



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
UNIDAD PROFESIONAL ADOLFO LÓPEZ MATEOS**

SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

APLICACIONES DE LA DINÁMICA DE SUELOS

T E S I S

**PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL**

**P R E S E N T A:
Nestor Octavio Gordillo Gordillo**

**DIRECTOR DE TESIS:
Dr. Alberto Jaime Paredes**

**DIRECTOR DE TESIS:
Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez**



MÉXICO D. F. 2011



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D. F., siendo las 18:00 horas del día 14 del mes de diciembre del 2011 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis, designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A. – U. Z. para examinar la tesis titulada:

“Aplicaciones de la Dinámica de Suelos”

Presentada por el alumno:

Gordillo

Apellido paterno

Gordillo

Apellido materno

Nestor Octavio

Nombre(s)

Con registro:

B	0	9	1	2	8	2
---	---	---	---	---	---	---

aspirante de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

Después de intercambiar opiniones, los miembros de la Comisión manifestaron **APROBAR LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Directores de tesis

Dr. Alberto Jaime Paredes

Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez

M. en C. Carlos Roberto Torres Álvarez

Dr. Esteban Flores Méndez

Dr. Ernesto Pineda León

PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES

M. en C. Pino Durán Escamilla



SECCIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO E INVESTIGACIÓN



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de México, D.F. el día 16 del mes Enero del año 2012, el (la) que suscribe Nestor Octavio Gordillo Gordillo alumno (a) del Programa de Maestría en Ingeniería Civil con número de registro B091282, adscrito a la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura - UZ, manifiesta que es autor (a) intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección del Dr. Alberto Jaime Paredes y Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez y cede los derechos del trabajo intitulado "Aplicaciones de la Dinámica de Suelos", al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección nestor_50@hotmail.com. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

Nestor Octavio Gordillo Gordillo

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Alberto Jaime Paredes, director de esta tesis, por su excelente orientación y consejos, por compartir su experiencia profesional y conocimientos académicos, así como su paciente revisión del texto.

Al Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez, director de esta tesis, así como al M. en C. Carlos Roberto Torres Álvarez coordinador del área de Geotecnia en el Instituto Politécnico Nacional.

A mis profesores en el Instituto Politécnico Nacional.

A los sinodales por el tiempo invertido en la revisión de esta tesis.

Al Instituto Politécnico Nacional.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitir la realización de este trabajo.

Al CONACYT por el apoyo económico recibido que me permitió estudiar la maestría.

A mis amigos y compañeros del Instituto de Ingeniería, en especial a Francisco Flores y Jenny Ramírez, quienes de alguna manera contribuyeron a la realización de la tesis.

Finalmente, deseo agradecer a mis padres, hermanos y amigos por su apoyo durante mis estudios.

RESUMEN

En el presente trabajo de tesis se describen las propiedades dinámicas de los suelos así como su determinación en laboratorio y en campo, describiendo cada una de las pruebas, los equipos y aparatos utilizados para su determinación. También se presentan las ventajas y desventajas que se consideraron de mayor relevancia en el empleo de cada una de éstas. El estudio de estos temas así como los principios de ingeniería sísmica, los cuales se discuten en este trabajo, serán empleados mediante 3 casos prácticos. La evaluación de la respuesta dinámica de estructuras en zonas altamente sísmicas debe incluir análisis dinámicos y de interacción suelo - estructura según se requiera, con el fin de garantizar el buen comportamiento del sistema. Se tiene como primer caso un edificio construido en suelos blandos, como segundo caso la estabilidad de un talud y como tercero la estabilidad de un muro de contención ante las solicitaciones dinámicas. Para esto, se desarrollan modelos bidimensionales de diferencias finitas y elemento finito con el que simulará el comportamiento global del sistema durante un sismo. De igual forma se emplearán métodos analíticos pseudoestáticos con los que se analizarán estructuras como los muros de contención.

ABSTRACT

This thesis describes the dynamic properties of soils and its determination in laboratory and field, describing each of the tests, equipment and devices used for their determination. It also discusses the advantages and disadvantages that were considered most important in the use of each of these. The study of these issues as well as seismic engineering principles, which are discussed in this paper will be used by 3 case studies. The evaluation of the dynamic response of structures in highly seismic areas should include dynamic analysis of interaction soil - structure as required to ensure proper system behavior. It is the first case a building constructed on soft soils, as the second case, the stability of a slope and a third party the stability of a retaining wall to the dynamic stress. For this, two-dimensional models are developed finite difference and finite element to simulate the overall system behavior during an earthquake. Similarly pseudo-static analytical methods should be employed to analyze the structures such as retaining walls.

APLICACIONES DE LA DINÁMICA DE SUELOS

CONTENIDO

	Pág.
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iii
Contenido	v
Lista de tablas	ix
Lista de figuras	xi
Simbología	xv
CAPÍTULO 1	
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivo	2
1.3 Metas	2
1.4 Justificación	2
1.5 Contenido de la Tesis	2
CAPÍTULO 2	
2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS	5
2.1 Medición de las Propiedades Dinámicas de los Suelos	5
2.2 Módulo de Cortante, <i>G</i>	7
2.2.1 Módulo de cortante máximo, <i>G_{máx}</i>	9
2.2.2 Degradación de <i>G_{máx}</i> , con la deformación angular	12
2.3 Coeficiente de Amortiguamiento, λ	16
CAPÍTULO 3	
3. PRUEBAS DE LABORATORIO	19
3.1 Ensayo de Columna Resonante	20
3.1.1 Descripción de la prueba	21
3.1.2 Cálculo de parámetros	23
3.2 Ensayo Triaxial Cíclico	25
3.2.1 Descripción de la prueba	26
3.2.2 Cálculo de parámetros	27
3.3 Corte Simple Cíclico	30
3.4 Ensayo de Pulsos Ultrasónicos	32

CAPÍTULO 4

4. PRUEBAS DE CAMPO	39
4.1 Prueba de Refracción Sísmica	41
4.2 Sonda Suspendida	48
4.3 Pruebas Sísmicas Up-hole and Down-hole	53
4.4 Prueba Sísmica Cross-Hole	55
4.5 Pruebas de Reflexión Sísmica	56
4.6 Método de Oscilación Forzada	59
4.7 El Análisis Espectral de Ondas de Superficie (SASW)	60
4.8 Correlaciones Empíricas	65
4.8.1 Prueba de penetración estándar (SPT)	65
4.8.2 Sondeo de cono eléctrico (SCE)	67
4.8.3 Ensayes triaxiales consolidados no drenados (CU)	67

CAPÍTULO 5

5. PRINCIPIOS DE INGENIERÍA SÍSMICA	69
5.1 Características de los Sismos	70
5.1.1 Tipos de ondas	71
5.1.2 Momento sísmico	72
5.1.3 Magnitud	73
5.1.4 Intensidad de un sismo	74
5.2 Parámetros del Movimiento del Suelo	76
5.2.1 Parámetros de amplitud	77
5.2.2 Parámetros de contenido de frecuencia	79

CAPÍTULO 6

6 APLICACIONES DE LA DINÁMICA DE SUELOS	85
6.1 Análisis Numérico de Interacción Dinámica Suelo – Estructura de un Edificio Construido en Suelos Blandos	86
6.1.1 Análisis de respuesta de sitio	86
6.1.2 Descripción del proyecto	87
6.1.3 Determinación de propiedades índice y mecánicas	90
6.1.4 Perfil estratigráfico y perfil de resistencia de punta	90
6.1.5 Perfil idealizado del suelo	93
6.1.6 Estimación de las velocidades de onda de cortante	95
6.1.7 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento	99
6.1.8 Ambiente sísmico	103
6.1.9 Análisis de interacción suelo – estructura	111
6.1.10 Respuesta en campo libre	111
6.1.11 Resultados campo libre	117
6.1.12 Respuesta interacción suelo – estructura	121
6.1.13 Resultados interacción suelo – estructura	130
6.2 Estabilidad de Taludes	136
6.2.1 Análisis de estabilidad de taludes mediante análisis de equilibrio límite	137
6.2.2 Análisis de estabilidad de taludes mediante diferencias finitas	142
6.3 Análisis de Muros de Contención por Sismo	149
6.3.1 Planteamiento del Problema	154

6.3.2 Análisis estático muro (a)	155
6.3.3 Análisis estático muro (b)	159
6.3.4 Análisis sísmico muro (b)	162
Conclusiones	167
Referencias bibliográficas	171

LISTA DE TABLAS

Pág.

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1	Determinación de las propiedades del suelo de interés en un análisis dinámico.	7
Tabla 2.2	Exponente de la Relación de Sobreconsolidación, k .	10
Tabla 2.3	Estimación del valor $k_{2máx}$.	10
Tabla 2.4	Valores de $G_{máx}/S_u^a$	10
Tabla 2.5	Efectos del Entorno y Condiciones de Carga en el módulo de Cortante Máximo de suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados.	12
Tabla 2.6	Efectos del Entorno y Condiciones de Carga de la relación del módulo (a un nivel de deformación dado) de suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados.	16

CAPÍTULO 6

Tabla 6.1	Propiedades índice y mecánicas	93
Tabla 6.2	Propiedades dinámicas y estratigrafía del Suelo utilizados en diferencias finitas	114
Tabla 6.3	Propiedades dinámicas y estratigrafía del suelo utilizados en elemento finito	116
Tabla 6.4	Resultados de acelerogramas y espectros de respuesta	120
Tabla 6.5	Elementos Estructurales	125
Tabla 6.6	Propiedades de suelo	128
Tabla 6.7	Propiedades mecánicas y dinámicas de la roca y el relleno	137
Tabla 6.8	Factores de seguridad según los diferentes métodos (Estático)	139
Tabla 6.9	Factores de seguridad según los diferentes métodos (incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático)	142
Tabla 6.10	Coefficientes sísmicos	147
Tabla 6.11	Factores de seguridad contra deslizamiento y volteo del muro de contención (b).	164

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
CAPÍTULO 3	
Figura 3.1	20
Figura 3.2	21
Figura 3.3	22
Figura 3.4	22
Figura 3.5	23
Figura 3.6	24
Figura 3.7	26
Figura 3.8	28
Figura 3.9	29
Figura 3.10	30
Figura 3.11	30
Figura 3.12	31
Figura 3.13	32
Figura 3.14	33
CAPÍTULO 4	
Figura 4.1	41
Figura 4.2	42
Figura 4.3	43
Figura 4.4	44
Figura 4.5	45
Figura 4.6	47
Figura 4.7	48
Figura 4.8	50
Figura 4.9	51
Figura 4.10	52
Figura 4.11	53
Figura 4.12	54

Figura 4.13	Velocidad de registro por el método de Cross-Hole.	55
Figura 4.14	Trayectoria de la incidencia de los rayos y de las ondas P reflejadas por la capa límite horizontal; (b) Variación del tiempo recorrido por las ondas directas y reflejadas.	57
Figura 4.15	Diseño de la fuente y receptores para la prueba de reflexión de un estrato con límite inclinado.	58
Figura 4.16	Ensaye de oscilación forzada.	59
Figura 4.17	Dependencia de la propagación de ondas Rayleigh sobre la frecuencia.	61
Figura 4.18	Dependencia de la distribución del desplazamiento vertical sobre la longitud de onda de la propagación de ondas Rayleigh.	62
Figura 4.19	Disposición de las mediciones in situ por SASW.	63
Figura 4.20	Tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, (ASTM D1586-84)	65
Figura 4.21	Corrección del factor de sobrecarga, SPT.	67

CAPÍTULO 5

Figura 5.1	Descripción de la localización de un sismo.	71
Figura 5.2	Relaciones entre la escala de Magnitud del Momento (M_w) y otras escalas de magnitud.	76
Figura 5.3	Registros de Aceleración, Velocidad y Desplazamiento.	77
Figura 5.4	Esquema del método de determinación del espectro de respuesta.	81
Figura 5.5	Representación combinada de espectros en escala semilogarítmica.	82
Figura 5.6	Espectro de Respuesta	83

CAPÍTULO 6

Figura 6.1	Localización de la zona en estudio (NTC-RCDF,2004).	87
Figura 6.2	Localización de los sondeos.	88
Figura 6.3	Lecturas de la Estación Piezométrica.	89
Figura 6.4	Perfil estratigráfico	91
Figura 6.5	Perfil de resistencia de punta, q_c .	92
Figura 6.6	Perfil Idealizado	94
Figura 6.7	Perfil de velocidad de ondas de cortante con la profundidad	97
Figura 6.8	Perfil de velocidades de onda de cortante y perfil idealizado	98
Figura 6.9	Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=0	99
Figura 6.10	Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=15	100
Figura 6.11	Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=30	100
Figura 6.12	Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=50	101
Figura 6.13	Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=100	101
Figura 6.14	Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=200	102

Figura 6.15	Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, CP=1-3ksc	102
Figura 6.16	Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, CP>3ksc	103
Figura 6.17	Localización de los epicentros de los eventos sísmicos (Google Earth, 2011).	104
Figura 6.18	Espectros de respuesta normalizados para las 2 componentes horizontales de cada evento sísmico.	105
Figura 6.19	Zonificación del DF para fines de Diseño por Sismo (NTC-RCDF, 2004) y estaciones sismológicas.	106
Figura 6.20	Comparación de los espectros de diseño.	107
Figura 6.21	Sismo semilla estación CU01, componente N00E.	108
Figura 6.22	Sismo semilla estación CENA, componente N90E.	108
Figura 6.23	Sismo sintético CU01, aceleración, velocidad y desplazamiento.	109
Figura 6.24	Sismo sintético CENA, aceleración, velocidad y desplazamiento.	110
Figura 6.25	Perfil de Propiedades lineales equivalentes, Módulo de rigidez al cortante (G) y Amortiguamiento	112
Figura 6.26	Registro de aceleraciones en la base (deconvolución)	113
Figura 6.27	Modelo del programa de diferencias finitas en campo libre	115
Figura 6.28	Modelo del programa de elemento finito en campo libre	117
Figura 6.29	Perfiles de esfuerzos cortantes máximos, deformaciones máximas y aceleraciones máximas con la profundidad	118
Figura 6.30	Registro de aceleraciones en la superficie, campo Libre	119
Figura 6.31	Espectros de respuesta en la superficie, campo libre	120
Figura 6.32	Modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras	122
Figura 6.33	Representación de una estructura mediante un sistema de un grado de libertad sin interacción	123
Figura 6.34	Vista en planta de la estructura usada en el modelo de diferencias finitas	124
Figura 6.35	Modelos de la estructura en SAP y FLAC respectivamente	126
Figura 6.36	Modelo esquemático de la excavación.	127
Figura 6.37	Representación esquemática del modelo	129
Figura 6.38	Localización de los sitios de comparación (Puntos de Control)	130
Figura 6.39	Espectros de respuesta en la base del edificio y en campo libre a una profundidad de 3.5m	131
Figura 6.40	Efectos de interacción al centro de la cimentación	132
Figura 6.41	Espectros de piso del edificio (esquina) mediante diferencias finitas	133
Figura 6.42	Espectros de piso del edificio (centro) mediante diferencias finitas	134
Figura 6.43	Representación esquemática del modelo en SLOPE/W	138
Figura 6.44	Superficie de falla crítica y Factor de Seguridad método estático (Morgestern y Price.)	139
Figura 6.45	Esquema del coeficiente sísmico aplicado al modelo	140
Figura 6.46	Ubicación del sitio en estudio, talud en la frontera entre Michoacán y Guerrero.	140
Figura 6.47	Espectro en roca (PRODISIS)	141
Figura 6.48	Superficie de falla crítica y Factor de Seguridad incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático (Morgestern y Price.)	141

Figura 6.49	Modelo esquemático del talud	142
Figura 6.50	Contornos de esfuerzos en Y, FLAC (Itasca, 2005)	143
Figura 6.51	Contornos de la tasa de velocidad de deformación mediante diferencias finitas (Estático)	144
Figura 6.52	Esquema de la aplicación de la fuerza sísmica	144
Figura 6.53	Contornos de la tasa de velocidad de deformación mediante diferencias finitas (incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático)	145
Figura 6.54	Esquema del modelo utilizado en diferencias finitas (dinámico)	146
Figura 6.55	Ubicación del nodo de historia	146
Figura 6.56	Acelerograma sintético (PRODISIS)	147
Figura 6.57	Registro de aceleraciones en nodo historia	148
Figura 6.58	Esquema de las fuerzas actuando sobre el muro de contención.	149
Figura 6.59	Esquemas de los muros de contención analizados.	155
Figura 6.60	Fuerzas actuando sobre el muro de contención (a)	156
Figura 6.61	Presión de contacto entre el suelo y muro (a) en condiciones estáticas	158
Figura 6.62	Localización de la resultante N , en la base del muro (a).	159
Figura 6.63	Fuerzas actuando sobre el muro de contención (b)	160
Figura 6.64	Presión de contacto entre el suelo y muro (b) en condiciones estáticas.	161
Figura 6.65	Localización de la resultante N , en la base del muro (b).	161
Figura 6.66	Presión de contacto entre el suelo y muro (b) ante condiciones sísmicas.	164

SIMBOLOGÍA

A_c	Área corregida
A_0	Área transversal inicial de la probeta
a_0	aceleración máxima del terreno
$a_{máx}$	Aceleración máxima de respuesta
C_N	Factor de corrección de sobrecarga
CP	Presión de confinamiento
D	Diámetro de la probeta
$d_{máx}$	Desplazamiento máximo de respuesta
E	Módulo de Young
E_{ff}	Energía teórica de caída libre
E_m	Energía real del martillo
f_0	Frecuencia de resonancia
f_n	Frecuencia natural del sistema
g	Aceleración de la gravedad
G	Módulo de rigidez al esfuerzo cortante del suelo
$G_{máx}$	Módulo de Cortante Máximo
H	Espesor del estrato
H_0	Altura inicial de la probeta
I	Intensidad de un Sismo
i_c	Ángulo crítico de incidencia de la onda
I_m	Momento polar de inercia de la masa de la muestra
I_s	Momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante
IP	Índice plástico
k_A	Coefficiente de la presión activa del suelo
K_{AE}	Coefficiente de la presión de tierra para condiciones sísmicas
k_0	Coefficiente de tierras en reposo
ksc	Kilo sobre centímetro al cuadrado
k_P	Coefficiente de la presión pasiva del suelo
L	Longitud de la muestra
M	Magnitud del sismo
M_0	Momento sísmico
M_w	Magnitud de Momento
N_m	Es la resistencia a la penetración medida (Número de golpes medido)
OCR	Radio de Sobreconsolidación
P	Carga aplicada
Pa	Presión atmosférica
P_A	Presión activa del suelo
P_{AH}	Componente horizontal de la presión activa del suelo
P_{AE}	Suma de la fuerza estática P_A y la fuerza pseudoestática P_E .
P_{AV}	Componente vertical de la presión activa del suelo
P_E	Fuerza horizontal pseudoestática

P_p	Presión pasiva del suelo
t	Tiempo
T	Periodo fundamental del sistema
T_p	Periodo dominante
$v_{m\acute{a}x}$	Velocidad máxima de respuesta
v_p	Velocidad de ondas de compresión
v_s	Velocidad de onda de cortante
γ	Deformación angular
γ_m	Peso volumétrico del suelo
δ	Deformación axial que sufre el especimen
ϵ	Deformación unitaria axial
\emptyset	ngulo
λ	Coficiente de Amortiguamiento
μ	Relación de Poisson
π	Número P
ρ	Densidad del material
σ_d	Esfuerzo desviador
σ'_m	Esfuerzo principal efectivo medio
σ_n	Esfuerzo Normal
$\bar{\sigma}_v$	Esfuerzo vertical efectivo
τ	Esfuerzo Cortante
$\tau_{m\acute{a}x}$	Cortante máximo
τ_f	Esfuerzo Cortante a la falla
ϕ	ángulo de Fricción Interna

Capítulo 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La alta sismicidad de nuestro país, así como su rápido desarrollo en cuanto a construcciones se refiere, ha llevado a la necesidad del estudio de esta disciplina. Las ondas ocasionadas por los sismos introducen fuerzas dinámicas de consideración en la cimentación de estructuras como edificios, torres, puentes, túneles y en general obras de ingeniería, donde es importante reconocer que este tipo de ondas puede producir daños de gran importancia. Además, con el estudio de esta disciplina, es posible aplicar la dinámica de suelos a la caracterización de un sitio, con el fin de poder lograr un mejor diseño en las cimentaciones de estructuras y maquinaria, efectos del tránsito de vehículos, obtener la respuesta esperada de un depósito de suelo, estructuras de tierra, de retención y obras subterráneas, estudiar el comportamiento de la interacción suelo – estructura, así como estudiar el efecto de explosiones, licuación, vibraciones, etc., de donde parte la necesidad de formar especialistas en el tema.

1.2 Objetivo

Este trabajo tiene por objetivo estudiar las propiedades dinámicas de los suelos y rocas, su determinación en laboratorio y en campo, así como estudiar los principios de ingeniería sísmica. A su vez, la aplicación de estos conocimientos al análisis de diferentes estructuras como taludes, muros de contención, cimentaciones y otras estructuras a través de ejemplos de aplicación, permitiendo, conocer el comportamiento de éstas ante los efectos dinámicos, en particular los inducidos por un sismo.

1.3 Metas

Se estudiará las propiedades dinámicas de los suelos y rocas, así como la determinación de éstas tanto en campo como en laboratorio, y una vez obtenidas estas propiedades, se dará aplicación a diferentes problemas presentados para los distintos tipos de estructuras existentes, se estudiarán las diferentes metodologías para el análisis dinámico de las estructuras tanto en roca como en suelos. Se hará uso de software especializado y diseñado para resolver estos tipos de problemas. Se simularán en algunos casos por medio de estos programas los esfuerzos y deformaciones, previos y después del evento dinámico, para así determinar las zonas críticas y proponer soluciones. Se estudiará la relación que existe entre el suelo y la estructura existente con el fin de lograr un adecuado comportamiento de las estructuras desplantadas sobre los suelos y rocas.

1.4 Justificación

La dinámica de suelos, es una disciplina relativamente reciente y necesita un mayor estudio. El comportamiento de una estructura térrea, edificios y otras estructuras bajo condiciones dinámicas, es de la mayor importancia en México debido a sus características de país sísmico, en donde, más de la mitad de su territorio es de alto riesgo sísmico. También, el viento es un factor importante en las zonas costeras por su alto desarrollo turístico y habitacional. Su práctica requiere también la consideración de factores sociales, económicos y políticos, por lo que se busca tener un mejor dominio y conocimiento de esta disciplina para una mejor aplicación en la práctica.

1.5 Contenido de la Tesis

La tesis se desarrolla en 6 capítulos. El primer capítulo, presenta un breve estado del arte sobre la Dinámica de Suelos además se presentan los objetivos, las metas y justificación de este trabajo.

Las propiedades dinámicas de los suelos se discuten en el capítulo 2.

En el capítulo 3 se estudia la determinación de las propiedades dinámicas en laboratorio, así mismo en el capítulo 4 se discute la determinación de las propiedades dinámicas en campo, haciendo énfasis al final de cada capítulo, en las ventajas y desventajas que presenta cada tipo de prueba realizada, tanto en campo como en laboratorio.

En el capítulo 5, se exponen los principios de ingeniería sísmica, en el cual se abordan los conceptos propios a la dinámica de suelos para su estudio y aplicación en el capítulo posterior.

En el capítulo 6, se presentan tres ejemplos de aplicación a la dinámica de suelos, como son interacción suelo estructura de un edificio construido en suelos blandos, estabilidad de taludes y muros de retención, realizando su análisis por medio de métodos analíticos con base al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, y mediante software de elemento finito y diferencias finitas.

Finalmente, se presentan las conclusiones.

Capítulo 2

2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

2.1 Medición de las Propiedades Dinámicas de los Suelos

El comportamiento de un suelo sujeto a cargas dinámicas está regido por lo que se denomina *Propiedades Dinámicas de los Suelos*. La medición de las propiedades dinámicas de los suelos es una tarea crítica en la solución de los problemas de Dinámica de Suelos. Una amplia variedad de técnicas de campo y laboratorio están disponibles, cada una de ellas con diferentes ventajas y limitaciones con respecto a los diversos problemas que se encuentran a lo largo de los trabajos de Ingeniería.

Muchas de ellas están orientadas hacia la medición de las propiedades a deformaciones bajas ($<10^{-4}$ %), y otras orientadas hacia las propiedades a mayores deformaciones. Es importante el realizar una adecuada selección de las diversas técnicas para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos, tomando las consideraciones necesarias y entendiendo el problema que se tiene por resolver.

Las propiedades de los suelos se ven influenciadas por la propagación de ondas y otros fenómenos de baja deformación que incluyen la rigidez del suelo, amortiguamiento, relación de Poisson y la densidad. De éstos, la rigidez y el amortiguamiento son los más importantes, los otros tienen menos influencia y tienden a caer dentro de rangos relativamente más estrechos.

Las características de rigidez y amortiguamiento de suelos cargados cíclicamente resultan críticos en la evaluación de distintos problemas referentes a la Ingeniería Geotécnica Sísmica. Esto ocurre al evaluar tanto en problemas de baja deformación, como en los problemas en donde las deformaciones presentadas son de magnitudes intermedias y altas. A niveles altos de deformación, la influencia de la tasa y los números de ciclos de carga en la resistencia al corte puede llegar a resultar de mucha importancia. Así mismo, las características de cambio de volumen resultan también importantes a niveles altos de deformación.

Las mediciones de éstas propiedades importantes del suelo tanto en campo como en el laboratorio se presentarán en los siguientes capítulos. Muchas de estas pruebas han sido desarrolladas específicamente para medir las propiedades dinámicas de los suelos; otras han sido versiones modificadas de pruebas comúnmente usadas para medir el comportamiento del suelo bajo condiciones de carga *monotónica*.

Cualquier investigación que se realice sobre las propiedades dinámicas de los suelos se debe hacer con el debido reconocimiento de la inevitable incertidumbre que existe al medir éstas propiedades. Las fuentes de esta incertidumbre se deben a la variabilidad que existen en los suelos que conforman la corteza terrestre (un resultado del entorno geológico que responde a como han sido depositados los minerales para formar los suelos), su anisotropía inherente (la cual está en función de la estructura del suelo), anisotropía inducida (causada por las condiciones de esfuerzo anisotrópico), perturbación debida a la perforación y el muestreo, limitaciones al realizar las pruebas de laboratorio o en campo, errores que pueden producirse durante la ejecución de las pruebas y la correcta interpretación de esos errores. Algunas de estas fuentes de incertidumbre pueden ser minimizadas al interpretar los resultados obtenidos, con una correcta ejecución en las pruebas, siendo más cuidadosos en los detalles que se presentan durante el transcurso de éstas, aunque, hay otras que no son posibles de evitar.

En el caso de los suelos, diversos efectos dinámicos inducen al suelo deformaciones las cuales, como se ha visto, se ven regidas por las propiedades dinámicas de los suelos, las cuales son objeto de estudio en este capítulo. Estos efectos, los cuales son capaces de producir una excitación dinámica, son por ejemplo: la alta actividad sísmica de nuestro país, los efectos que llegan a producir las vibraciones de grandes maquinarias de industrias, movimientos y vibraciones ocasionadas en la construcción de algún tipo de obra, viento, oleaje, entre otros; los cuales se ven reflejados en el comportamiento del suelo.

Como propiedades dinámicas de los suelos, entre las más importantes se encuentran el módulo de cortante dinámico, G , y el porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo, λ , así entre otros parámetros de menos importancia cómo el módulo de compresibilidad volumétrica, B , la relación de Poisson, μ , la resistencia al corte estática de arcillas y la compacidad de suelos granulares.

Para la medición de estas propiedades, se recurren a varios métodos de laboratorio y/o campo, los cuales son útiles para poder predecir el comportamiento de dichos suelos (Tabla 2.1). Cada uno de estos métodos nos proporcionan ciertas ventajas y desventajas que se verán en los capítulos posteriores, las cuales de igual manera son específicas para aplicar a distintos tipos de suelo, ya sea en laboratorio, simulando las condiciones en que se encuentran en su estado real, como así, poder controlar diversas condiciones a las que se puede enfrentar dicho suelo; y en campo, estudiando el suelo como una gran masa con las condiciones que presenta en ese momento.

Distintos métodos son recomendables para determinar las propiedades del suelo mencionadas:

Tabla 2.1. Determinación de las propiedades del suelo de interés en un análisis dinámico.

Propiedad	Tipo de Ensaye	Tipo de Suelo	Método de prueba recomendable.
Módulo de Cortante G	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, corte Simple, Columna Resonante.
Coefficiente de Amortiguamiento	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, Columna Resonante.
Relación de Poisson	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, normalmente se estima.
Resistencia Estática	Laboratorio	Cohesivo	Compresión no confinada
Compacidad Relativa	Campo	Granular	Penetración Estándar
	Laboratorio	Granular	“Muestra Inalterada” si es posible

2.2 Módulo de Cortante, G .

En las pruebas de laboratorio se muestra que la rigidez del suelo está fuertemente influenciada por la magnitud de la deformación angular cíclica, la relación de vacíos, el esfuerzo principal efectivo promedio, el índice plástico, el relación de sobre consolidación y el número de ciclos de cargas. El módulo de cortante en la mayoría de los suelos exhibe relaciones esfuerzo-deformación no-lineales, y es por esa razón que el módulo G se determina en el laboratorio como el módulo secante. El módulo secante de corte de un elemento del suelo varía con la magnitud de la deformación angular cíclica. A magnitudes de baja deformación el módulo secante de corte es alto, pero este decrece conforme la magnitud de la deformación angular aumenta. En el caso un suelo típico sometido a una carga simétrica como sería de esperar bajo una superficie de terreno plano muy lejos de las estructuras adyacentes, puede exhibir una curva de histéresis del tipo de muestra en la Figura 2-1. En términos generales, dos características importantes de la forma de la curva de histéresis son su inclinación y su amplitud. La inclinación de la curva depende de la rigidez del suelo, la que puede ser descrita en cualquier momento durante el proceso de carga por el módulo tangente de cortante, G_{tan} . Obviamente, G_{tan} varía a través del ciclo de carga, pero su valor medio durante el ciclo completo se puede aproximar por el módulo secante de cortante.

$$G_{sec} = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.1)$$

donde;

τ = Esfuerzo Cortante

γ = Deformación Angular, %

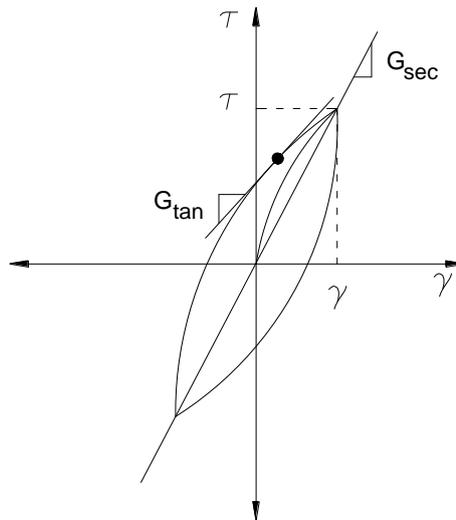


Figura 2-1 Módulo de Cortante Secante, G_{sec} , y Módulo de Cortante Tangente, G_{tan} .

El conjunto de puntos correspondiente a las curvas de histéresis a diferentes magnitudes de deformación angular cíclica se llama curva esfuerzo – deformación angular, en donde la pendiente en el origen representa el mayor valor del módulo de cortante, como se observa en la Figura 2-1.

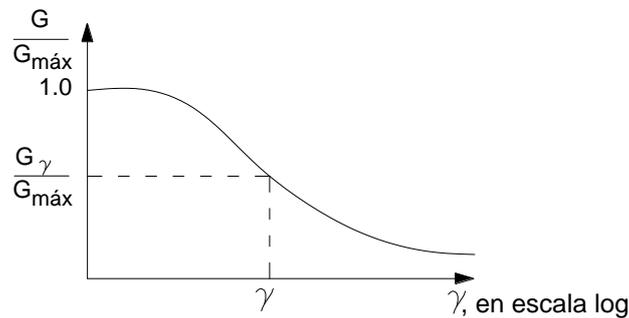


Figura 2-2 Curva mostrando la variación típica de G_{γ} con la deformación angular.

A mayores magnitudes de deformación angular cíclica, la relación entre los módulos $G/G_{m\acute{a}x}$ decae a valores menores que 1. La caracterización de la rigidez de un elemento de suelo requiere por lo tanto la consideración de ambos, $G_{m\acute{a}x}$ y la manera de cómo la relación del módulo $G/G_{m\acute{a}x}$ varía de acuerdo a la deformación angular cíclica y otros parámetros. La variación de la relación del módulo con la deformación angular es descrita gráficamente por la curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ como se muestra en la Figura 2-2. La curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ contiene la misma información que la curva esfuerzo – deformación angular; y por lo tanto una puede determinarse a partir de la otra.

2.2.1 Módulo de cortante máximo, $G_{m\acute{a}x}$

Ya que la mayoría de las pruebas geofísicas sísmicas inducen al suelo deformaciones angulares bajas alrededor de $10^{-4}\%$, la velocidad de onda de cortante medida puede ser usada para calcular, $G_{m\acute{a}x}$ como:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho v_s^2 \quad (2.2)$$

Donde:

ρ = Es la densidad del material.

v_s = Velocidad de onda de cortante.

El uso las velocidades de onda de corte medidas es generalmente el medio más fiable para evaluar in situ el valor de $G_{m\acute{a}x}$ para un depósito particular del suelo, y las pruebas de geofísica sísmica descritas en la sección 4.1 son comúnmente usadas para este propósito. Se debe tener cuidado en la interpretación de la velocidad de ondas de cortante, particularmente en lugares con condiciones de esfuerzo anisotrópico, las cuales pueden causar velocidades de onda de cortante que varían con la dirección de propagación de las ondas y el movimiento de las partículas. Cuando las mediciones de velocidad de onda de cortante no están disponibles, $G_{m\acute{a}x}$ puede ser estimado de varias maneras diferentes. Datos de las pruebas de laboratorio indican que el módulo máximo de cortante puede ser expresado como:

$$G_{m\acute{a}x} = 625F(e)(OCR)^k Pa^{1-n} (\sigma'_m)^n \quad (2.3)$$

donde;

$F(e)$ = Esta en función de la relación de vacíos.

OCR = Relación de Sobreconsolidación.

k = Exponente del relación de sobreconsolidación el cual se obtiene de la Tabla 2.2.

σ'_m = Esfuerzo principal efectivo medio, en libras por pulgada cuadrada.

n = Exponente de esfuerzo.

Pa = Presión atmosférica en las mismas unidades que σ'_m y $G_{m\acute{a}x}$.

El esfuerzo efectivo medio se calcula como $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$; para la función $F(e)$, Hardin (1978) propuso que $F(e) = 1/(0.3 + 0.7e^2)$; mientras que Jamiolkowski (1991) sugiere que sea $F(e) = 1/e^{1.3}$. El exponente de esfuerzo n , por lo regular toma un valor de $n= 0.5$; pero puede ser calculado para suelos en particular con las pruebas de laboratorio a diferentes presiones de confinamiento.

Tabla 2.2. Exponente de la Relación de Sobreconsolidación, k .

Índice Plástico	k
0	0.00
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
≥ 100	0.50

Fuente: Hardin and Drnevich (1972b)

Otra relación empírica ha sido propuesta para tipos de suelos específicos. El módulo de cortante máximo para la arena, por ejemplo, se puede estimar como:

$$G_{m\acute{a}x} = 1000k_{2m\acute{a}x}(\sigma'_{m})^{0.5} \quad (2.4)$$

Donde:

$k_{2m\acute{a}x}$ = Se determina usando la Tabla 2.3, en función de la relación de vacíos ó densidad relativa.

Tabla 2.3. Estimación del valor $k_{2m\acute{a}x}$.

e	$k_{2m\acute{a}x}$	Dr(%)	$k_{2m\acute{a}x}$
0.4	70	30	34
0.5	60	40	40
0.6	51	45	43
0.7	44	60	52
0.8	39	75	59
0.9	34	90	70

Fuente: Seed and Idriss (1970)

Para suelos de grano fino, las estimaciones preliminares del módulo máximo de cortante se pueden obtener del índice de plasticidad, relación de sobreconsolidación y el esfuerzo no drenado. Debido a que los esfuerzos no drenados son altamente variables, y porque el módulo de cortante y el esfuerzo no drenado varían de manera diferente con los esfuerzos de confinamiento efectivos, los resultados deben de ser usados de manera muy cuidadosa.

Tabla 2.4. Valores de $G_{m\acute{a}x}/S_u^a$

Índice Plástico	Relación de Sobreconsolidación (OCR)		
	1	2	3
15-20	1100	900	600
20-25	700	600	500
35-45	450	380	300

^a Esfuerzo no drenado medido en una prueba triaxial de compresión CU.

