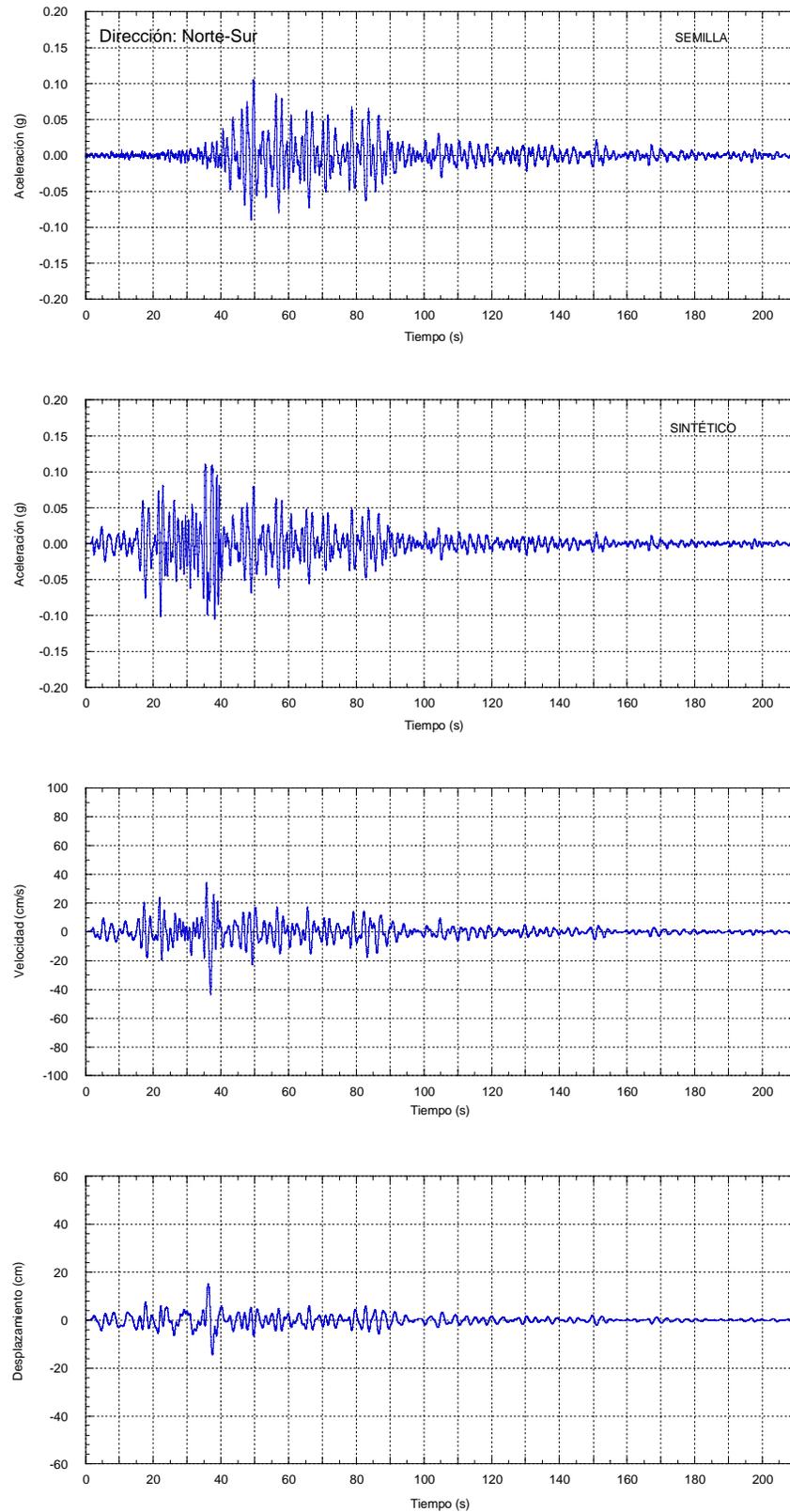
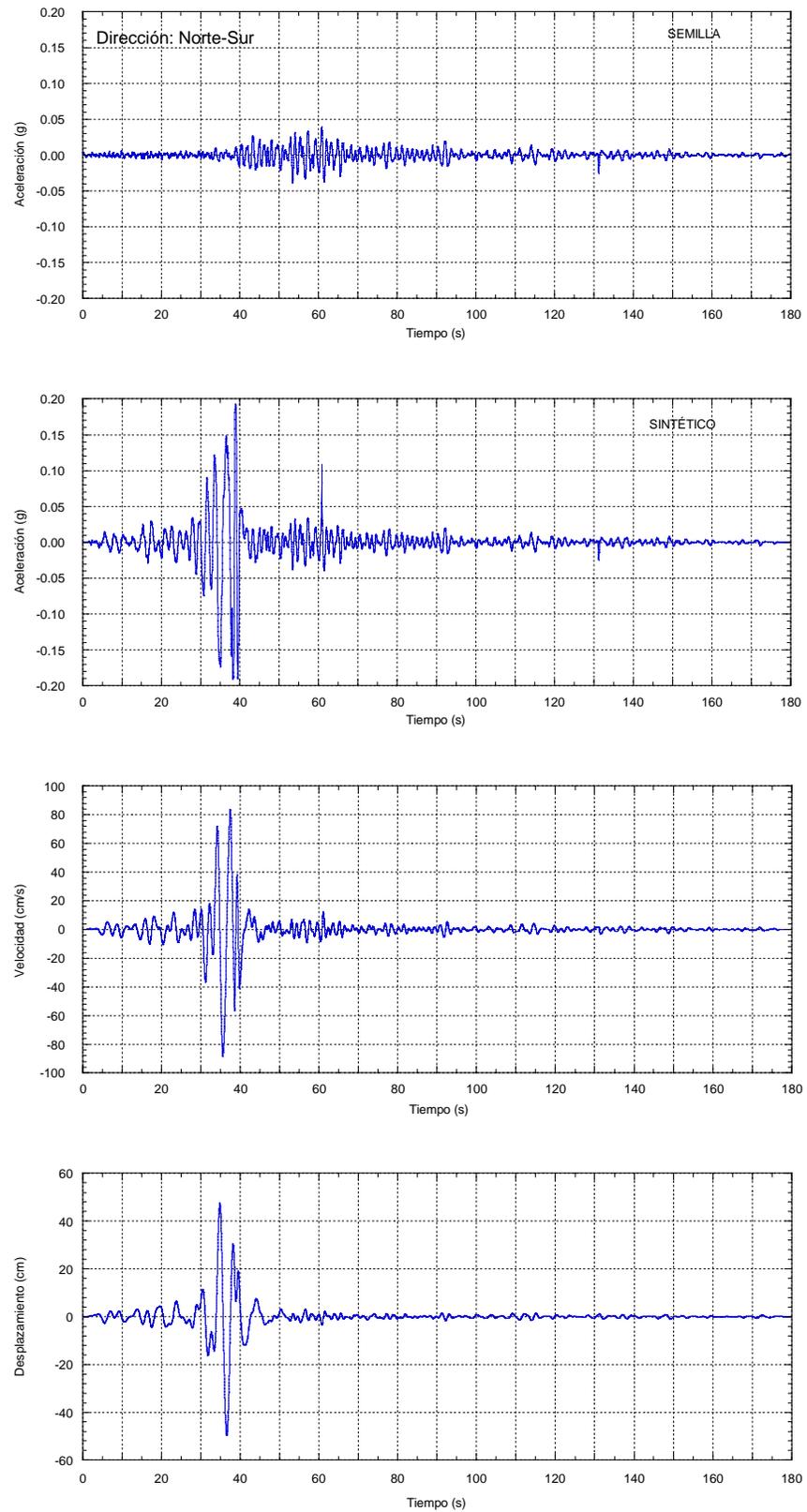


Figura 4.21. Acelerograma sintético TXSO8509191 (ENVOLVENTE DE DISEÑO)

Figura 4.22. Acelerograma sintético TXSO8509211 (NTC III_b)

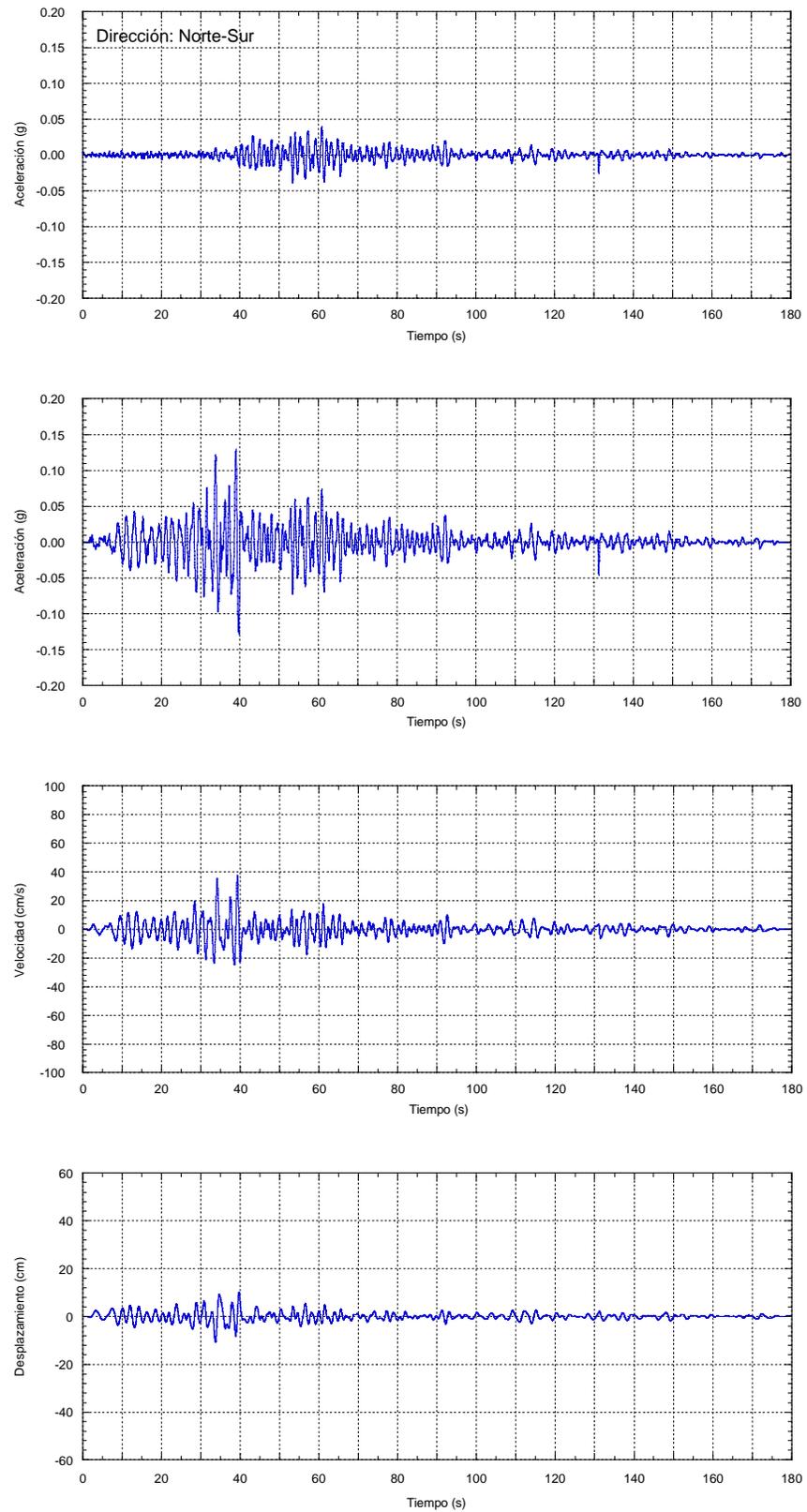


Figura 4.23. Acelerograma sintético TXSO8509211 (ENVOLVENTE DE DISEÑO)

5. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO

En este capítulo se describe el proceso de caracterización de las propiedades lineales equivalentes y los movimientos del terreno en roca basal recomendados, para ser usados en análisis de interacción sísmica suelo-estructura de infraestructura estratégica a ser construida en la zona. Por lo que con tal fin, se retomará toda la información generada en los capítulos 2, 3 y 4 de esta tesis, haciendo referencia a los datos ya establecidos en ellos.

5.1. Deconvolución

La estructura geológica encontrada en el sitio durante la caracterización del subsuelo presenta una estratificación horizontal, por lo que un análisis de propagación de ondas unidimensional se consideró apropiado para reproducir, con razonable exactitud, el movimiento del terreno registrado (Rosenblueth, 1952; Idriss y Seed, 1968; Romo y Jaime, 1986; Seed *et al.*, 1994). Así, la historia de tiempo calculada en la superficie del suelo fue deconvuelta a los materiales más rígidos encontrado en la base del perfil del suelo, resolviendo la ecuación de onda para ondas de corte SH propagándose verticalmente en el dominio de la frecuencia con el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972). Se estimaron apropiadas las propiedades lineales equivalentes para representar las no-linealidades del suelo, considerando la alta plasticidad exhibida por la arcilla del sitio. Esto se sustenta en el hecho de que no hay un incremento significativo del periodo predominante del suelo o atenuación de las ordenadas espectrales observadas en espectros de respuesta de registros sísmicos medidos en la estación TXSO para eventos con M_s más grandes que 5, incluso para el evento destructivo de 1985, como se muestra en la Figura 5.1.

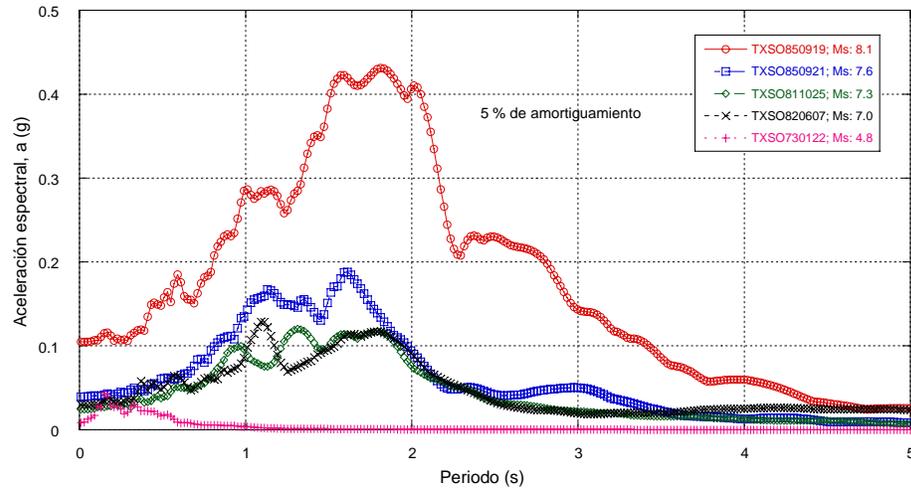


Figura 5.1. Observación de los efectos no-lineales en el sitio en estudio

Las propiedades dinámicas del suelo, la estratigrafía y la excitación (sismo), son los datos de entrada para el análisis de los efectos de sitio. Las propiedades dinámicas del suelo y la estratigrafía se presentan en la Tabla 5.1.

Del análisis de respuesta del depósito se obtuvieron los perfiles de esfuerzos cortantes máximos, deformaciones máximas y aceleraciones máximas con la profundidad en la Figura 5.2. La Figura 5.3 muestra las propiedades lineales equivalentes, amortiguamiento y módulo de rigidez al cortante del suelo, estas serán las que se usen en los análisis de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura.

Tabla 5.1. Datos de entrada para el análisis de respuesta de sitio

ld	Tipo de material	Espesor (m)	G (kPa)	λ	γ_m (kN/m ³)	V_s (m/s)	Prof. inicial (m)	Prof. final (m)	
1	1	2.10	8,906	0.05	11.15	89	0	2.1	Arcilla
2	1	2.10	8,906	0.05	11.15	89	2.1	4.2	Arcilla
3	1	2.10	8,906	0.05	11.15	89	4.2	6.3	Arcilla
4	2	1.00	9,289	0.05	11.62	89	6.3	7.3	Arcilla
5	3	0.60	55,972	0.05	13.67	200	7.3	7.9	Arena
6	4	2.00	48,790	0.05	11.94	200	7.9	9.9	Arcilla
7	4	0.70	246,248	0.05	11.94	449	9.9	10.6	Arcilla



Id	Tipo de material	Espesor (m)	G (kPa)	λ	γ_m (kN/m ³)	V_s (m/s)	Prof. inicial (m)	Prof. final (m)	
8	3	1.20	282,589	0.05	13.67	449	10.6	11.8	Arena
9	3	2.50	135,932	0.05	13.67	312	11.8	14.3	Arena
10	4	0.60	118,456	0.05	11.94	312	14.3	14.9	Arcilla
11	3	2.70	223,936	0.05	13.67	400	14.9	17.6	Arena
12	3	0.70	22,264	0.05	13.67	126	17.6	18.3	Arena
13	5	1.50	21,786	0.05	13.51	126	18.3	19.8	Arcilla
14	3	1.60	168,778	0.05	13.67	347	19.8	21.4	Arena
15	3	0.40	38,161	0.05	13.67	165	21.4	21.8	Arena
16	5	1.20	37,347	0.05	13.51	165	21.8	23	Arcilla
17	3	0.40	38,161	0.05	13.67	165	23	23.4	Arena
18	3	1.00	181,897	0.05	13.67	361	23.4	24.4	Arena
19	5	1.90	67,224	0.05	13.51	222	24.4	26.3	Arcilla
20	3	2.20	259,224	0.05	13.67	430	26.3	28.5	Arena
21	3	2.20	259,224	0.05	13.67	430	28.5	30.7	Arena
22	3	3.00	145,748	0.05	13.67	323	30.7	33.7	Arena
23	5	2.50	85,754	0.05	13.51	250	33.7	36.2	Arcilla
24	3	0.90	87,621	0.05	13.67	250	36.2	37.1	Arena
25	6	2.40	41,943	0.05	13.35	176	37.1	39.5	Arcilla
26	6	2.40	41,943	0.05	13.35	176	39.5	41.9	Arcilla
27	6	1.10	174,907	0.05	13.35	359	41.9	43	Arcilla
28	3	2.50	180,078	0.05	13.67	359	43	45.5	Arena
29	3	2.50	180,078	0.05	13.67	359	45.5	48	Arena
30	6	3.20	54,392	0.05	13.35	200	48	51.2	Arcilla
31	6	3.20	54,392	0.05	13.35	200	51.2	54.4	Arcilla
32	6	1.60	54,392	0.05	13.35	200	54.4	56	Arcilla
33	3	1.70	185,344	0.05	13.67	364	56	57.7	Arena
34	3	2.75	302,891	0.05	13.67	465	57.7	60.45	Arena
35	3	2.75	302,891	0.05	13.67	465	60.45	63.2	Arena
36	3	2.30	162,170	0.05	13.67	340	63.2	65.5	Arena
37	3	2.75	223,936	0.05	13.67	400	65.5	68.25	Arena
38	3	2.75	223,936	0.05	13.67	400	68.25	71	Arena
39	3	3.30	223,936	0.05	13.67	400	71	74.3	Arena
40	3	2.75	223,936	0.05	13.67	400	74.3	77.05	Arena
41	3	2.75	223,936	0.05	13.67	400	77.05	79.8	Arena
42	3	3.30	223,936	0.05	13.67	400	79.8	83.1	Arena
43	3	2.75	223,936	0.05	13.67	400	83.1	85.85	Arena
44	3	2.75	223,936	0.05	13.67	400	85.85	88.6	Arena
45	3	3.30	223,936	0.05	13.67	400	88.6	91.9	Arena
46	3	2.00	685,741	0.05	13.67	700	91.9	93.9	Arena
47	3	2.00	685,741	0.05	13.67	700	93.9	95.9	Arena
48	3	2.05	685,741	0.05	13.67	700	95.9	97.95	Arena
49	3	2.05	685,741	0.05	13.67	700	97.95	100	Arena