Fuente: Weiler (1988)

El módulo de cortante máximo también puede estimarse a partir de los parámetros de las pruebas *in situ*. Existen varias relaciones empíricas propuestas por distintos investigadores las cuales se llevan a cabo por medio de relaciones empíricas entre $G_{m\acute{a}x}$ y varios de los parámetros de las pruebas realizadas *in situ*. Como tal, muchas de esas correlaciones están limitadas únicamente para estimar valores preliminares de $G_{m\acute{a}x}$.

Estudios de Hardin y Drnevich (1972 a y b) y Hardin y Black (1968), encontraron que además de los factores mencionados anteriormente que influyen el comportamiento del suelo, también se encuentran el cortante octaédrico, el grado de consolidación OCR, los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ' y el tiempo aunque en menor grado que los anteriores.

Basándose en los estudios realizados por dichos autores, proponen la siguiente expresión para calcular el módulo de cortante dinámico de un suelo correspondiente a una deformación angular de $\gamma \cong 10^{-4} \%$, la cual es aplicable a suelos de arena y arcilla, en donde para el caso de arcillas con una relación de vacíos mayor a 2, la expresión nos dará resultados poco confiables. Es así, como ya no se consideran deformaciones más pequeñas, ya que prácticamente el resultado no varía a deformaciones menores a esta.

$$G_{m\acute{a}x} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^a (\bar{\sigma}_m)^{1/2} \quad (2.5)$$

donde;

$G_{m\acute{a}x}$ = Está en libras por pulgada cuadrada.

$\bar{\sigma}_m = (1 + 2K_0) \bar{\sigma}_v / 3$ en libras por pulgada cuadrada.

K_0 = Coeficiente de tierras en reposo.

a = Depende del índice plástico, IP, varía entre 0 para suelos granulares a 0.5 para arcillas con IP ≈ 100 .

$\bar{\sigma}_v$ = Esfuerzo vertical efectivo, en libras sobre pulgada al cuadrado.

La determinación del módulo de cortante puede ser complicado debido a los efectos de velocidad y tiempo. Los efectos de velocidad provocan que $G_{m\acute{a}x}$ se incremente con forme se incrementa la velocidad de deformación. La influencia de la velocidad de deformación sobre $G_{m\acute{a}x}$ se incremente al aumentar la plasticidad del suelo. Estos efectos de velocidad de deformación pueden ser significativos cuando se comparan los valores obtenidos de $G_{m\acute{a}x}$ con mediciones de velocidad de onda cortante en campo (usualmente, las producidas por perturbaciones impulsivas que producen relativamente mayores frecuencias) con valores obtenidos en pruebas de laboratorio. La velocidad de onda de cortante, v_s , y por lo tanto $G_{m\acute{a}x}$, se incrementan aproximadamente linealmente con el logaritmo del tiempo mas allá del final de la consolidación primaria, una ampliación que no puede atribuirse únicamente a los efectos de la consolidación secundaria. El cambio de la rigidez con el tiempo se puede describir como:

$$\Delta G_{m\acute{a}x} = N_G(G_{m\acute{a}x})_{1000} \quad (2.6)$$

Dónde:

$\Delta G_{m\acute{a}x}$ = El incremento de $G_{m\acute{a}x}$ sobre un ciclo de registro de tiempo.

$(G_{m\acute{a}x})_{1000}$ = El valor de $G_{m\acute{a}x}$ en un tiempo de 1000 minutos después del final de la consolidación primaria.

N_G = Aumenta al incrementar el Índice Plástico, y decrece al aumentar el OCR.

Para una arcilla normalmente consolidada:

$$N_G \approx 0.027\sqrt{PI} \quad (2.7)$$

Investigadores como Anderson and Woods (1975) mostraron que la discrepancia que existe entre los valores de $G_{m\acute{a}x}$ obtenidos en pruebas de campo y laboratorio puede ser explicada por varios efectos, entre los que destacan, el estado de esfuerzos a los que se encuentra sometida la muestra, la alteración de la misma tanto por la manipulación en la extracción en campo, como la manipulación de la muestra en laboratorio, efectos en relación al tiempo, etc., y el valor de N_G puede ser usado para corregir el valor de $G_{m\acute{a}x}$ de pruebas de laboratorio para poder representar mejor las condiciones actuales del sitio. La Tabla 2.5 nos muestra un breve resumen de los efectos del entorno y condiciones de carga en los módulos de cortante máximo de suelos normal mente consolidados y sobreconsolidados.

Tabla 2.5 Efectos del Entorno y Condiciones de Carga en el módulo de Cortante Máximo de suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados.

Factor en Incremento	$G_{m\acute{a}x}$
Esfuerzo Efectivo de confinamiento	Incrementa con σ'_m
Relación de vacíos, e	Decrece con e
Tiempo Geológico, t_g	Incrementa con t_g
Cementación, c	Incrementa con c
Relación de Sobreconsolidación	Incrementa con OCR
Índice Plástico	Incrementa con IP si $OCR > 1$; Se mantiene constante si $OCR = 1$
Velocidad de Deformación, $\dot{\gamma}$	No existen efectos para suelos no plásticos; Incrementa con $\dot{\gamma}$ para suelos plásticos (hasta el 10% de aumento al aumentar el ciclo de registro en $\dot{\gamma}$)
Numero de ciclos de carga	Disminuye después de los N ciclos de gran γ_c , Pero se recupera con el tiempo en las arcillas; Incrementa con N para arenas.

Fuente: Modificada de Dobry and Vucetic (1987)

2.2.2 Degradación de $G_{m\acute{a}x}$ con la deformación angular

En los primeros años de la ingeniería geotécnica sísmica, la degradación de $G_{m\acute{a}x}$ con la deformación angular para suelos de grano fino y grueso era tratado de manera separada.

Investigaciones recientes, sin embargo, han revelado una transición gradual entre la degradación de $G_{m\acute{a}x}$ con la deformación angular de suelos no plásticos de grano grueso y suelos plásticos de grano fino. Primero notaron la influencia de la plasticidad del suelo en la forma de la curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$, el módulo cortante de suelos de alta plasticidad se observó que se degrada más lentamente con la deformación angular que los suelos de baja plasticidad. Después de revisar los resultados experimentales de un amplio rango de materiales, concluyeron que la forma de la curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ está más influenciada por el índice plástico que por la relación de vacíos y las curvas se presentan en la Figura 2-3. Estas curvas muestran que el umbral de deformación cíclica lineal, γ_{tl} , es mayor para los suelos altamente plásticos que para los suelos de baja plasticidad. Estas características son de suma importancia, ya que puede influenciar fuertemente en la manera en que un depósito de suelo puede amplificar o atenuar los movimientos sísmicos. La curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ con un $PI = 0$ de la Figura 2-3 es muy similar al promedio de la curva degradación de $G_{m\acute{a}x}$ que es comúnmente usado para arenas. Esta similitud sugiere que las curvas de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ de la Figura 2-3 puede ser aplicable tanto a suelos de grano fino como a suelos de grano grueso (esta conclusión debe ser confirmada para cada suelo grueso, particularmente para aquellos que exhiben envejecimiento o efectos de cementación). La dificultad de las pruebas de ejemplares muy grandes ha impedido la realización generalizada de pruebas de los suelos de grava en el laboratorio, pero los datos disponibles indican que el promedio de la curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ de la grava es similar, aunque ligeramente más plana que las curvas en arenas.

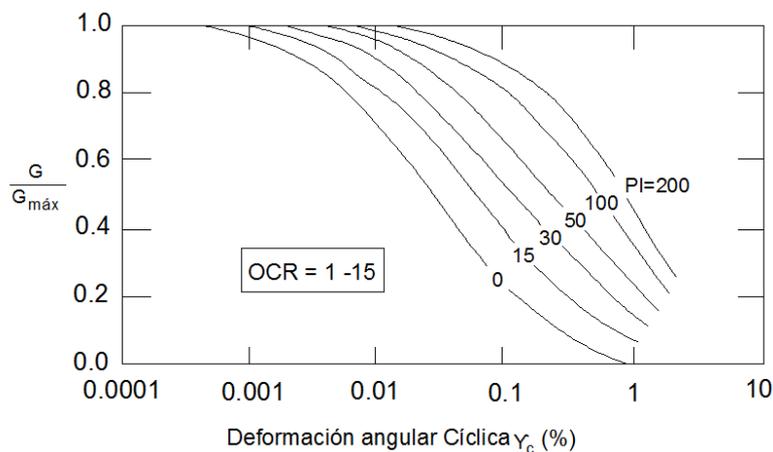


Figura 2-3 Curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ para suelos de grano fino con diferente plasticidad.

El comportamiento del módulo de cortante es también influenciado por los esfuerzos de confinamiento efectivo, particularmente en suelos de baja plasticidad. El umbral de la deformación cíclica lineal, γ_{tl} , es mayor a esfuerzos de confinamiento efectivos altos que a esfuerzos de confinamiento efectivos bajos. Estos efectos de confinamiento efectivo y el índice de plasticidad en el comportamiento de la degradación de $G_{m\acute{a}x}$ fueron combinados por Ishibashi and Zhang (1993) en la siguiente expresión:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = K(\gamma, PI)(\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (2.8)$$

Dónde:

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tan h \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)^{0.492}}{\gamma} \right) \right] \right\} \quad (2.8.a.)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tan h \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.01415PI^{1.3}) \quad (2.8.b.)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.00 & \text{para } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{para } 0 < PI < 15 \\ 7.00 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{para } 15 < PI < 70 \\ 2.70 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{para } PI > 70 \end{cases}$$

Los efectos de la presión de confinamiento sobre el comportamiento de la degradación de $G_{m\acute{a}x}$ para baja y alta plasticidad se ilustran en la Figura 2-4.

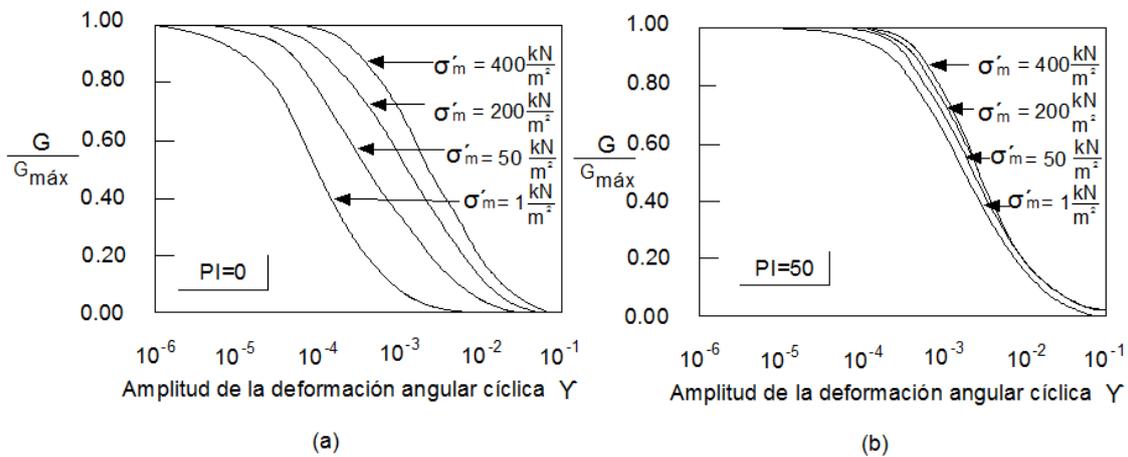


Figura 2-4 Influencia del esfuerzo de confinamiento efectivo en las curvas de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ para (a) Suelos no plásticos y (b) Suelos de plásticos (PI=50).

Bajo esfuerzo controlado por condiciones de carga armónica, la generación de la presión de poro y cambios estructurales pueden causar el incremento de la amplitud de la deformación angular de un espécimen de suelo al aumentar el número de ciclos. Si los especímenes de arcilla o de arena saturada son cargados armónicamente bajo condiciones de deformación controlada no drenada, la amplitud del esfuerzo cortante se observa que decrece al aumentar el número de ciclos. Ambas condiciones ilustran la tendencia de repetir los ciclos de carga para degradar la rigidez del espécimen. Para

suelos cohesivos, el valor del módulo de cortante después de N ciclos, G_N , puede estar relacionada con su valor en el primer ciclo, G_1 , dado por:

$$G_N = \delta G_1 \quad (2.9)$$

Dónde:

δ = Índice de degradación, el cual es dado por $\delta = N^{-t}$

t = Parámetro de degradación. Este parámetro decrece al incrementar el PI y el OCR, y crece al aumentar la amplitud de deformación cíclica.

G_1 = Valor de G en el primer ciclo.

Los efectos de la degradación de la rigidez sobre el comportamiento de la curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ se muestra en la Figura 2-5.

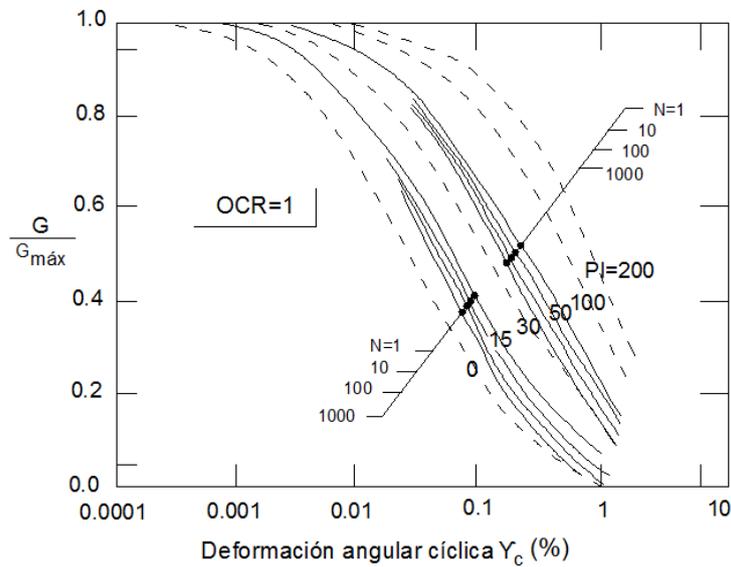


Figura 2-5 Efecto de la degradación cíclica en el módulo de cortante.

La influencia del entorno y condiciones de carga de la relación del módulo en suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados se muestra en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Efectos del Entorno y Condiciones de Carga de la relación del módulo (a un nivel de deformación dado) de suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados.

Factor en Incremento	$G/G_{m\acute{a}x}$
Esfuerzo Efectivo de confinamiento	Incrementa con σ'_m ; el efecto disminuye al incrementar PI
Relación de vacíos, e	Incrementa con e
Tiempo Geológico, t_g	Puede incrementar con t_g
Cementación, c	Puede incrementar con c
Relación de Sobreconsolidación	No afecta
Índice Plástico	Incrementa con PI
Velocidad de Deformación, $\dot{\gamma}$	G incrementa con $\dot{\gamma}$; pero $G/G_{m\acute{a}x}$ probablemente no se afecte si G y $G_{m\acute{a}x}$ se miden a la misma $\dot{\gamma}$. Disminuye después de los N ciclos de gran γ_c , ($G_{m\acute{a}x}$ se mide antes de N ciclos) para arcillas; para arenas, puede incrementar (bajo condiciones drenadas) o decrece (bajo condiciones no drenadas).
Numero de ciclos de carga	

Fuente: Modificada de Dobry and Vucetic (1987)

2.3 Coeficiente de Amortiguamiento, λ

Como el módulo G, ésta propiedad también depende de la magnitud de deformación. La relación λ , es proporcional al área limitada por la curva histerética, y por tanto es una medida de la capacidad de disipación de energía del material como se estudiará en el siguiente capítulo.

Teóricamente, la disipación de energía no histerética toma lugar a deformaciones por debajo del umbral de la deformación angular cíclica lineal. Sin embargo, experimentalmente se ha demostrado que parte de la energía es disipada incluso a niveles muy bajos de deformación, por lo que el coeficiente de amortiguamiento nunca es cero. Por encima del umbral de deformación, la amplitud de las curvas histeréticas presentadas por un suelo cargado cíclicamente crece al aumentar la amplitud de deformación cíclica, lo que indica que el coeficiente de amortiguamiento crece al aumentar la amplitud de deformación.

Así como el comportamiento del módulo de cortante está influenciado por las características de plasticidad, también lo está el comportamiento del amortiguamiento. En conclusión, podemos decir que el coeficiente de amortiguamiento para suelos altamente plásticos es menor que para los suelos de baja plasticidad a la misma amplitud de deformación cíclica (Como se observa en la Figura 2-6). La curva que corresponde al índice de plasticidad $PI = 0$ de la Figura 2-6 es casi idéntica al promedio de la curva de amortiguamiento que es usada para suelos gruesos cuando éstos son tratados de manera separa de los suelos finos. El comportamiento del amortiguamiento de las gravas es muy similar al de las arenas.

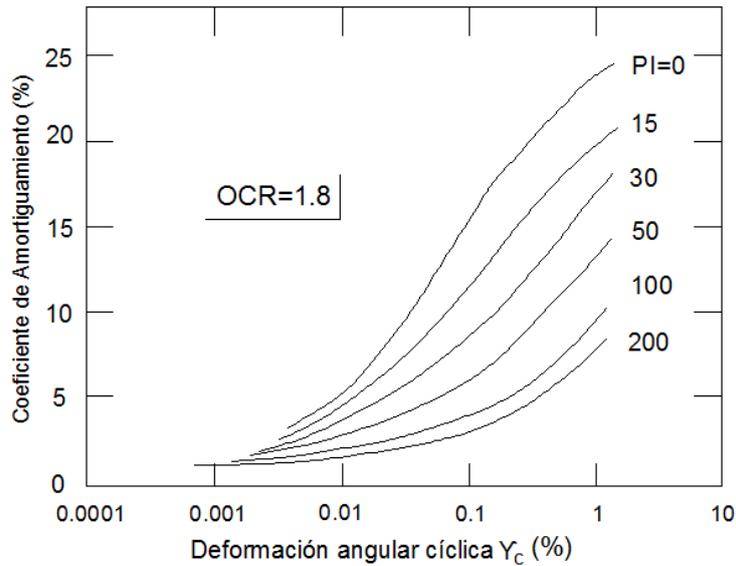


Figura 2-6 Variación del coeficiente de amortiguamiento para suelos de grano fino con la amplitud de la deformación cíclica y el índice de plasticidad.

También, el comportamiento del amortiguamiento es influenciado por la presión de confinamiento efectiva, particularmente en los suelos de baja plasticidad. Los investigadores Ishibashi y Zang (1993) desarrollaron una expresión empírica para calcular el coeficiente de amortiguamiento en suelos plásticos y no plásticos. El coeficiente de amortiguamiento está dado por:

$$\lambda = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} + 1 \right] \quad (2.10)$$

Capítulo 3

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

Las ventajas de las técnicas de laboratorio radican en su economía, la relativa facilidad con las que las variables de ensaye se pueden analizar, así como la definición de las condiciones de frontera; su principal desventaja radica en la alteración provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye.

El ensaye de los suelos tiene como objetivo determinar las propiedades dinámicas de los suelos. También es posible obtener la base experimental que permita el desarrollo de ecuaciones constitutivas, comparada siempre con el comportamiento que se registra en campo y viceversa.

Con relación al primer objetivo, debe reconocerse que las técnicas de ensaye reproducen sólo en forma aproximada las condiciones reales de trabajo que se pueden presentar en el sitio, sin embargo, a partir de resultados de laboratorio y combinados con la experiencia se pueden proporcionar valores muy útiles para el análisis y diseño. El segundo objetivo pretende entender explicar y predecir el comportamiento de los suelos ante condiciones generales.

La investigación experimental de las propiedades dinámicas de los suelos es un tema de gran interés, ya que puede afirmarse que las características esfuerzo-deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas son diferentes de aquellas obtenidas bajo cargas estáticas, por tanto se han desarrollado técnicas y procedimientos que nos permiten medir el comportamiento de los suelos en condiciones lo más cercanas posibles a lo que estarían sometido en una obra de ingeniería.

Puede afirmarse que no existe un aparato, procedimiento o técnica única que cubra todo el rango de deformación de interés de la dinámica de suelos, por tanto para cada aplicación deberá escogerse el tipo de ensaye más apropiado.

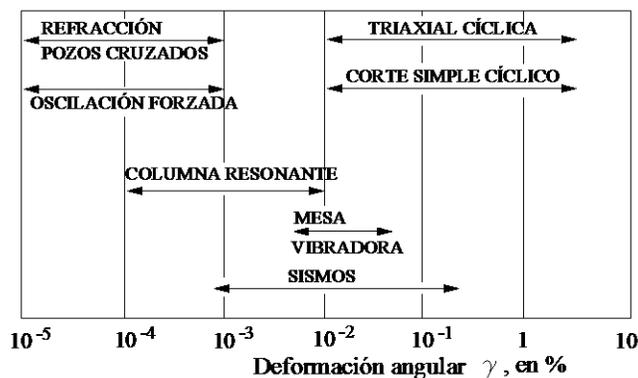


Figura 3-1 Deformaciones inducidas en el suelo por diversas causas.

A continuación se describirán las principales características de los equipos de laboratorio más usuales en dinámica de suelos, su fundamentación, su teoría y sus ventajas y limitaciones, así como los resultados generales que se pueden obtener a través de ellos.

3.1 Ensaye de Columna Resonante

El equipo dinámico de columna resonante se utiliza para determinar el módulo de rigidez al cortante, G , y el amortiguamiento, λ , a deformaciones, γ , requeridas. Permite ensayar probetas de suelos granulares o friccionantes. Está técnica induce a la muestra de suelo deformaciones de corte muy pequeñas (menores de 10^{-4} %). Este ensaye consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionantes, variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia del espécimen.

La Figura 3-2 muestra en forma esquemática una versión de la columna resonante a torsión y del equipo eléctrico periférico. Para el caso de vibración longitudinal el equipo es similar solo que el mecanismo excitador es vertical.

En esta prueba, una columna cilíndrica sólida o hueca de la muestra del suelo se fija a la base en una cámara triaxial y consiste en aplicar vibraciones forzadas ya sea en el modo de torsión o longitudinales. La frecuencia del sistema de accionamiento electro-magnético se cambia hasta que el estado del primer modo de resonancia se encuentra en la muestra de suelo. Con el valor conocido de la frecuencia de resonancia, junto con la geometría de la muestra y las condiciones de restricción final, es posible calcular la velocidad de propagación de ondas a través de la muestra de suelo. Después de terminar la medición en la condición de resonancia, el sistema de transmisión se interrumpe y la muestra se llevó a un estado de vibración libre. Al observar el patrón de descomposición de la vibración libre, la propiedad de amortiguamiento de la muestra de suelo se determina.

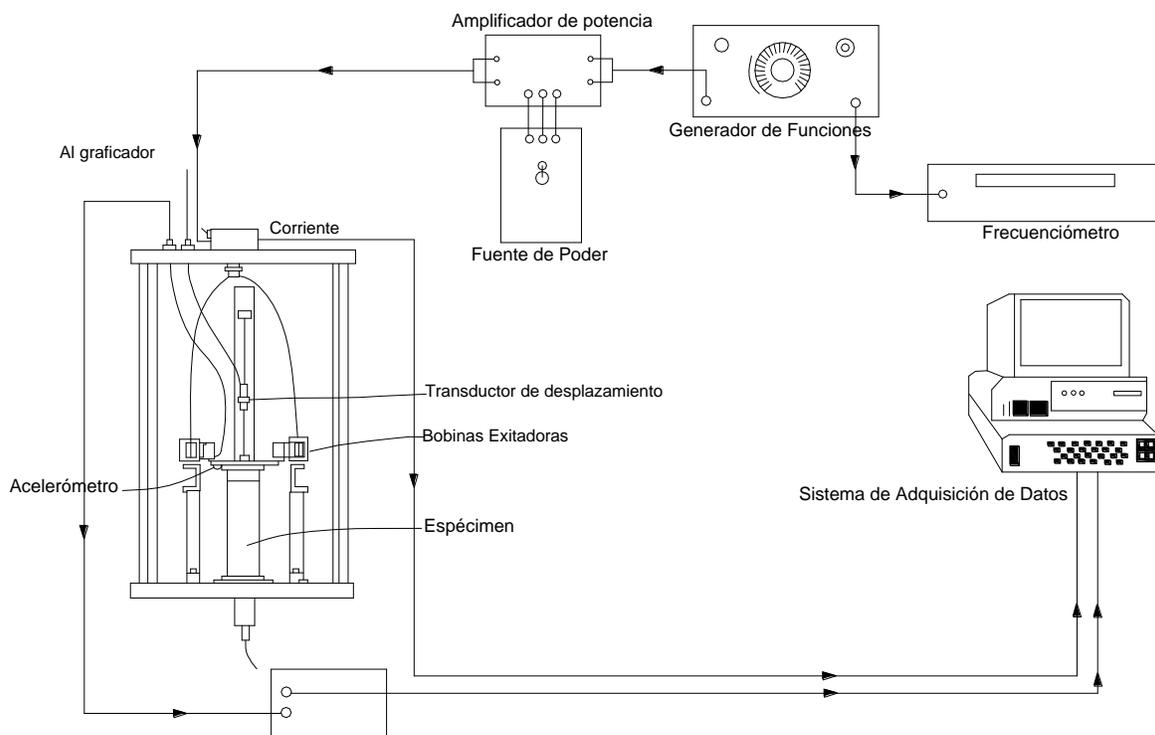


Figura 3-2 Esquema del aparato de columna resonante a torsión, (Jaime, 1980)

Como se menciona anteriormente, la muestra de suelo utilizada en el ensaye de columna resonante puede ser hueca, el cual presenta la ventaja de tener una menor variación de esfuerzos cortantes generados debido a la torsión aplicada al espécimen. Esto se logra al reducir el área sobre la cual el esfuerzo es aplicado, ya que el esfuerzo cortante en el centro del espécimen es nulo y en la periferia del mismo es máximo. La desventaja que presenta este tipo de espécimen de suelo, es la dificultad para la realización o labrado de la misma, lo cual ha provocado que el espécimen más común a utilizar en este tipo de ensayos sean los especímenes sólidos, presentando una relación longitud-diámetro de 2.5 a 3, cumpliendo con el requisito de ser una barra.

3.1.1 Descripción de la prueba

El aparato descrito a continuación es una columna resonante a torsión del tipo Drnevich del instituto de ingeniería de la UNAM. El procedimiento de la prueba presentado por Flores C. O. y Romo, O. M (2002), se describe a continuación. Primero, la probeta se somete a una condición de esfuerzo efectivo de consolidación determinado, aplicando esfuerzos de confinamiento, σ_c , y contrapresión, σ_{cp} ; una vez que estas condiciones se equilibran, se llega al que se muestra en la Figura 3-3.

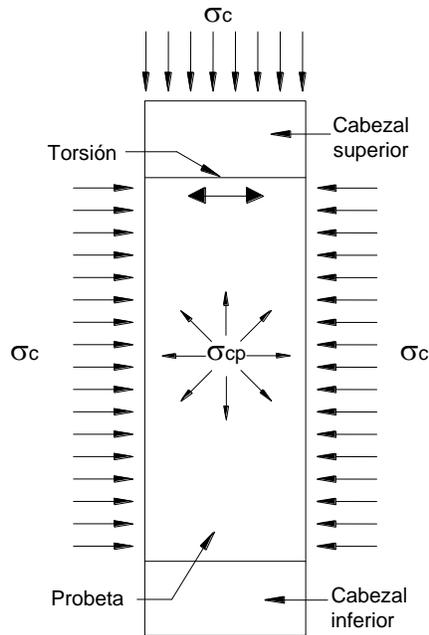


Figura 3-3 Condiciones de esfuerzo en etapa de ensaye.

En la parte superior de la muestra cilíndrica del suelo se fija una placa en cuyos extremos opuestos se encuentran 2 imanes, los cuales se introducen en bobinas. A través de las bobinas se hace pasar un voltaje variable con una forma de onda conocida (senoidal) y cuya frecuencia se varía a voluntad; al ser excitadas las bobinas se genera un campo magnético variable de la misma forma de onda que el voltaje, el cual provoca que los imanes se desplacen induciendo un movimiento torsionante cíclico en el espécimen.

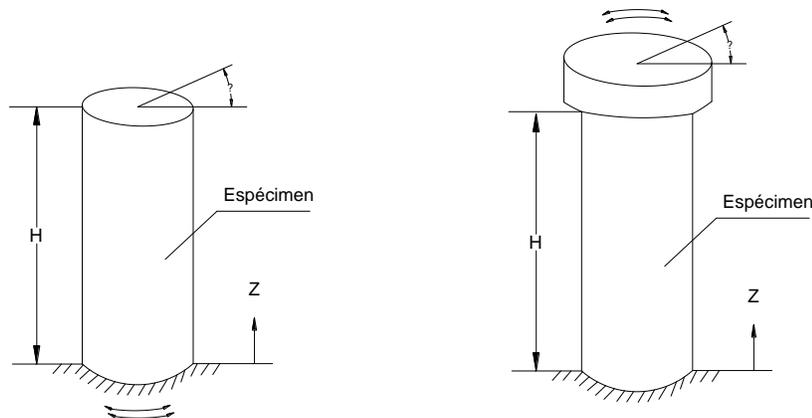


Figura 3-4 Tipos del aparato de columna resonante. (tipo de excitación en base y cabezal superior)

Como se mencionó anteriormente, en este modelo de aparato (tipo Drnevich, 1972) el espécimen se encuentra empotrado por la parte inferior de la muestra y libre por la parte superior. Las señales de entrada y salida se registran en un sistema de adquisición de datos. La aceleración de respuesta, a , se registra con un acelerómetro montado en el sistema

móvil, la cual dependerá de la rigidez del material ensayado; entre más rígido sea este, menor será la aceleración de respuesta.

La probeta es excitada a una cierta frecuencia con una fuerza F , definida como frecuencia inicial, f_i , y se registra la aceleración de respuesta, posteriormente se incrementa la frecuencia a valores Δf constantes, y en cada uno de ellos se registra la aceleración, hasta llegar a una frecuencia final, f_f .

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, donde la fuerza de torsión va incrementándose entre cada uno de ellos.

Como se observa, este procedimiento se repite hasta encontrar una aceleración máxima, reduciéndose la frecuencia en la que esta aceleración se presenta, llamada frecuencia de resonancia, f_0 .

La variación de la aceleración de respuesta con el incremento de la frecuencia de excitación y la fuerza de torsión se presenta en la figura siguiente:

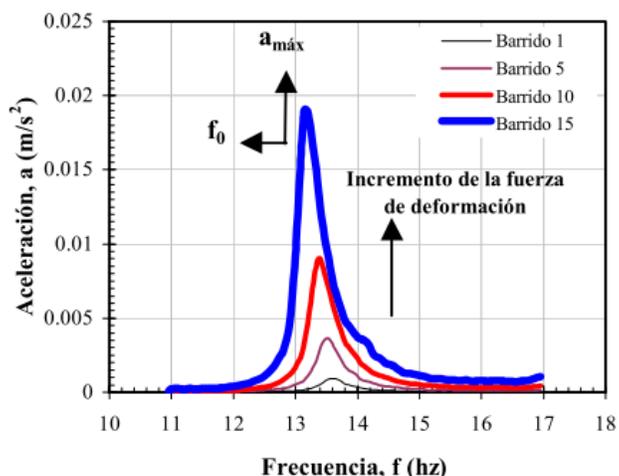


Figura 3-5 Variación de la aceleración de respuesta con el incremento de la frecuencia de excitación y la fuerza de torsión.

3.1.2 Cálculo de parámetros

De la curva anterior de aceleraciones se registra la aceleración máxima, $a_{m\acute{a}x}$, la frecuencia de resonancia, f_0 , y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$, como se muestra en la Figura 3-6.

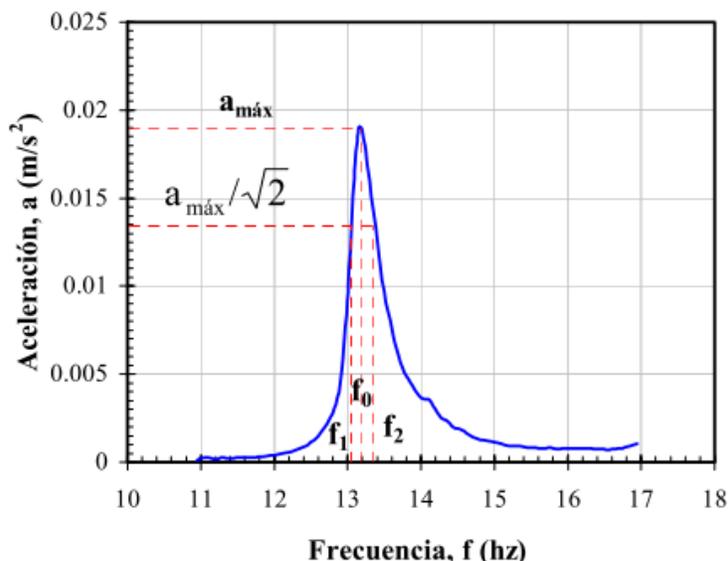


Figura 3-6 Valores que se toman para el cálculo de parámetros dinámicos.

Con los valores de 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 puede determinar la velocidad de propagación de onda de cortante, de la siguiente manera:

$$v_s = \frac{2\pi f_n L}{\beta} \quad (3.1)$$

donde;

v_s = Velocidad de corte, en m/s;

f_n = Frecuencia natural de la muestra, en ciclos / seg;

L = Longitud de la muestra, en m;

β = Valor obtenido de la expresión $\beta \tan \beta = I_m/I_s$ (β en radianes);

I_m = Momento polar de inercia de la masa de la muestra, en kg-m-s²;

I_s = Momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante, en kg-m-s².

El módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , es obtenido por medio de la expresión:

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.2)$$

donde;

v_s = Velocidad de onda de cortante, en m/s;

ρ = Densidad del suelo;

$$\rho = \frac{\gamma_m}{g} \quad (3.2.a)$$

γ_m = Peso volumétrico del suelo;

g = Aceleración de la gravedad.

La deformación angular se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\gamma = \left(\frac{1}{12\pi^2 r} \right) \frac{D}{L} \frac{a_{m\acute{a}x}}{f_0^2} \quad (3.3)$$

donde;

γ = Deformación angular, %;

L = Longitud de la muestra, en m;

D = Diámetro de la probeta, en m;

f_0 = Frecuencia de resonancia, en ciclos/segundo;

r = Distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de la muestra de suelo, en m;

$a_{m\acute{a}x}$ = Aceleración máxima de respuesta en m/s^2 .

3.2 Ensaye Triaxial Cíclico

Así como el ensaye de compresión triaxial es la prueba más comúnmente usada para la medición en laboratorio de las propiedades del suelo bajo condiciones de carga estática, el ensaye triaxial cíclico ha sido la más comúnmente usada para la medición de las propiedades dinámicas del suelo para niveles de deformación mayores a los que se aplican en el ensaye de columna resonante.

Los esfuerzos y deformaciones medidos en un ensaye triaxial cíclico pueden ser usados para calcular el módulo de cortante y el coeficiente de amortiguamiento. Así mismo, el ensaye triaxial cíclico nos permite aplicar los esfuerzos uniformemente, tanto en la base como en la tapa y permitiendo un drenaje controlado del espécimen.

Este tipo de prueba se emplea para determinar la curva de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y el incremento en la relación de amortiguamiento, λ , de un suelo mediante el ensaye de muestras gemelas inalteradas, para deformaciones angulares, γ , de medianas a grandes ($10^{-2} \leq \gamma \leq 5\%$, Ishihara, 1996). La prueba se clasifica como destructiva ya que al final de la misma la probeta es llevada a la falla.

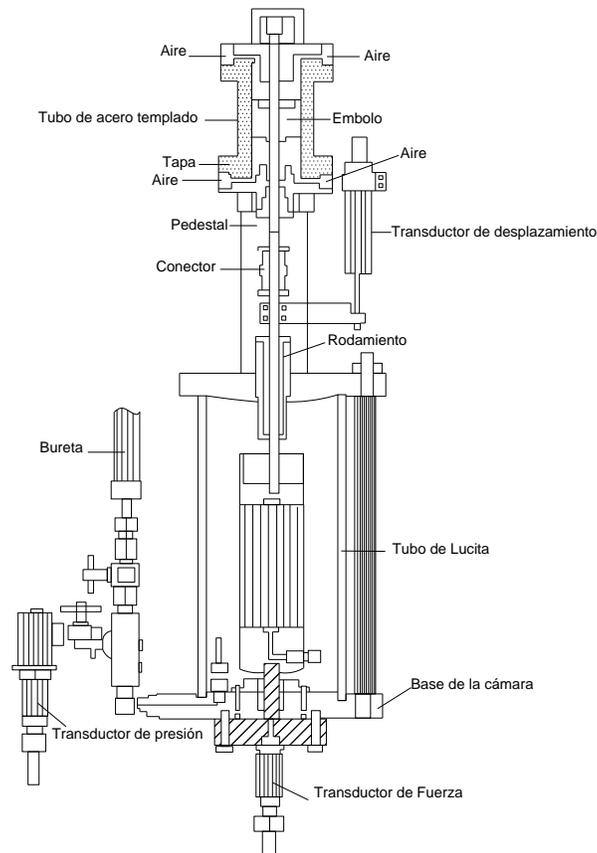


Figura 3-7 Cámara triaxial cíclica, (Jaime, 1980)

3.2.1 Descripción de la prueba

En el ensaye triaxial, un espécimen cilíndrico cuyas dimensiones con las que se labra el espécimen son 3.5 cm de diámetro y 8.5 cm de altura es colocado entre 2 piedras porosas una superior y otra inferior, rodeándola de una membrana de hule para posteriormente saturarla mediante el método de contrapresión por incrementos hasta obtener un valor de B de Skempton mayor o igual a 0.96, con lo cual se considera que el suelo se encuentra saturado. El espécimen una vez colocado se somete a un esfuerzo radial constante (usualmente utilizando agua como medio de transmisión), y a un esfuerzo axial. Bajo estas condiciones de frontera los esfuerzos principales a los que está sujeto el espécimen son siempre verticales y horizontales.