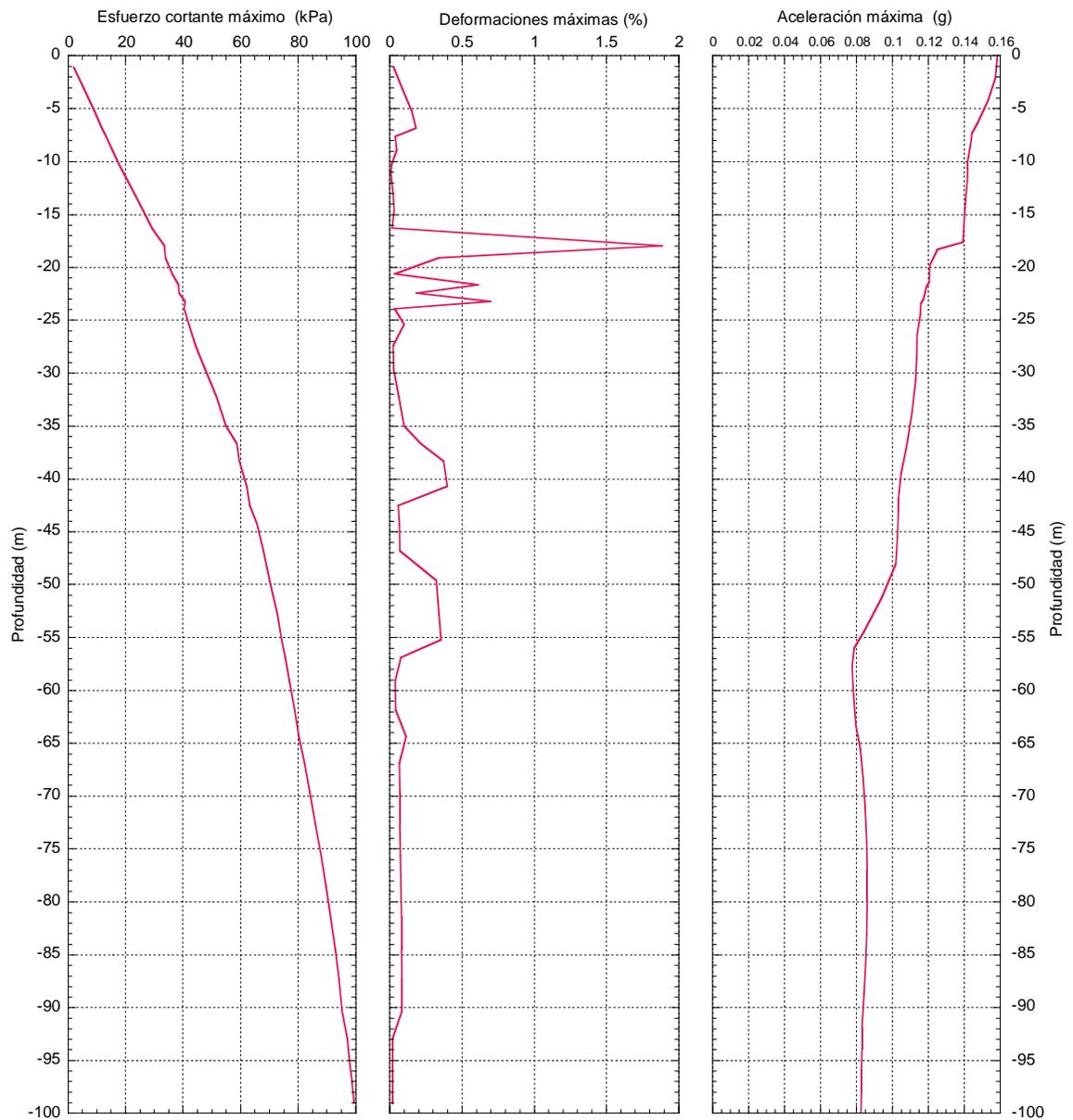


Figura 5.2. Perfiles de esfuerzos cortantes máximos, deformaciones máximas y aceleraciones máximas con la profundidad

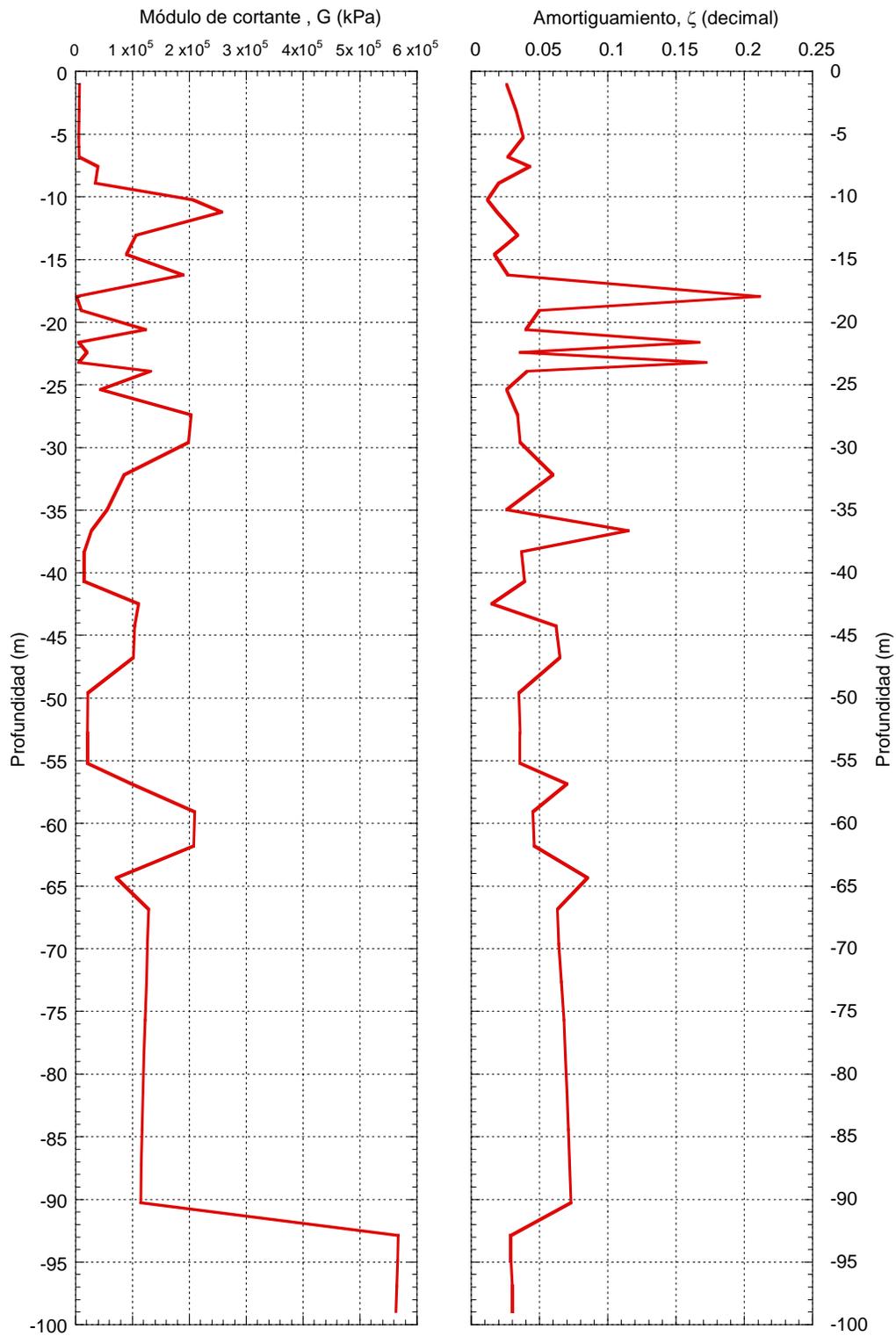


Figura 5.3. Variación de las propiedades lineales equivalentes, módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento del suelo con la profundidad

La respuesta espectral de los materiales más rígidos en la base del perfil del suelo, en lo sucesivo citado como roca blanda, obtenida usando el movimiento del terreno (sintéticos, 1, 2 y 3), se muestran en la Figura 5.4. Las historias de aceleraciones correspondientes se presentan en la Figura 5.5.

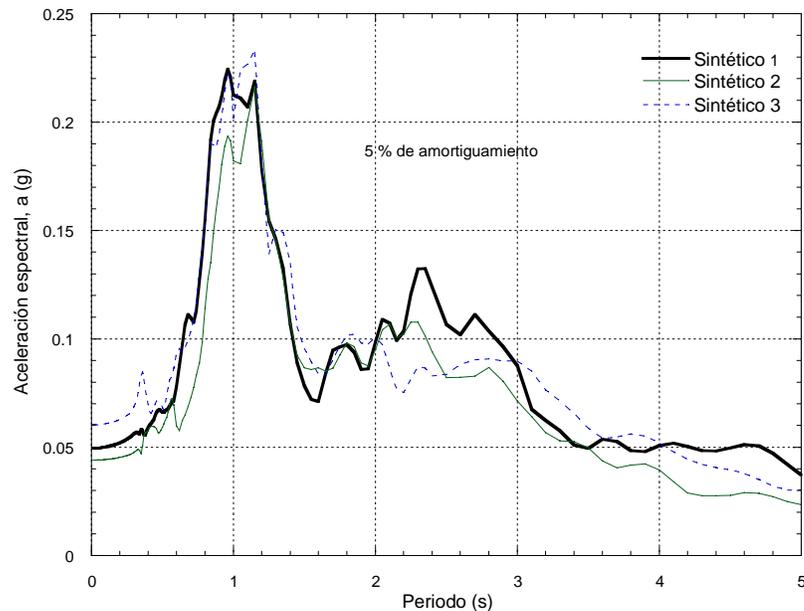


Figura 5.4. Espectro de respuesta de la aceleración en roca blanda

5.1.1. *Movimientos del terreno en roca recomendados*

El espectro de respuesta que corresponde a la historia aceleraciones sintética 1 (Envolvente, TXSO811025), es una media representativa de los tres movimientos considerados, como se puede notar en la Figura 5.5. Por lo tanto, el acelerograma sintético 1 puede usarse directamente como movimiento de entrada, en análisis en el dominio de la frecuencia para calcular la respuesta del sitio o para el análisis de interacción suelo-estructura, usando la teoría de vibraciones aleatorias (Romo, 1980; Barcena y Romo, 1994.). Para análisis en el dominio del tiempo no lineales se recomienda usar las historias de aceleraciones 2 (Envolvente, TXSO850921) y 3 (Envolvente, TXSO850919), para incluir los efectos de duración de la carga cíclica en la fatiga estructural.

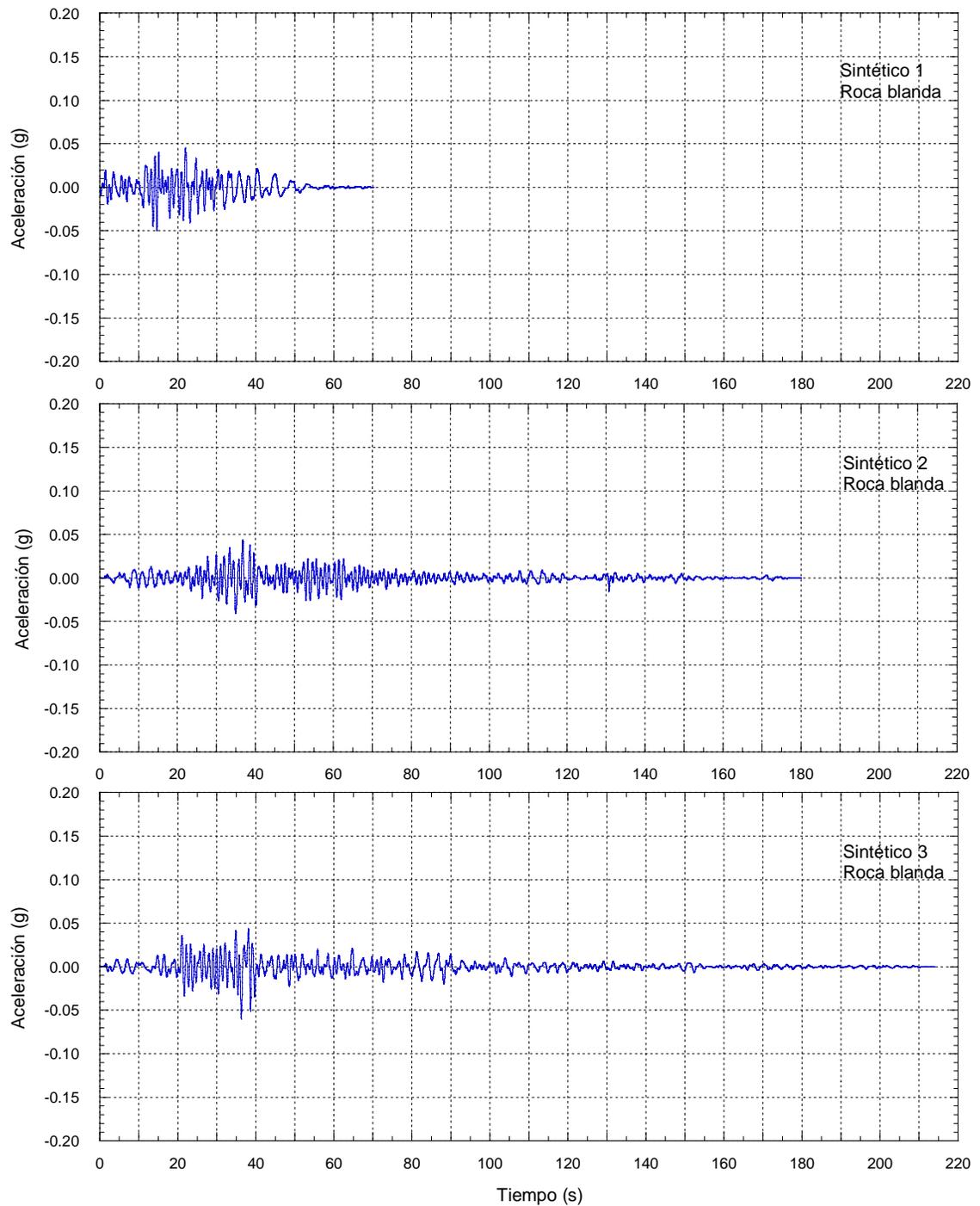


Figura 5.5. Historia de aceleraciones en roca blanda

6. CONCLUSIONES

6.1. Conclusiones

Este trabajo de tesis presenta la caracterización de los parámetros sísmicos de un área específica localizada en la región del Lago de Texcoco, soportada con una exhaustiva investigación de campo y laboratorio. En particular, se realizaron sondeos de penetración de cono, de penetración estándar y sondeos mixtos (CPT, SPT y SM) para definir, con detalle, la secuencia estratigráfica del depósito, así como sus consistencias y compacidades relativas definidas a través de la resistencia de punta y el número de golpes, respectivamente, encontrándose que, el perfil estratigráfico del sitio estudiado se compone de una costra desecada de arcilla en la parte superior, que se extiende hasta una profundidad de 1.0 m aproximadamente, por debajo de está se encuentra un estrato de arcilla blanda de alrededor de 25.0 m de espesor, con numerosas intercalaciones de lentes de limo arenoso, arcilla arenosa y arena limosa. El contenido de agua de este material oscila entre 190 a 295 %, y el índice de plasticidad fluctúa entre 139 y 265 %. Por debajo de la arcilla hay una capa de 4.0 m de espesor en promedio de limo arenoso muy denso ($(N_1)_{60} > 65$, $(N_1)_{60}$ es el número de golpes para la prueba SPT corregido por eficiencia y efecto del esfuerzo efectivo vertical) combinado con cenizas volcánicas, las cuales descansan en un estrato de arcilla dura ($(N_1)_{60}$ de 9 aproximadamente) la cual llega hasta una profundidad de 60 m. El contenido de agua de este estrato va del 100 al 112 % y el índice de plasticidad de 59 a 106 % aproximadamente. Por debajo de esta elevación se encuentra un estrato limo arenoso muy denso ($(N_1)_{60}$ superior a 100). Con la información generada en esta etapa se construyó una representación tridimensional de las condiciones del subsuelo, de la cual se concluye que:

- La variación de los espesores de los estratos presentes no es significativa y la hipótesis de la existencia de estratos horizontales puede ser aplicada para los análisis de respuesta sísmica del depósito.

Se recalibraron expresiones empíricas a través de los parámetros N_{kh} y η , para correlacionar la resistencia de punta medida del CPT-1 con los valores de referencia de la velocidad de onda de cortante, obtenida para las arcillas y limos del Lago de Texcoco,

definiéndose que los valores de N_{kh} y η son iguales a 7.7 y 37.5 respectivamente, quedando de manifiesto que:

- Estos parámetros no son únicos, por lo que se deben determinar o verificar en las zonas no investigadas.

La información de referencia fue determinada a través de la técnica de sonda suspendida, SS. Ya definidos los parámetros N_{kh} y η se obtuvieron los perfiles de velocidad de onda de cortante, con los cuales se determinó la variación con la profundidad del módulo de rigidez al cortante dinámico G , del depósito.

Las curvas del módulo de rigidez al cortante normalizadas del suelo y la relación de amortiguamiento se construyeron realizando pruebas de columna resonante y triaxial cíclica en muestras gemelas, observándose que la información experimental es susceptible al modelado con modelos hiperbólicos tipo Masing. De las curvas de $G/G_{m\acute{a}x-\gamma}$ se observó que:

- Las arcillas del sitio estudiado se comportan como un material casi elástico hasta deformaciones por cortante que varían entre 0.0001 y 0.001%, presentando una gran diferencia con lo reportado para las arcillas de la ciudad de México, que se comportan como materiales casi elásticos hasta deformaciones por cortante que varían entre 0.2 y 0.5 %,
- Por otro lado, disipan poca energía a deformaciones pequeñas; cuando $\gamma < 0.01$ % el valor de la fracción del amortiguamiento crítico, λ , varía entre 0.5 y 2 %. Además, cuando las deformaciones crecen, su valor aumenta y alcanza valores que van de 9 a 15 % a deformaciones por cortante cercanas a 10 %,
- Se puede esperar de estos materiales un acentuado comportamiento no lineal cuando alcancen deformaciones por cortante del orden de 0.01%.

Estos valores son menor que el observado en otras arcillas de menor plasticidad en las que $\lambda_{m\acute{a}x}$ puede adquirir valores de 20 a 26 %. Por lo tanto,

En la definición del ambiente sísmico se usó un ajuste espectral en el dominio del tiempo, el cual permite obtener una historia sintética de aceleraciones que conserva las características representativas del sismo semilla (sismos registrados en el sitio). De la comparación que se hizo de las historias sintéticas de aceleraciones obtenidas a partir de ajuste con el espectro diseño del RCDF y el espectro envolvente, se concluye que:

- Ajustar las sismos semilla a un espectro como el propuesto en el RCDF para la zona estudiada genera historias sintéticas de aceleraciones que pueden redundar en la exageración, muestra de esto son los acelerogramas sintéticos (NTC III_b) mostrados en el apartado 4.7 de esta tesis, en la que se pueden observar claramente en las historias de desplazamientos (NTC III_b), desplazamientos que van de 45 a 50 cm, mismos que no se presentan al realizar el ajuste espectral usando un espectro envolvente, que presenta desplazamientos que varían entre 8 y 10 cm.

La historia de aceleraciones sintética definida en la superficie fue deconvuelta a estratos más profundos y más duros para generar el sismo de diseño sintético en roca, que puede ser usado en análisis sísmicos de interacción suelo-estructura.

6.2. *Directrices de investigaciones futuras*

Como se puso de manifiesto a lo largo de toda la investigación realizada en este trabajo de tesis, en la actualidad la mayoría de la investigación efectuada para caracterizar los parámetros sísmicos en la ciudad de México se ha concentrado en la zona de mayor destrucción durante el sismo de Michoacán, en 1985. A casi 22 años de este suceso, la densidad poblacional y la infraestructura han crecido en todas direcciones, siendo preocupante este crecimiento en la zona del Lago de Texcoco, en donde, el RCDF ha puesto de manifiesto que no se tiene información precisa para esta zona, denotando las limitaciones del mismo en esta región.

En este contexto se puede ver la necesidad de continuar con el proceso de caracterización de los parámetros sísmicos de la zona del Lago de Texcoco que aún se encuentra insuficientemente investigada, utilizando la metodología propuesta en este trabajo de tesis. Los resultados de las investigaciones futuras permitirán hacer una



zonificación sísmica y geotécnica precisa para esta zona, con lo que se estará en posibilidad de actualizar el RCDF. Una línea de investigación que ya se empezó a trabajar es la referente al análisis de respuesta sísmica de un depósito usando modelos constitutivos no-lineales que representen mejor el comportamiento del suelo sometido a cargas dinámicas.



REFERENCIAS

- Abrahamson N., 1993. Non-stationary spectral matching program, unpublished
- Afifi S. S. y Woods R. D., 1971. Long-term pressures effects on shear modulus of soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, Vol 97, SM10, pp 1445-1460
- Aki K. y Larner K. L., 1970. Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves, *J. Geophys. Res.* 75, pp 1921-1941
- Anderson D. G. y Richart F. E. Jr, 1976. Effects of straining on shear modulus of clays, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol 102, GT9, pp 975-987
- Anderson D. G. y Stokoe K. H. II, 1978. Shear modulus: A time-dependent soil property, *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654*, pp 66-90
- Arias A, 1973. Earthquake intensity and smoothed earthquake spectra, *Proc. 5th World Conf. on Earthq. Engng.*, Roma
- Barcena A. y Romo M. P. 1994. RADSH – Programa de computadora para analizar depósitos de suelos estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- BMSF, 1996. Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. Actualización de los Catálogos de Estaciones a 1995 y Acelerogramas a 1994. Catálogo de los registros de los temblores del 14 de septiembre, 9 y 21 de octubre de 1995, SMIS, CD.
- Chen J. C., Lysmer J y Seed H. B., 1981. Analysis of local variations in field seismic ground motion, Report No UCB/EERC-81/03, University of California, Berkeley
- Dobry R. y Vucetic M., Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits, *Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soil*, 2, pp 49-85
- Esquivel R, 1976. Información general acerca del subsuelo de 17 ciudades de México, Jalapa, Ver., *Memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS*, Vol II, pp 95-101, Noviembre
- Esteva L. y Ordaz M., 1989. Riesgo sísmico y espectros de diseño en la República Mexicana, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Flores O. y Romo M. P., 2001. Dynamic behavior of tailings, *Proceedings of the Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California, USA, *Proceedings on CD*, Paper No. 1.64, ISBN 1-8870009-05-1.
- Flores O., Romo M. P. y Gómez E., 2002. Automatización del equipo triaxial dinámico de columna resonante. *Memorias de la XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Queretaro, México.