Es así como posteriormente el espécimen es consolidado isotrópicamente bajo el esfuerzo radial tal que represente el estado de esfuerzos tal y como se encontraba el suelo en campo.

La diferencia de esfuerzos que existe entre el esfuerzo axial y el esfuerzo radial se denomina *esfuerzo desviador*. Es aquí en donde radica la diferencia entre el ensaye estático y el cíclico, ya que en el ensaye triaxial cíclico el esfuerzo desviador se aplica cíclicamente,

ya sea bajo condiciones de deformación controlada o bajo condiciones de esfuerzo controlado.

La prueba triaxial cíclica es más comúnmente realizada manteniendo un esfuerzo radial constante y aplicando el esfuerzo desviador a una frecuencia de 1Hz (ciclo por segundo).

Finalmente en la etapa de aplicación del esfuerzo, la probeta de suelo es sometida a un esfuerzo cíclico axial aplicado comúnmente en forma periódica senoidal a una frecuencia determinada, mediante un sistema neumático, teniendo en cuenta que el esfuerzo aplicado no necesariamente debe tener una forma periódica, sino que puede aplicarse cualquier tipo de esfuerzo cíclico deseado, desde una onda sísmica hasta una de forma conocida como la senoidal indicada anteriormente. Conforme el esfuerzo axial se incrementa en cada repetición de carga, la deformación angular, γ , generada en el suelo va aumentando hasta que la probeta pueda o no llegar a la falla.

3.2.2 Cálculo de parámetros

Las propiedades dinámicas del suelo son determinadas en función de diversos factores, como son: el nivel de deformación, la densidad del material, el número de ciclos, el tipo de material, el grado de saturación y el esfuerzo efectivo de confinamiento.

La información se obtiene mediante un registro de la carga aplicada al espécimen, así como de la deformación producida al mismo.

A partir de los datos recolectados es posible conocer la deformación unitaria axial, ε , que presenta el espécimen durante cada ciclo de carga y descarga, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_o} \quad (3.4)$$

donde;

ε = Deformación unitaria axial.

δ = Deformación axial que sufre el espécimen.

H_o = Altura inicial de la probeta.

El área corregida, que se utiliza para calcular el esfuerzo desviador aplicado al espécimen se calcula con la siguiente expresión:

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \varepsilon} \quad (3.5)$$

donde;

A_c = Área corregida, en cm^2 .

A_0 = Área transversal inicial de la probeta, en cm^2 .

Y el esfuerzo desviador se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma_d = \frac{P}{A_c} \quad (3.6)$$

donde;

σ_d = Esfuerzo desviador, en kg/cm^2 .

P = Carga aplicada a la probeta, en Kg.

A_c = Área de la probeta de suelo corregida, en cm^2 .

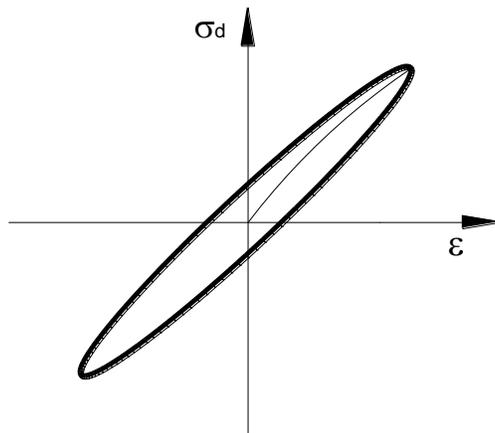


Figura 3-8 Ciclo de histéresis σ_d - ϵ generado durante el ensaye.

Conociendo el esfuerzo desviador y la deformación unitaria axial del espécimen, es posible calcular el módulo de Young, E, mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{\sigma_d}{\epsilon} \quad (3.7)$$

Como se sabe, el esfuerzo cortante se puede calcular una vez conocido el esfuerzo desviador mediante:

$$\tau = \frac{\sigma_d}{2} \quad (3.8)$$

Finalmente, se obtienen el módulo de rigidez, G, y la deformación angular, γ , mediante las siguientes expresiones:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (3.9)$$

donde;

G = Módulo de rigidez al esfuerzo cortante del suelo;

E = Módulo de Young;

μ = Relación de Poisson, definida como 0.50 para el caso de arcillas saturadas.

Y la deformación angular:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad (3.10)$$

Con el esfuerzo cortante, τ , y la deformación angular, γ , es posible generar el ciclo de histéresis durante el ensaye de la probeta de suelo, y con eso conocer el valor del módulo de rigidez secante, el cual se obtiene como la pendiente de la recta que une los puntos extremos del lazo de histéresis.

De igual forma, el módulo equivalente de Young, E, se puede determinar a partir de la pendiente de la línea que une los puntos extremos del lazo de histéresis de la gráfica esfuerzo – deformación axial unitaria como se aprecia en la Figura 3-9.

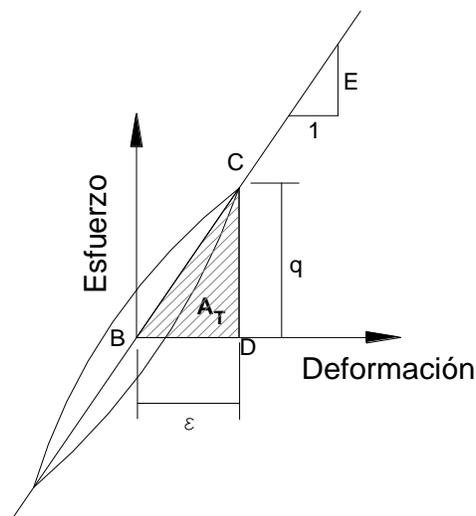


Figura 3-9 Lazo de Histéresis.

La relación de amortiguamiento, λ , se calcula mediante la siguiente expresión, cuyos datos se obtienen del ciclo de histéresis calculado.

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{Área del lazo de Histéresis}}{\text{Área del Triángulo BCD}} \quad (3.11)$$

Un esquema de registro de carga y deformación así como la presión de poro generada durante un ensaye triaxial cíclico se muestra a continuación.

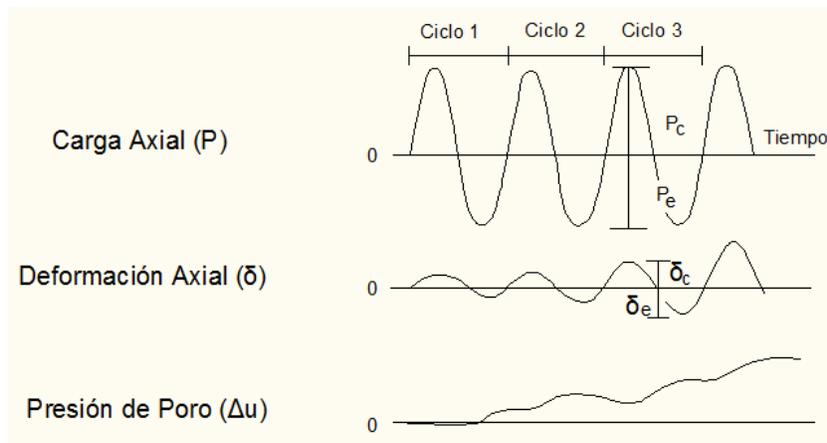


Figura 3-10 Registro típico de un ensaye triaxial cíclico en arena.

3.3 Corte Simple Cíclico

El ensaye de tiene como finalidad el investigar el comportamiento esfuerzo- deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra de suelo sometido a una condición de esfuerzos de corte simple. En la Figura 3-11 se muestran la forma en cómo actúan los esfuerzos de corte simple cíclico inducidos en un elemento de suelo.

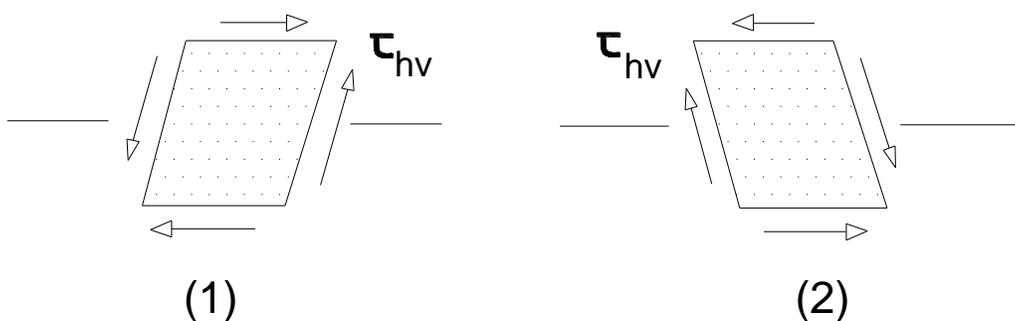


Figura 3-11 Esfuerzos Cíclicos Inducidos en el Elemento

Esta prueba ha conseguido simular de mejor manera las condiciones de campo a las que se encuentra sometido un espécimen de suelo debido a la propagación vertical de las ondas de cortante. Simula las condiciones mejor que aquellas logradas con la cámara triaxial cíclica.

Actualmente, se pueden encontrar dos tipos de aparatos de corte simple; uno de paredes rígidas y forma prismática de aproximadamente 5 x 5 x 2.9 cm y otro de forma cilíndrica, con dimensiones de 71 mm de diámetro y 20 mm de altura, en este caso los especímenes se colocan dentro de una membrana reforzada con alambre de acero en espiral, esto con la finalidad de lograr que el desplazamiento relativo entre la parte superior y la parte inferior de la muestra defina una línea recta. Un esquema del aparato de corte simple cíclico se

muestra en la Figura 3-12.

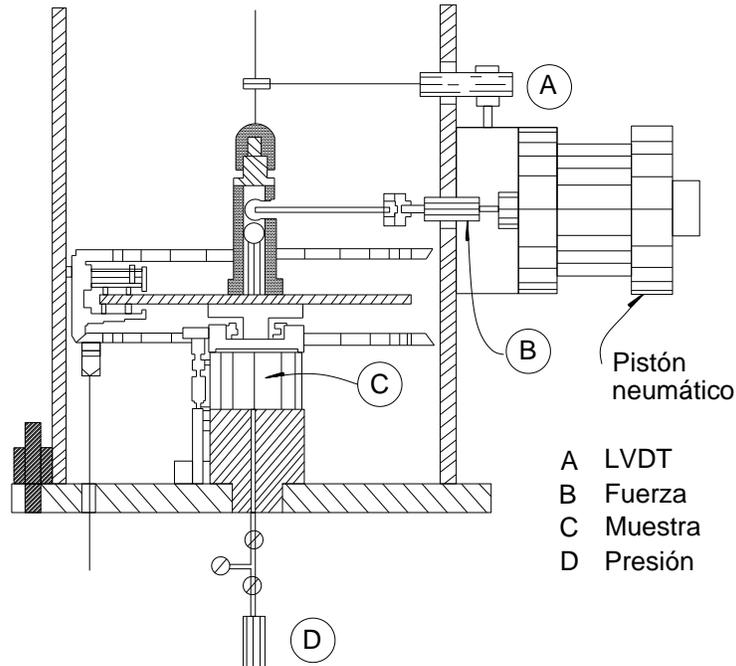


Figura 3-12 Aparato de Corte Simple Cíclico, (Jaime, 1980)

Inicialmente el espécimen es consolidado por medio de la aplicación de un esfuerzo vertical sobre la tapa de aparato de corte simple. El funcionamiento de este tipo de pruebas es por medio de la aplicación de un esfuerzo cortante cíclico horizontal en la tapa o base del espécimen, en donde el espécimen es deformado en muchos casos de la misma forma en la que se deforma un elemento de suelo sujeto a la propagación vertical de las ondas de cortante.

La condición que se genera con la aplicación de los esfuerzos, es que ningún esfuerzo cortante se impone sobre los lados verticales, y el momento causado debido al esfuerzo cortante horizontal aplicado debe ser balanceado por una distribución no uniforme de los esfuerzos normales y cortantes sobre la muestra de suelo. Este efecto puede ser reducido con la modificación de la relación diámetro-altura de del espécimen de suelo, por lo general relaciones mayores de 8:1.

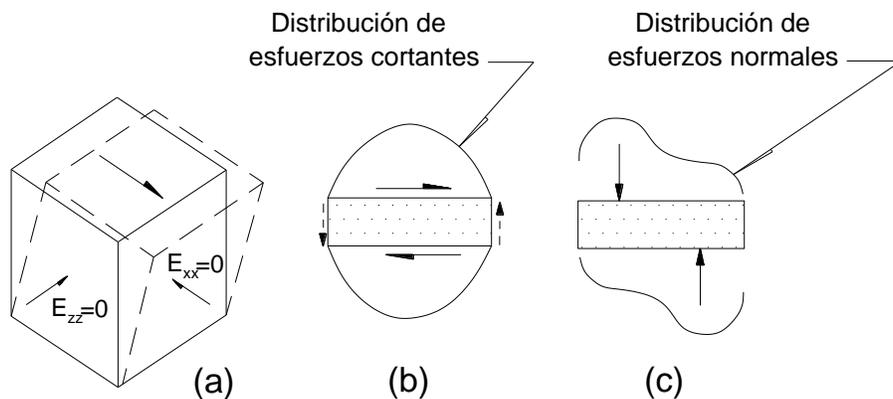


Figura 3-13 Distribución de esfuerzos para condiciones de deformación en corte simple.

Durante la prueba es posible tomar medición de la fuerza cortante aplicada, el desplazamiento horizontal y la presión de poro generada. Una vez obtenidos estos datos es posible dibujar las curvas τ VS γ para cada ciclo generado.

Es así como las propiedades dinámicas de los suelos, módulo de cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento crítico, λ , se calculan.

Este tipo de pruebas induce deformaciones angulares al espécimen mayores de 10^{-2} .

3.4 Ensaye de Pulsos Ultrasónicos

Este ensaye consiste en generar mediante cristales piezoeléctricos ondas ultrasónicas ya sea longitudinales o de torsión y medir el tiempo, t , necesario para la propagación del pulso elástico generado, a través del espécimen de suelo de longitud, L . Lo anterior permite conocer la velocidad de propagación del pulso generado en el espécimen de suelo en estudio. Este tipo de ensayes aún se encuentra en una etapa experimental, en donde su empleo no es muy común, teniendo en cuenta todas las consideraciones necesarias para la aplicación de ésta, como pueden ser la incertidumbre que se tiene en el tipo de ondas generadas al espécimen de suelo, y la incertidumbre que se genera en la trayectoria que sigue la onda hasta llegar a ser medida, ya que los materiales que forman el aparato utilizado en el ensaye, podrían presentar mayor facilidad para el viaje de la onda generada.

Este método consiste en aplicar un pulso de carga repentinamente en un extremo del espécimen de suelo mediante un cristal piezoeléctrico, la deformación del espécimen debido a la carga se propaga a través de él mediante ondas de esfuerzo. La llegada del pulso se registra en un sistema de adquisición de datos, como se observa en la Figura 3-14.

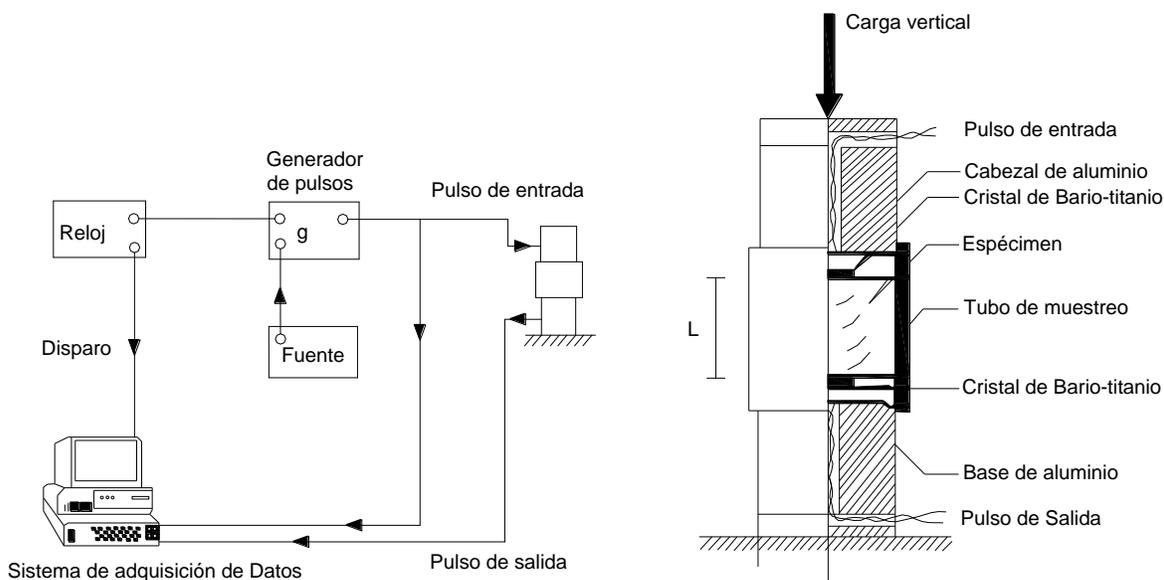


Figura 3-14 Ensaye del equipo utilizado en el ensaye de pulsos.

Si el pulso aplicado es de compresión, la velocidad, v_p , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$v_p = \frac{L}{t} \quad (3.12)$$

donde:

v_p = Velocidad de ondas de compresión (Ondas P).

L = Longitud del espécimen.

t = Tiempo que tarda la propagación del pulso elástico generado.

El módulo equivalente de Young, E, se obtiene con la siguiente expresión:

$$E = \gamma * v_p^2 = \frac{\gamma * L^2}{t_p^2} \quad (3.13)$$

donde:

E = Módulo equivalente de Young;

γ = Densidad de masa del espécimen;

v_p = Velocidad de ondas de compresión (Ondas P);

t_p = Tiempo de recorrido del pulso elástico generado, a través del espécimen.

Si el pulso aplicado es de torsión, la velocidad, v_s , se obtiene mediante:

$$v_s = \frac{L}{t_s} \quad (3.14)$$

El módulo al esfuerzo cortante, G , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$G = \gamma * v_s^2 = \frac{\gamma * L^2}{t_s^2} \quad (3.15)$$

donde;

G = Módulo de rigidez al corte.

γ = Densidad de masa del espécimen.

v_s = Velocidad de ondas de cortante (Ondas S).

t_s = Tiempo de recorrido del pulso elástico generado, a través del espécimen.

El ensaye de pulsos se considera un ensaye no destructivo ya que induce deformaciones del orden de 10^{-4} a 10^{-3} , en porcentaje. Este tipo de ensayes es particularmente muy útil para materiales muy blandos.

Ventajas y Desventajas de las Pruebas de Laboratorio

Dentro de las pruebas de laboratorio existen ventajas al realizar los ensayes tales como el control que puede existir en las condiciones de frontera generadas para el espécimen de suelo a ensayar. Estos tipos de ensayes simulan las condiciones que el espécimen presentaba en el campo, lo cual no es del todo válido, ya que debido a las limitaciones que se presentan en un laboratorio no es posible igualar exactamente los esfuerzos a los que se encontraba sometido el espécimen en el lugar de donde fue obtenido. Sin embargo, en la práctica los resultados obtenidos por estos tipos de ensayes, combinados con la experiencia han logrado ser una herramienta muy útil al momento de diseñar cualquier tipo de estructura, la cual se estudia.

Es así como se han desarrollado a través de los años, mejoras a los tipos de ensayes utilizados para medir las propiedades de los suelos, y obtener los parámetros utilizados en el diseño, finalidad de la ingeniería.

En esta ocasión veremos las ventajas y desventajas que nos proporcionan los tipos de ensayes más comunes utilizados para medir las propiedades dinámicas de los suelos, así como indicar que propiedades son la que se pueden obtener en cada tipo de ensaye.

Ensaye Triaxial Cíclico

Las propiedades dinámicas obtenidas con este ensaye son: la curva esfuerzo – deformación, Módulo de Young Dinámico, Porcentaje de amortiguamiento crítico, el comportamiento bajo carga cíclica, así como la deformación plástica acumulada.

La consolidación del espécimen de suelo se puede llevar a cabo tanto de manera isotrópica como anisotrópica de acuerdo a las condiciones requeridas, de acuerdo a su estado in situ.

La onda inducida al suelo es una onda de forma conocida, la cual facilita la interpretación de los resultados obtenidos por el ensaye.

La falla del espécimen se logra bajo esfuerzo controlado o deformación controlada, la cual queda en función del suelo en cuestión a ensayar.

La cámara puede ser instrumentada con transductores tanto de fuerza, desplazamiento ó presión para obtener los datos necesarios para los cálculos requeridos para la solución.

En este tipo de ensayes es posible obtener gráficas tanto de esfuerzo desviador VS Deformación axial unitaria, y con los parámetros calculados en esta gráfica, con expresiones mencionadas en el capítulo se genera la gráfica de esfuerzo cortante Vs Deformación angular, con las cuales es posible calcular las propiedades dinámicas del suelo.

El espécimen utilizado en este tipo de pruebas es sólido, el labrado del mismo resulta fácil de elaborar.

Al inducir la falla al espécimen, es imposible la reutilización del mismo, es decir no se recupera.

Las deformaciones angulares que se inducen al suelo son mayores de 10^{-2} %.

Este tipo de ensaye permite que los esfuerzos se apliquen de manera uniforme, aunque las concentraciones de esfuerzos puedan existir en la tapa y la base, y permitir que las condiciones de drenaje sean controladas con precisión.

Columna Resonante

Es posible obtener las propiedades dinámicas de suelo como Módulo de Cortante, Módulo de Young Dinámico, porcentaje de amortiguamiento crítico.

Permite ensayar probetas de suelos granulares o friccionantes.

Esta técnica induce a la muestra de suelo deformaciones de corte muy pequeñas (menores de 10^{-4} % y menores).

Los resultados son interpretados con la teoría de propagación de ondas en una barra elástica, con esto podemos deducir que la velocidad de ondas de compresión o cortante en una barra son diferentes que las medidas en un medio semi-infinito.

La onda inducida al suelo es una onda de forma conocida, la cual facilita la interpretación de los resultados obtenidos por el ensaye.

La cámara se instrumenta con transductores de desplazamiento, para medir la deformación axial, acelerómetros.

En esta prueba se puede utilizar una columna cilíndrica sólida o hueca de la muestra del suelo.

Debido a las bajas deformaciones que se inducen al espécimen, la muestra de suelo queda en condiciones de ser utilizada nuevamente en otro tipo de ensaye.

Los esfuerzos cortantes en el espécimen sólido de un ensaye de columna resonante varían desde cero en el centro del mismo hasta un máximo en la periferia.

El empleo de un espécimen hueco minimiza la variación de la amplitud del esfuerzo cortante a través del espécimen.

El empleo de un espécimen del tipo hueco resulta ser más complicado ya que el labrado de este presenta numerosas dificultades, por las cuales optan por el empleo de una muestra sólida.

La presión de poro resulta complicada de medir, y las propiedades del material son usualmente medidas a frecuencias superiores a la mayoría de las provocadas por los movimientos de los terremotos.

Los principales factores que afectan los resultados de las pruebas son la amplitud de deformación angular, la presión de confinamiento, la relación de vacíos, así como también la temperatura y el tiempo aunque de manera menos importante.

Corte Simple Cíclico

Las propiedades dinámicas obtenidas con este ensaye son: Módulo de Cortante, Porcentaje de amortiguamiento crítico y el comportamiento bajo carga cíclica.

Es posible ensayar secciones de tipo rectangular y cilíndrica, lo cual facilita el labrado.

Es posible instrumentar el aparato de corte simple cíclico con transductores de fuerza, desplazamiento y presión de poro.

Este tipo de pruebas genera de manera directa las gráficas de Esfuerzo cortante VS deformación angular, con la cual se obtiene el módulo cortante y el porcentaje de amortiguamiento crítico.

Induce deformaciones angulares del espécimen mayores de 10^{-2} %.

Los esfuerzos generados en la muestra de suelo no son totalmente de corte simple, se le han señalado condiciones de no uniformidad de esfuerzos normales en las fronteras lo que da lugar a una excentricidad, lo cual causa la falla del espécimen para esfuerzos menores que aquellos requeridos en el sitio de estudio.

Las condiciones de esfuerzo cortante, generados en la periferia de la muestra de suelo se consideran nulos, es decir no existen.

El cambio de volumen de la muestra se considera nulo debido a las condiciones no drenadas.

Otra limitación de esta prueba, con un aparato convencional de corte simple tenemos la incapacidad de imponer esfuerzos iniciales que no sean las condiciones de Ko.

Capítulo 4

4. PRUEBAS DE CAMPO

Las pruebas de campo nos permiten medir directamente las propiedades del suelo en el sitio en donde pretenden realizarse los trabajos de ingeniería, es decir, en el estado en que se encuentra el suelo en ese momento, en donde los complejos efectos de esfuerzos, composición química y estructura están presentes y se reflejan en las propiedades que se miden.

La medición de las propiedades dinámicas de los suelos en campo nos presentan una serie de ventajas, como por ejemplo, en que las pruebas de campo no requieren de muestreo, con lo cual se puede llegar a alterar la muestra desde la extracción, transporte o labrado de ésta misma, tanto en condiciones de esfuerzo, químicas, de temperatura y condiciones estructurales del espécimen del suelo dado. Muchas de las pruebas de campo miden la respuesta de grandes volúmenes de suelo, no limitándose por la respuesta que puede tener una pequeña porción del suelo, como la que se puede obtener de una muestra ensayada en laboratorio.

Otra de las ventajas que se observan de este tipo de pruebas, es que se llegan a inducir deformaciones al suelo las cuales son similares a los problemas de interés, particularmente en los de propagación de ondas y en problemas de diseño de cimentaciones.

Por otra parte, las pruebas de campo, no nos permiten poder variar las condiciones que se encuentran en el sitio, para así, poder medir otras respuestas del suelo bajo la acción de cargas, como por ejemplo el poder controlar la presión de poro o el drenaje de la muestra. En otras ocasiones las propiedades específicas de los suelos de interés no pueden ser medidas, pero sí determinadas de manera indirecta, ya sea por análisis teórico o por medio de alguna correlación empírica.

Algunas pruebas de campo pueden ser realizadas desde la superficie de la tierra, mientras que otras requieren de la perforación de barrenos o del avance de una sonda en el suelo. Las pruebas de superficie son muchas veces menos caras y se pueden ejecutar relativamente

más rápido. Son particularmente más usadas para materiales en los cuales la penetración o el muestreo resultan muy difícil. Las pruebas de perforación tienen la ventaja de que la información obtenida directamente del barreno, puede ser vista y ensayada en laboratorio, poder ubicar el nivel de aguas freáticas, y así sucesivamente. Por lo tanto se puede concluir que las pruebas en donde se realizan perforaciones, la interpretación de resultados es de manera más directa que en las pruebas de superficie.

Las pruebas de campo inducen al suelo niveles bajos de deformación, generalmente operan a niveles de deformación que no son lo suficientemente grandes para inducir en el material un comportamiento no lineal, por lo regular las deformaciones angulares son del orden de 0.001%. Como tal, muchas están basadas en la teoría de propagación de ondas en materiales lineales. Muchas incluyen la medición de las velocidades de onda de cuerpo que se pueden relacionar fácilmente con los módulos de deformación baja. Otros implican el desarrollo de las ondas estacionarias, que miden frecuencias y longitudes de onda que pueden ser utilizados para calcular módulos de deformación baja.

Pruebas sísmicas de geofísica representan una importante clase de pruebas de campo para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos. Estas pruebas sísmicas implican la creación de ondas de esfuerzo transitorias o en estado de equilibrio y de la interpretación de su comportamiento a partir de mediciones realizadas en uno o más lugares diferentes.

En muchas de las pruebas sísmicas, una fuente produce un “pulso de ondas” cuyos tiempos de llegada se miden en unos receptores a distancia. La fuente, que puede ir desde un golpe con un mazo a la superficie del suelo ó una carga de explosivos enterrada, puede producir lo que son ondas primarias, ondas secundarias y ondas de superficie. Las amplitudes relativas de de cada una de ellas dependen de cómo se haya generado el impulso que las provoca. Las fuentes que generan las ondas, como las de explosivos ó impactos verticales a la superficie del terreno son abundantes en contenidos de ondas primarias. Las ondas S-H son producidas más eficientemente al golpear el extremo de una viga que presiona firmemente la superficie del suelo.

Las ondas primarias viajan más rápido, sus llegadas a los receptores a distancia son más fáciles de detectar y sus tiempos de llegada más fácil de medir. La resolución de las ondas secundarias puede ser mejorada notablemente invirtiendo la polaridad del impulso, como es fácil de conseguir para las ondas S-H golpeando el otro extremo de la viga.

Ya que la polaridad del tren de ondas primarias no se invierte, restando el registro invertido a partir del registro original disminuirán las amplitudes de onda primarias, mientras que aumentan las amplitudes de onda Secundarias.

Las llegadas de onda también pueden ser mejoradas mediante la adición o apilamiento de los registros de impulsos múltiples; porciones de ruido aleatorio de los registros tienden a anularse entre sí, mientras las ondas actuales se refuerzan.

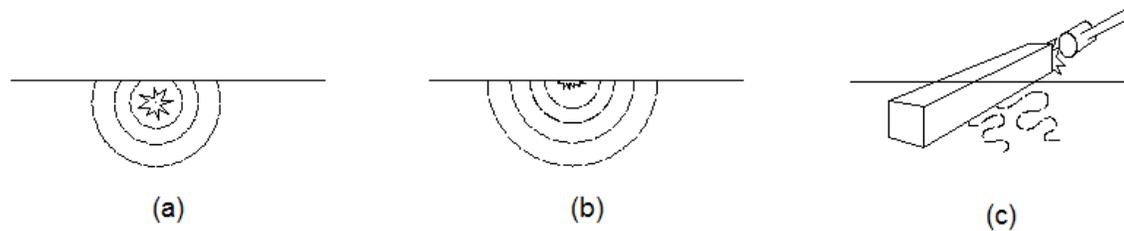


Figura 4-1 Formas para generar diferente tipos de onda en los suelos: (a) Explosivos a poca profundidad, (b) Impacto vertical, (c) Impacto horizontal.

Un examen cuidadoso de las condiciones del agua subterránea es esencial para la correcta interpretación de las mediciones de una prueba geofísica. Las ondas primarias viajan a través de las aguas subterráneas a una velocidad de 1524 m/sec, dependiendo de la temperatura a la que se encuentre el agua y su salinidad. Los suelos saturados pueden propagar ondas P a estas altas velocidades a pesar de que la velocidad no es indicativa de la rigidez de la estructura del suelo.

Es así como la falta de consideración de los efectos del agua subterránea pueden dar lugar a una sobreestimación significativa de la rigidez del suelo. El problema de las aguas subterráneas en gran medida puede ser evitado mediante el uso de ondas secundarias, las cuales se propagan por la estructura del suelo y no de las aguas subterráneas.

4.1 Prueba de refracción sísmica

Esta prueba de refracción sísmica, elimina una de las más importantes limitaciones de la prueba de reflexión sísmica mediante el uso de los tiempos de llegada de las primeras ondas, independientemente de la ruta, para llegar a un receptor determinado.

La prueba consiste en la medición de los tiempos recorridos de las ondas P y S de una fuente de impulso para una serie lineal de puntos que se encuentran sobre la superficie del terreno a diferentes distancias de la fuente.

Aunque la prueba de refracción sísmica es más comúnmente usada que la prueba de reflexión sísmica, su mayor aplicación en la ingeniería sísmica es el trazado de las líneas estratigráficas.

Para la realización de esta prueba es necesario también una fuente de energía que genere los impulsos, los cuales pueden ser por medios mecánicos o explosivos, los cuales pueden ser localizados sobre o cerca de la superficie del terreno. Una serie de receptores,

generalmente geófonos, son colocados de manera lineal, quedando un receptor colocado en la fuente que genera el impulso. La salida de todos los receptores se registra en cuanto se activa la carga de impulso. De estas grabaciones los tiempos de llegada de las primeras ondas a cada receptor, pueden ser determinadas y representadas como función de la distancia de la fuente al receptor, como se muestra en la Figura 4-2. Si todos los receptores son excitados por una única onda de esfuerzos, la cual viaja a una velocidad constante, la velocidad “ v ” (la prueba puede ser realizada e interpretada con ondas p y s), puede ser vp ó vs , y la gráfica tiempo de llegada – distancia llega a formar una línea recta con pendiente $1/v$, la cual pasa a través del origen.

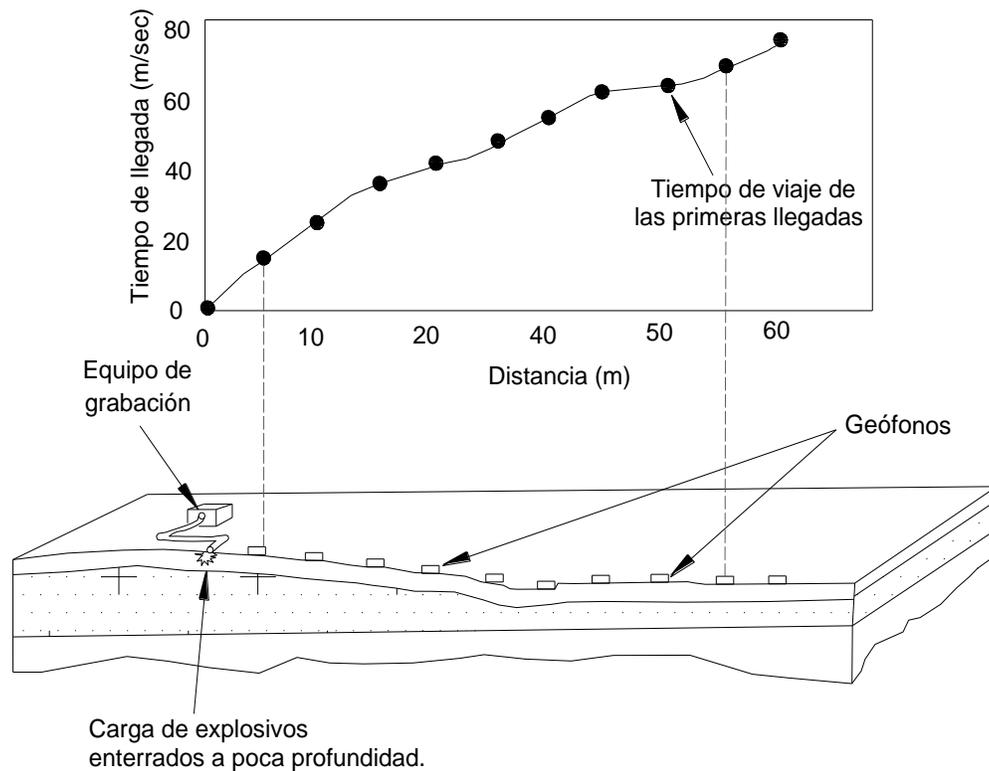


Figura 4-2 Configuración de la prueba de Refracción Sísmica.

Estratificación horizontal

Como es sabido, en la realidad el terreno se encuentra de muy distintas maneras, los estratos en la mayoría de las ocasiones no siguen una forma horizontal, si no que, describe formas muy irregulares como se verán en el apartado que sigue. Suponiendo que la prueba de refracción sísmica se lleva a cabo en la superficie de un medio elástico de dos capas horizontales de espacio como se muestra en la Figura 4-4, y se produce un impulso de ondas de esfuerzo que al desplazarse fuera de la fuente, todas éstas siguen direcciones con un frente de onda hemisférico.

Parte de la energía viaja directamente desde la fuente a los receptores en la forma de una onda directa, llegando al n -ésimo receptor en el tiempo recorrido calculado por la siguiente expresión:

$$t_{dn} = \frac{x_n}{v_1} \tag{4.1}$$

donde;

v_1 = La velocidad de propagación de onda a través del material 1.

x_n = Distancia al n -ésimo receptor.

Algunos otros rayos viajan hacia el límite del estrato, frontera entre los materiales 1 y 2. En esa frontera los rayos se reflejan y refractan, siguiendo los rayos refractados las direcciones determinadas por la ley de Snell. Al llegar la onda con un ángulo crítico de incidencia a esta frontera, i_c , el rayo refractado viaja paralelo a dicha frontera.

De acuerdo al principio de Huygens (el cual dice que cualquier punto de un frente de onda actúa como una nueva fuente de perturbación) y la ley de Snell, esta onda crítica refractada producirá una onda de cabeza en el material 1 que viajara a una velocidad v_1 y en una dirección inclinada de $(90^\circ - i_c)$ con respecto a la frontera. El frente de onda resultante puede tener una parte controlada por la onda directa y otra parte por la onda de cabeza, como se muestra en Figura 4-3. Hay que tener en cuenta que a distancias cortas la primera onda en llegar de la fuente a los receptores es la onda directa, y a distancias más grandes que la distancia crítica x_c , las primeras ondas en llegar serán las ondas de cabeza.

A distancias mayores de x_c un rayo que viaja a una velocidad v_1 hacia abajo a través del material 1, es críticamente refractada a viajar en el material 2 a una velocidad v_2 , siendo después críticamente refractada de regreso a través del material 1, cambiando su velocidad de nuevo a v_1 , llegará a un receptor más rápido que un rayo que viaja por el camino directo más corto a una velocidad v_1 .

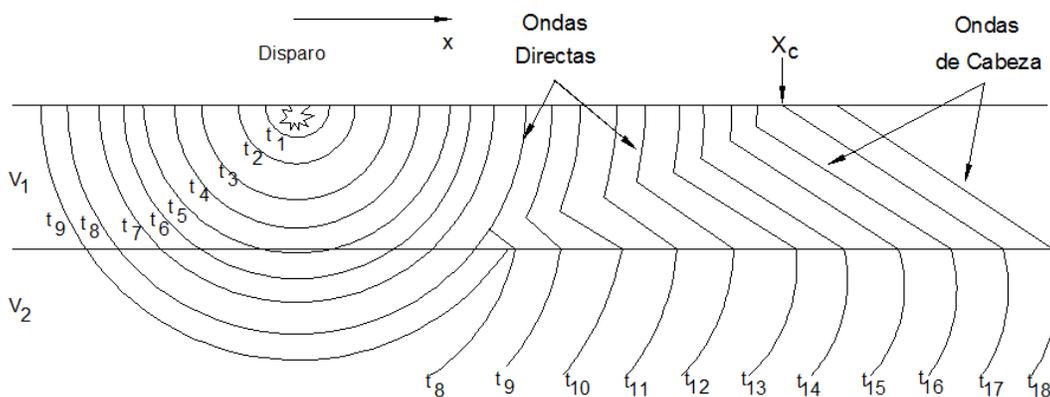


Figura 4-3 Frente de ondas de las primeras llegadas de las ondas en un estudio de refracción

sísmica. Nótese que las primeras en llegar cerca de la fuente son ondas directas, pero a distancias mayores que la distancia crítica x_c , las primeras en llegar son ondas de cabeza.

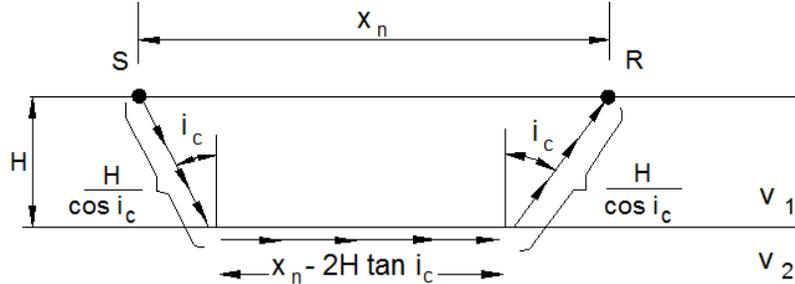


Figura 4-4 Ruta de viaje para la primera llegada cuando $x_n > x_c$.

El tiempo recorrido requerido para que una onda de cabeza llegue a un enésimo receptor se puede escribir como:

$$t_{hn} = \frac{H}{v_1 \cos i_c} + \frac{x_n - 2H \tan i_c}{v_2} + \frac{H}{v_1 \cos i_c} \quad (4.2)$$

donde:

H = Espesor del estrato.

v_1 = Velocidad de onda a través del material 1.

v_2 = Velocidad de onda a través del material 2.

i_c = Ángulo crítico de incidencia de la onda.

En la ecuación 4.2, se sustituye el resultado de la ley de Snell para el ángulo crítico de incidencia, en donde $\sin i_c = v_1/v_2$, y la identidad trigonométrica $\cos^2 i_c = 1 - \sin^2 i_c$; así, reordenando nuevamente los términos obtenemos:

$$t_{hn} = \frac{x_n}{v_2} + 2H \sqrt{\frac{1}{v_1^2} - \frac{1}{v_2^2}} \quad (4.3)$$

Si el receptor se encuentra colocado exactamente a la distancia crítica x_c , la onda directa y la onda de cabeza llegarán exactamente al mismo tiempo. Como consecuencia de esto e igualando las ecuaciones t_{dn} y t_{hn} obtenemos:

$$\frac{x_c}{v_1} = \frac{x_c}{v_2} + 2H \sqrt{\frac{1}{v_1^2} - \frac{1}{v_2^2}} \quad (4.4)$$

donde;

$$H = \frac{x_c}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (4.4.a)$$

Por lo tanto, el diagrama de *tiempo de recorrido- distancia* permite poder obtener 3 características importantes de las condiciones del subsuelo; que son: v_1 , v_2 y H .

Para el caso de múltiples capas horizontales, el diagrama de *tiempo de recorrido- distancia* exhibirán más de una ruptura en la pendiente, como se muestra en la Figura 4-5. Las distancias correspondientes a esas rupturas de pendientes pueden ser usadas, con las pendientes de ellos mismos para determinar el espesor de las capas más profundas. El espesor de la capa k th, por ejemplo, pueden ser dadas por:

$$H_k = \frac{x_{ck}}{2} \sqrt{\frac{v_{k+1} - v_k}{v_{k+1} + v_k}} + \sum_{j=1}^{k-1} \frac{H_j}{v_j} \frac{v_{k+1} \sqrt{v_k^2 - v_j^2} - v_k \sqrt{v_{k+1}^2 - v_j^2}}{\sqrt{v_{k+1}^2 - v_k^2}} \quad (k \geq 2) \quad (4.5)$$

En los párrafos anteriores, se ha asumido de manera explícita que la velocidad de cada capa es más pequeña que la capa inmediatamente debajo de ella. Para muchas condiciones geológicas, esta es una buena suposición, pero cuando no es así, los resultados de una prueba sísmica de refracción puede ser engañosa. Una capa de baja velocidad que subyace a una capa con una velocidad más alta, no aparecerá como un segmento individual en el diagrama *tiempo de recorrido- distancia*. Esto puede ocasionar que las profundidades calculadas de los límites de las capas sean mayores que las profundidades reales. También, en las zonas ciegas, donde la capa del subsuelo existe pero no es indicada en el diagrama *tiempo de recorrido- distancia*; se debe a un espesor insuficiente de la capa o a una velocidad de propagación insuficiente.

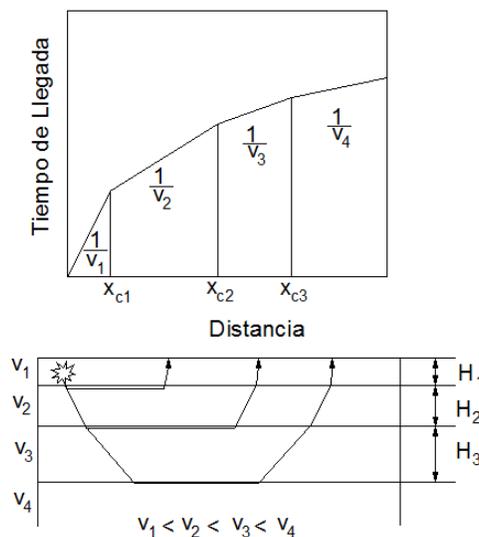


Figura 4-5 Diagrama de Tiempo de recorrido – Distancia para múltiples capas horizontales.

En muchos casos las ondas de cabeza de las capas más profundas se pueden adelantar a las ondas de cabeza de capas intermedias antes de que alcancen la superficie del terreno. La existencia de una zona ciega que no haya sido detectada, podría causar que la profundidad calculada sea menor que la profundidad real.

En los casos en los que la velocidad se incrementa continuamente con la profundidad (arenas, gravas y arcillas normalmente consolidadas), las trayectorias que siguen las ondas se convertirán en arcos circulares (Figura 4-6). Los resultados de las curvas *tiempos de recorrido - distancias* pueden ser transformados en curvas de velocidad VS profundidad.

Estratificación inclinada o irregular

Cuando las fronteras entre las capas no son paralelas, el diagrama *tiempo de recorrido - distancia* no dará la verdadera velocidad de las capas, ya que la velocidad aparente (la distancia entre los receptores adyacentes dividida entre la diferencia de los tiempos de arribo) está influenciada directamente por la pendiente de la frontera de la capa y el ángulo crítico de incidencia. Refiriéndose a la Figura 4-7, la velocidad aparente de una prueba de refracción sísmica en dirección de la pendiente descendente, v_{2D} , es menor que la velocidad aparente, v_{2U} , de una prueba idéntica de pendiente ascendente. De la ley de Snell:

$$\sin(i_c + \alpha) = \frac{v_1}{v_{2D}} \quad (4.6.a)$$

$$\sin(i_c - \alpha) = \frac{v_1}{v_{2U}} \quad (4.6.b)$$

donde;

v_1 = Velocidad de propagación de onda en material 1;

i_c = Ángulo de incidencia crítica;

v_{2D} = Velocidad aparente de una prueba de refracción sísmica en dirección de la pendiente descendente;

v_{2U} = Velocidad aparente de una prueba de refracción sísmica de pendiente ascendente;

α = Ángulo de inclinación aparente.

Estas expresiones pueden ser ordenadas para producir el ángulo de inclinación aparente (el ángulo de inclinación en el plano vertical de la matriz de receptores).

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(\sin^{-1} \frac{v_1}{v_{2D}} - \sin^{-1} \frac{v_1}{v_{2U}} \right) \quad (4.7)$$

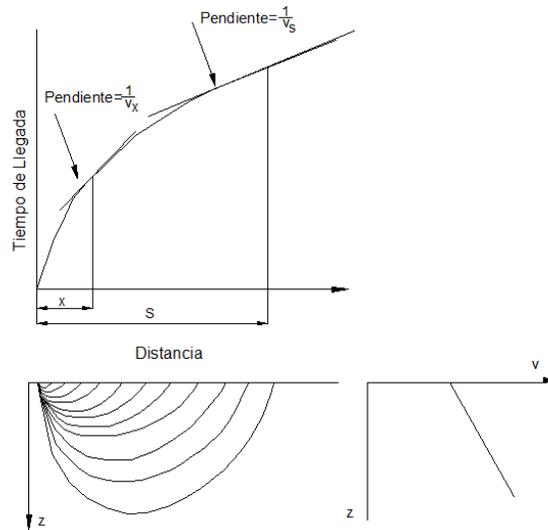


Figura 4-6 Trayectoria de los rayos y diagrama de *Tiempo de recorrido – Distancia* para una sola capa con incrementos lineales de la velocidad.

El ángulo de inclinación aparente es igual que el ángulo de inclinación real solo cuando el vector de inclinación se encuentra en el plano del aparato receptor. En otros casos, otro arreglo es necesario utilizando una matriz de receptores no paralelos para determinar la inclinación real. El espesor de la capa superior, medida perpendicularmente a la frontera inferior de la capa en cada punto de disparo, puede ser calculado como:

$$D_d = \frac{v_1 T_{id}}{2 \cos \alpha} \quad (4.8a)$$

$$D_u = \frac{v_1 T_{iu}}{2 \cos \alpha} \quad (4.8b)$$

El verdadero valor de v_2 esta dado por:

$$v_2 = \frac{2v_{2D}v_{2U}}{v_{2D} + v_{2U}} \cos \alpha \quad (4.9)$$

La discusión anterior ilustra la importancia de los perfiles inversos para los casos de capas inclinadas. Dado que la naturaleza de las capas a menudo no se conoce de antemano, para proporcionar datos adicionales, el perfil inverso se realiza rutinariamente.

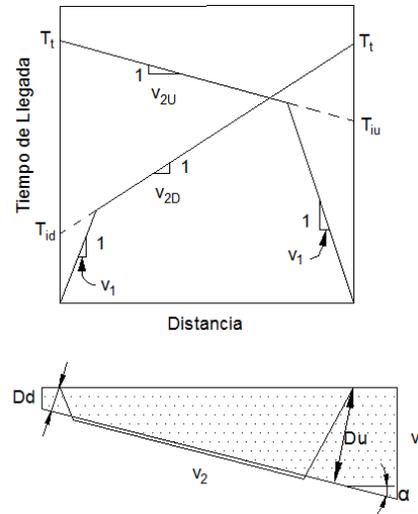


Figura 4-7 Perfil invertido usado para identificar interfaces inclinadas o irregulares. El concepto de velocidad aparente en la capa subyacente es solamente ilustrado.

Ventajas y Desventajas

La profundidad de exploración con este tipo de método es aproximadamente 10 veces la longitud del tendido de geófonos. Este tipo de método, como se mencionó anteriormente cubre ciertas limitaciones que presenta la prueba de reflexión sísmica, ya que utiliza los tiempos de llegada de las primeras ondas de llegada a los geófonos, independientemente de la ruta o camino que sigan, para llegar a un receptor determinado.

Por lo tanto esta prueba es más comúnmente utilizada, y su aplicación en la ingeniería es el trazado de las líneas estratigráficas.

Para obtener buenos resultados al aplicar este ensaye, se necesita que exista un buen contraste entre las capas de suelo investigadas, esto quiere decir que las velocidades de las distintas capas que conforman la estratigrafía deben aumentar con la profundidad, en caso contrario la prueba de refracción sísmica arrojará resultados los cuales podrán ser erróneos. De igual forma en este ensaye se puede llegar a perder la detección de una capa de suelo blando, si ésta se encuentra entre dos capas de mayor velocidad de propagación de ondas. Así mismo, zonas que no sean detectadas en le diagrama de tiempo-distancia, se debe a un espesor muy delgado.

4.2 Sonda suspendida

Los registros de velocidad a través de la sonda suspendida son métodos relativamente nuevos desarrollados originalmente por investigadores de la Compañía de Oyo en Japón (Ogura, 1979; Ogura, 1988; Kitsunozaki, 1982). El concepto básico de esta técnica se ilustra en la Figura 4-8. Como es sabido, si un elemento de un medio del semi-espacio es

desplazado horizontalmente, ondas de cortante, v_s , son generadas en todas direcciones. Dos ondas de cortante típicas, una en la dirección horizontal y otra en la dirección vertical son mostradas esquemáticamente en la Figura 4-8 . Una onda de compresión es también generada en todas direcciones, solo la onda en dirección horizontal es mostrada. El método de sonda suspendida tiene la intención de capturar la propagación polarizada horizontal de la onda de cortante viajando verticalmente a través del depósito de suelo. En la práctica, la sonda suspendida se introduce en una perforación previamente realizada y es suspendido por un cable de tensión dentro de la perforación llena de agua. La sonda consiste en el controlador de la fuente y los geófonos unidos con un cilindro de aislamiento flexible en el medio, como se ilustra en la Figura 4-9. Las ondas generadas por la fuente son registradas por dos geófonos que se han instalado a un metro de separación. En un modelo típico, la longitud total de la sonda es de 7 metros y el punto central de los geófonos es de unos 5 m por encima del extremo inferior de la sonda. Todo el conjunto está suspendido y centrado por las cuerdas de nylon para que la sonda no se encuentre en contacto con la pared de la perforación. Un impulso en la fuente se transmite primero al fluido en el agujero perforado. El suelo adyacente a la pared es entonces desplazado horizontalmente al unísono con el movimiento del fluido como se ilustra en la Figura 4-9.

El desplazamiento vertical así producido se propaga en forma de onda de corte a través del estrato de suelo. En este momento el líquido se ve obligado a desplazarse horizontalmente al unísono del suelo adyacente y, por tanto, la onda del fluido viaja a la misma velocidad que la onda en el suelo. Luego, cuando la onda de corte llega a un punto de recepción, el movimiento horizontal del líquido también llega en el mismo punto al mismo tiempo. Así, mediante el monitoreo del movimiento del fluido por los geófonos, es posible medir el tiempo de recorrido de la onda de cortante y por lo tanto su velocidad de propagación.

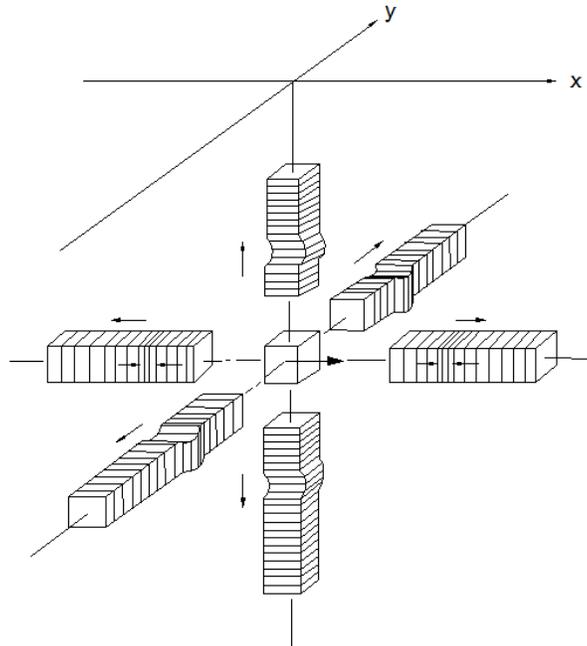


Figura 4-8 Modo de deformación del suelo en un semi-espacio debido a un impulso horizontal.

Cuando un impulso se aplica en la fuente, es prácticamente difícil producir únicamente las ondas v_s y por lo tanto una onda de compresión se genera siempre, y tiende a viajar verticalmente a través del fluido en el pozo. A esta se le llama onda de tubo y llega a ser una fuente de ruido para los receptores. La generación de la onda de tubo puede ser minimizado mediante la utilización de un dispositivo especial en la fuente de impulso, pero no menos eficaz es la presencia de un obstáculo en el camino de propagación de las ondas de tubo. Si es que existe un obstáculo, se hace difícil para la onda de viajar a través de ella, porque la mayoría de la energía de las ondas se refleja al golpear el obstáculo. Para aplicar este principio, un cilindro de aislamiento llamado tubo de filtro está instalado en el centro de la sonda suspendida como se muestra en la Figura 4-9. Este tubo de filtro se compone de un tubo de goma que contiene aire comprimido. Los experimentos han demostrado que, incluso si no se cubre toda la sección transversal de la perforación, la presencia del filtro en la sonda podría ser muy eficaz en la prohibición del paso de la onda de tubo y por lo tanto en la reducción de ruido. Así, en el momento en que la onda de corte llega a los receptores, la mayor parte del ruido ha sido erradicada y una clara señal de onda de cortante puede ser transmitida y monitoreada por los dos geófonos en los puntos de los receptores. Además, la unidad de geófonos está diseñada para tener la misma densidad que el líquido que rodea el pozo. También el geófono se puede mover libremente sin el desarrollo de inercia con la interacción del fluido.

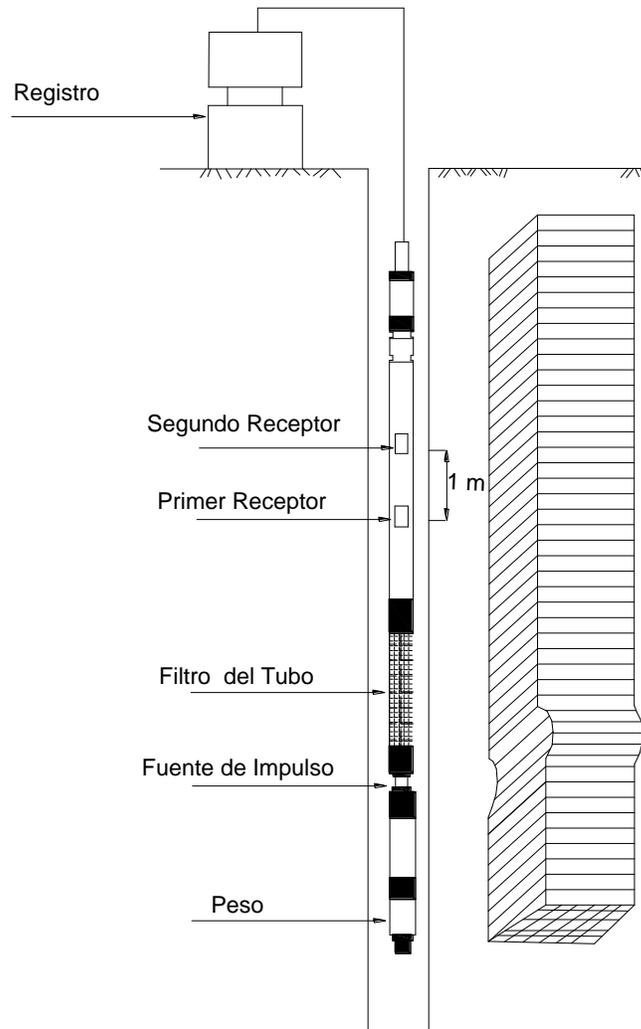


Figura 4-9 Velocidad de Registro por el Método de Sonda Suspendida

En el funcionamiento práctico, un impulso es generado por un dispositivo eléctrico en una dirección horizontal y el movimiento en la misma dirección horizontal es monitoreado por los geófonos. Entonces la fuente de impulso se activa en la dirección opuesta y la señal de salida horizontal es monitoreada. El modo de deformación del depósito de suelo producida por la onda de corte y un ejemplo del conjunto de datos registrados por los dos receptores de un metro de separación se muestra esquemáticamente en la Figura 4-10.

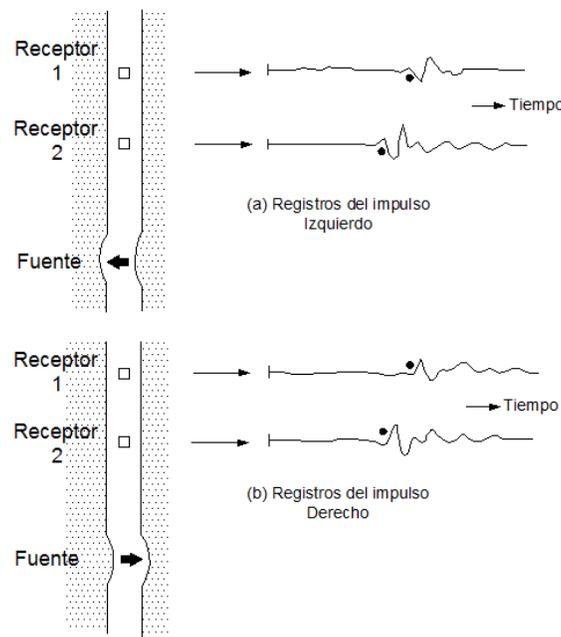


Figura 4-10 Monitoreo de la Propagación del Frente de Ondas por el método de la Sonda Suspendida

Mediante el uso de un dispositivo especial para excitar la fuente de impulsos, es posible que también se produzcan ondas de compresión (ondas P) y para detectar su llegada a los puntos de los dos receptores se realiza por medio de sensores verticales encerrados dentro del mismo geófono.

Las características más relevantes para el método de sonda suspendida se resumen como sigue:

1. Este método ofrece ventajas claras en cuanto que permite la medición en un corto espacio de 1 m, que se realiza a través de la profundidad del depósito de suelo comparado con otras técnicas y por lo tanto un alto nivel de resolución se puede conseguir en la cartografía de los perfiles del suelo.
2. La velocidad de registro por este método puede ser ejecutado en una profundidad que nunca fue posible debido a la proximidad de la fuente a los receptores.
3. La energía de la fuente se transmite siempre a través del fluido en pozos de sondeo. Por lo tanto, si no hay agua en los pozos de sondeo, se hace imposible la aplicación de este método.
4. Cuando se usa ademe metálico, se hace difícil detectar la llegada de la onda de cortante a través de depósitos de suelo. Sin embargo, si es una cubierta flexible, como ademe de PVC, el uso de la sonda suspendida sigue siendo eficaz en el control de la propagación de ondas de cortante.

4.3 Pruebas sísmicas up-hole and down-hole

Las pruebas de Up-hole and Down-hole pueden ser realizadas en una sola perforación, mediante los registros de las ondas longitudinales o de cortante que se propagan verticalmente en los depósitos del suelo en las cercanías del pozo (Figura 4-11).

El método de Up-hole consiste en la generación de ondas en un punto de la perforación y el registro de sus llegadas en la superficie. Se utilizan explosivos generalmente como fuente de impulsos en el pozo, y tanto ondas de cortante (ondas S) como ondas longitudinales (ondas P) se generan de forma simultánea. La llegada de estas dos ondas es registrada por varios receptores colocados en forma de matriz en la superficie del suelo. En los depósitos de suelo de baja a media rigidez, la propagación de las ondas P es lo suficientemente rápida que la de las ondas de cortante, y por tanto, la llegada posterior de las ondas de corte se puede distinguir en el registro de seguimiento. En el caso de los suelos y rocas rígidas, la diferencia en la velocidad de propagación de estas dos ondas no es tan pronunciada, y así se hace difícil distinguir la llegada de la onda de cortante.

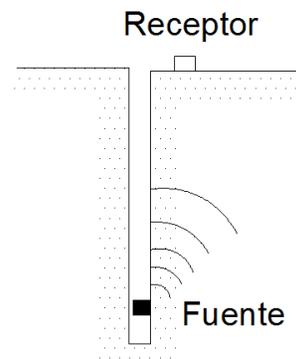


Figura 4-11 Prueba sísmica Up-hole.

En el caso del Down-hole, un geófono ó hidrófono se sujeta a la pared de un pozo, como se ilustra en la Figura 4-12, para registrar la llegada del frente de onda que se propaga hacia debajo de la fuente en la superficie del suelo. Como fuente, una placa de madera anclada a la superficie se ve golpea de forma manual con un martillo. Si la placa es golpeada horizontalmente, se genera una onda de cortante polarizada en dirección horizontal. La onda longitudinal (onda P) es generada al golpear la placa verticalmente o por dejar caer un peso sobre ella. En el método de Down-hole, el geófono es colocado a la profundidad deseada, sucesivamente, generando al mismo tiempo la onda cada vez que se requiere en la superficie. El estudio de Down-hole se puede realizar de manera efectiva en las zonas pobladas, donde está limitado el espacio disponible.

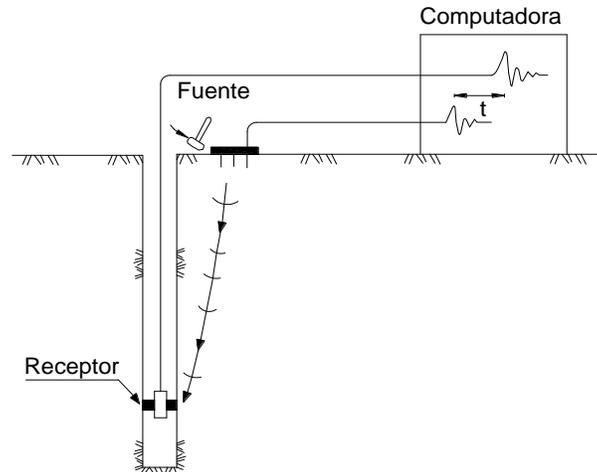


Figura 4-12 Velocidad de registro por la prueba Down-hole.

El objetivo de las pruebas de Down-hole y Up-hole es la medición del tiempo de recorrido de las ondas P y las ondas S desde la fuente de energía a los receptores. Conociendo la correcta posición de los receptores, una gráfica de tiempo de recorrido contra la profundidad puede ser generada. La pendiente de la curva de la gráfica representa la velocidad de propagación de onda a esa profundidad.

Ventajas y Desventajas

Las ondas de cortante (ondas S) son generadas con mayor facilidad en la prueba de Down-hole que en las pruebas de Up-hole; por lo tanto, la prueba de Down-hole es usada con más frecuencia. Con una fuente de ondas SH, la prueba de fondo Down-hole mide la velocidad de las ondas similares a la que lleva la mayoría de la energía sísmica a la superficie del suelo. Debido a que las ondas deben viajar a través de todos los materiales entre la fuente de impulso y los receptores, la prueba del Down-hole permite la detección de las capas no detectadas en los registros de refracción sísmica.

Las posibles dificultades con las pruebas de Down-hole y Up-hole y su interpretación puede ser resultado de la perturbación del suelo durante la perforación, el revestimiento y de los efectos del fluido de la perforación, impulsos de la fuente insuficientes o demasiado largos, efectos del ruido de fondo y el nivel de agua freática.

Otra de las ventajas que tienen este tipo de pruebas, radica en que la perforación realizada se puede ocupar tanto para la prueba de penetración estándar (SPT) y las pruebas de Down-hole y Up-hole, minimizando gastos.

La interpretación de los registros arrojados por este método resulta ser difícil debido a que se generan 2 tipos de onda, tanto ondas primarias (v_p) como ondas secundarias (v_s). Por medio de un desfase para las ondas de cortante, es posible llegar a la identificación de los 2 tipos de onda.

El rango de deformaciones de este tipo de ensaye está comprendido entre 10^{-1} y 10^{-3} %.

La principal desventaja es la rápida atenuación de la energía con la profundidad.

4.4 Prueba sísmica cross-hole

En este método, una onda de cortante o una onda de compresión se generan en un pozo fuente y su propagación en la dirección horizontal se detecta por medio de receptores situados en dos o tres pozos otras adyacentes en una matriz lineal. El diseño de la prueba se muestra en Figura 4-13. La energía del impulso en el pozo fuente se aplica por diversos métodos. Cuando el registro se realiza con SPT, la caída del martillo puede ser utilizada para generar una onda de compresión en la parte inferior del pozo. Cuando una onda de cortante se va a generar, se utiliza un diseño especial con el montaje de un ancla y un martillo en el pozo. Este montaje se baja en el pozo fuente a una profundidad deseada por un cable de tensión y es encajada en la pared del pozo mediante la ampliación de abrazaderas. Dejando caer un martillo en la parte superior de la pinza de anclaje, un movimiento de cortante a la baja se genera. Un dispositivo especial también se puede conectar a esta ancla de modo que se puede hacer golpeando hacia arriba desde la parte inferior.

Así, la fuerza impulsiva de orientación vertical se aplica a la pared del pozo, tanto hacia abajo y hacia arriba. En los pozos adyacentes, se encuentran colocados fuertemente geófonos de detección de la velocidad vertical contra las paredes a la misma altura que la pinza de anclaje en el pozo fuente. Una vez en el lugar, el martillo se deja caer sobre el ancla y las señales de los geófonos se controlan y se almacena en un sistema de cómputo.

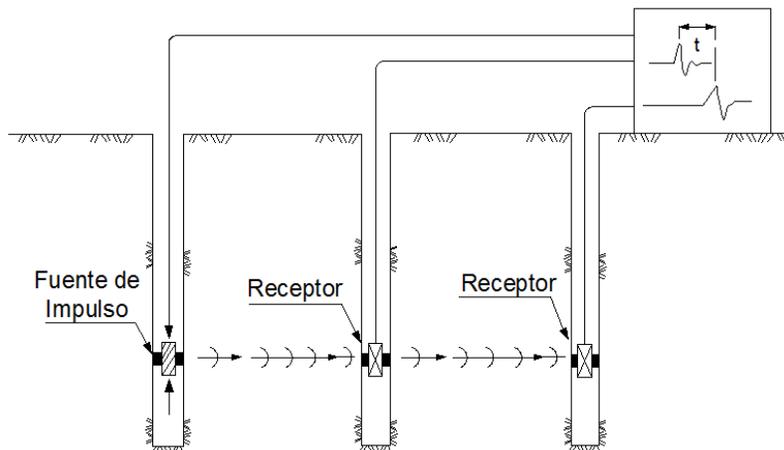


Figura 4-13 Velocidad de registro por el método de Cross-Hole.

La diferencia en el tiempo recorrido entre los dos geófonos adyacentes se utiliza para calcular la velocidad de la onda de corte. Los criterios de selección de las mejores distancias entre los pozos es que el espacio debe ser lo suficientemente lejos para obtener una diferencia apreciable en el tiempo de recorrido y que sea lo suficientemente cerca como para reducir la posibilidad de recoger una onda refractada de las capas adyacentes. En general espaciamientos de 2 a 5 m se adoptan para las perforaciones.

Ventajas y Desventajas

Las Pruebas de Cross-Hole pueden arrojar datos fiables de velocidad a profundidades de 30 a 60 m utilizando fuentes de impulso mecánico, y a profundidades mayores con fuentes de explosivos. Las velocidades medidas pueden no ser iguales a las velocidades reales cuando existen cerca estratos con mayores velocidades de propagación de ondas. En tales casos, son obligatorios métodos más avanzados de interpretación que puedan darse cuenta de la refracción.

Mediciones de la atenuación de la amplitud en las pruebas de Cross-hole involucran tres o más pozos de sondeo, los que se han utilizado para calcular el coeficiente de amortiguamiento de los suelos. El procedimiento requiere el calibrado con precisión y orientación de los receptores que están bien acoplados a la pared del pozo. Asumiendo un patrón de radiación, los efectos de la atenuación geométrica se pueden separar de la atenuación medida, para dejar únicamente la atenuación debida al amortiguamiento del material. Es necesario hacer hipótesis de tales enfoques, más adecuados a los sitios como el de una geometría simple y unas condiciones homogéneas del suelo.

El costo de estos tipos de prueba puede resultar relativamente alto, debido a que las perforaciones necesarias son 3.

4.5 Pruebas de reflexión sísmica

Las pruebas de reflexión sísmica permiten que la velocidad de propagación de onda y el espesor de las capas superficiales puedan ser determinados desde la superficie del terreno o en ambientes de alta mar. Las pruebas y sus interpretaciones son conceptualmente muy simples.

Para un perfil simple como es mostrado en la Figura 4-14 a, la prueba es realizada produciendo un impulso (comúnmente rico en ondas primarias) en la fuente, S, y midiendo el tiempo de llegada al receptor, R. El impulso llega a producir ondas de esfuerzo que irradian desde la fuente en todas direcciones con un frente de onda hemisférico.

Parte de la energía de las ondas sigue un camino directo desde S a R y llega a R en un tiempo:

$$t_d = \frac{\text{Distancia recorrida}}{\text{Velocidad de la onda}} = \frac{x}{v_{p1}} \quad (4.10)$$

Mediante la medición de x y de t_d , la velocidad de las ondas primarias, v_{p1} , puede ser determinada de manera muy fácil. Otra porción de la energía del impulso viaja hacia abajo y golpea el límite de la capa horizontal con un cierto ángulo de incidencia. En donde se representa con la letra i al ángulo de incidencia.

$$i = \tan^{-1} \frac{x}{2H} \quad (4.11)$$

La parte de esta onda que es reflejada de nuevo hacia la superficie del suelo llega al receptor en un tiempo descrito por la siguiente ecuación:

$$t_r = \frac{\text{distancia recorrida}}{\text{velocidad de la onda}} = \frac{2\sqrt{H^2 + \left(\frac{x}{2}\right)^2}}{v_{p1}} = \frac{\sqrt{4H^2 + x^2}}{v_{p1}} \quad (4.12)$$

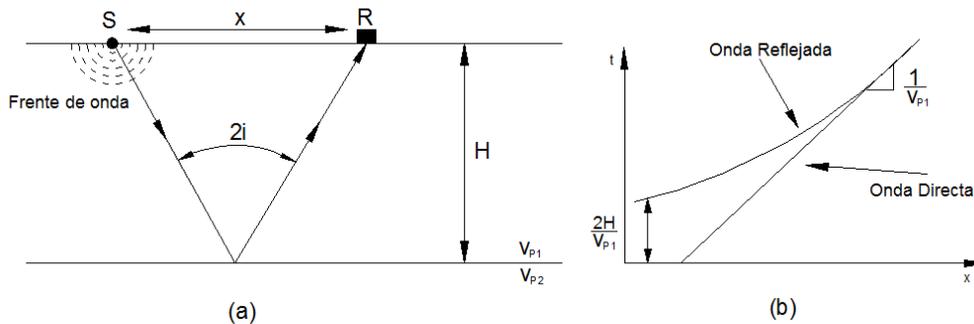


Figura 4-14 (a) Trayectoria de la incidencia de los rayos y de las ondas P reflejadas por la capa límite horizontal; (b) Variación del tiempo recorrido por las ondas directas y reflejadas. Al incrementar la separación entre la fuente y los receptores, se dificulta la resolución de éstas.

Una vez medido t_r y sabiendo x y v_{p1} del cálculo de la onda directa, el espesor de la capa superior puede ser calculada como:

$$H = \frac{1}{2} \sqrt{t_r^2 * v_{p1}^2 - x^2} \quad (4.13)$$

La Figura 4-14 (b) muestra cómo los tiempos de llegada de las ondas directa y reflejada están relacionadas, la diferencia disminuye en los tiempos de llegada al aumentar la distancia. Como suele ser el caso, las condiciones reales de los estratos difieren de la hipótesis planteada anteriormente, en donde se supone una estratificación totalmente horizontal, por lo que deben hacerse múltiples mediciones.