- García S. R., Romo M. P. y Ortega M., 2005. Spatial variation of soil properties using soft computing, Proceedings of the 11th International Conference IACMAG, Turín, Italia, pp 611-618AR34.
- González C., 2005. Modelación de las Propiedades Dinámicas de Arcillas Marinas. Tesis de maestra en ingeniería (ingeniería civil) orientación geotecnia. México, D.F. diciembre
- Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligro y Riesgos, Fenómenos Geológicos, CENAPRED, 2006
- Gutenberg B., 1957. Effects of ground on earthquake motion, Bull. Seismological Society of America, Vol 47, pp 221-250
- Gutiérrez C., 1989. Registro de temblores pequeños y medición de microtemblores en Acapulco para microzonificación de la ciudad, VIII Congreso Nal. de Ing Sísmica, SMIS, Vol 1, pp A41-A50
- Hardin B. O. y Black W. L., 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol 94, SM2, pp 353-368
- Hardin B. O. y Drnevich V. P., 1972. Shear modulus and damping in soil: design equations and curves, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 98, GT7, pp 667-692
- Haskell N. A., 1953. The dispersion of surface waves on multi-layered media, Bull. Seismol. Soc. Am. **43** (1), pp 17-34.
- Haskell N. A., 1960. Crustal reflection of plane SH waves, J. Geophys. Res. 65, pp 4147-4150
- Idriss I. M., 1985. Evaluating seismic risk in engineering practice, Proc. XI ICSMFE, Vol 1, pp 255-320
- Idriss I. M. y Seed, H.B. 1968. Seismic response of horizontal soil layers, Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Vol. 94, No. SM4, pp 1003-1031
- Jaime A., 1987. Características dinámicas de la arcilla del valle de México. Tesis doctoral, DEPI, UNAM.
- Joyner W. B. y Boore D. M., 1988. Measurement, characterization and prediction of strong ground motion, Proc. of the Conference Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, ASCE, pp 43-102, June
- Kelleher J., Skyes L. y Oliver J., 1973. Possible criteria for predicting earthquake locations and their application to major plate boundaries of the Pacific and the Caribbean, J. Geophysics Research, 78 (4), pp 2547-2585.
- León J. L., Jaime A. y Rábago A., 1974. Propiedades dinámicas de los suelos. Estudio Preliminar. Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Lermo J. y Chávez-García F. J., 1994. Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 13, pp 413-423.



- Lilhanand K. y Tseng W. S., 1988. Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. II, pp 819-824
- Lysmer J. y Drake L. A., 1992. A finite element method for seismology, *Methods in Computational Physics*, Vol II, Cap. 4, pp 181-216, Academic Press
- Marsal R. J. y Mazari M., 1959. El subsuelo de la ciudad de México, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Marsal R. J. y Graue R., 1969. El subsuelo del Lago de Texcoco. Volumen Nabor Carrillo, SHCP, México.
- Mayoral J. M., Romo M. P. y Osorio L., 2006. Estudios de campo y laboratorio llevados a cabo para la caracterización geo-sísmica en la zona del Lago de Texcoco, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Mendoza, M.J., Gutiérrez, C.A. y Domínguez, L., 1997. Dynamic shear modulus of soils determined in the laboratory (resonant column) and the field (suspension logging) Proc. Nat. Congress on Seismic Engineering, Veracruz-Mexico, Vol. 1: pp 637-648.
- Mooser F., 1987. Antecedentes geológicos, Tamez E. Santoyo E, Moosser F, Gutiérrez, C, editors. Manual de Diseño Geotécnico, vol. 1. México: COVITUR
- Mooser F., 1990. Estratigrafía y estructuras del Valle de México, Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, SMMS, pp 29-36
- Murillo R. y García G., 1978. Ex – Lago de Texcoco, Simposio, El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del Valle de México.
- Nakamura Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, QRT of RTRI, vol 30, No 1, pp 25-33
- Ohta Y. y Goto N., 1976. Estimation of S-Wave velocity in terms of characteristic indices of soil, Butsuri-Tanko (Geophysical Exploration; in Japanese), Vol. 29, No. 4, pp 34-41
- Ordaz M. y Singh S. K., 1992. Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City, Bull. Seism. Soc. Am., 82 , pp 24-43
- Ovando E. y Romo M. P., 1990. Direcciones principales de movimiento en la ciudad de México, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Ovando E. y Romo M. P., 1991. Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono, Revista Sismodinámica, 2, pp 107-123
- Ovando E., Romo M. P. y Díaz L., 1993. Ground movements in Mexico City during recent earthquakes, Proc., Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Mo., vol III, pp 1769-1775
- Ovando E., Contreras R y Sámano A., 1995. Seismic cone-test in Mexico City, Memorias, X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Guadalajara, México



- Ovando E., Ossa A. y Romo M. P., 2007. The sinking of Mexico City: Its effect on soil properties and seismic response, *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, pp 333-343
- Pérez-Rocha L. E., Sánchez-Sesma F. J., Ordaz M., Singh S. K. y Reinoso E., 2000. Strong ground motion prediction at México City, *Proceedings 12WCEE, New Zealand*, paper 2693.
- RCDF, 2004. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno, Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismos, México.
- Reid H. F., 1910. The California earthquake of April 18, 1906, *The Mechanics of the Earthquake*, Vol 2, Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institute of Washington, Publication 87, Washington D.C. (cited by Shearer and Orcutt)
- Reyes Miranda, Ordaz M. y Meli R., 2002. Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la Ciudad de México, *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 66, pp 95-121.
- Romo M. P., 1976. Soil-structure interaction in a random seismic environment, PhD dissertation, University of California, Berkeley
- Romo M. P., 1981. PLUSH: A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction, Report No UCB/EERC 77-1, University of California, Berkeley
- Romo M. P. y Seed H. B., 1986. Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 19, 1985, *Proceedings of the ASCE Specialty International Conference on The Mexico Earthquakes 1985*, Mexico City, pp 148 162, September
- Romo M. P. y Jaime A., 1986. Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta de sitio, Reporte Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Abril
- Romo M. P. y Seed H. B., 1987. Analytical modelling of dynamic soil response in the Mexico Earthquake of Sept. 19, 1985, *Proc. of the Intl. Conf. The Mexico Earthquakes-1985*, ASCE, pp 148-162
- Romo M. P., 1987. Foundation engineering in Mexico City: Seismic aspects, *Proceedings International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, 2, 213-224, ciudad de México
- Romo M. P., Jaime A y Taboada V, 1989. Comportamiento cíclico de arcilla normalmente consolidada de la ciudad de México, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- Romo M. P., Jaime A. y Reséndiz D., 1988. General soil conditions and clay properties in the Valley of Mexico, *Journal Earthquake SPECTRA*, Vol 4, No 2, pp 731 752, November
- Romo M. P., 1991. Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones, *Sismodinámica*, 2, pp 125-143

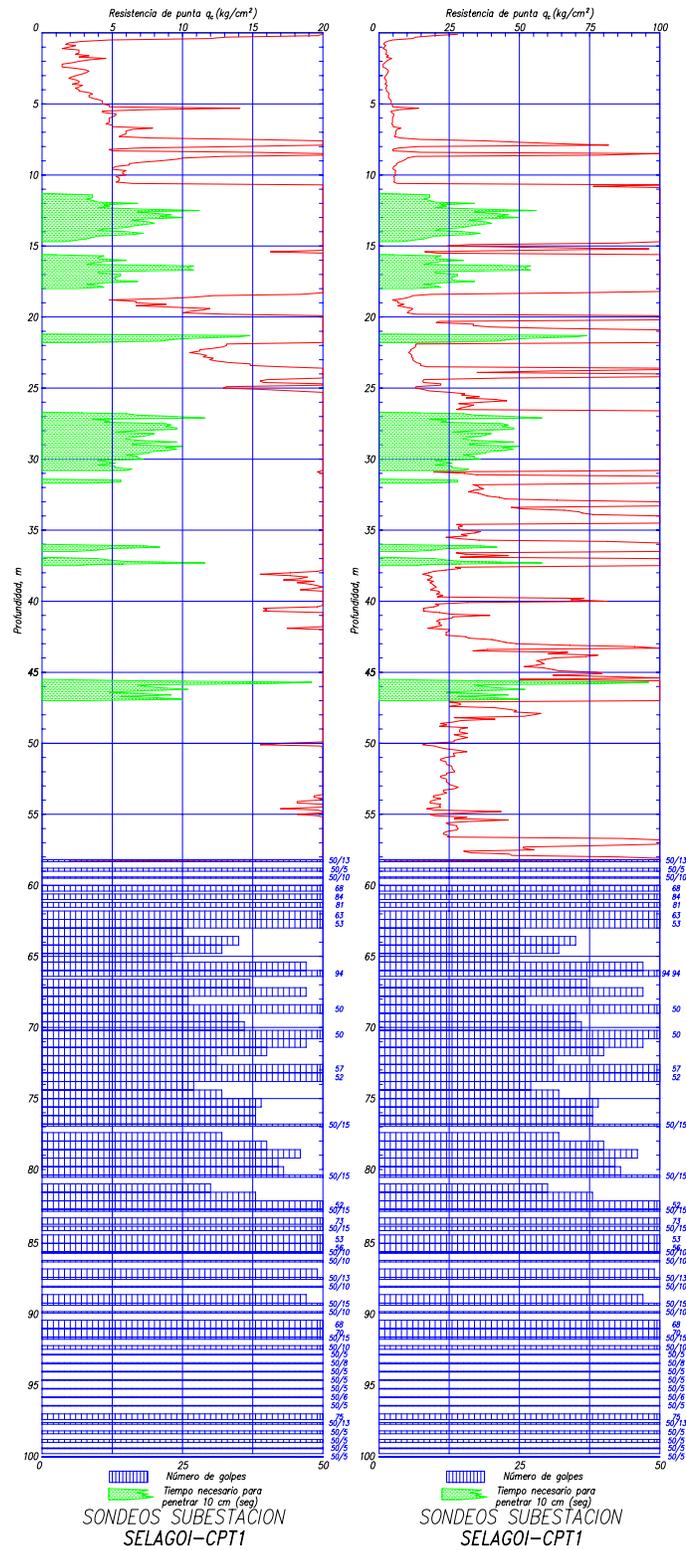
- Romo M. P. y Bárcena A., 1992. Análisis de interacción dinámica suelo-estructura en la ciudad de México, Informe Instituto de Ingeniería, UNAM, al DDF, Noviembre
- Romo M. P. y Ovando E., 1994. Comportamiento dinámico y estático de los suelos de los proyectos Alameda y Torre Chapultepec, Informe Instituto de Ingeniería, UNAM, a Reichmann International, Junio
- Romo M. P. y Ovando E., 1995. A model for the dynamic behavior of a Mexican marine clay, Memorias, X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Guadalajara, México.
- Romo M. P., 1995. Clay Behavior, Soil Response and Soil Structure Interaction Studies in Mexico City. Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Luis Missouri, USA, Vol 2, pp 1039-1051
- Romo M. P., Mendoza M. J. J. y García S. R., 2000. Geotechnical factors in seismic design of foundations, Lectur and State-of-the-Art paper, Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper # 2832, Auckland, New Zealand, February
- Romo M. P., Auvinet G., Ovando E., Mendoza M. J., Taboada V. M., Lermo J. y Mooser F., 2001. Ingeniería geotécnica para el nuevo aeropuerto internacional de la Ciudad de México: Soluciones en el exLago de Texcoco y en Zapotlán de Juárez, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a Aeropuertos y Servicios Auxiliares, Julio
- Rosenblueth E., 1952. Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos, Ediciones ICA, Serie B, 14, pp 3-12, México
- Rosenblueth E., 1987. Modelos probabilísticos de la ocurrencia de temblores, Memorias del Simposio Generación, Propagación y Efectos de Temblores, SMMS, SMIS, SMF, UGM, Abril
- Rosenblueth E., Ordaz M., Sánchez-Sesma F. y Singh S. K., 1989. Design spectra for Mexico's Federal District, Earthquake Spectra, 5, No 1, pp 273-291
- Rosenblueth E. y Ovando E., 1991. Geotechnical lessons from Mexico City and other recent earthquakes, Proc. Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earth. Engng. and Soil Dynamics, vol II, 1799-1811, Univ. of Missouri, Rolla
- Sánchez-Sesma F. J., 1995. The computation of site effects during strong ground motion, in Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures, editado por D. E. Beskos
- Schnabel B., Lysmer J. y Seed H.B., 1972. SHAKE. A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, College of Engineering, University of Berkeley, CA. Rep., No. EERC 72-12.
- Seed H.B. y Idriss I. M., 1970. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis. UCB/EERC-70/10, University of California, Berkeley
- Seed H. B., Idriss M. I. y Arango I., 1983. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 109(3): pp 458-82,.