En el caso de estratos donde los límites se encuentran en forma inclinada, como el que se muestra en la Figura 4-15, por ejemplo, las mediciones de tiempo recorrido en los receptores A y B, se pueden utilizar de tal manera para determinar el ángulo de inclinación con la siguiente expresión:

$$\sin \alpha = \frac{v_{p1}^2(t_{RA} + t_{RB})(t_{RB} - t_{RA})}{4z_{\alpha}(x_B - x_A)} - \frac{x_A + x_B}{4z_{\alpha}} \quad (4.14)$$

donde;

$$v_{p1} = \frac{x_A}{t_{dA}} = \frac{x_B}{t_{dB}}$$

t_{dA} y t_{dB} son los tiempos de llegada de las ondas a los receptores A y B respectivamente.

Si el receptor A se encuentra ubicado en la fuente que emite las ondas, entonces $x_A = 0$, y por lo tanto la expresión queda de la siguiente manera:

$$z_{\alpha} = \frac{t_{RA}v_{p1}}{2} \quad (4.15.a)$$

$$\sin \alpha = \frac{v_{p1}^2(t_{RA} + t_{RB})(t_{RB} - t_{RA}) - x_B^2}{2t_{RA}v_{p1}x_B} \quad (4.15.b)$$

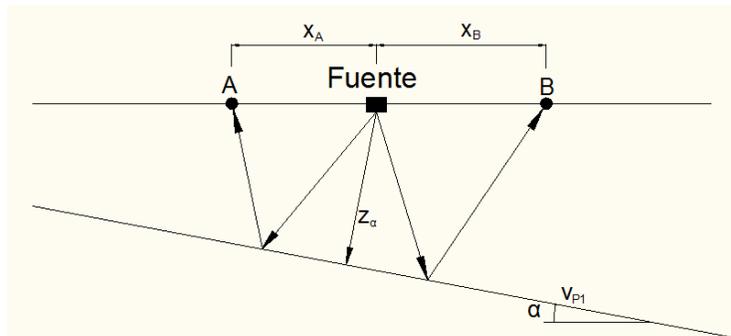


Figura 4-15 Diseño de la fuente y receptores para la prueba de reflexión de un estrato con límite inclinado.

Ventajas y Desventajas

Las condiciones reales, es decir en campo no suelen ser del todo ciertas con la hipótesis planteada en la solución de la prueba de reflexión sísmica, ya que el planteamiento principal supone a los estratos totalmente horizontales, caso que no siempre ocurre en la práctica real, por lo que se debe tener en cuenta esa suposición.

También se tiene el caso de en donde las fronteras de los estratos se encuentran de manera inclinada, de igual forma la suposición es que los límites sean líneas rectas.

Este método tiene sus limitaciones, sobre todo, presenta dificultades asociadas con el tiempo de llegada de las ondas reflejadas, por la dificultad asociada a la determinación de los tiempos de llegada de las ondas reflejadas, particularmente en los casos en el que las ondas reflejadas llegan mientras los receptores siguen respondiendo a las ondas directas.

La interpretación de los resultados para perfiles con capas de baja velocidad también puede resultar difícil.

4.6 Método de oscilación forzada

Utilizando un vibrador de masas excéntricas (ó electromagnético) se puede generar ondas Rayleigh en la superficie de un depósito de suelo.

El método consiste en excitar al suelo verticalmente con un oscilador y por medio de un geófono detectar la vibración producida. El geófono se coloca a diferentes distancias del oscilador con objeto de determinar aquellas a las cuales la respuesta del suelo esté en fase con el oscilador. Los puntos del suelo que vibran en fase con la excitación se encuentran separados entre sí, a una distancia igual a la longitud de onda generada L_R . La frecuencia de vibración del oscilador se conoce y por tanto la velocidad de onda de Rayleigh se puede determinar con la expresión:

$$v_R = L_R * f \tag{4.16}$$

donde;

L_R = longitud de onda;

f = frecuencia de oscilación en cps.

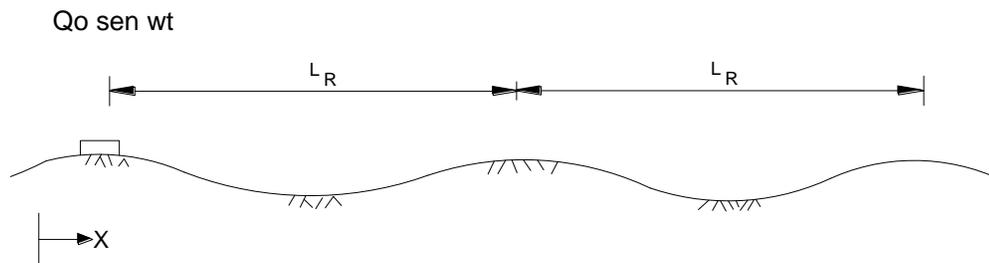


Figura 4-16 Ensayo de oscilación forzada.

La profundidad investigada con este método es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de onda. Además, el valor de v_R es el promedio de la velocidad de propagación de onda en el suelo hasta dicha profundidad.

Por otro lado, para generar ondas que lleguen a profundidades grandes (mayor de 10m), es necesario utilizar equipos muy pesados que generen fuerzas dinámicas grandes a bajas frecuencias de oscilación.

4.7 El análisis espectral de ondas de superficie (SASW)

El análisis espectral de ondas de superficie es una técnica, utilizada con mucha frecuencia alrededor del mundo, para definir la velocidad de onda de cortante in situ. El sistema SAWS es un método de análisis geofísico no destructivo y no invasivo, efectuado en la superficie del terreno, en la cual se generan vibraciones estacionarias con diferentes elementos de oscilación sísmica a determinadas distancias conocidas.

El método consiste en el control de la propagación de la onda de superficie de tipo Rayleigh sobre la superficie del suelo. Se sabe que las ondas generadas por una carga vertical que oscila en la superficie de un semi-espacio elástico son predominantemente las ondas Rayleigh (ondas R).

Así, si un transductor de detección de movimientos verticales se coloca en la superficie del suelo a cierta distancia de un punto de origen, la componente vertical del movimiento debido a la propagación de la onda R puede ser monitoreada.

Cuando la oscilación de entrada en el punto de origen es senoidal, la superficie del semi-espacio sería desplazado también de manera senoidal como se ilustra en la Figura 4-17, donde L_R denota la longitud de la onda. En la Figura 4-17 dos casos de desplazamiento de la superficie para diferentes longitudes de onda se indican. Si el desplazamiento vertical del movimiento de entrada está representado por:

$$v_0(t) = v_0 \sin \omega t \quad (4.17)$$

Entonces el desplazamiento vertical en cualquier otro punto alejado de la fuente puede ser expresado como:

$$v(t) = v \sin(\omega t - \phi) \quad (4.18)$$

Donde ϕ es un ángulo de diferencia de fase y v denota una amplitud. Dado que el tiempo transcurrido entre la fuente y un punto situado a una distancia x es igual a x/v_R , la ecuación anterior se reescribe como:

$$v(t) = v_a \sin \omega \left(t - \frac{x}{v_R} \right) = v_a \sin \left(\omega t - \frac{2\pi f x}{v_R} \right) \quad (4.19)$$

Donde v_R es la velocidad de propagación de la onda Rayleigh y f es la frecuencia de oscilación. Por lo que el ángulo de fase se puede expresar como:

$$\phi = \frac{2\pi f x}{v_R} \quad (4.20)$$

Cuando la distancia x es igual a la longitud de onda de L_R , el ángulo de fase debe ser igual a 2π . Entonces, la ecuación anterior se reduce a la relación conocida como:

$$v_R = f L_R \quad (4.21)$$

Por otro lado, se sabe de la teoría de ondas elásticas que la velocidad de propagación de la onda Rayleigh en un semi-espacio homogéneo es función de la velocidad de la onda de cortante, v_s , y de la velocidad de la onda de compresión, v_p , (o el coeficiente de Poisson). Esta relación la cual se encuentra en distintos textos de literatura universal, se muestra en términos de valores de v_R / v_s frente a la relación de Poisson. Se puede observar que la velocidad de propagación de la onda Rayleigh sólo es ligeramente menor que la velocidad de ondas de cortante (0.874 a 0.955 veces el valor de v_s), por lo tanto puede tomarse aproximadamente igual a v_s , para efectos prácticos. Con esto en mente, la ecuación de la velocidad de onda Rayleigh se reduce a:

$$v_s \doteq f L_R \quad (4.22)$$

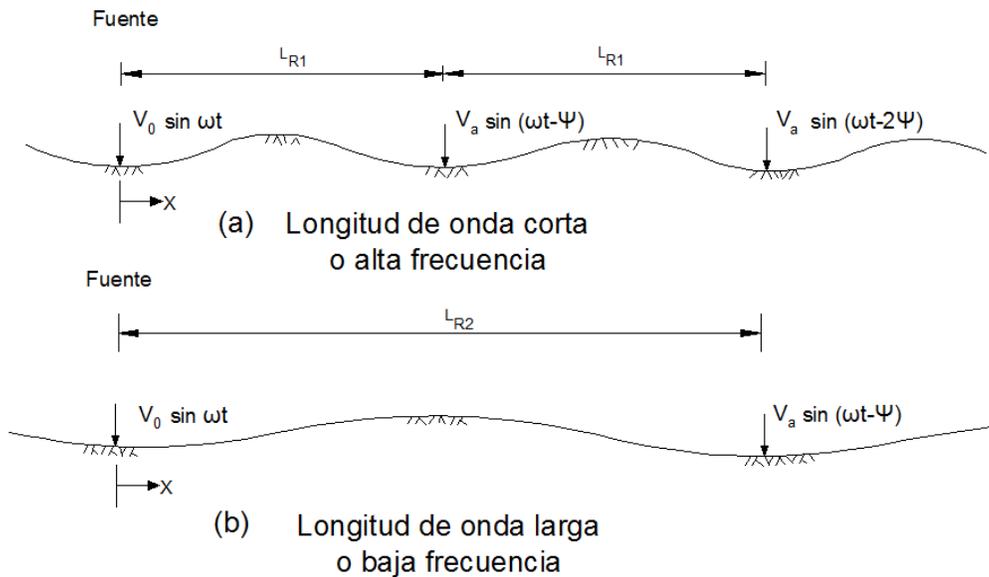


Figura 4-17 Dependencia de la propagación de ondas Rayleigh sobre la frecuencia.

De aquí, surge un método en donde una aplicación de un impulso senoidal, o al azar un impulso de cualquier tipo en la superficie dio como resultado una nueva técnica denominada SASW (Análisis Espectral de Ondas Superficie) el cual ha sido desarrollado con la ayuda de equipos electrónicos digitales (Stokoe y Nazarín, 1983; Nazarín y Stokoe, 1984; Stokoe et al. 1994).

Un constante estado de vibración con frecuencia conocida se aplica verticalmente sobre la superficie del suelo y se detectan las posiciones en las que el movimiento vertical de la superficie se encontraba en fase con la del vibrador moviendo un sensor orientado verticalmente lejos de la fuente en la superficie del suelo. La distancia entre dos crestas sucesivas se considera igual a la longitud de onda Rayleigh, L_R . Con la frecuencia f como dato de entrada conocida, la velocidad de la propagación de la onda v_R fue calculada con la ecuación 4.21.

Con diferentes frecuencias generadas por los elementos vibradores se obtiene la curva de dispersión que asocia la velocidad con la frecuencia y la longitud de onda, la cual refleja las condiciones de rigidez del sitio, la estratigrafía y las posibles anomalías en la compactación del material.

Así, si el desplazamiento vertical se representa frente a la profundidad z , los patrones de distribución, como se muestran en la Figura 4-18 se obtienen para los dos casos mostrados en la Figura 4-17, indicando la profundidad del medio en donde la deformación es cada vez mayor con el aumento de la longitud de onda.

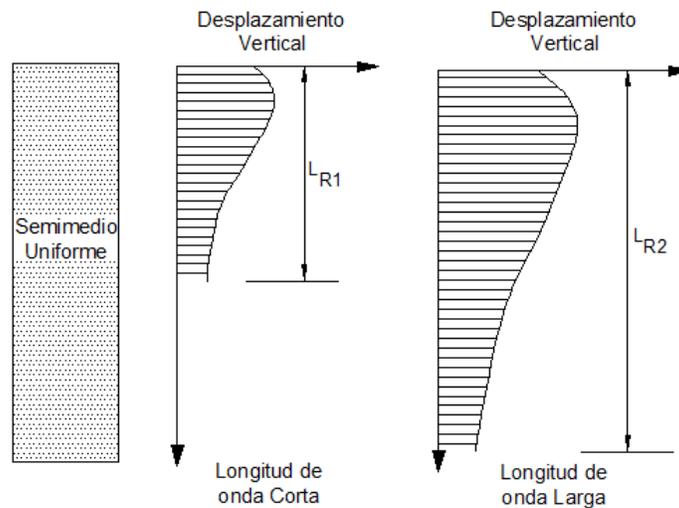


Figura 4-18 Dependencia de la distribución del desplazamiento vertical sobre la longitud de onda de la propagación de ondas Rayleigh.

El régimen general de la prueba para el método de SASW se ilustra en la Figura 4-19. Para empezar, una línea central imaginaria es seleccionada para el aparato receptor. Dos receptores se colocan en la superficie del suelo a una distancia igual al margen de la línea central para que un impulso vertical se aplique sobre el terreno por medio de un martillo. Un grupo de ondas de superficie, con varias frecuencias se produce y se propaga a velocidades diferentes.

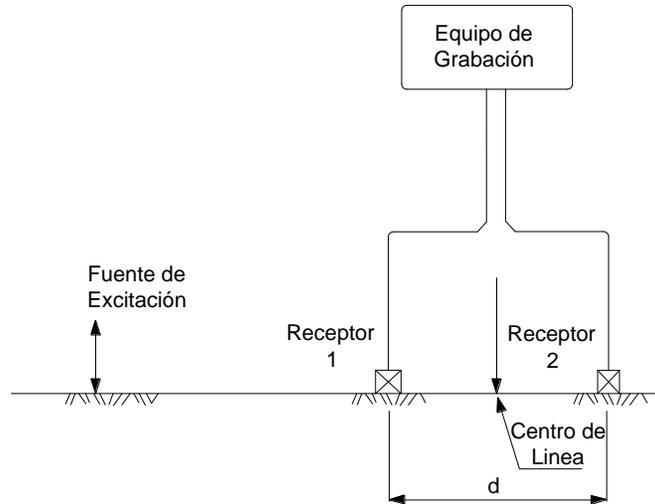


Figura 4-19 Disposición de las mediciones in situ por SASW.

Este grupo de ondas es monitoreado por los receptores y capturado por un dispositivo de grabación. Después de esta medición, los receptores se mantienen en su posición original y la fuente se mueve al otro lado de la línea central, y se repite la prueba. El promedio de los registros de estas dos pruebas, nos ofrecen datos de mejor calidad para el estado del sitio en torno al punto de la línea central. Un par de las pruebas como las anteriormente mencionadas se realiza al cambiar el espaciado entre los dos receptores. Con menos espacio entre los receptores, las propiedades del material cerca de la superficie son detectadas y al aumentar la distancia entre los receptores, las propiedades del material en los depósitos más profundos pueden ser detectadas.

En la práctica de campo, las distancias entre los dos receptores son elegidas, por ejemplo 1,4, 16 y 64 m, si el perfil del suelo debe ser asignada a una profundidad del orden de 50 m. Varios tipos de fuentes se utilizan para generar una carga dinámica para cubrir un rango de longitud de onda requerida o la frecuencia. Un pequeño martillo puede ser usado para las mediciones en el receptor cerca de separación de 1 a 4 m. Un martillo o una maza grande de 20-70 kg se utiliza para las mediciones con mayor espaciado de 5 a 10 m.

Las señales obtenidas por los transductores son enviados a los equipos de grabación. Los datos registrados son la diferencia de fase de las ondas Rayleigh. Estos datos se transforman al dominio de la frecuencia mediante la transformada rápida de Fourier, luego utilizando técnicas espectrales se calcula la transformada de Fourier de la función de correlación cruzada entre las señales seleccionadas. Tras dicha transformación, la diferencia de fase se calcula para cada frecuencia. De esta forma se puede obtener el tiempo de viaje de las ondas entre los receptores. El tiempo de recorrido se da generalmente por x / v_R como se indicó anteriormente. Introduciendo $t = x / v_R$ en la ecuación 4.20 del ángulo de fase se obtiene:

$$t = \frac{\emptyset}{2\pi f} \quad (4.23)$$

La diferencia de fase \emptyset de la función de densidad espectral se expresa en función de la frecuencia. Por lo tanto, si se utiliza en la ecuación anterior, el tiempo de recorrido es también depende de la frecuencia. La ecuación 4.32 se puede escribir como:

$$t(f) = \frac{\emptyset(f)}{2\pi f} \quad (4.24)$$

Se debe observar aquí que el tiempo necesario para que la onda Rayleigh recorra una distancia especificada, d , dependerá generalmente de la frecuencia o longitud de onda en la que la onda viaja. Esto es debido a la naturaleza de dispersión de la propagación de la onda Rayleigh a través de múltiples capas del semi-espacio.

Dado que la distancia entre los dos receptores d es sabido, la velocidad de la onda se calcula como:

$$v_R = \frac{d}{t(f)} \quad (4.25)$$

La longitud de onda correspondiente se determina como:

$$L_R = \frac{v_R}{f} = \frac{d}{ft(f)} = 2\pi \frac{d}{\emptyset(f)} \quad (4.26)$$

El siguiente paso es deducir la profundidad y la velocidad real de la onda de corte en cada capa del depósito basado en la curva de dispersión. Esta tarea se denomina el proceso de inversión. En la práctica del método SASW, la inversión se realiza por lo que se llama modelización (Stokoe et al. 1994) en la que una curva de dispersión teórica determinada sobre la base de un modelo asumido del perfil del suelo se compara con la curva de dispersión, obtenida por mediciones in situ. Si la coincidencia entre estas dos curvas de dispersión no es satisfactoria, el modelo asumido anteriormente por el perfil del suelo se modifica y la curva de dispersión teórica es renovada para ser comparado de nuevo con la curva de dispersión obtenida experimentalmente. Este tipo de procedimiento iterativo se repite hasta que se pueda obtener una buena curva. El marco teórico para cumplir debidamente con interés la modelización se describe en detalle por Gucunski y Woods (1991,1992).

4.8 Correlaciones Empíricas

4.8.1 Prueba de penetración estándar (SPT)

La prueba de penetración estándar ha sido por mucho tiempo la prueba más comúnmente usada como ensayos in situ en la ingeniería geotécnica. Es también de uso general en una serie de aplicaciones geotécnicas de Ingeniería Sísmica.

El sondeo de penetración estándar es de los métodos que arrojan mejores resultados en la práctica ya que proporciona información útil en torno al subsuelo, estos se realizan según la norma ASTM D1586-84, utilizando un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente (comúnmente llamado tubo partido) provisto en sus extremos de dos piezas roscadas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero y la superior es un cabezal que sirve de unión entre el penetrómetro y las barras huecas de acero que se utilizan para introducirlo al fondo de la perforación. El tubo muestreador estándar tiene una longitud de 60 cm, con diámetros interior y exterior de 3.5 y 5 cm respectivamente.

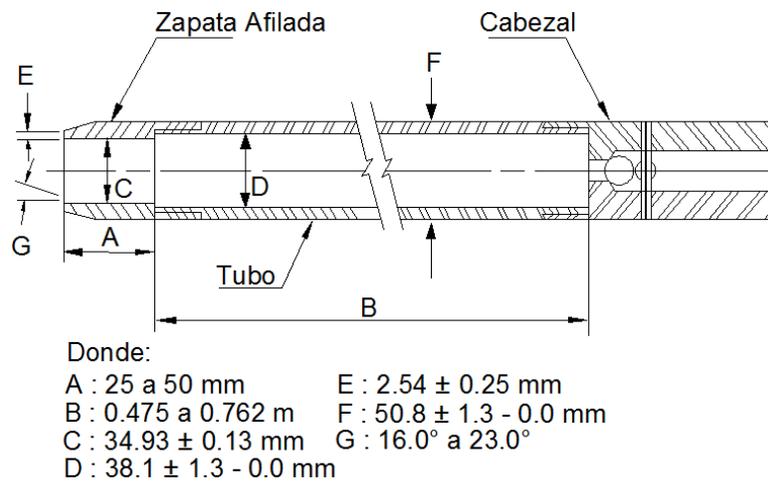


Figura 4-20 Tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, (ASTM D1586-84)

Cuando se realiza un barreno hasta una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación son retiradas, posteriormente el tubo partido se introduce al fondo de la perforación en donde es hincado mediante percusión con un martinete en caída libre, de 65 kg de peso, a una altura constante de 75 cm. Se registra entonces el número de golpes necesarios para que el muestreador penetre 60 cm en intervalos de 15 cm, definiéndose como resistencia a la penetración estándar, al número de golpes (N), necesarios para hincar el tubo partido los 30 cm intermedios. Con este procedimiento se logra la recuperación de muestras alteradas o representativas con las cuales es posible obtener en un laboratorio: análisis granulométricos, límites de plasticidad, peso específico del material, entre otras propiedades índice que permitan la clasificación del suelo.

El valor de N está en función del tipo de suelo, presión de confinamiento y la densidad del suelo, aunque los resultados también se ven influenciados por el equipo y procedimiento de la prueba. El sistema de muestreo recomendado debe tener un diámetro interior constante y estar conectado a barras de perforación A ó Aw (para profundidades menores de 15 m (50 ft)) ó a una N ó NW (para profundidades mayores).

Lo recomendado es conducir a una velocidad de 30 a 40 golpes por minuto con un 60% de la energía teórica de caída libre entregada al muestreador. También se ha hecho común para normalizar el valor de N a una presión de sobrecarga de 1 Ton/ft² (100 kPa) y corregirlo para una relación de energía del 60% (la relación promedio de la energía real entregada por los martillos con la energía teórica de caída libre) el uso de la siguiente expresión:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N \frac{E_m}{0.60 E_{ff}} \quad (4.27)$$

Donde:

N_m = Es la resistencia a la penetración medida (Número de golpes medido).

C_N = Factor de corrección de sobrecarga. Se obtiene de la Figura 4-21.

E_m = Energía real del martillo.

E_{ff} = Energía teórica de caída libre.

La resistencia a la penetración estándar correcta, $(N_1)_{60}$, ha sido correlacionada con muchas propiedades para suelos de grano grueso. Las correlaciones con las propiedades para suelos de grano fino son mucho menos confiables.

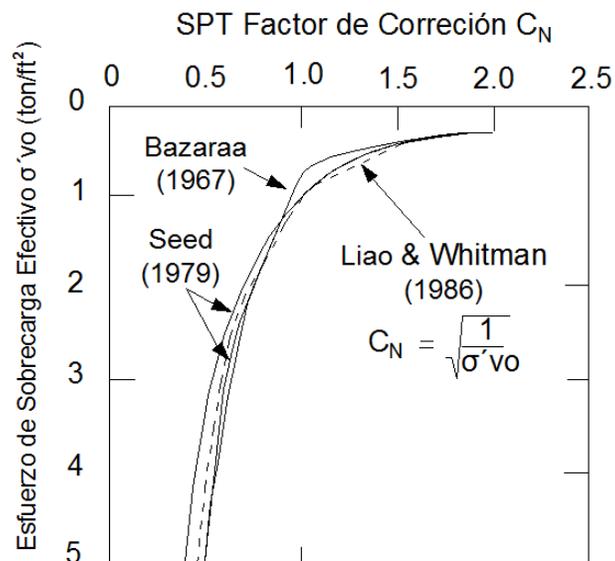


Figura 4-21 Corrección del factor de sobrecarga, SPT.

4.8.2 Sondeo de cono eléctrico (SCE)

Trabajos realizados por Jaime (1987), en las arcillas de la ciudad de México, dio como resultados correlaciones de los valores del perfil de resistencia de punta de cono con los resultados de la medición de propagación de ondas S, obtenidos mediante la sonda suspendida, así como los obtenidos con la técnica de down hole. Ambos procedimientos se emplearon para determinar las velocidades de onda de cortante que corresponden a las zonas de lago de Texcoco virgen, lago de Texcoco preconsolidado y lago Xochimilco – Chalco. Dentro del trabajo realizado por el autor, se resumen las correlaciones obtenidas con los datos de los ensayos utilizados. Es importante señalar que las correlaciones corresponden a la formación arcillosa superior, existiendo zonas en las que únicamente son válidas para los primeros 20 a 40 m.

4.8.3 Ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU)

De acuerdo con Jaime (1987), se realizaron ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU) con consolidación isotrópica en muestras de arcilla inalterada, ensayando también en la columna resonante especímenes de sitios y profundidades iguales. En muchos de los casos las muestras ensayadas en triaxial CU y en columna resonante eran gemelas, o bien correspondían al tramo inmediato superior o inferior del mismo tubo shelby.

De esta manera, se obtuvieron curvas esfuerzo – deformación en ensayos triaxiales CU, correspondientes a una presión confinante igual a los especímenes homólogos ensayados en la columna resonante.

El procedimiento es descrito a detalle por el autor, en donde la curva esfuerzo – deformación se ajusta a una hipérbola, dibujada en un sistema de ejes coordenados ϵ/σ vs ϵ . En caso positivo, los datos se aproximan a una recta y por medio de una regresión lineal es posible determinar el módulo de Young tangente inicial de las curvas esfuerzo – deformación obtenidas en triaxiales CU.

La correlación encontrada entre G_{din} y $(G_{est})_{CU}$ es:

$$G_{din} = 2.1(G_{est})_{CU} \quad (4.28)$$

Con un coeficiente de correlación de 0.83.

Capítulo 5

5. PRINCIPIOS DE INGENIERÍA SÍSMICA

Gran parte del territorio nacional está sujeto a la ocurrencia de sismos severos, por lo que uno de los problemas de importancia está relacionado con los sismos y sus efectos sobre el comportamiento de depósitos naturales de suelo, cimentaciones y estructuras de tierra y enrocamiento. El resultado de las fuerzas de inercia de los elementos de movimiento, contribuyen con las fuerzas dinámicas que se adicionan a las cargas estáticas.

Uno de los problemas principales es la interacción dinámica suelo-estructura, ya que la respuesta sísmica de una estructura depende de la estabilidad del suelo de cimentación, la naturaleza de la sollicitación (acelerograma local), las propiedades del suelo y de la estructura misma y del efecto recíproco entre la estructura y el suelo.

Tradicionalmente, el diseño sísmico de edificios se lleva a cabo suponiendo que el movimiento sísmico se aplica en su base, o que las fuerzas estáticas equivalentes a los distintos niveles, son independientes de las propiedades del subsuelo y de las características de la cimentación; es decir el método de análisis más comúnmente usado por el ingeniero proyectista es considerar que el edificio está cimentado sobre una base rígida y que el movimiento del terreno no se altera por la presencia de la estructura.

La interacción dinámica suelo-estructura es la causa de que una estructura tenga diferente comportamiento dinámico según la rigidez del suelo de cimentación. Para estructuras ligeras sobre un suelo firme la interacción es mínima, para estructuras masivas sobre un suelo firme o estructuras convencionales sobre un suelo blando la interacción puede ser importante.

En forma simplificada puede decirse que el problema fundamental de la interacción dinámica suelo-estructura puede definirse como: Dado un acelerograma de diseño para un sitio específico, calcular la respuesta sísmica de una estructura colocada en el mismo sitio para el mismo acelerograma de diseño.

5.1 Características de los Sismos

Son muchos los fenómenos que pueden dar origen a los sismos, por ejemplo, la actividad volcánica, explosiones, colapsos de techos de cavernas, etc. Desde el punto de vista de la ingeniería, los más importantes corresponden a los relacionados con los de origen tectónico asociados con deformaciones a gran escala en la superficie de la tierra. Los sismos tectónicos son causados por deslizamientos a lo largo de fallas geológicas. Sin embargo también se sostiene que los sismos son provocados en los cambios de fase de la roca, acompañados por pequeños cambios volumétricos, en volúmenes relativamente pequeños de la corteza terrestre.

Los datos existentes son insuficientes para sostener cualquiera de las 2 teorías, y por lo tanto es posible que un sismo sea provocado por más de un mecanismo. La presencia de fallas geológicas a profundidades mayores de unos cuantos cientos de kilómetros es poco probable debido a las elevadas temperaturas existentes y presiones confinantes, sin embargo, existen datos que parecen indicar la presencia de sismos a profundidades mayores a 600 km. Por lo tanto algunos sismos no estén asociados con las fallas geológicas, aunque la mayoría de estos movimientos provienen de los deslizamientos en las fallas geológicas.

El movimiento de la superficie del suelo durante un sismo es producido por el paso de las ondas de esfuerzo que este mismo genera. Las ondas sísmicas emanan de alguna región de la corteza terrestre debido a una pérdida de esfuerzos lo que resulta en un cambio repentino del estado de esfuerzos en equilibrio. El mecanismo que da lugar a un sismo se produce debido a las deformaciones generadas lo cual resulta en una acumulación de energía potencial. Cuando la resistencia última a la fricción de la roca en la falla es alcanzada, la energía potencial acumulada es repentinamente liberada como energía cinética, dando lugar al movimiento sísmico.

El movimiento máximo se genera en el foco, punto de la corteza terrestre en el cual la vibración produce ondas que viajan en todas direcciones. La energía cinética de las ondas es disipada en la corteza terrestre con la distancia desde la fuente y su magnitud es registrada a varias intensidades en diferentes puntos por los cuales pasan las ondas. La liberación de esa energía en el punto llamado hipocentro o foco, causa la liberación de energía en otras líneas de falla de la misma región o cercanas a esta. El punto en la superficie de la tierra el cual se encuentra directamente sobre el foco es llamado epicentro. La distancia sobre la superficie de la tierra entre el epicentro y el sitio de observación de denomina distancia epicentral. Así, es como un sismo de gran magnitud requiere de largos periodos de tiempo para llevarse a cabo, en donde la zona de falla acumula una gran cantidad de energía potencial antes de ser liberada.

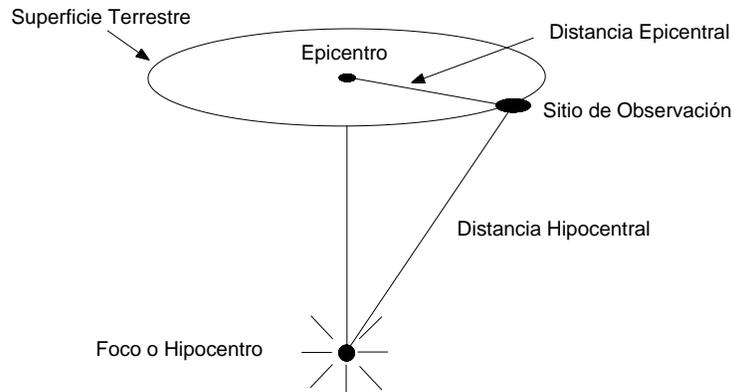


Figura 5-1 Descripción de la localización de un sismo.

La importancia de todo esto se resume en que las ondas originadas por sismos de magnitud considerable inducen importantes fuerzas dinámicas en las estructuras, torres puentes, túneles y otras obras de ingeniería capaces de producir daños a las mismas.

5.1.1 Tipos de ondas

Existen diversos tipos de onda generadas en la corteza terrestre, de las cuales 2 tipos de ondas generadas en el epicentro y que viajan a través de la corteza terrestre son de interés dentro de la ingeniería sísmica, denominadas ondas de cuerpo; las cuales viajan a diferentes velocidades llegando ellas a los puntos de observación en diferentes tiempos. Estas son conocidas como ondas de compresión, P , las cuales viajan a través de la corteza a una velocidad mayor que el segundo tipo de ondas, las ondas de cortante, S .

Estas ondas a través de su viaje por la corteza terrestre son reflejadas y refractadas generando nuevas ondas P y S en el medio. La diferencia que existe entre las velocidades de onda, son usadas para estimar la localización del epicentro, distancia sobre la superficie terrestre perpendicular al foco, donde se registra el inicio del movimiento sísmico, y esto se logra debido a su arribo a diferentes estaciones sismológicas.

Las partículas de las ondas irrotacionales, es decir, las ondas P , se mueven en dirección de la propagación de las ondas produciendo un cambio de volumen. Estas son consideradas como ondas planas. Por otra parte el movimiento de las partículas debido a las ondas S , es perpendicular a la dirección de la propagación, permaneciendo el volumen del suelo constante durante la deformación que sufre debido a este fenómeno.

En la superficie de la corteza terrestre, considerado como un cuerpo semi-infinito, en donde no existen restricciones de deformación, otro tipo de ondas son generadas, conocidas como ondas de superficie, dentro de las cuales las más importantes dentro de los problemas ingenieriles son 2 : ondas Rayleigh y ondas Love.

Es importante notar que las ondas de cuerpo, generadas en el interior de la corteza terrestre debido a los movimientos sísmicos, son independientes una de la otra, es por ello que viajan a velocidades diferentes. La velocidad de las ondas de compresión, v_p , es función del coeficiente de Poisson, valores de dicho coeficiente que puede ser considerado en rocas de $\nu = 0.25$, mientras que en suelo saturados puede tomar un valor cercano a 0.5, lo que implica velocidades altas. Por otro lado, la velocidad de las ondas de cortante, v_s , es función únicamente de la rigidez del suelo e independiente del coeficiente de Poisson.

Si el subsuelo se encuentra saturado, los desplazamientos producidos por las ondas P , son considerablemente más pequeños que aquellos producidos por las ondas S . De ahí, en la ingeniería sísmica, las ondas que generan los daños más importantes en sedimentos del subsuelo no consolidados son las ondas de cortante. El movimiento que generan las ondas de cortante en el subsuelo al viajar desde zonas profundas hacia la superficie es de tipo oscilatorio, mientras que las ondas de compresión generan movimiento vertical trepidatorio.

El fenómeno, como se ha mencionado produce ambos tipos de ondas, las cuales constan de 3 componentes, 2 horizontales y uno vertical los cuales son registrados por un acelerógrafo durante el sismo. También conceptos importantes como la magnitud, intensidad, aceleración, etc. Deben ser estudiados para un mejor dominio de dicho fenómeno.

5.1.2 Momento sísmico

Este concepto resulta una medida muy útil del tamaño de un sismo. El momento sísmico está dado por la siguiente ecuación:

$$M_0 = \mu A \bar{D} \quad (5.1)$$

donde:

μ = Módulo de cortante de las rocas involucradas en el sismo (3×10^{11} dinas/cm²).

A = Área de ruptura.

\bar{D} = Cantidad promedio de deslizamiento.

El momento sísmico se da en unidades de fuerza - tiempo - longitud, sin embargo, es más una medida de la cantidad de trabajo realizado por el sismo. Como tal, el momento sísmico se correlaciona bien con la energía liberada durante un terremoto. El momento sísmico es una medida física de un temblor y es la liga entre las dimensiones de la falla y las ondas sísmicas irradiadas debido a la ruptura de aquella. Este momento sísmico puede ser estimado de los registros geológicos de sismos históricos o también obtenidos de los componentes de largos periodos de un sismograma.

5.1.3 Magnitud

La magnitud de un sismo puede ser asignada de acuerdo a un valor dentro de la escala propuesta por Richter. Esta magnitud representa la cantidad de energía potencial liberada en el hipocentro, y es registrada con una cierta intensidad a una distancia específica. En 1935, Charles Richter usó un sismógrafo para definir una escala de magnitudes para sismos superficiales y locales (distancias epicentrales menores a 600 km) en el sureste de California. Richter definió lo que hoy conocemos como la magnitud local al logaritmo (base 10) de la amplitud máxima registrada en un sismógrafo Wood-Anderson localizado a 100 km del epicentro del sismo, instrumento que tiene un periodo natural de 0.8 segundos, amortiguamiento de 80 por ciento y una amplificación de 2800.

En 1935, Richter en el Instituto de Tecnología en California define la magnitud de un sismo como:

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0} \quad (5.2)$$

Donde:

M = Es la magnitud del sismo.

A = Es la máxima amplitud registrada a una distancia de 100 km.

A_0 = Amplitud de una milésima de milímetro.

El uso de esta escala es un buen indicativo para clasificar los sismos de acuerdo a su tamaño. Sin embargo debido a que la corteza terrestre no es uniforme y las diferentes orientaciones de las fallas, no es una medida precisa para definir los tamaños de los sismos.

Para distancias epicentrales de más de 600 km, se utiliza la escala unificada de Gutenberg (representada por m y a distancias focales de 600 a 2000 km) y la escala telesísmica (representada por M para distancias focales mayores a 2000 km).

Magnitud de las ondas de superficie

La magnitud local de Richter no distingue las diferencias entre los diferentes tipos de onda. Otras escalas de magnitud que basan la magnitud en la amplitud de alguna onda en particular se ha desarrollado. A grandes distancias epicentrales, las ondas de cuerpo usualmente se han atenuado y dispersado lo suficiente que el resultado del movimiento es dominado por las ondas de superficie. La Magnitud de las Ondas de Superficie es una escala de magnitud basada en la amplitud de las ondas Rayleigh con un periodo de alrededor de 20 segundos. Está dada por la siguiente expresión:

$$M_s = \log A + 1.66 \log \Delta + 2.0 \quad (5.3)$$

Donde:

A = El desplazamiento máximo del terreno; en micras.

Δ = La distancia epicentral del sismógrafo, en grados (360° corresponden a la circunferencia de la tierra).

Hay que notar que la magnitud de las ondas de Superficie está basada en la amplitud del máximo desplazamiento del suelo, la cual puede ser determinada de cualquier tipo de sismógrafo. Esta escala de magnitud es comúnmente usada para describir sismos poco profundos (distancias focales menores a 70 km), y distancias de más de 1000 km de moderados a grandes sismos.

Magnitud de ondas de cuerpo

Para sismos cuyo foco se encuentra a una mayor profundidad, las ondas de superficie son a menudo demasiado pequeñas para permitir una evaluación confiable de la Magnitud de las Ondas de Superficie. La Magnitud de las Ondas de Cuerpo, es una escala basada en la amplitud de los primeros ciclos de ondas P los cuales aún no se ven fuertemente influenciados por la profundidad focal. Está magnitud se expresa como:

$$m_b = \log A - \log T + 0.01\Delta + 5.9 \quad (5.4)$$

Donde:

Δ = Amplitud de la onda P, en micras.

T = Periodo de la onda P, usualmente de 1 segundo.

5.1.4 Intensidad de un sismo

Existen diversas escalas de intensidad de un sismo, casi todas las escalas son subjetivas, y tiene un formato similar a la escala Modificada de Mercalli (MM), con valores que van de I al XII. Esta escala es la más usada en Norteamérica, la cual se parece a la escala soviética, Cancani-Sieberg, que se usa extensamente en Europa Oriental, y una de las más recientes es la de Medvedev, Sponheuer y Karnik, conocida como la MSK-64 (Medved y Sponheuer, 1969).

Así, la intensidad es una descripción cualitativa de los efectos de un sismo en un lugar en particular, como evidencia por el daño observado y la reacción humana en ese lugar. Este concepto de intensidad se ha aplicado a casos históricos para estimar el lugar y tamaño de los sismos que han ocurrido, antes del desarrollo de modernos instrumentos sísmicos. Por lo tanto, las intensidades pueden ser usadas para estimar los niveles del movimiento

sísmico, comparadas con los efectos de sismos en diferentes regiones geográficas, y para estimar las pérdidas por el sismo.

La naturaleza subjetiva de estas escalas depende de muchos factores, una de ellas son las experiencias previas con los movimientos del terreno, así como los efectos producidos a las estructuras de las regiones de estudio. Estas escalas subjetivas, se han relacionados con datos instrumentales y así propuesto escalas instrumentales de intensidad.

La siguiente expresión coincide razonablemente bien con las correlaciones propuestas y comprobadas entre la intensidad I de la escala MM, y la velocidad máxima del terreno v (cm/seg):

$$I = \frac{\log 14v}{\log 2} \quad (5.5)$$

En promedio esta correlación es válida hasta $I = 10$ y sobrestima para intensidades mayores. Es conveniente modificar la escala MM para intensidades mayores a 10, de acuerdo con esta ecuación (5.5). Otras 2 condiciones que sobrestiman la intensidad en la ecuación 5.5 son la duración del movimiento del sismo, menores de 10 o 15 segundos, y la segunda una condición muy blanda del terreno, lejos de las estructuras pesadas ya que la interacción suelo estructura tiende a disminuir la intensidad de las sacudidas en áreas de mayor interés.

Magnitud de momento

Es importante tener en cuenta que las magnitudes de las escalas descritas anteriormente con cantidades empíricas basadas en varios instrumentos de medición de las características del movimiento del suelo. El total de la cantidad de energía liberada durante un sismo aumenta, sin embargo, las características del movimiento del terreno no necesariamente aumentan a la misma tasa. Para sismos fuertes, la medición de las características del movimiento del suelo resultan menos sensitivas al tamaño del sismo que para sismos menores. A este fenómeno se le conoce como *saturación* (es decir, produce ondas mayores de las que los aparatos pueden registrar, resultando en registros que aparecen truncados), en donde las magnitudes de ondas de cuerpo y Richter se saturan a magnitudes de 6 y 7 y la magnitud de ondas de superficie se satura alrededor de un magnitud de 8. Para describir el tamaño de sismos muy largos, la escala de magnitud no depende de los niveles del movimiento del suelo, y por consecuencia no se satura. La única magnitud que no está sujeta a la saturación es el de Magnitud de Momento, el cual se basa en el momento sísmico que es una medida directa de los factores que producen la ruptura a lo largo de la falla. La Magnitud de Momento está dada por la ecuación:

$$M_w = \frac{\log M_0}{1.5} - 10.7 \quad (5.6)$$

Donde:

M_w = Magnitud de Momento.

M_0 = Momento sísmico, en dina-cm.

La relación entre las distintas escalas de momento se pueden observar en la Figura 5-2.

La saturación de las escalas instrumentales es indicada por el aplanamiento de la curva a magnitudes altas.

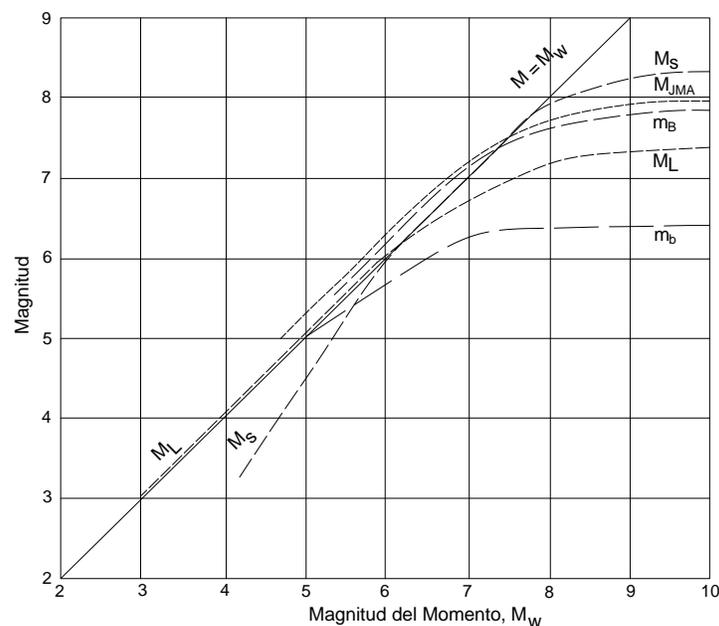


Figura 5-2 Relaciones entre la escala de Magnitud del Momento (M_w) y otras escalas de magnitud.

5.2 Parámetros del Movimiento del Suelo

Los parámetros del movimiento del suelo son esenciales cuando se trata de describir las características importantes del movimiento del suelo, de una forma cuantitativa y resumida. Muchos parámetros se han propuesto para caracterizar la amplitud, contenido de frecuencia, y duración del movimiento del suelo, algunos nos reflejan solo una de esas características mientras otros pueden llegar a reflejar dos o tres.

5.2.1 Parámetros de amplitud

El tipo más común para describir el movimiento del suelo es con una historia del tiempo. En este tipo de registros los parámetros empleados pueden ser la aceleración, velocidad ó desplazamiento, los cuales pueden ser presentados como se ilustran en la Figura 5-3.

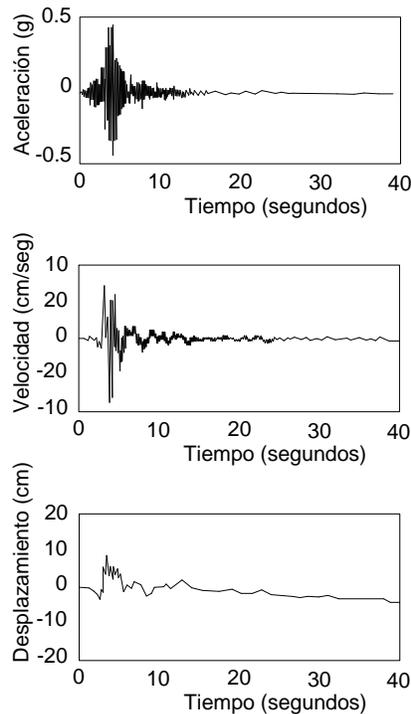


Figura 5-3 Registros de Aceleración, Velocidad y Desplazamiento.

Por lo general, es únicamente una de estas cantidades la que es medida directamente por medio de equipos como acelerógrafos ó sismógrafos, obteniendo las demás por medio de la integración o diferencial de las mismas cantidades, según sea el caso. Cabe señalar que en las figuras antes presentadas, se observa la variación existente en el contenido de frecuencias; una historia de aceleraciones muestra una proporción que contiene relativamente altas frecuencias. Al realizar la integración, se produce un efecto de filtrado de frecuencias, en donde el contenido de estas es menor en la historia de velocidades que en la historia de aceleraciones. Lo mismo ocurre al realizar una nueva integración para obtener la historia de desplazamientos, en donde se observa mucho menos el contenido de altas frecuencias de movimiento.

Aceleración máxima

La medida más común usada para la amplitud del movimiento del un suelo en particular es la aceleración máxima horizontal. La aceleración máxima horizontal de un componente

dado de un registro del movimiento del suelo, es simplemente el valor absoluto más grande de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma de dicha componente.

El uso de este tipo de aceleración, es la más común debido a la relación que presenta con las fuerzas de inercia generadas en el suelo. Sin duda, las aceleraciones horizontales son las que inducen a los diferentes tipos de estructuras las fuerzas dinámicas más grandes.

De igual manera, para poder estimar la aceleración máxima horizontal cuando no se dispone de información, la aceleración máxima horizontal es correlacionada con la intensidad de la escala Modificada de Mercalli. Esta no es del todo precisa, por lo que la utilización de estos métodos debe implicar sumo cuidado. Correlaciones de este tipo fueron propuestas por Tifunac y Brady en 1975, Murphy y O'Brian en 1977 y finalmente por Krinitzky y Chang en 1987.

Las aceleraciones verticales han presentado menor atención debido a que las fuerzas estáticas verticales usualmente proveen de la adecuada resistencia para las fuerzas dinámicas inducidas por las aceleraciones verticales durante los sismos. Actualmente se ha comprobado que la aceleración horizontal mantiene una relación con la aceleración máxima horizontal, en donde el valor de la aceleración máxima vertical es de mayor a dos tercios cerca de la fuente donde se produce el sismo y menor a dos tercios a distancias mayores de la fuente del sismo.

Los movimientos del suelo con aceleraciones máximas de magnitudes altas, usualmente son más destructivos, aunque no siempre se cumple esta condición, debido que también están en función del periodo de dichas aceleraciones. Es decir, aceleraciones altas pero con periodos bastantes cortos de tiempo no llegan a causar daños muy significantes a las estructuras. Sin duda, el concepto de aceleración máxima, es un parámetro muy útil dentro de esta rama de la ingeniería, esta no contiene información del contenido de frecuencia y de la duración del movimiento por lo debe ser complementada con información adicional para una caracterización más acertada del movimiento.

Velocidad máxima

La velocidad máxima horizontal es otro parámetro útil para la caracterización de la amplitud del movimiento del suelo. Este parámetro es más apropiado para la caracterización de la amplitud del movimiento debido a que presenta más bajas frecuencias, la velocidad máxima horizontal provee con mucho más acierto un índice del potencial de daños que la aceleración máxima horizontal. Para la estimación de esta velocidad, al igual que para la aceleración, existen correlaciones con la intensidad por medio de la cual es posible obtener un valor de ella.

Desplazamiento máximo

El desplazamiento máximo está generalmente asociado con componentes de baja frecuencia en un movimiento sísmico. Sin embargo resulta difícil la determinación acertada de este parámetro debido a los errores que se pueden esperar por el filtrado y la integración de los acelerogramas. Como resultado de esto, el desplazamiento máximo es mucho menos usado para la medición del movimiento del suelo que la velocidad o aceleración máxima.

5.2.2 Parámetros de contenido de frecuencia

Los sismos producen complicadas cargas al suelo, cuyos componentes de movimiento abarcan un amplio rango de frecuencias. Este contenido de frecuencias describen como la amplitud del movimiento del suelo es distribuido entre las diferentes frecuencias. Ya que el contenido frecuencia de un movimiento sísmico influirá fuertemente en los efectos de ese movimiento, la caracterización del movimiento no puede estar completa sin la consideración de su contenido frecuencia.

Para la medición y caracterización de dichos parámetros se hace uso de los espectros del movimiento del suelo, entre los que encontramos los espectros de Fourier y los espectros de respuesta.

Espectros de Fourier

Cualquier función periódica puede ser expresada usando un análisis de Fourier como la suma de una serie de términos armónicos simples de diferente frecuencia, amplitud y fase. Estas series de Fourier nos proveen de una descripción completa del movimiento del suelo, puesto que el movimiento puede ser recuperado completamente por medio de la inversa de la transformada de Fourier.

Una gráfica de la amplitud de Fourier contra la frecuencia es conocida como el espectro de amplitud de Fourier. Así mismo, utilizando la fase en lugar de la amplitud, la gráfica se conoce como espectro de fase de Fourier. En este tipo de gráficas, el espectro de la amplitud de Fourier, nos muestra como la amplitud del movimiento del suelo es distribuido con respecto a la frecuencia o el periodo, según sea de interés. Aquí se aprecia el contenido de frecuencia de un movimiento muy claramente.

El espectro de amplitud de Fourier puede ser reducido o amplio. Un espectro reducido implica que el movimiento contiene una frecuencia o periodo dominante, el cual produce una historia de tiempo llano, casi senoidal. Un espectro extenso corresponde a un movimiento que contiene una variedad de frecuencias que produce una gráfica más irregular, es decir una historia de tiempo irregular.

Este contenido de frecuencias puede ser detectado examinando muy cuidadosamente los movimientos dentro del dominio del tiempo presentados en las Figura 5-3, pero la diferencia en los contenidos de frecuencia es más explícitamente ilustrada en los espectros de amplitud de Fourier. Estos espectros tienen unidad de velocidad.

El espectro de amplitudes de Fourier es una medida de la energía final inducida a estructuras de comportamiento lineal sin amortiguamiento y de diferente periodo. Por esto mismo existe una relación entre la amplitud del espectro de Fourier y el espectro de velocidad relativa para un amortiguamiento igual a cero.

Espectros de respuesta

Un espectro de respuesta se puede utilizar para evaluar directamente la naturaleza del movimiento del suelo durante un sismo. Un espectro de respuesta es básicamente un diagrama del desplazamiento máximo, velocidad ó aceleración con respecto al periodo natural de un sistema de un solo grado de libertad. Los diferentes valores de sistema de amortiguación se pueden utilizar, por lo que es posible obtener una familia de curvas, cada una de ellas referente a dicho valor de amortiguamiento. Esta información puede ser utilizada por el ingeniero estructural en el diseño del edificio.

El espectro de respuesta puede basarse en la geología del sitio específico, la actividad tectónica, sismología y las características del suelo. Como alternativa, un espectro de respuesta simplificada se puede desarrollar sobre la base de la zona sísmica y el perfil de suelo del sitio.

Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de sistemas de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T , y con igual factor de amortiguamiento, ξ (ver Figura 5-4). Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo sismo (utilizando un registro de aceleraciones), cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos. Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) de cada uno de ellos y representarlos en una gráfica en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T (periodo fundamental) representa un punto del espectro.

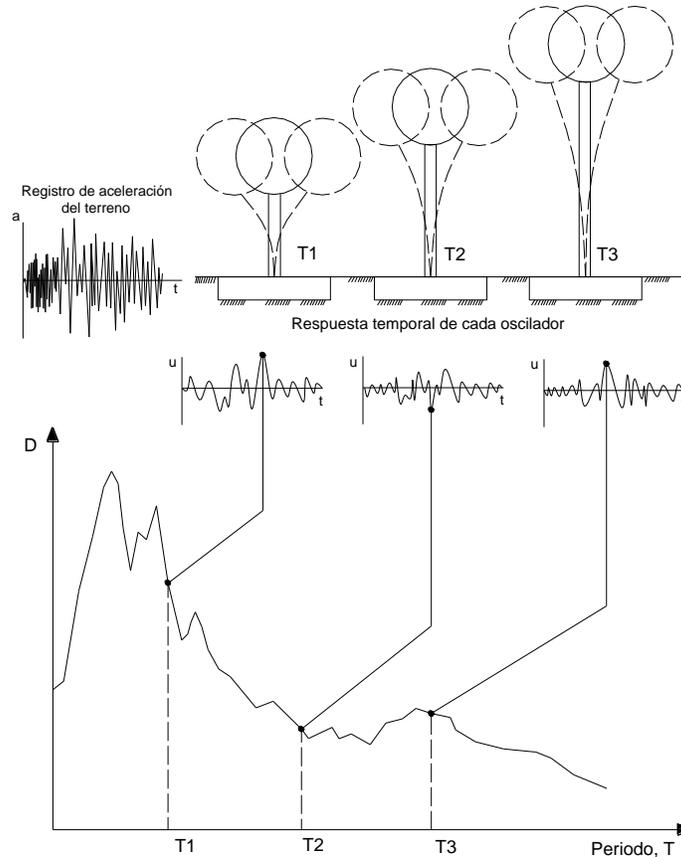


Figura 5-4 Esquema del método de determinación del espectro de respuesta.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Debemos aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima del suelo sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

Cabe señalar que la ordenada del espectro de aceleraciones asociada a una estructura con un periodo fundamental de $T = 0$ es la aceleración máxima del terreno a_0 . Por otra parte, el periodo asociado a la máxima ordenada del espectro de aceleraciones recibe el nombre de periodo dominante, T_p .

Estos espectros de respuesta pueden ser graficados individualmente en escalas aritméticas, o bien, pueden ser combinadas en virtud de ciertas ecuaciones de relación, como una gráfica tripartita, la cual se observa de la siguiente manera; la velocidad espectral en el eje vertical, la frecuencia natural o el periodo en el eje horizontal, la aceleración y el desplazamiento en los ejes inclinados. Los ejes de aceleración y desplazamiento son

invertidos cuando los valores espectrales son graficados contra el periodo natural en lugar de la frecuencia natural de vibración.

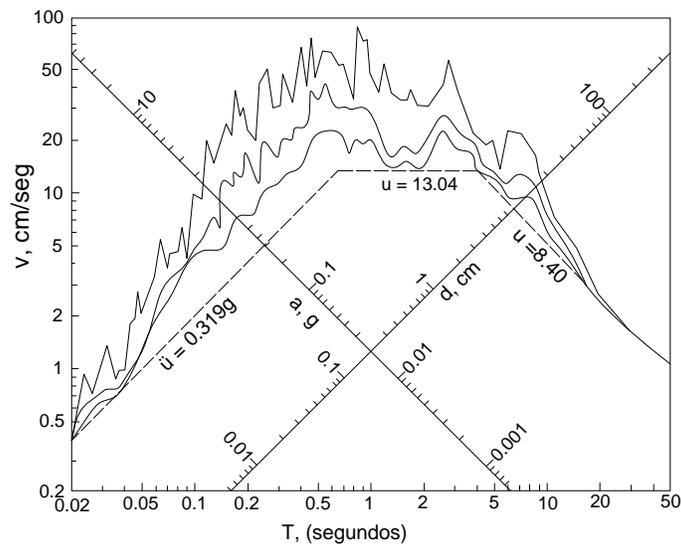


Figura 5-5 Representación combinada de espectros en escala semilogarítmica.

La Figura 5-5 muestra claramente otro aspecto importante a destacar. Los valores máximos del movimiento del suelo, desplazamiento, velocidad y aceleración, se pueden representar en el gráfico combinado mediante tres rectas (en dicha figura se indican con líneas de trazo). Las curvas de respuesta espectral para distintos valores de amortiguamiento se ubican en general por encima de las líneas que definen el movimiento del suelo, indicando así que la vibración propia de la estructura amplifica dicho movimiento. En el rango de periodos bajos la aceleración espectral tiende a la aceleración máxima del suelo y lo mismo ocurre con los desplazamientos en la zona de periodos elevados.

Este tipo de representación no es un tipo diferente de espectro, sino una alternativa conveniente para graficar en forma unificada las tres variables.

Espectros de diseño

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un sismo en particular en una zona dada, puesto que el próximo sismo probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta, no pueden utilizarse para el diseño de las estructuras ante la acción de un sismo. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios sismos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los sismos típicos de una zona.

Existen varias metodologías basadas en procedimientos estadísticos para poder determinar estos espectros de diseño, así como diversos tipos de software especializado capaz de resolver dichas cuestiones.

A los efectos del diseño resulta conveniente que las curvas espectrales se suavicen con líneas envolventes para evitar los valles o variaciones bruscas que surgen de las formas complejas que presentan los espectros de respuesta. Es por ello que los espectros de diseño están formados por una serie de líneas o curvas, las cuales pueden expresarse mediante ecuaciones simples. Los espectros de diseño de aceleración suelen presentar una rama lineal creciente (con origen en el valor de aceleración máxima del terreno), luego una zona de aceleración constante, con un valor 2 a 3 veces superior a la aceleración máxima del terreno y finalmente una o más curvas decrecientes.

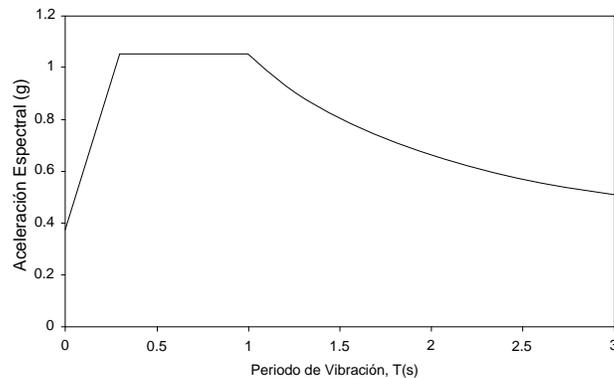


Figura 5-6 Espectro de Diseño

Capítulo 6

6. APLICACIONES DE LA DINÁMICA DE SUELOS

En la práctica profesional, el ingeniero civil tiene muchos encuentros diferentes e importantes con el suelo. El ingeniero civil utiliza el suelo como cimentación de estructuras y terraplenes; utiliza el suelo como material de construcción; debe diseñar estructuras de retención para excavaciones, túneles subterráneos; y encuentra en el suelo en un gran número de problemas especiales. En el desarrollo de dichas tareas, el ingeniero se basa en la Mecánica de Suelos, que es una disciplina que organiza de manera sistemática los principios y el conocimiento de las propiedades ingenieriles del suelo. La Dinámica de Suelos es una parte especializada de la Mecánica de Suelos que trata sobre el comportamiento del suelo y la respuesta de masas de suelo durante la aplicación relativamente rápida de cargas dinámicas, se pone especial énfasis en el comportamiento dinámico de los suelos sometidos a cargas cíclicas y otros problemas específicos relacionados con los sismos para evaluar las propiedades y el comportamiento del terreno.

En este capítulo se presenta la naturaleza de algunos de los problemas que involucra la dinámica de suelos, ilustrando su aplicación mediante casos prácticos.

En el desarrollo de este capítulo, se presentan tres ejemplos prácticos de las aplicaciones de la dinámica de suelos, en donde se involucran las propiedades dinámicas del suelo, que parten de los estudios vistos en capítulos anteriores, con la puesta en práctica de dichas propiedades, llevando a cabo una metodología para la solución de los problemas planteados en donde se describe cada problema, se estiman las propiedades usadas en los análisis por distintos métodos, se analiza el problema en estudio y se discuten los resultados obtenidos.

Como primer caso, se determinará la respuesta de sitio y la interacción dinámica suelo - estructura de un edificio de 6 niveles, estacionamiento y cajón de cimentación construido en suelos blandos. En el segundo caso, se evalúa la estabilidad de un talud mediante el método pseudoestático y un análisis dinámico en donde se introducirá en la base del

modelo un registro de aceleraciones en función del tiempo, y en el tercer caso la estabilidad de un muro de contención debido a una fuerza horizontal actuando sobre el mismo debido a la fuerza sísmica inducida. Cada uno de estos ejemplos de aplicación será descrito a detalle en el transcurso del capítulo.

6.1 Análisis Numérico de Interacción Dinámica Suelo-Estructura de un Edificio Construido en Suelos Blandos

6.1.1 Análisis de respuesta de sitio

En el primer ejemplo de aplicación se evaluará los efectos en el sitio debido a una excitación sísmica de un edificio construido en suelos blandos, para lo cual es necesario determinar primero las características geotécnicas del sitio en estudio. Se llevaron a cabo estudios de campo y laboratorio para estimar las propiedades índice, mecánicas, condiciones hidráulicas, perfil estratigráfico y el comportamiento esfuerzo deformación de los materiales que conforman la zona en estudio.

En principio, el comportamiento del sistema en campo libre será determinado por medio del empleo de modelos en los que se simulará estratigrafía del sitio para poder caracterizar la zona en estudio, obteniendo las propiedades necesarias en dicho análisis así como el ambiente sísmico. Una vez concluida esta etapa, se analizará el fenómeno de interacción que se desarrolla entre el suelo y la estructura, en este caso en específico, un edificio de 6 niveles, estacionamiento y cajón de cimentación, para el cual fue necesario realizar una excavación en la que quedará alojada tanto el estacionamiento como la cimentación.

Todo el procedimiento antes mencionado, con la aplicación del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (RCDF, 2004), teniendo en cuenta la influencia que presentan los suelos blandos, como es el caso de las arcillas del valle de México, en el comportamiento de las estructuras, como puede ser la profundidad de desplante del edificio, el tipo de cimentación y el cambio en el periodo efectivo de la estructura considerando la interacción entre el suelo y la misma (Hernández, 1989).

6.1.2 Descripción del proyecto

De acuerdo con el RCDF y las NTC el predio se localiza en la zona IIIb, denominada zona de lagos. Esta zona se caracteriza por arcillas blandas a muy blandas con baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad. (Figura 6-1)

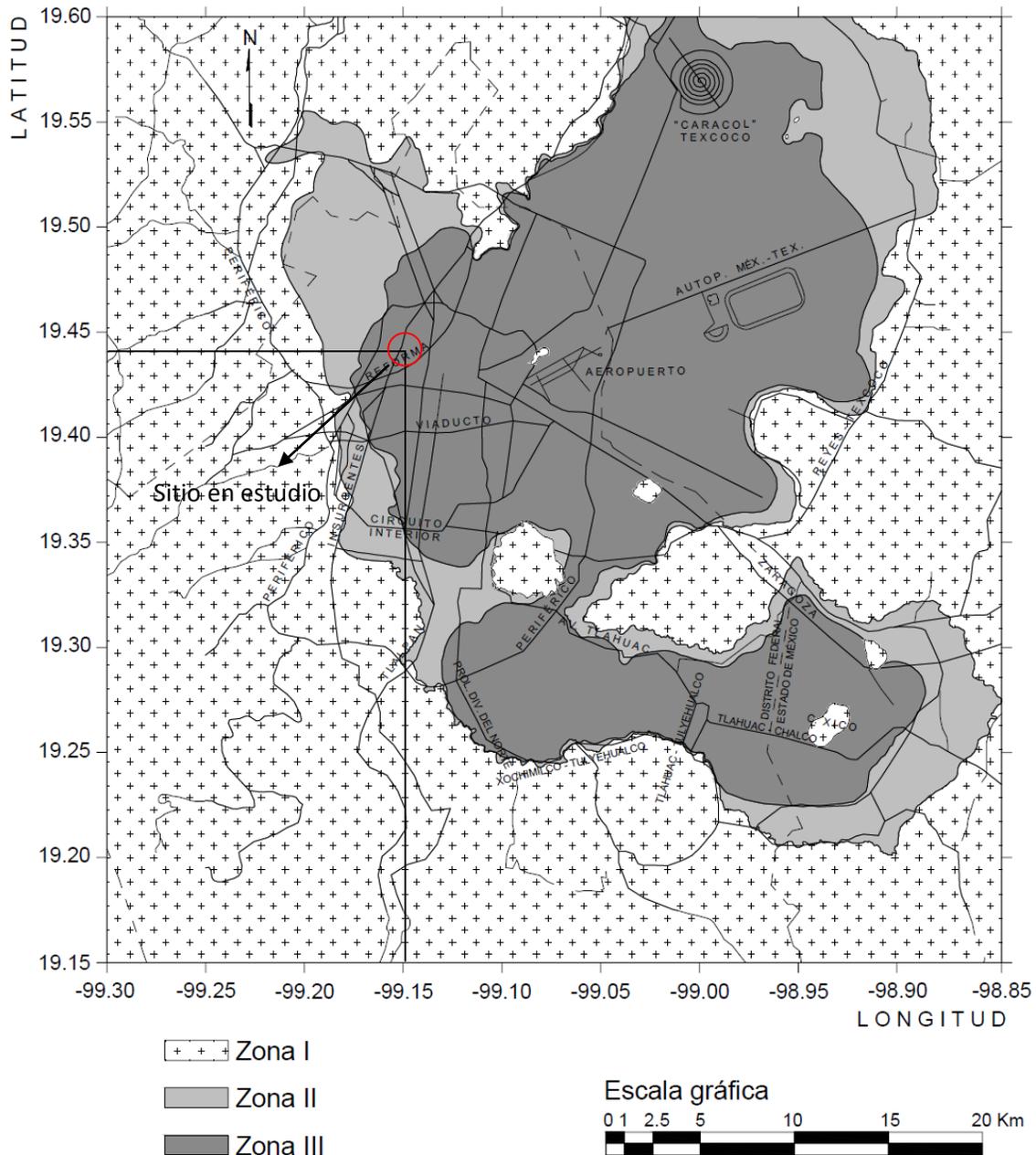


Figura 6-1 Localización del sitio en estudio (NTC-RCDF, 2004).

En particular, el subsuelo del sitio en estudio se caracteriza por tener una capa de relleno entre 1 y 2 m de espesor, sobreyaciendo una serie de estratos de arcilla muy blanda a blanda

hasta una profundidad variable entre 35 y 45 m, sobreyaciendo la llamada primera capa dura de 2 a 4 m de espesor de suelos limoarenosos muy compactos, que descansa en una formación inferior de arcilla blanda a media de 4 a 8 m de espesor, la que a su vez sobreyace los depósitos profundos compuestos principalmente de arenas, limos y a veces gravas, muy compactos y altamente resistentes como se muestra en la Figura 6-4. Debido al hundimiento regional por bombeo de los acuíferos, las arcillas están preconsolidadas con abatimiento de presión de poro en función de la profundidad.

La zona en estudio tiene un área de 990 m², cuyas dimensiones son de 22 m x 45 m. Para la caracterización de las condiciones del subsuelo, se realizó un sondeo mixto (SM-1) hasta los depósitos profundos y un sondeo de cono (SCE-2) hasta la primera capa dura. La ubicación esquemática de los sondeos se muestran en la Figura 6-2.

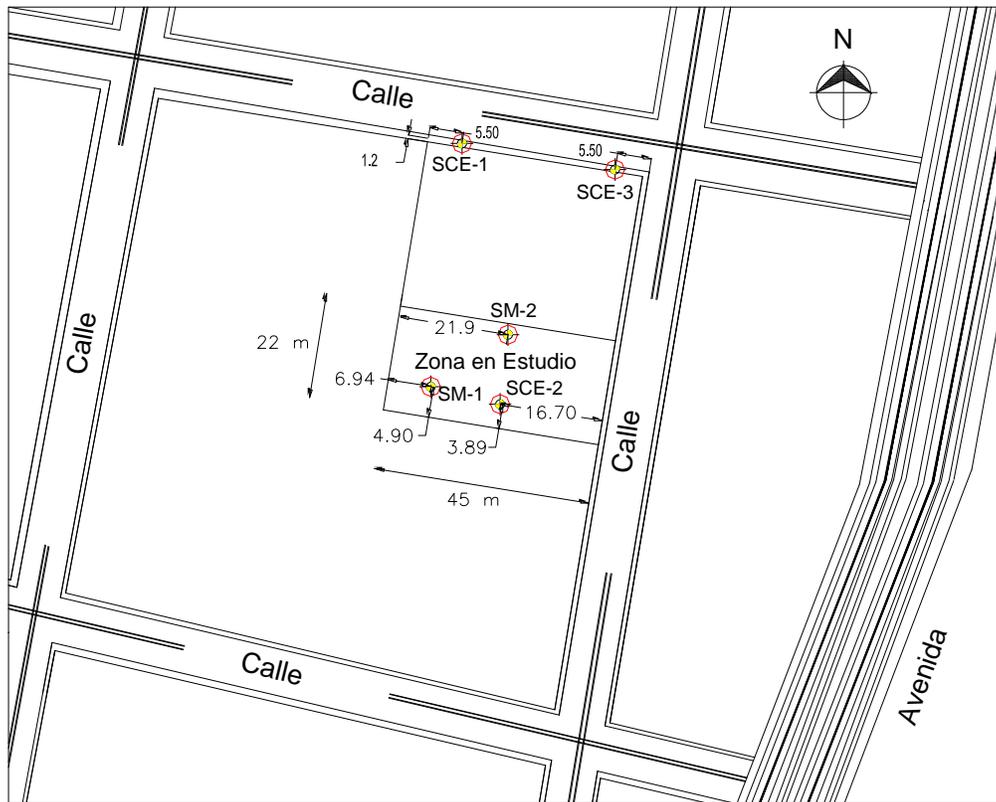


Figura 6-2 Localización de los sondeos.

Para la detección del Nivel de Aguas Freáticas (NAF), se excavó un pozo de observación, y además, se colocó una estación piezométrica, la cual consta de 3 piezómetros abiertos colocados a 11.5 m, 22.5 m y 35 m de profundidad cuyos resultados se muestran en la Figura 6-3. De estos resultados se observa que la presión de poro es menor a la presión hidrostática, debido al bombeo que se realiza con el fin de la extracción de agua para la zona del Distrito Federal.

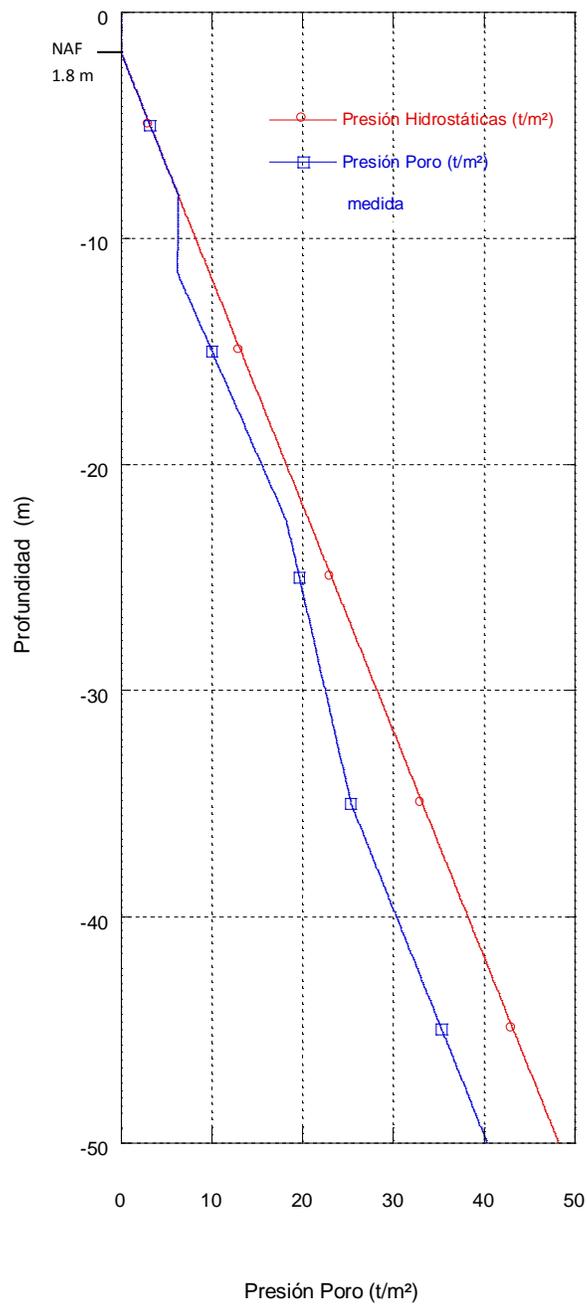


Figura 6-3 Lecturas de la Estación Piezométrica.

El sondeo mixto, se llevó a cabo combinando la exploración con la prueba de penetración estándar (SPT), con la cual se recuperaron muestras alteradas de los suelos, y el tubo Shelby de 10 cm de ϕ y 1 m de longitud, con el que se extraen muestras inalteradas de los suelos. Este sondeo SM-1, se llevó hasta una profundidad de 50 m.