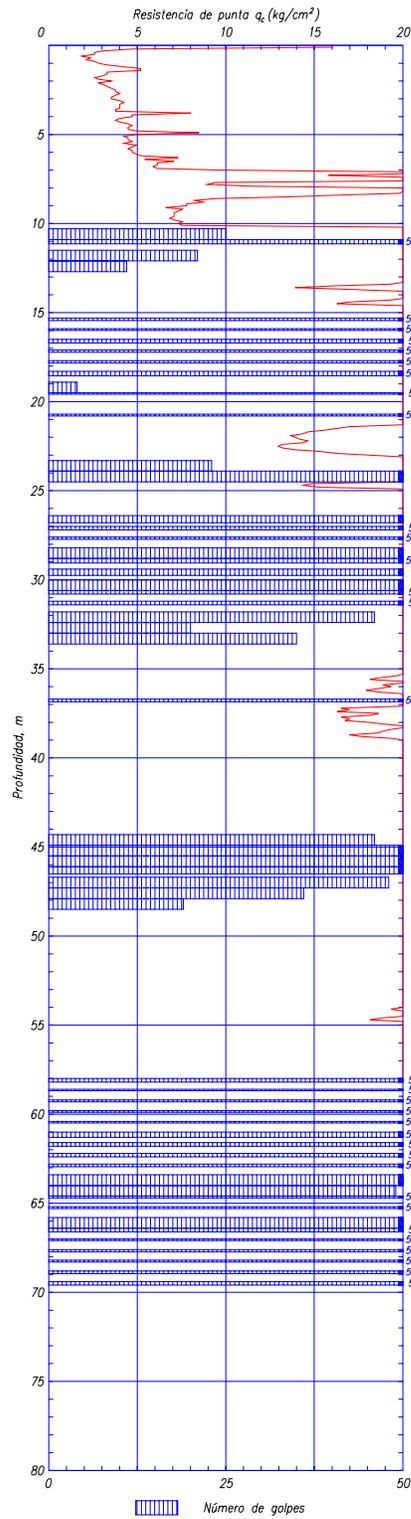


- Seed H. B., Romo M. P., Sun J., Jaime A. y Lysmer J., 1988. Relationships between soil conditions and earthquake ground motions, *Journal Earthquake SPECTRA*, Vol 4, No 2, pp 687-730, November
- Seed H. B. y Sun J. I., 1989. Implications of site effects in the Mexico City earthquake of Sept. 19, 1985 for earthquake-resistant design criteria in the San Francisco Bay area of California, Report No UCB/EERC-89/03, March
- Seed R. B., Dickenson S. E. y Mok C. M., 1994. Site effects on strong shaking and seismic risk: Recent developments and their impact on seismic design codes and practice, *Proc. of Structure Congress XII, ASCE*, Vol. 1, pp 573-578
- Singh S. K., Bazán E. y Esteva L., 1980. Expected earthquake magnitude at a fault, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, pp 903-914
- Singh S.K., Lermo J., Domínguez T., Ordaz M., Espinosa J.M., Mena E. y Quaas R., 1988. A study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site, *Earthquake Spectra* 4 (4), pp 653-673.
- Singh S. K., 1993. Efectos de sitio en la zona de terreno firme del valle de México, *Mems X Conf Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS*, pp 119-124
- Singh, S..K. y Ordaz, M. 1994. *Sismicidad y Movimientos Fuertes en México: Una Visión Actual*. CENAPRED.
- Stephenson, Lomnitz y Flores, 2006. Late resonant response at Texcoco, Valley of Mexico, during distant earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, pp 791-798
- Stokoe K. H., Hwang S. K., Lee J. y Andrus R. D., 1994. Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains, *Proc. International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Vol. 2, pp 785-816
- Suárez G., 1991, El sismo de Jalapa del 3 de enero de 1920. *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*, 42, pp 3-15.
- Sun J. I., Goleorkhi R. y Seed H. B., 1988. Dynamic and damping ratios for cohesive soils, Report No. EERC 88-15, University of California, Berkeley
- Taylor, 1948. *Fundamentals of Soils Mechanics*, John Wiley y Sons, Inc.
- Thomson W. T., 1950. Transmission of elastic waves through a stratified solid medium, *J. Appl. Phys.* 21, pp 89-93
- Vera X., 2002. Medio ambiente sísmico de campo libre para el sitio de Texcoco, Tesis de Maestría en Ingeniería, UNAM, México.
- Vucetic M. y Dobry R., 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response, *Journal of Geotech. Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 1.

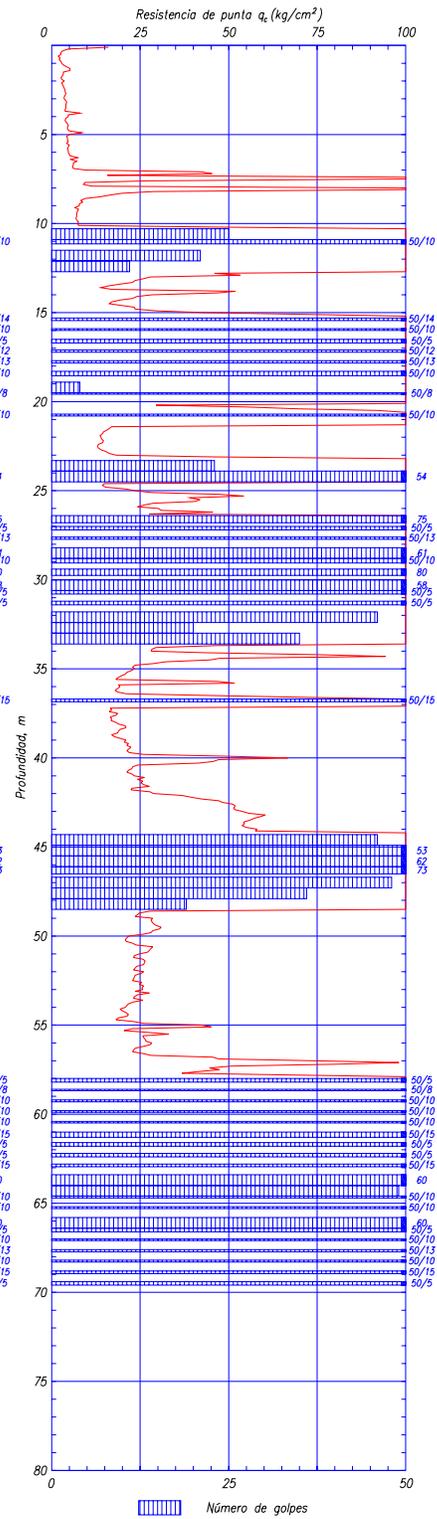


APÉNDICE A: Sondeo de penetración de cono eléctrico (CPT)