El sondeo de cono se realizó con un cono de 10.3 cm^2 de ϕ , con una velocidad de penetración de entre 1 y 2 cm/s. Con este sondeo se definió el perfil de resistencia de punta del suelo, Figura 6-5.

6.1.3 Determinación de propiedades índice y mecánicas

Las propiedades índice y mecánicas se determinaron de las 57 muestras alteradas y 16 muestras inalteradas que se extrajeron del sondeo SM-1. Con las 57 muestras de suelo extraídas con el SPT se hicieron pruebas índice y de clasificación de los suelos. Con las 16 muestras de tubo Shelby se realizaron pruebas índice, mecánicas y de clasificación de los suelos. La Tabla 6-1 muestra un resumen de los parámetros obtenidos.

Dentro de las pruebas índice que se llevaron a cabo se encuentran: el contenido de agua, ω ; la densidad de sólidos, S_s ; el peso volumétrico, γ ; los límites líquido y plástico, LL y LP; los contenido de finos y granulometrías. Las pruebas mecánicas consistieron en: triaxial UU, consolidación unidimensional y triaxial CU.

6.1.4 Perfil estratigráfico y perfil de resistencia de punta

Con base en el registro de campo, la caracterización de las muestras de suelo en el laboratorio y la información proporcionada por el perfil de resistencia de punta del sondeo de cono eléctrico, se elaboró el perfil estratigráfico de la Figura 6-4. En él se observa que la estratigrafía del lugar consiste en un relleno de 1.3 m de profundidad que sobreyace a una secuencia de arcillas de muy blandas a blandas hasta 35 m de profundidad, las cuales descansan en la primera capa dura de unos 3 m de espesor, a la que le sigue una capa de arcilla de blanda a media, de 4 m de espesor; finalmente, a 42 m de profundidad inician los depósitos profundos y continúan hasta la máxima profundidad explorada, 50 m.

En la Figura 6-5, se aprecia el perfil de resistencia de punta del cono que muestra valores en un intervalo entre 1.5 y 3 kg/cm^2 , de la superficie a la primera capa dura. A distintas profundidades se observan incrementos o picos de resistencia que corresponden también con valores bajos del contenido de agua y, por tanto, a suelos no arcillosos (lo cual se confirma también por la descripción de las muestras de suelo). Estos delgados estratos son arenas, vidrio volcánico o fósiles diminutos. Estos estratos constituyen fronteras drenantes para las arcillas. Destacan, las capas a las profundidades de 6.5 m, 12.0 m, 18.0 m, 22.0 m, 27.0m, 33.0m y 35.0 m.

Los valores de contenido de agua de las arcillas disminuyen con la profundidad. De un valor medio máximo de 375 % a 70 % en la capa de arcilla más profunda. Los valores de resistencia de las pruebas triaxiales no consolidadas, no drenadas entre 2 (UU/2) oscilan en un rango de 0.12 kg/cm^2 en los estratos más superficiales a 1.0 kg/cm^2 en los estratos profundos.

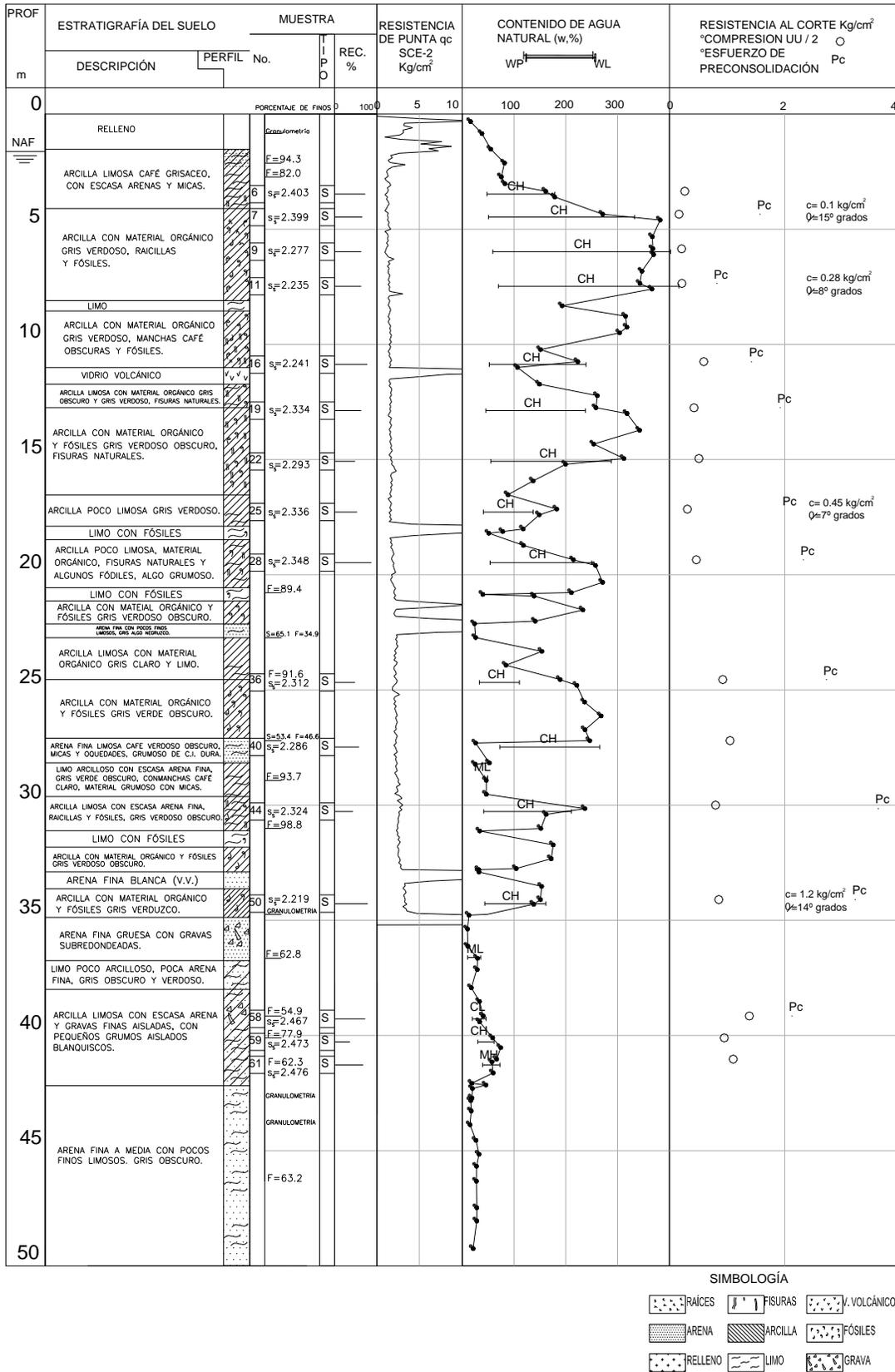


Figura 6-4 Perfil estratigráfico.

Tabla 6-1 Propiedades índice y mecánicas

Muestra No.	Prof (m)	ω %	γ kg/m ³	% Finos	S_s	Límites	UU / 2 Kg/cm ²	Consolidación	Triaxial CU	σ_{pc} kg/cm ²	E_c kg/cm ²	E_D kg/cm ²
6	3.35	161.2	1272		x	x	0.27				19.04	28.89
7	4.35	271.3	1127		x	x	0.17	x	x	1.6	19.70	25.38
9	5.85	367.7	1129		x	x	0.21				16.73	20.71
11	7.35	343.0	1130		x	x	0.22	x	x	0.8	13.90	17.05
16	10.75	223.3	1213		x	x	0.60	x		1.4	51.37	66.45
19	12.75	258.1	1213		x	x	0.43	x		1.9	46.35	48.23
22	14.95	312.1	1162		x	x	0.51				60.59	79.09
25	17.15	182.6	1253		x	x	0.31	x	x	2.0	56.52	65.98
28	19.35	214.8	1188		x	x	0.47	x		2.3	50.49	65.07
36	24.55	189.1	1315	x	x	x	0.93	x		2.7	94.71	97.30
40	27.20	246.3	1219	x	x	x	1.05				74.24	109.66
44	30.15	237.0	1257		x		0.79	x		3.6	90.61	133.96
50	34.10	151.3	1305		x	x	0.86	x	x	3.2	137.43	164.74
58	39.15	40.7	1804	x	x	x	1.39	x		2.1	135.89	294.57
59	40.10	58.9	1537	x	x	x	0.95				114.26	208.52
61	41.03	66.7	1502	x	x	x	1.11				150.47	231.64

*Los ensayos realizados a las muestras de suelo se indican con una x.

ω Contenido de humedad, %.

γ Peso específico del suelo, kg/m³

S_s Densidad de sólidos.

UU / 2 Resistencia de pruebas triaxiales no consolidadas, no drenadas entre 2, en kg/cm²

σ_{pc} Esfuerzo de preconsolidación, en kg/cm²

E_c Módulo de de elasticidad de una prueba triaxial no consolidada, no drenada en la etapa de carga, en kg/cm²

E_D Módulo de de elasticidad de una prueba triaxial no consolidada, no drenada en la etapa de descarga, en kg/cm²

6.1.5 Perfil idealizado del suelo

En la Figura 6-6 se muestra el perfil idealizado del suelo, así como las propiedades y parámetros determinados como se indicó anteriormente. Dentro del perfil idealizado se distingue el primer estrato que consta de un relleno superficial de 1.3 m de espesor. Le sobreyace la serie arcillosa superior la cual consta de 13 estratos de arcilla y arcillas limosas blandas de color gris, gris verdoso a café con presencia de raicillas y fósiles, y horizontes arenosos y limosos, así como una capa de vidrio volcánico. Por debajo de ésta, a los 35 metros de profundidad y aproximadamente de 3 metros de espesor, se encontró la primera capa dura constituida por arena fina a gruesa blanca y gravas subredondeadas, con capas de limo poco arcillosos de color gris oscuro. Finalmente una serie arcillosa inferior constituida por arcillas limosas, con escasa arena fina, gravas aisladas y pequeños grumos blanquicos aislados; y a los 42m hasta la profundidad de exploración (50m) la capa dura, constituida por arena fina y media con pocos finos limosos de color gris oscuro.

Tomando en cuenta los resultados de pruebas de laboratorio y de campo, como sondeos de cono eléctrico, las pruebas índice y mecánicas realizadas, en la siguiente sección se obtienen las velocidades de propagación de onda de corte por medio de relaciones empíricas entre las mismas (Jaime A., 1987).

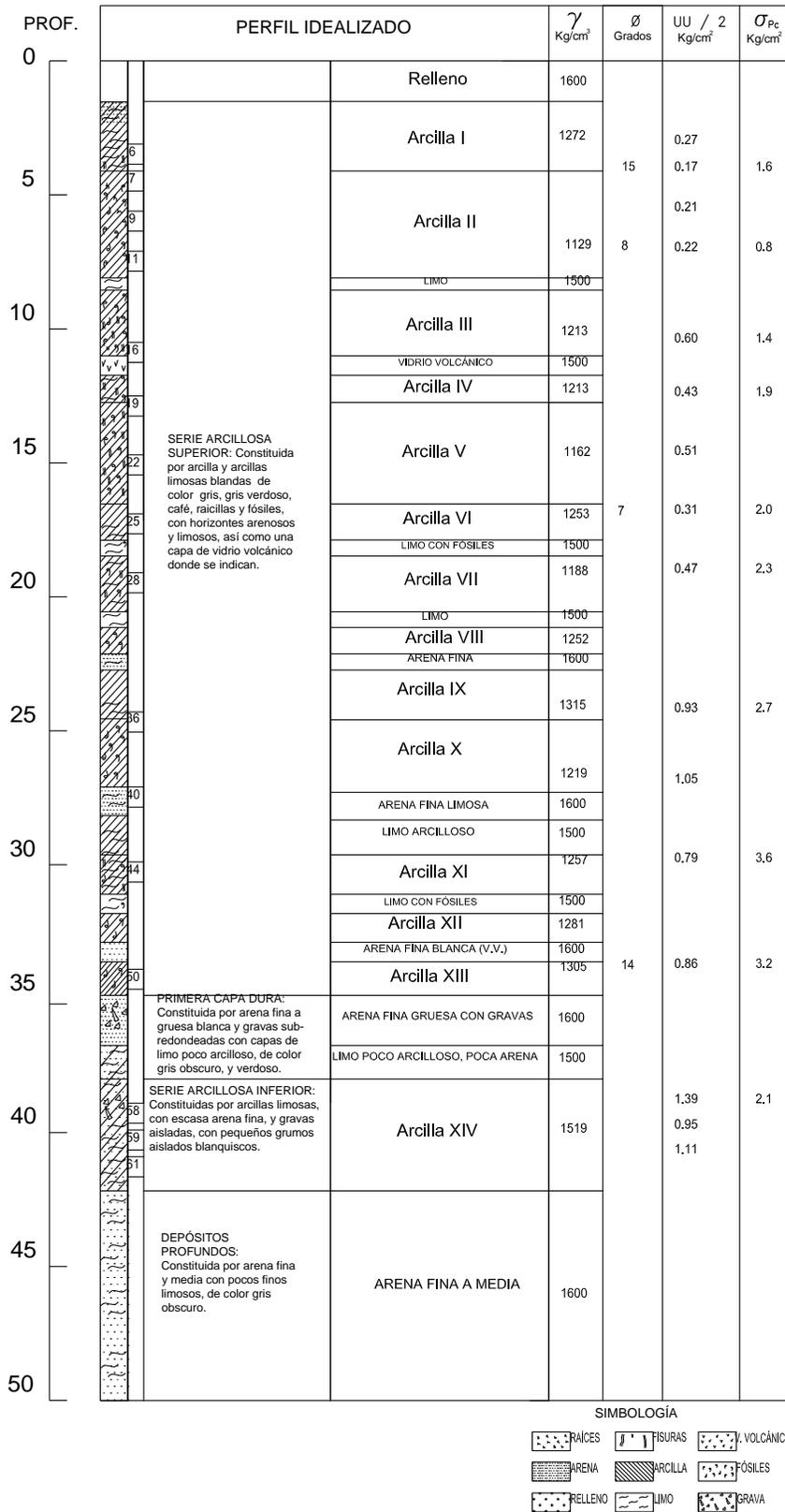


Figura 6-6 Perfil Idealizado

6.1.6 Estimación de las velocidades de onda de cortante

Arcillas

La velocidad de onda de cortante para arcillas se estimó usando la expresión (6.1) propuesta por Jaime (1987) en términos de la resistencia de punta a la penetración, q_c , medida con CPT.

$$v_s = 6 + 12.11 q_c \text{ (m/s)} \quad (6.1)$$

donde;

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

q_c = Resistencia de punta obtenida de la prueba de cono eléctrico, kg/cm^2 .

La expresión 6.1 propuesta por Jaime, 1987 fue obtenida a partir de los valores medios de la velocidad de propagación de ondas de corte para el lago de Texcoco virgen. Para la obtención de esta ecuación se emplearon mediciones de sonda suspendida, así como pruebas en laboratorio de columna resonante. Este autor menciona que para valores de velocidad de onda de cortante menores a 40 m/s no son aplicables.

Los valores de q_c se tomaron de los resultados del cono eléctrico SCE-2, y mediante la expresión 6.1 se determinó el perfil de onda de cortante de acuerdo a la profundidad y la estratigrafía ya mencionada. En la Figura 6-7 se presentan los resultados de la velocidad de onda de cortante de acuerdo a la profundidad.

Los valores de v_s estimados con la expresión 6.1 son inferiores a los 40 m/s, sin embargo, debido a la incertidumbre que presentan estos resultados al ser estimados y no medidos directamente en el sitio, o determinados por medio de pruebas en laboratorio, se añadió una desviación estándar del 25 %, cubriendo un rango que en el cual podría presentarse el error. La Figura 6-7 muestra los resultados tomando en cuenta esta consideración.

Arenas

Para calcular la velocidad de onda de cortante se estimó inicialmente el módulo de rigidez al cortante máximo con la expresión 6.2 propuesta por Rix and Stokoe (1991).

$$G_{max} = 1634(q_c)^{0.250}(\sigma_v)^{0.375} \quad (6.2)$$

donde;

G_{max} = Módulo de rigidez al cortante máximo; kPa

q_c = Resistencia de punta obtenida de la prueba de cono eléctrico, kPa

σ_v = Esfuerzo efectivo a la profundidad medida; kPa

Una vez conocido el valor del módulo de rigidez al cortante máximo para las arenas, se calcula la velocidad de onda de corte, que relaciona la velocidad con el módulo de rigidez al cortante y la densidad del material. Los valores proporcionados por esta relación se muestran en la Figura 6-7.

$$v_s = \sqrt{G/\rho} \quad (6.3)$$

donde;

v_s = velocidad de onda de corte, m/s

G = Módulo de rigidez al cortante, kPa

ρ = Densidad del material, kg/m³

Con las expresiones 6.1 y 6.3 se obtuvo el perfil de velocidad de onda de cortante a lo largo de toda la profundidad y los distintos estratos que conforman la capa de suelo en estudio. Una comparación de la velocidad de onda de cortante con el perfil idealizado del suelo se presenta en la Figura 6-8.

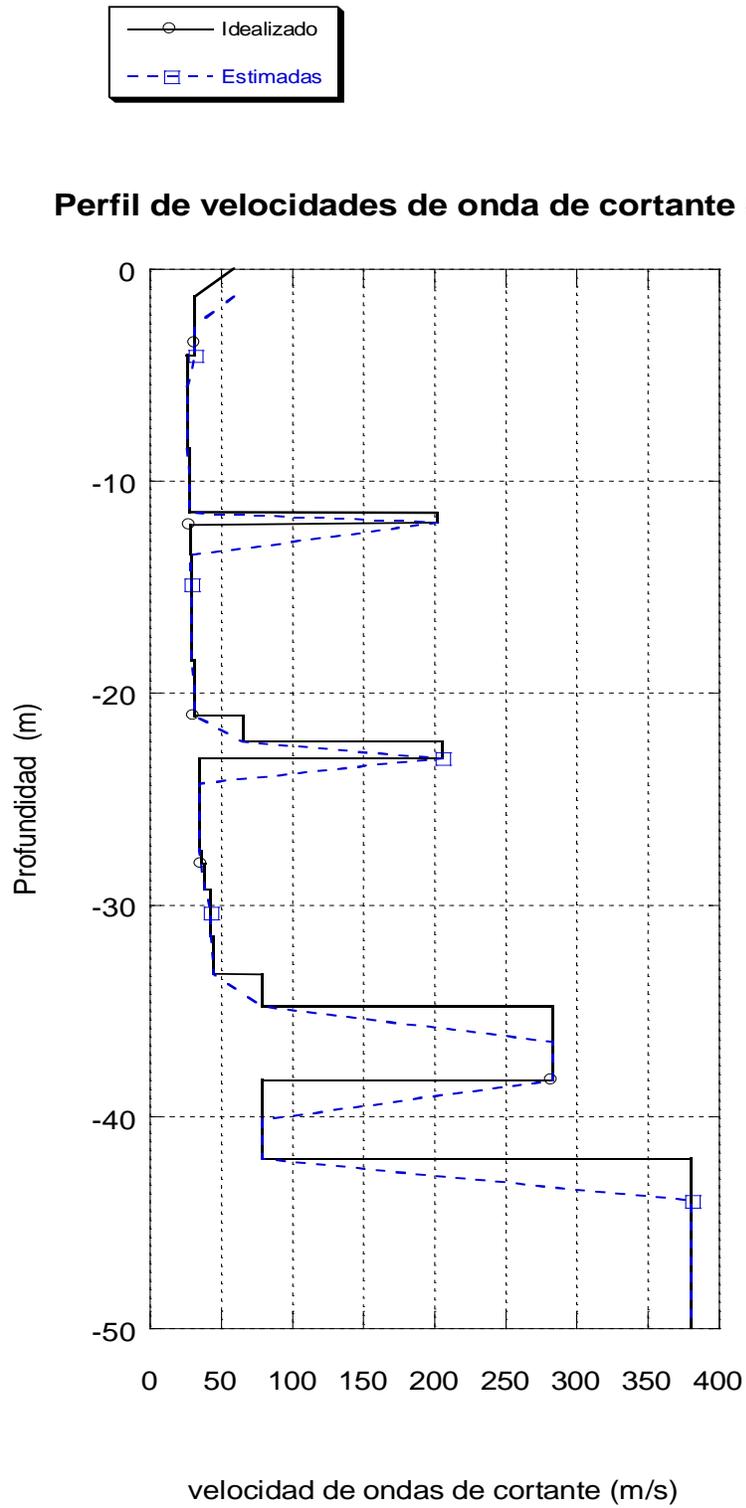
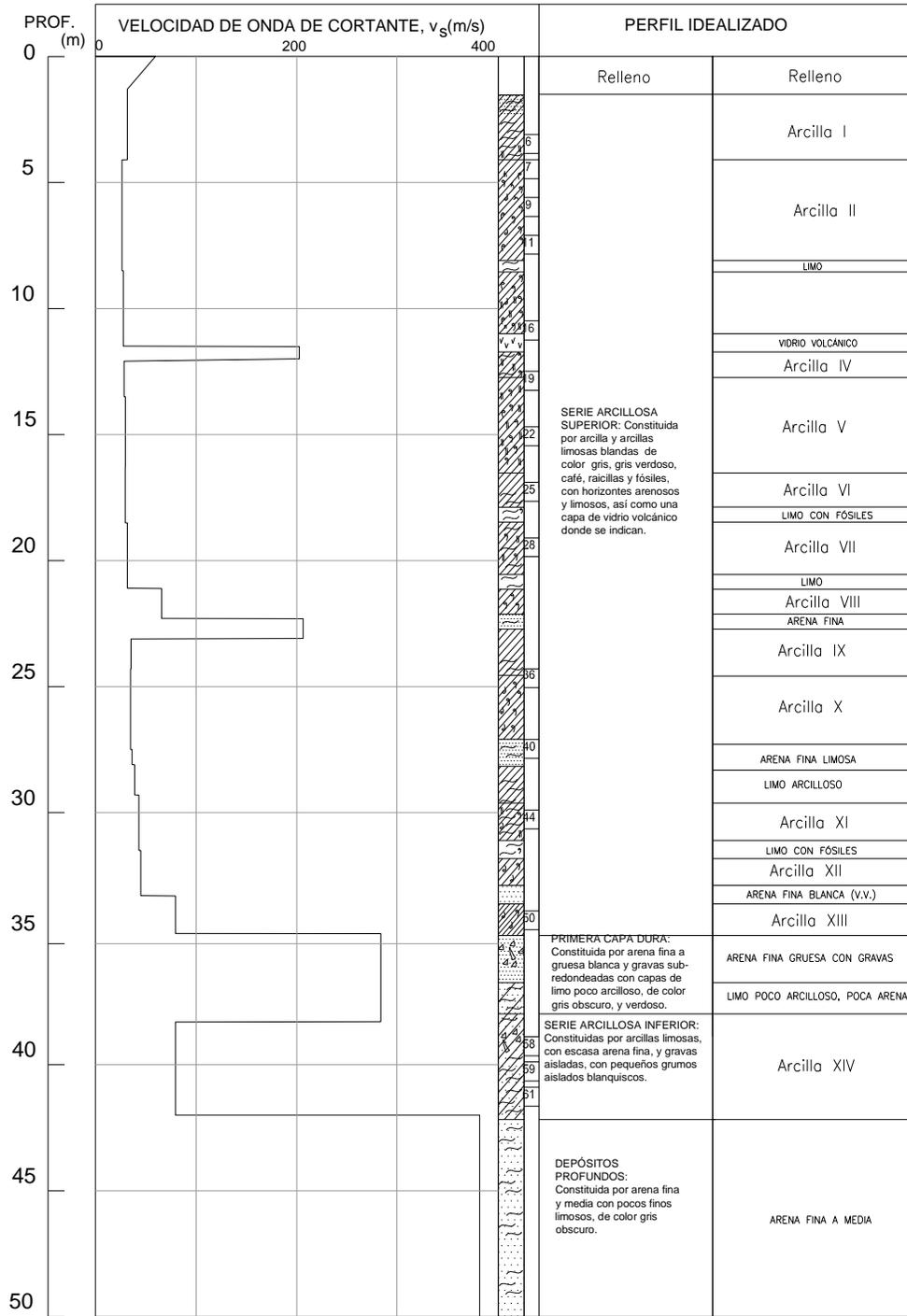


Figura 6-7 Perfil de velocidad de ondas de cortante con la profundidad.



SERIE ARCILLOSA SUPERIOR: Constituida por arcilla y arcillas limosas blandas de color gris, gris verdoso, café, raicillas y fósiles, con horizontes arenosos y limosos, así como una capa de vidrio volcánico donde se indican.

PRIMERA CAPA DURA: Constituida por arena fina a gruesa blanca y gravas sub-redondeadas con capas de limo poco arcilloso, de color gris oscuro, y verdoso.

SERIE ARCILLOSA INFERIOR: Constituidas por arcillas limosas, con escasa arena fina, y gravas aisladas, con pequeños grumos aislados blanquiscos.

DEPÓSITOS PROFUNDOS: Constituida por arena fina y media con pocos finos limosos, de color gris oscuro.

SIMBOLOGÍA

- [Symbol] RAÍCES
- [Symbol] FISURAS
- [Symbol] V. VOLCÁNICO
- [Symbol] ARENA
- [Symbol] ARCILLA
- [Symbol] FÓSILES
- [Symbol] RELLENO
- [Symbol] LIMO
- [Symbol] GRAVA

Figura 6-8 Perfil de velocidades de onda de cortante y perfil idealizado.

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

Para la determinación de las curvas de rigidez y amortiguamiento no se contó con pruebas de laboratorio de tipo dinámico, por lo que se emplearon las curvas de módulo de rigidez normalizado y amortiguamiento propuestas por Vucetic y Dobry (1991), dichas curvas se encuentran en función del índice de plasticidad. Para las arenas se utilizaron curvas de degradación del módulo de rigidez y amortiguamiento propuestas por Sun *et al.* (1988). Las curvas de degradación tanto para arcillas y arenas se presentan en la Figura 6-16 a la Figura 6-16.

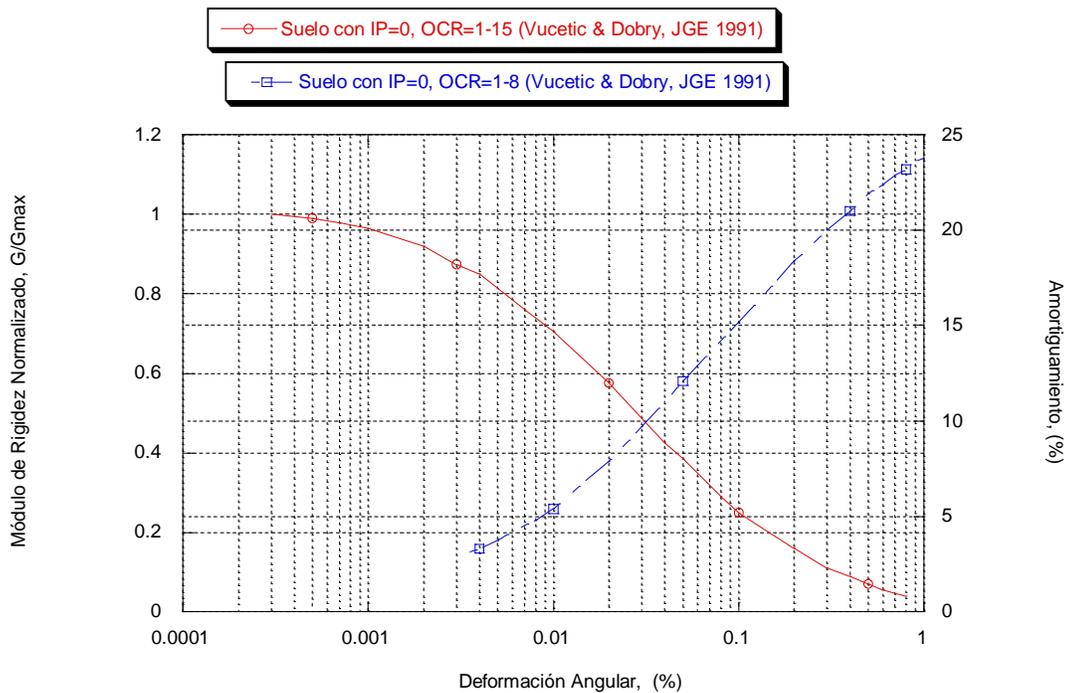


Figura 6-9 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=0.