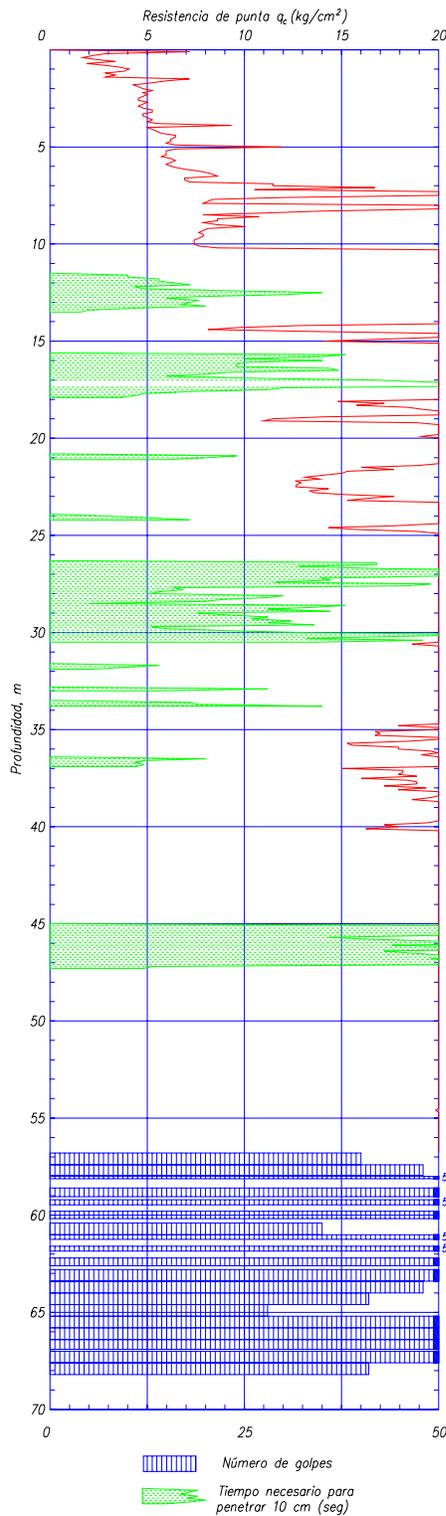




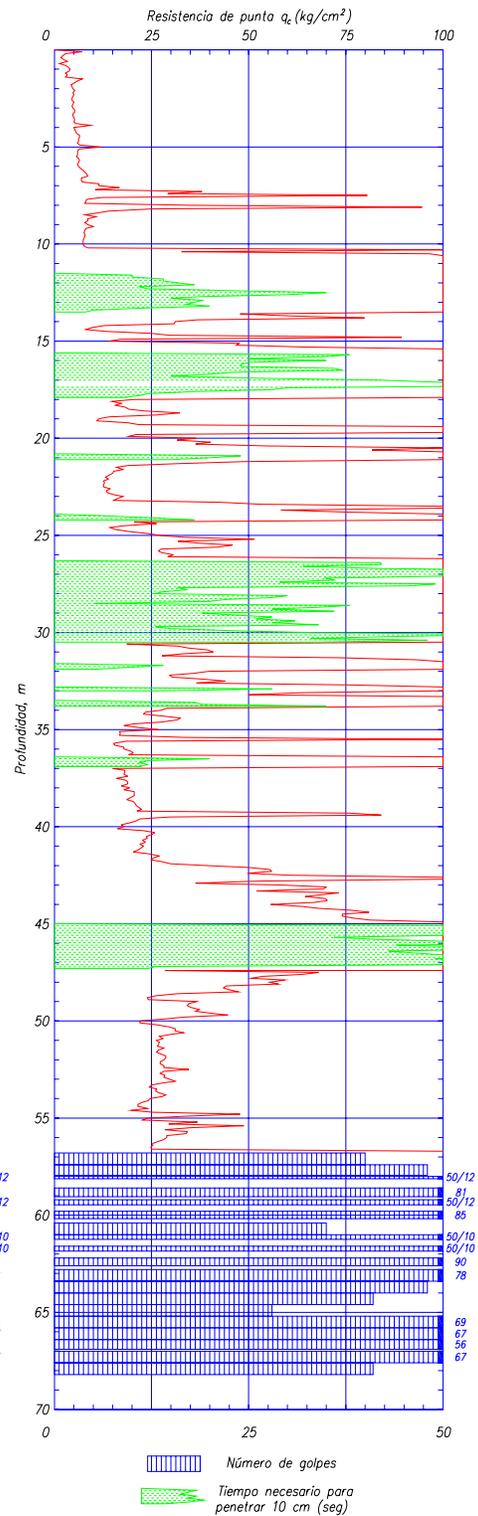
SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT2



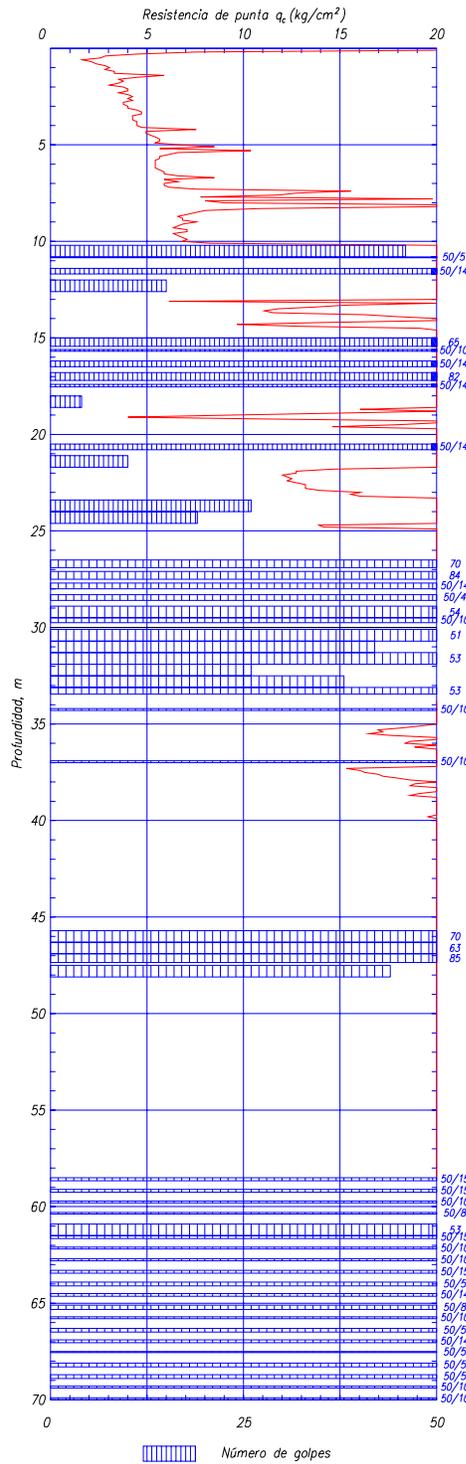
SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT2



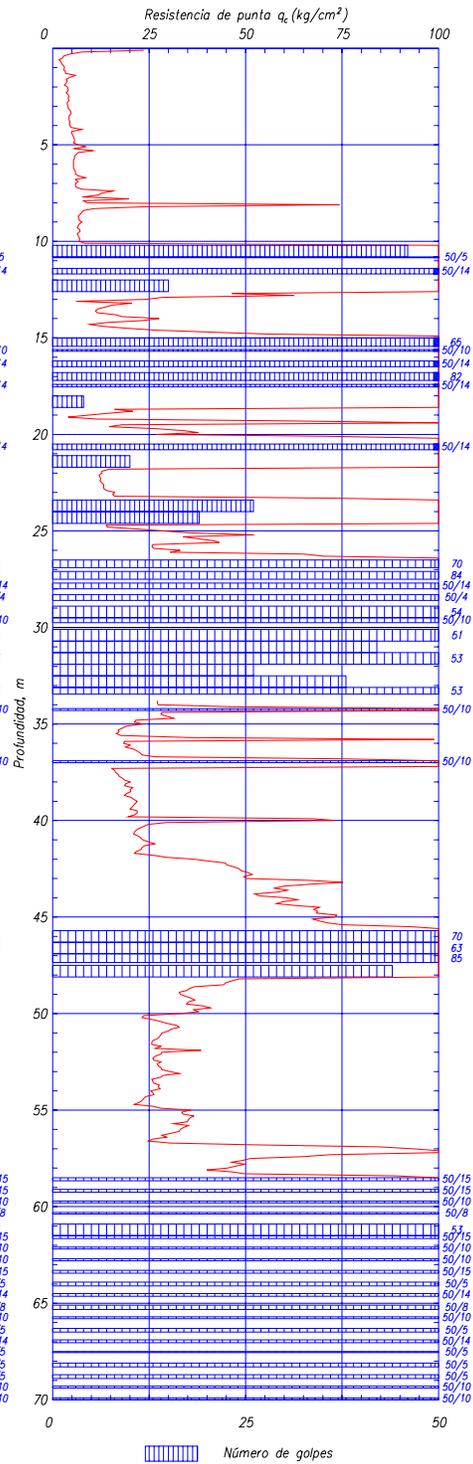
SONDEOS SUBSTACION
SELAGOI-CPT3



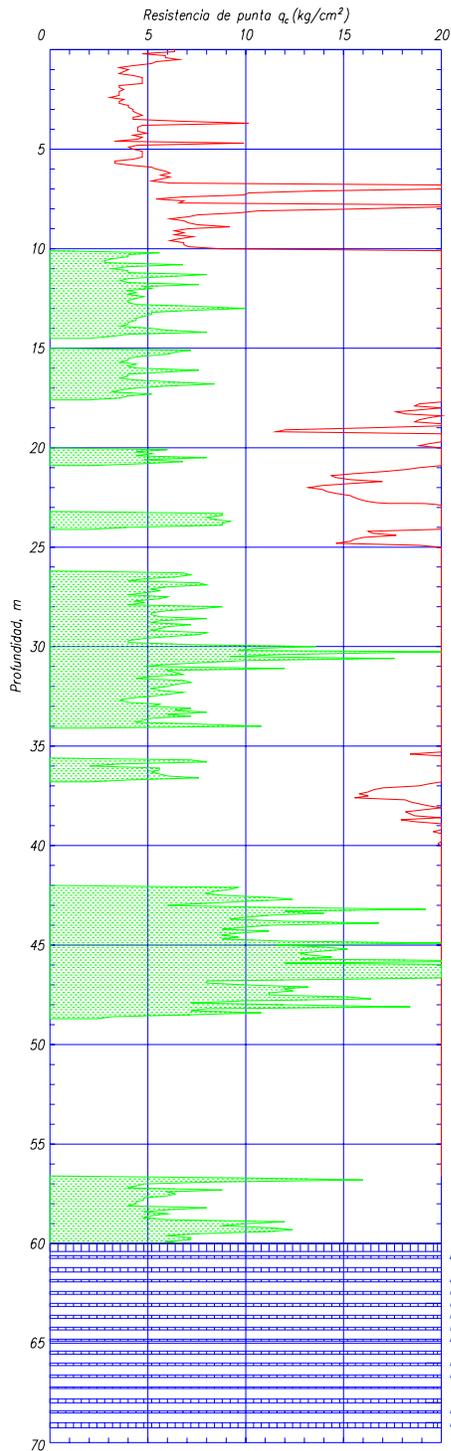
SONDEOS SUBSTACION
SELAGOI-CPT3



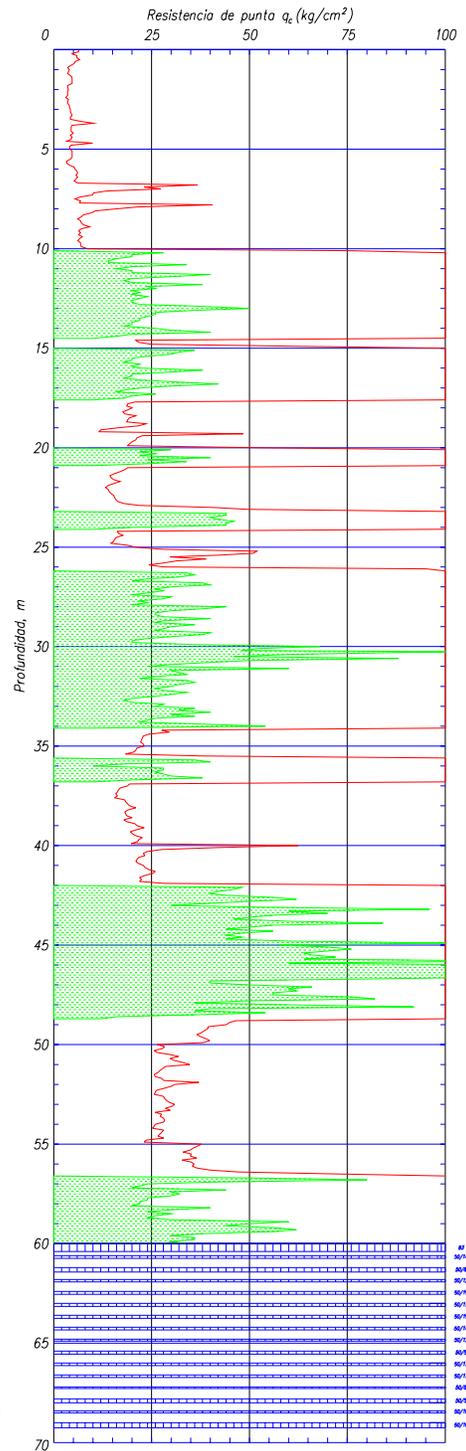
SONDEO SUBESTACION
SELAGOI-CPT4



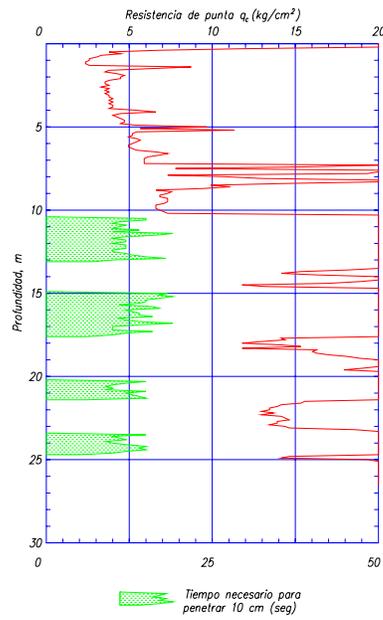
SONDEO SUBESTACION
SELAGOI-CPT4



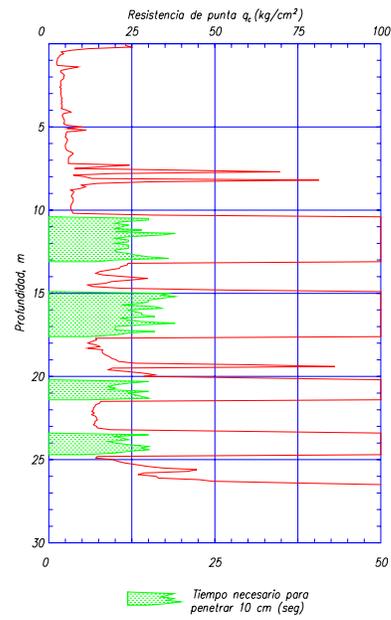
SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT5



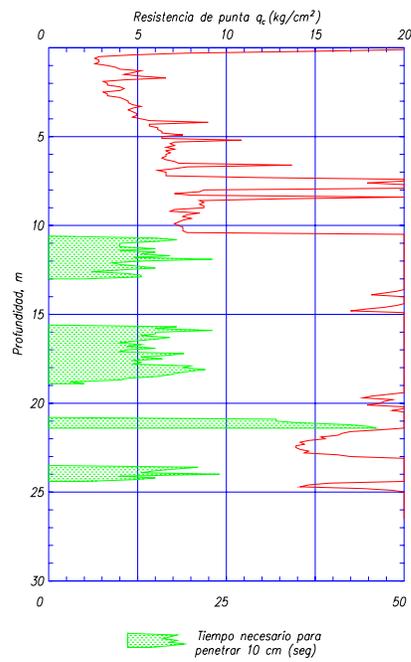
SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT5



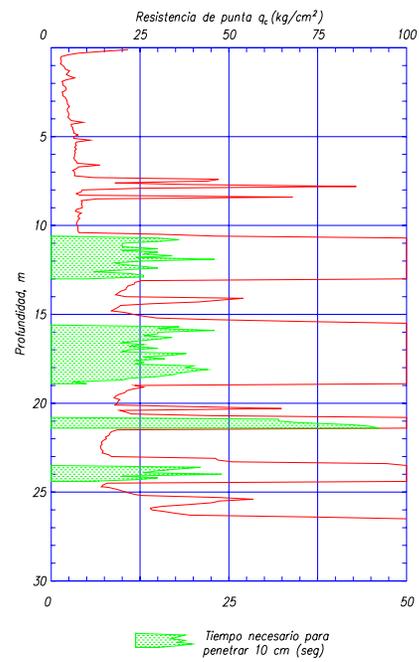
SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT6



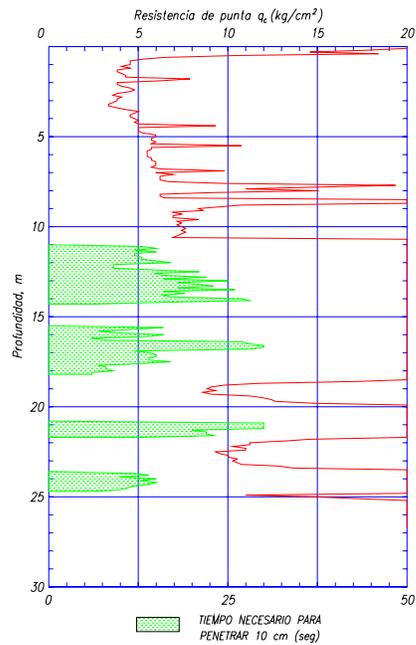
SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT6



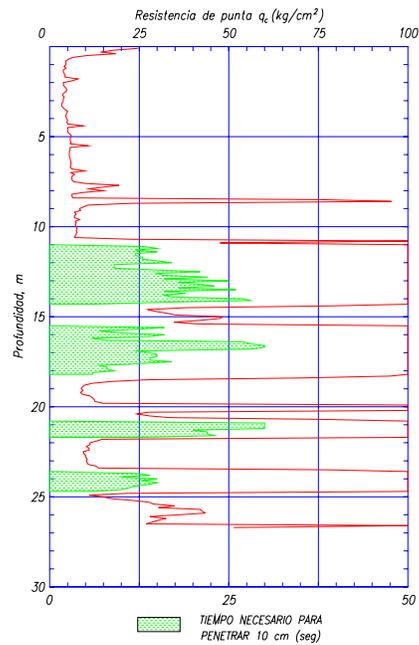
SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT7



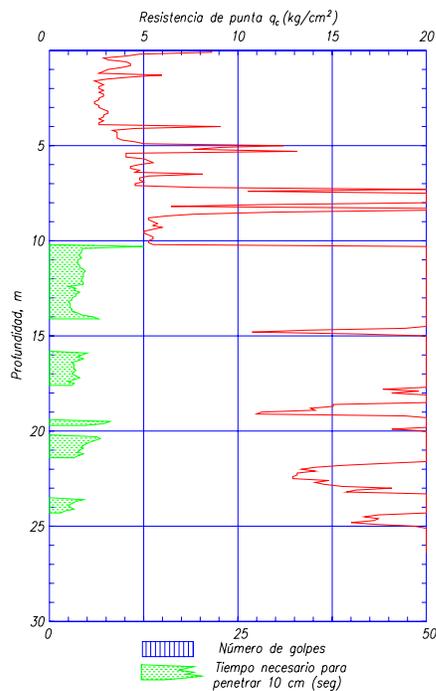
SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT7



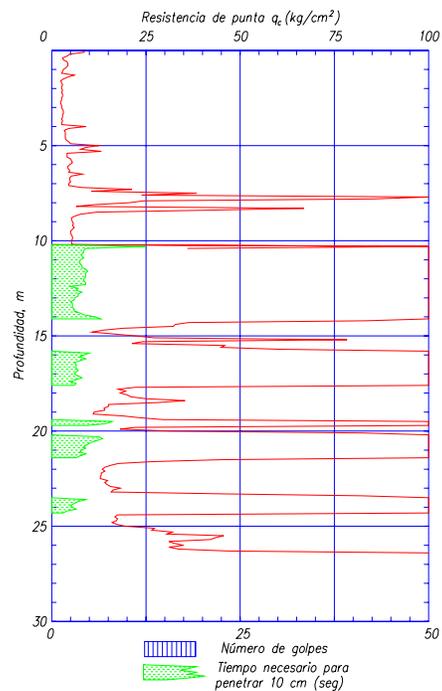
SONDEOS SUBESTACION SELAGOI-CPT8



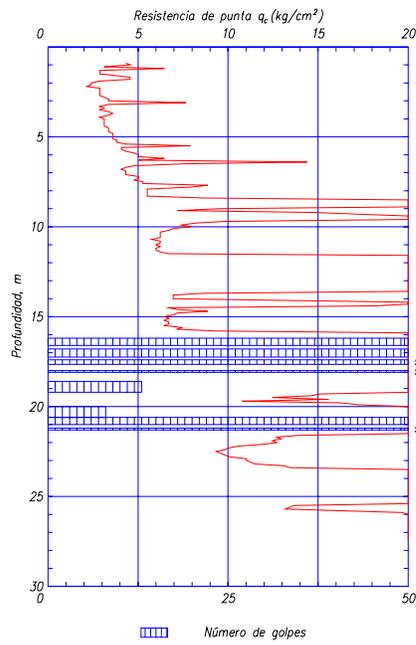
SONDEOS SUBESTACION SELAGOI-CPT8



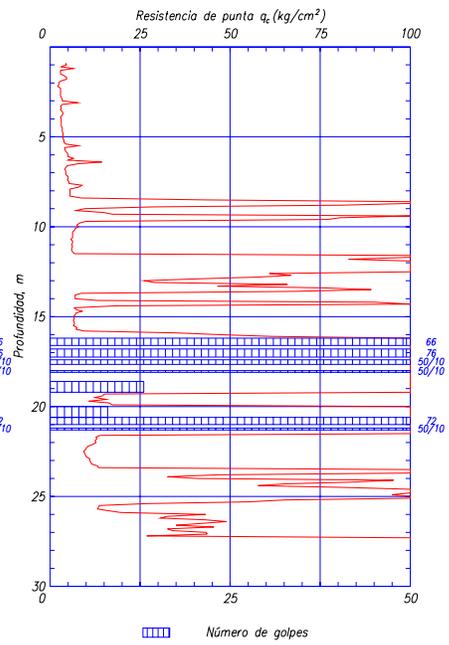
SONDEOS SUBESTACION SELAGOI-CPT9



SONDEOS SUBESTACION SELAGOI-CPT9



SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT10



SONDEOS SUBESTACION
SELAGOI-CPT10