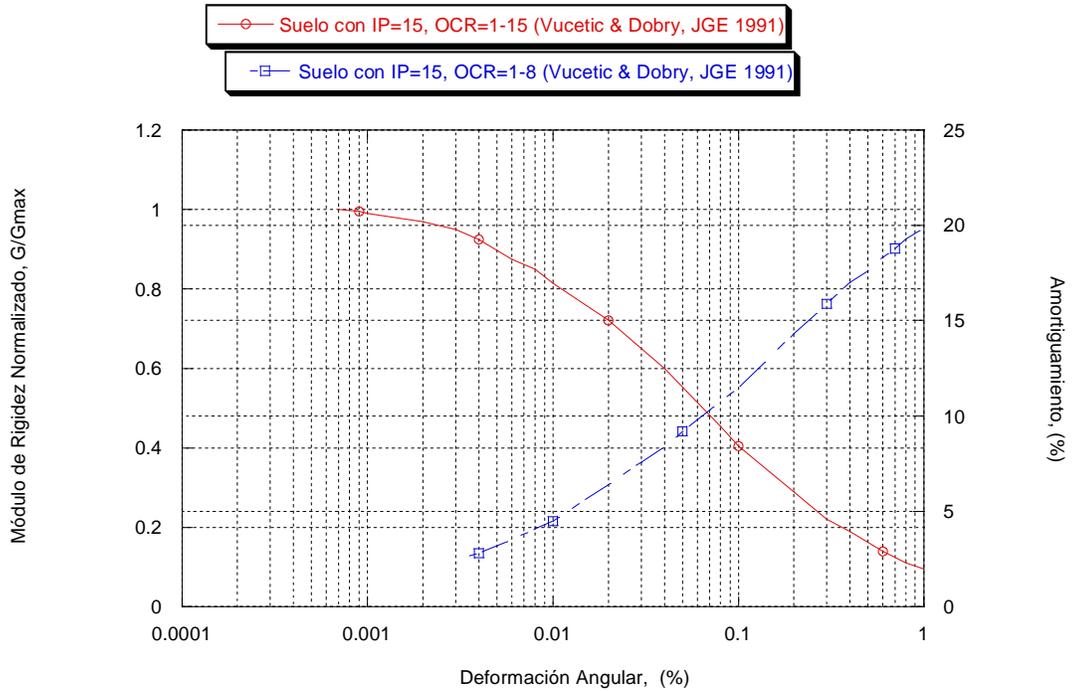


Figura 6-10 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=15

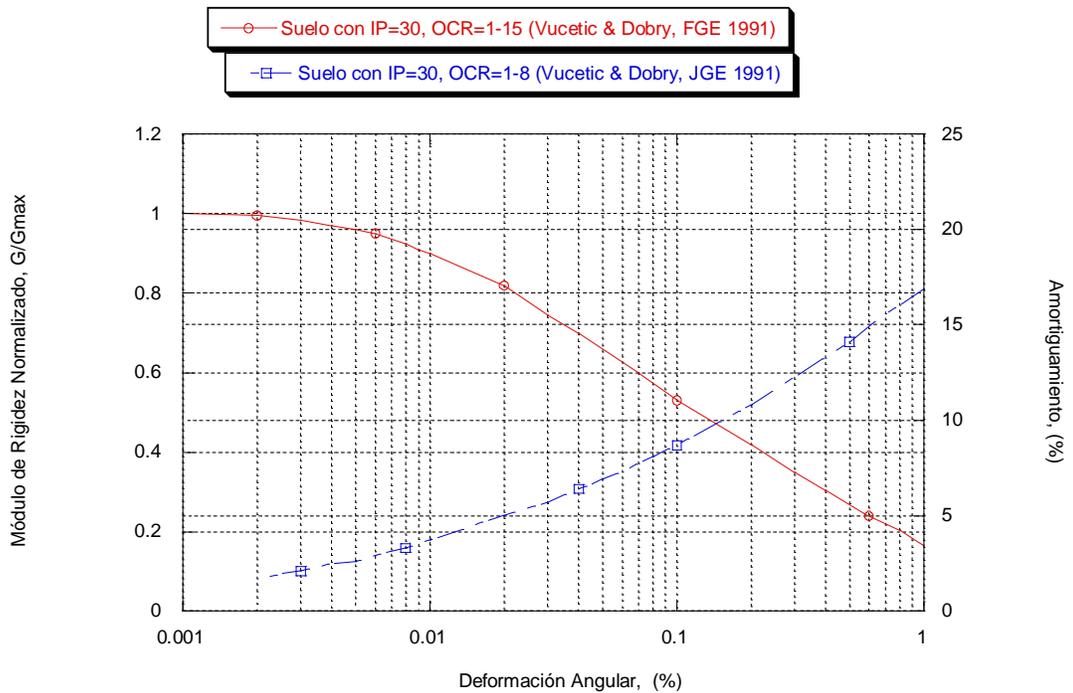


Figura 6-11 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=30

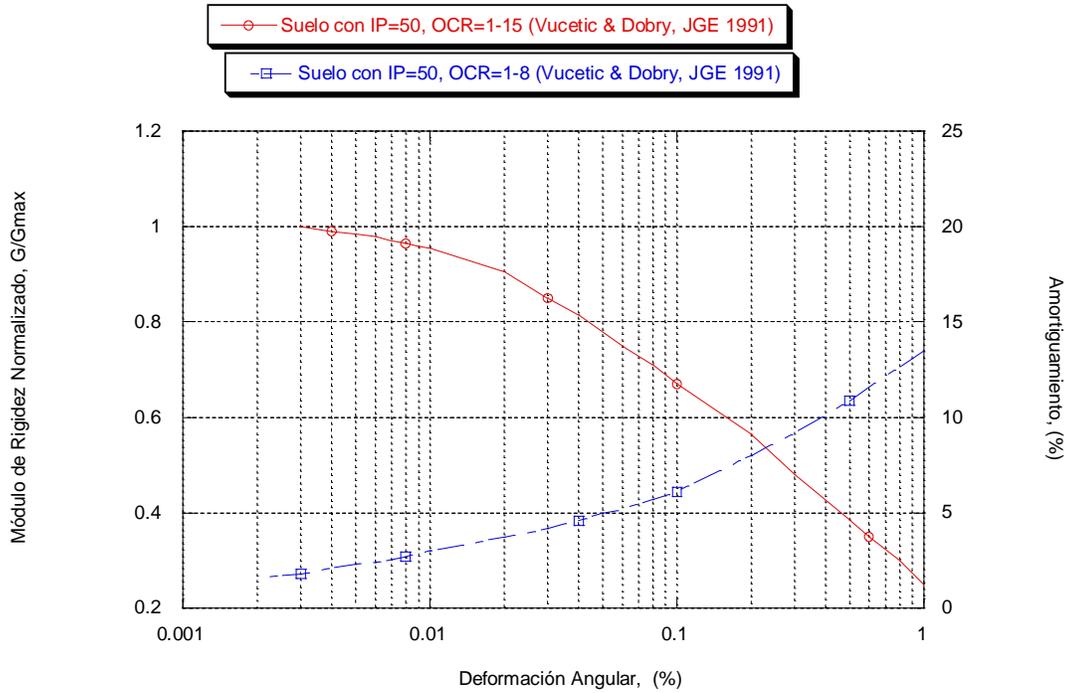


Figura 6-12 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=50

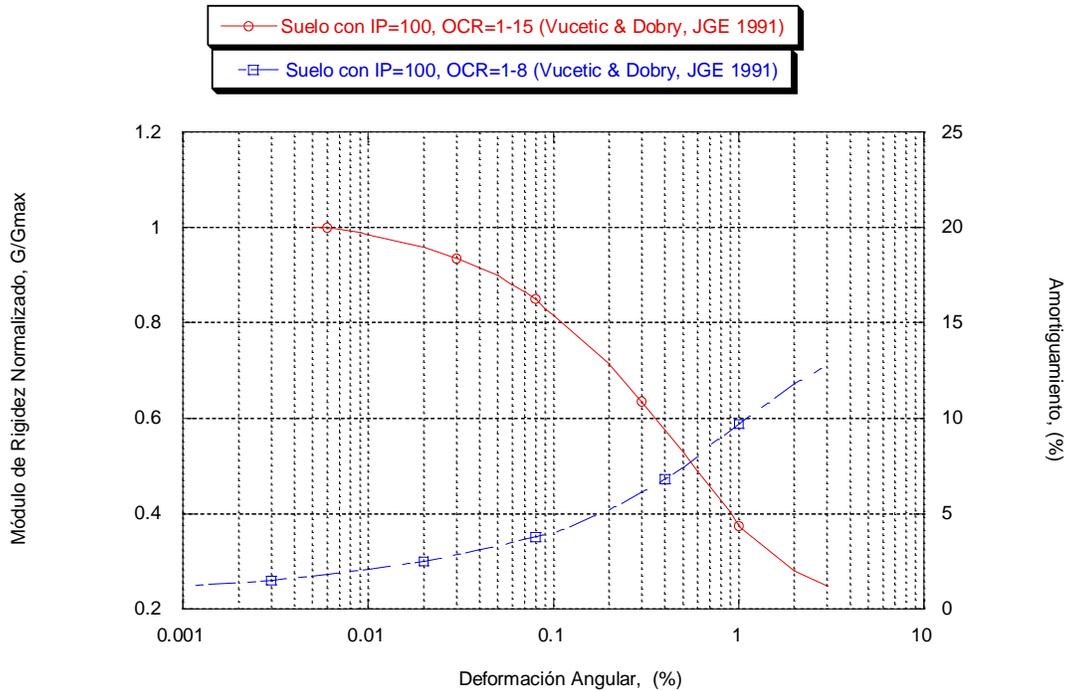


Figura 6-13 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=100

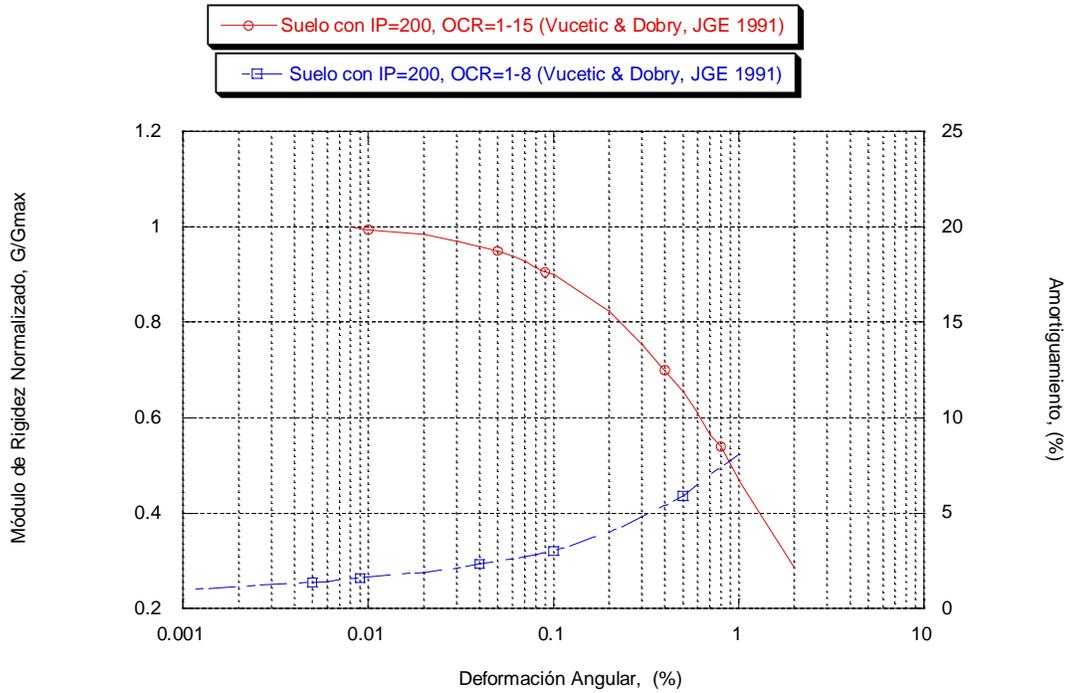


Figura 6-14 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, IP=200

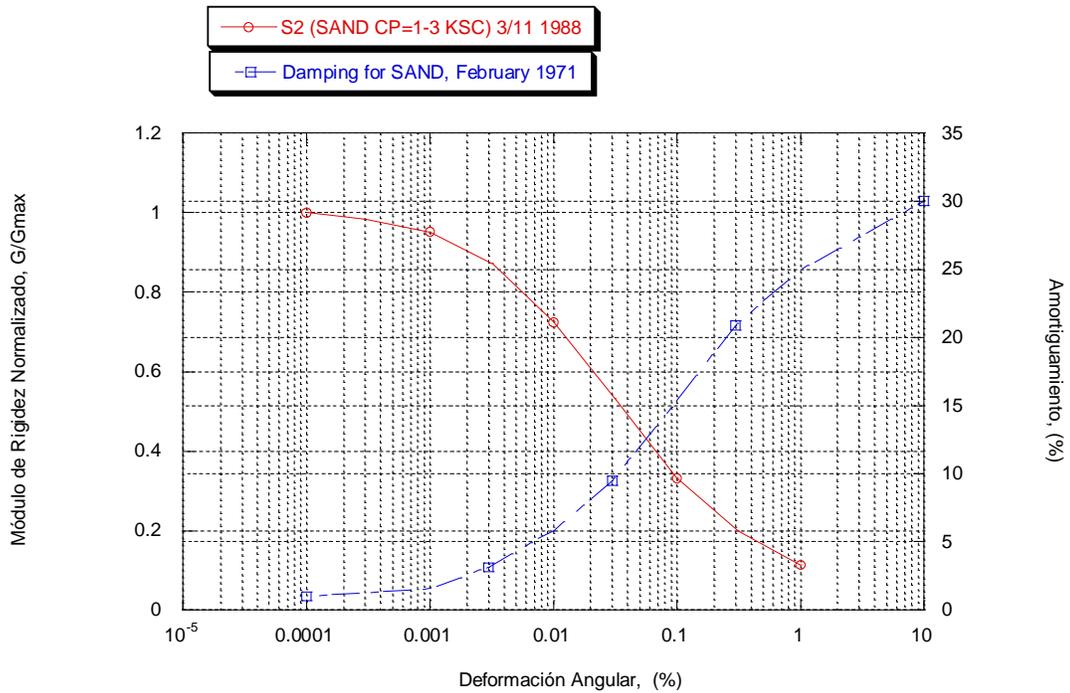


Figura 6-15 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, CP=1-3ksc

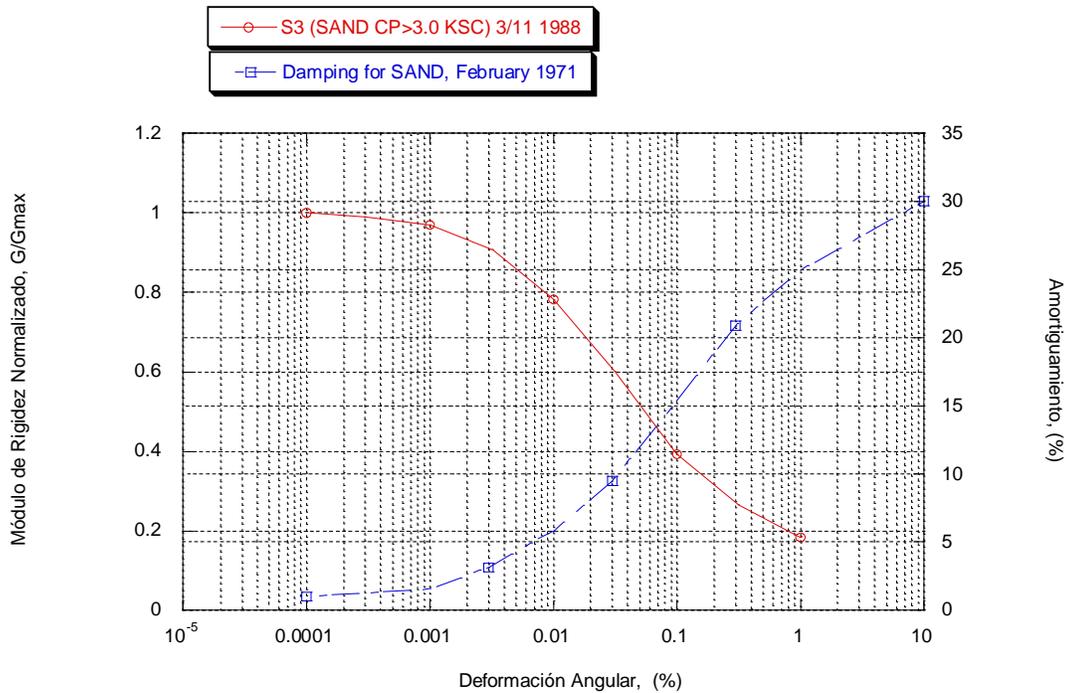


Figura 6-16 Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento, CP>3ksc

6.1.8 Ambiente sísmico

En general la República Mexicana es una región tectónicamente activa donde se presentan movimientos sísmicos con cierta frecuencia. El desplazamiento de las placas de Cocos y de Rivera tiene un movimiento de subducción por debajo de la placa norteamericana, donde se encuentra la mayor parte del territorio Norteamericano. Este movimiento entre las placas tiene como resultado el acortamiento de la corteza, acompañada por levantamiento de las montañas, subsidencia de las cuencas, plegamiento y cizallamiento fenómenos de los cuales provienen los sismos que afectan a la República Mexicana.

Es necesario definir el movimiento del terreno de la zona que se tiene en estudio. Como alternativa, se determinará el movimiento por medio de análisis numérico, en base a las propiedades del subsuelo determinadas en laboratorio y en campo las cuales nos generan como resultados aceleraciones de diseño más reales, comparadas con aquellas propuestas por códigos o reglamentos de diseño que reflejan aceleraciones superiores a las que se podrían registrar en el sitio.

Para representar la no-linealidad del suelo, se recurren a técnicas como la degradación de las propiedades del suelo, debido a los ciclos generados por el sismo, cuyo objetivo será el determinar las propiedades equivalentes que se utilizaran en dichos análisis.

Para poder cumplir con estos objetivos, es necesario definir el movimiento de entrada por medio de la generación de un sismo sintético, el cual se conforma de la recopilación de registros de aceleraciones propios de la zona los cuales representaran el movimiento del terreno.

Para esto, se ha recurrido a tomar diferentes sismos locales recopilados de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF), con los cuales se han preparado una serie de acelerogramas sintéticos que recogen la amenaza sísmica de la República mexicana, especialmente de la zona que corresponde al Distrito Federal, cuyo análisis a realizar corresponde a la zona del lago de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). Los acelerogramas sintéticos se han generado empleando como semilla sismos registrados en la BMDSF teniendo como epicentro las costas de Michoacán, Oaxaca y Guerrero. Estos acelerogramas fueron registrados por el laboratorio de Instrumentación Sísmica, del Instituto de ingeniería de la UNAM, lecturas de una estación ubicada sobre roca, la estación ubicada dentro de las instalaciones de CENAPRED, de igual manera localizada sobre roca basáltica, la estación localizada en la margen izquierda de la presa Madín en el Estado de México, y el observatorio de Tacubaya, en el Distrito Federal. Estos acelerogramas presentan características de aceleración, duración y contenido de frecuencias acordes con el escenario sísmico esperado.



Figura 6-17 Localización de los epicentros de los eventos sísmicos (Google Earth, 2011).

Se eligió un espectro de respuesta que corresponde a la media + 1 desviación estándar, el cual se obtuvo de cuatro registros elegidos, utilizando ambas componentes horizontales de cada sismo, obteniendo en total 7 espectros de respuesta con un amortiguamiento del 5 %, y para cada uno de ellos el espectro de aceleraciones normalizado, tomando como factor a la aceleración máxima del terreno, PGA, el que corresponde a cada sismo, con el objetivo de eliminar el factor de intensidad del movimiento registrado en el sitio en roca para cada evento.

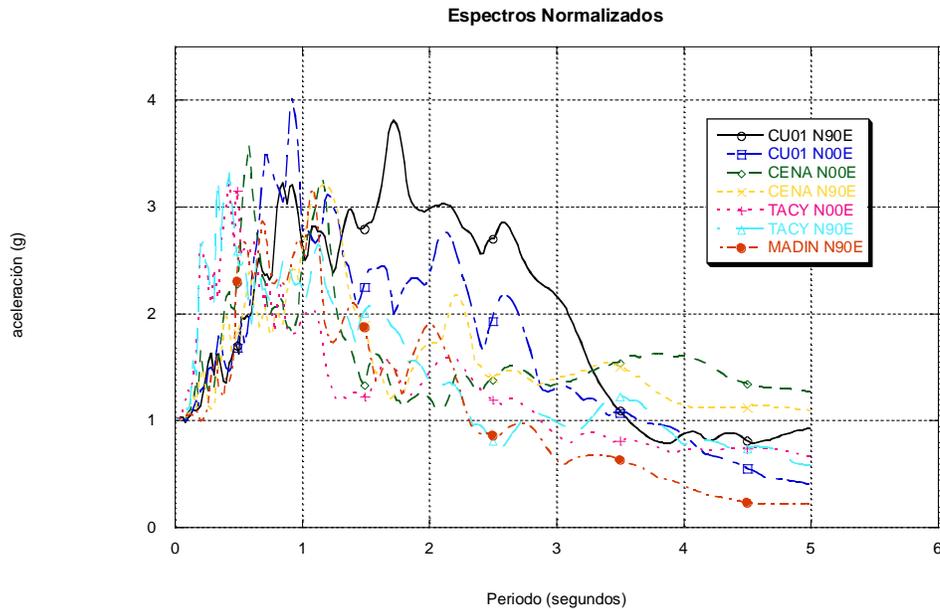


Figura 6-18 Espectros de respuesta normalizados para las 2 componentes horizontales de cada evento sísmico.

Una vez obtenido el registro, es escalado a la aceleración del terreno que corresponde al del RCDF para la zona IIIb dentro de la zonificación para fines de diseño por sismo (NTC). Los cuatro sismos corresponden a lecturas de aceleraciones tomadas en estaciones ubicadas en roca dentro del Distrito Federal, localizando las estaciones que se encontraran más cercanas al sitio en estudio como se muestra en la Figura 6-19. Tres de ellas, corresponden a estaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Coordinación de Instrumentación Sísmica; siendo estas: CU01 cuyo registro corresponde al 19 de septiembre de 1985 con epicentro en las costas de Michoacán, TACY que se localiza en el observatorio de Tacubaya y con epicentro en las costas de Oaxaca y finalmente la estación MADI localizada en la margen derecha de la presa Madin en el Estado de México, registro con fecha del 14 de septiembre de 1995 y con epicentro en las costas de Guerrero. La cuarta estación pertenece al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), estación CENA con registro de aceleraciones del día 11 de enero de 1997 y con epicentro en las costas de Michoacán.

El espectro de respuesta de diseño, se obtuvo de la envolvente de todas las componentes consideradas, escalando el espectro de diseño a un PGA de 0.04g, que corresponde a la aceleración del terreno del espectro de diseño que considera el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias. Como se menciono anteriormente, el sitio en estudio de acuerdo con la zonificación de RCDF, ubica al predio dentro de la zona III y de acuerdo con las NTC de Diseño por Sismo (Figura

Realizando la comparación entre el espectro obtenido con el que corresponde al del RCDF, en la Figura 6-20; se observa como la aceleración máxima alcanzada queda por debajo de la meseta definida por el espectro del RCDF, el cual fue generado con un procedimiento similar, llevando implícito los riesgos sísmicos posibles del evento.

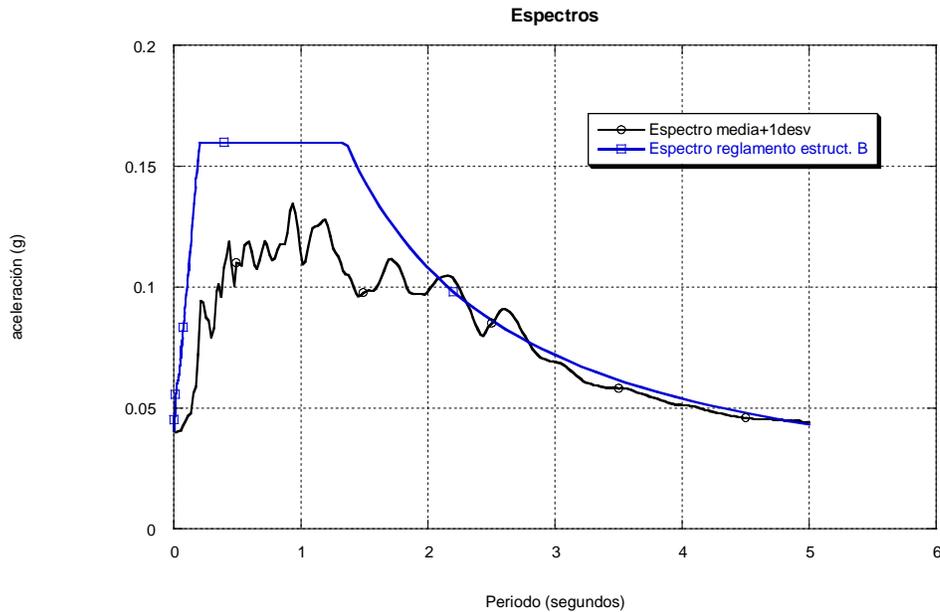


Figura 6-20 Comparación de los espectros de diseño.

Para todos los registros se eligieron aquellos que presentaran una magnitud de 6 o superior, de los cuales se escogieron dos acelerogramas (semilla) y el espectro que corresponde a la media + 1 desviación estándar, el cual concentra el contenido de frecuencia de todos los registros empleados para generar 2 sismos sintéticos mediante el programa Spectral Matching Program (Abrahamson, 1993). En este programa, se lleva a cabo una modificación en el dominio del tiempo de una historia de aceleraciones para hacerla compatible con un espectro de referencia dado (espectro que corresponde a la media + 1 desviación estándar). Se generaron 2 sismos sintéticos tomando como sismos semilla los que corresponden a la estación CUO1 la componente N00E y a la estación CENA la componente N90E. Los registros de las aceleraciones se muestran en la Figura 6-21 y Figura 6-22, así como las señales sintéticas que se obtuvieron después de someterlas a una corrección por línea base en la Figura 6-23 y Figura 6-24.

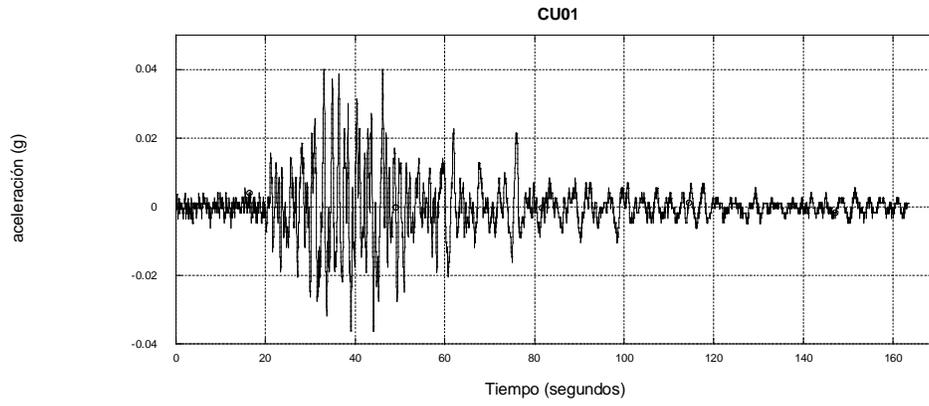


Figura 6-21 Sismo semilla estación CU01, componente N00E.

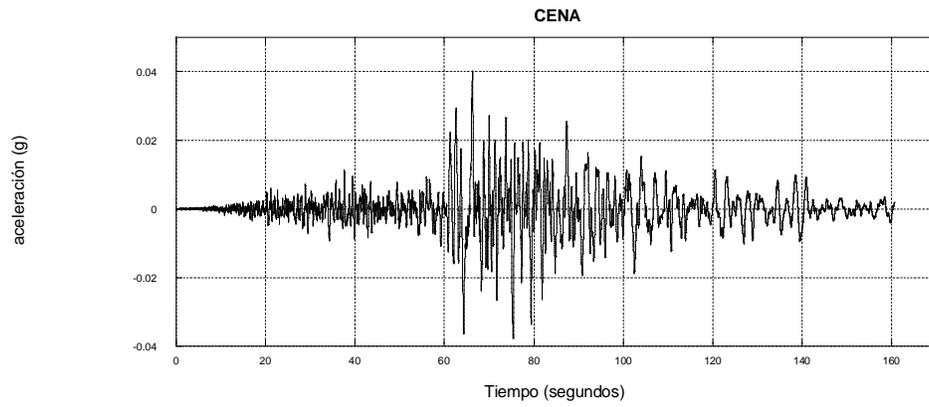


Figura 6-22 Sismo semilla estación CENA, componente N90E.

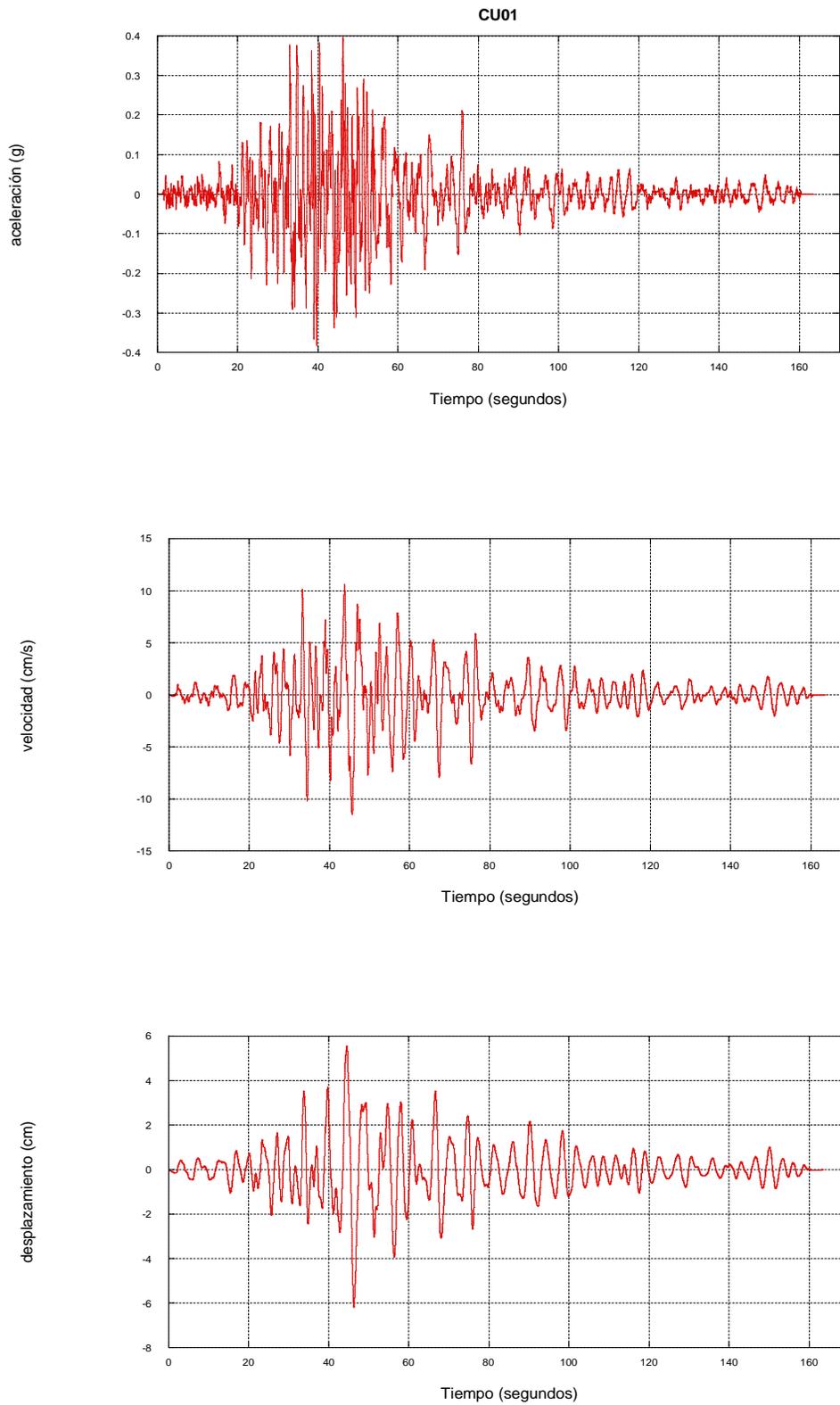


Figura 6-23 Sismo sintético CU01, aceleración, velocidad y desplazamiento.

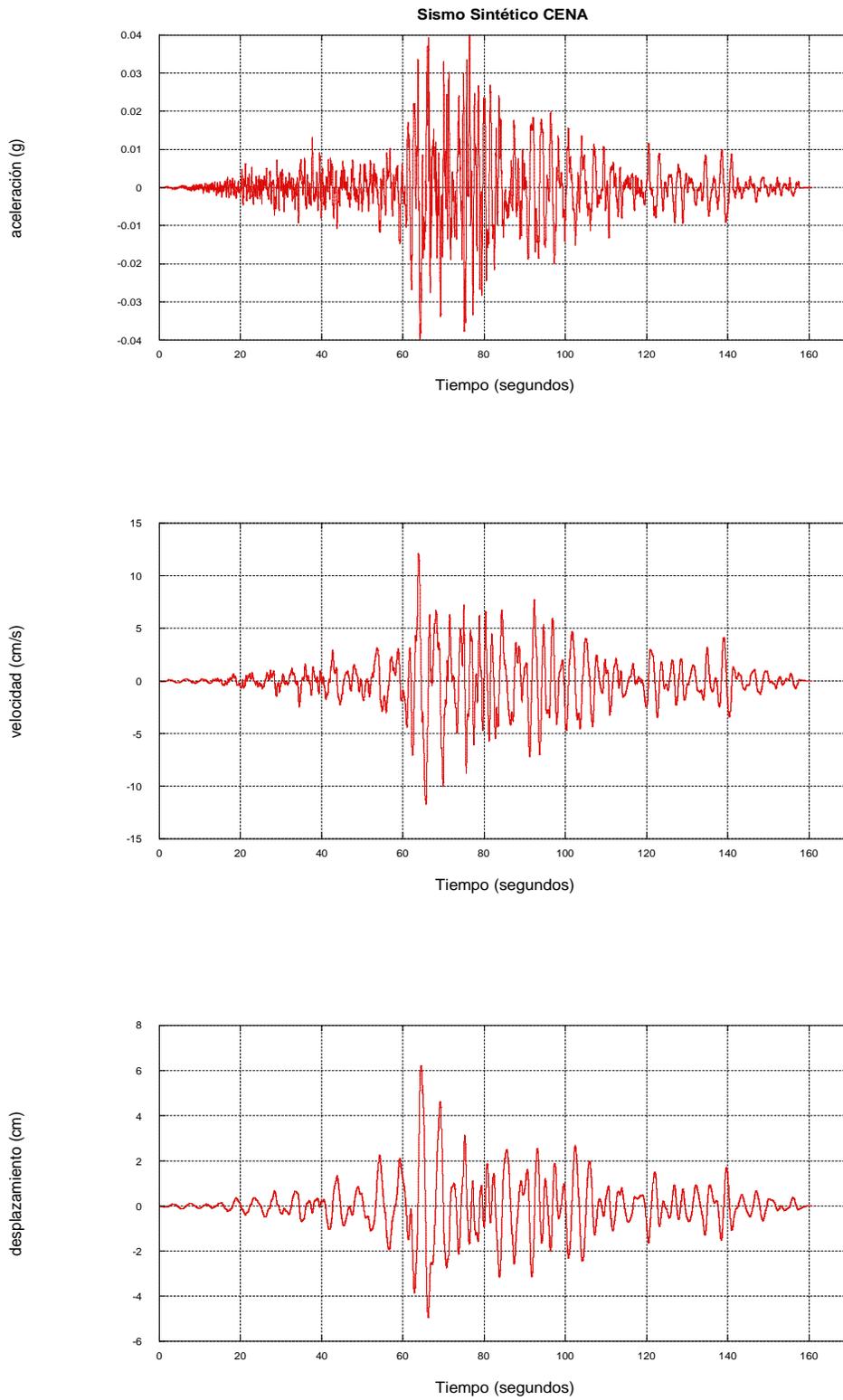


Figura 6-24 Sismo sintético CENA, aceleración, velocidad y desplazamiento.

6.1.9 Análisis de interacción suelo – estructura

6.1.10 Respuesta en campo libre

Dentro de la primera etapa de análisis dentro de la evaluación sísmica, se encuentra el cálculo de la respuesta de sitio en campo libre para el depósito de suelo que consta de los 14 estratos de arcilla y sus lentes de arena que fue determinada para el sismo sintético generado indicado en la sección 6.1.8.

El sismo sintético corresponde a la excitación de la estación CUO1, la componente N00E, sismo del 19 de septiembre de 1985, con una magnitud $M_w = 8.2$; para lo cual fue necesaria la calibración del modelo numérico, reduciendo así, las incertidumbres provocadas por la decisión que se tomará en el empleo de las propiedades utilizadas en dichos análisis.

Se ocupará un análisis lineal equivalente para tomar en cuenta la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y el amortiguamiento del suelo en función de la deformación angular, en donde se puede representar la no linealidad del comportamiento del suelo, para lo que será necesario determinar las propiedades lineales equivalentes como son el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento, así como la deconvolución del sismo empleado en los modelos numéricos cuyo registro se aplicara en la base.

La caracterización de subsuelo se considera totalmente horizontal, por lo que se recurrirá a emplear un análisis de propagación de ondas unidimensional para reproducir el movimiento del terreno, dando como movimiento de entrada el sismo registrado por la estación sísmica y grabando la historia de aceleraciones que resulta de la deconvolución del mismo en la base encontrada en el perfil del subsuelo. Para dicho fin se emplea el programa SHAKE (Schnabel et al. 1972) en el dominio de la frecuencia, con el que se determinaron las propiedades equivalentes apropiadas y el registro de aceleraciones en la base del modelo. La variación de las propiedades lineales equivalentes con la profundidad, así como el registro de aceleraciones a emplear se muestra en la Figura 6-25 y Figura 6-26 respectivamente.

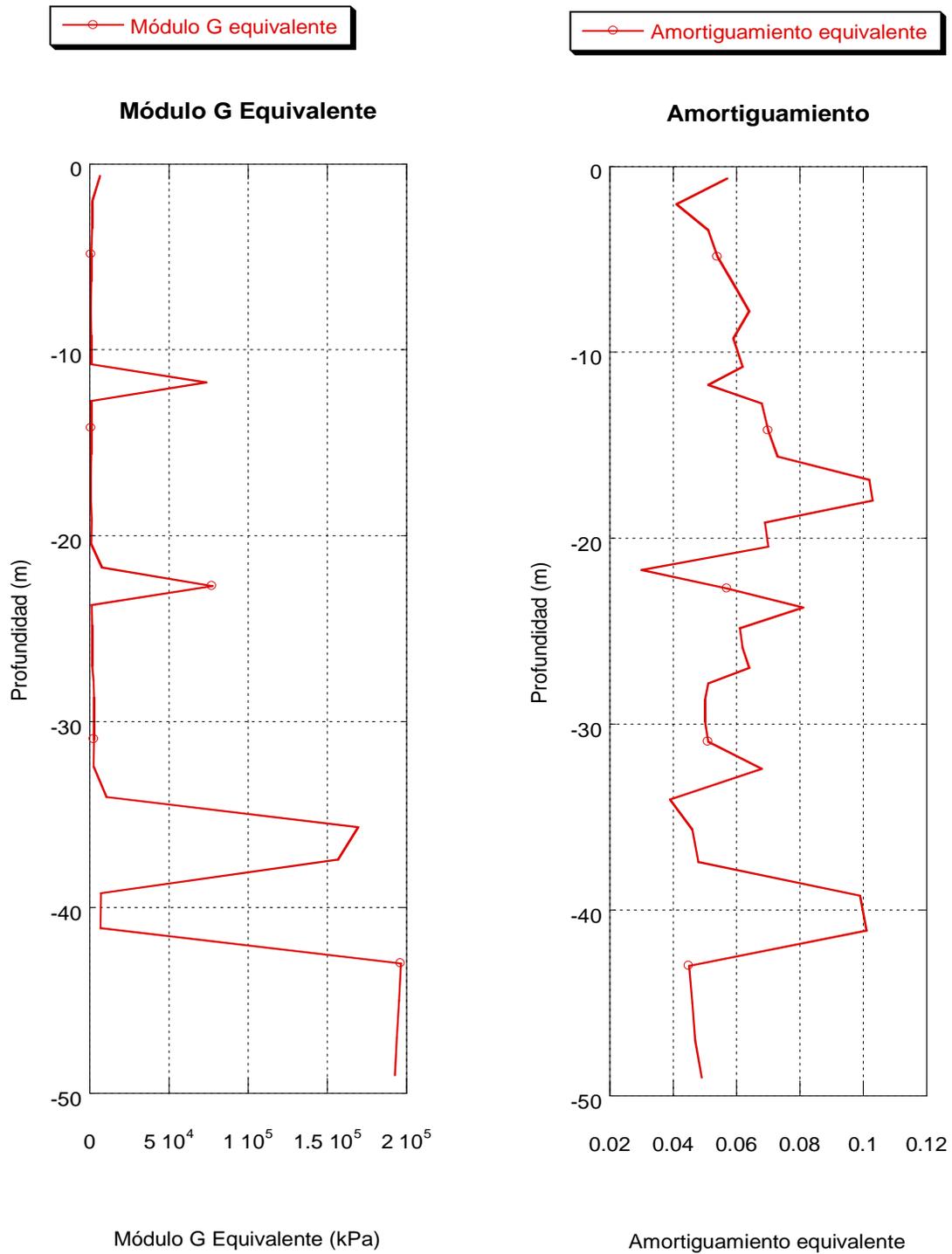


Figura 6-25 Perfil de Propiedades lineales equivalentes, Módulo de rigidez al cortante (G) y Amortiguamiento

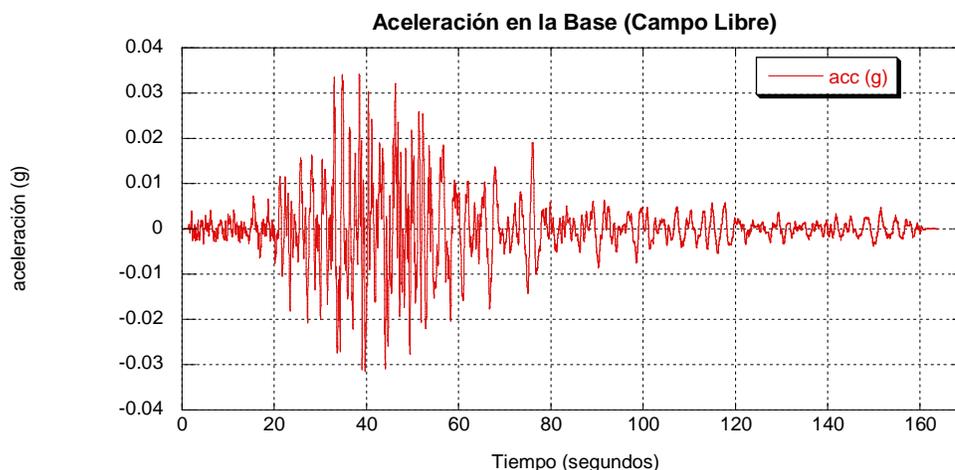


Figura 6-26 Registro de aceleraciones en la base (deconvolución)

Estas propiedades se observan congruentes de acuerdo al perfil del suelo encontrado, se tratan de arcillas blandas de la ciudad de México, en donde el contenido de agua es alto y la resistencia baja, presentando un comportamiento crítico en el análisis estático sobre todo los estratos marcados como arcilla II y arcilla III de la Figura 6-6, resultados que no son presentados en este trabajo.

Una vez obtenidas las propiedades lineales equivalentes, los resultados de la respuesta en campo libre fueron obtenidas también con modelos de análisis numérico tomando como propiedades las obtenidas por el programa SHAKE (Schnabel et al. 1972) utilizando el programa de diferencias finitas FLAC (Itasca, 2005); y tomando como propiedades iniciales las calculadas analíticamente e incluyendo nuevamente las curvas de degradación del módulo de rigidez y amortiguamiento para calcular de manera análoga unas propiedades equivalentes con el programa de elemento finito GeoStudio 2004 (John Krahn, 2004). Ambos análisis de respuesta de sitio son bidimensionales y en el dominio del tiempo.

En el modelo de diferencias finitas, se utiliza una malla de 80m de ancho y una altura de 50 m, utilizando zonas cuadriláteras. Esta malla representa cada uno de los estratos que se obtuvieron del perfil del subsuelo mostrado en la Figura 6-27. El modelo de suelo utilizado es Mohr – Coulomb presentado las propiedades de cada uno de los estratos utilizadas en la Tabla 6-2. Las fronteras en la base son incluidas como base rígida, en la cual es aplicada la historia de aceleraciones registrada por el programa SHAKE (Schnabel et al. 1972).

Las propiedades dinámicas del suelo y la estratigrafía del modelo de diferencias finitas se presentan en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2 Propiedades dinámicas y estratigrafía del suelo utilizados en diferencias finitas

Estrato	#	Tipo	Prof. Inicial	Prof. Final	Espesor	Profundidad	G	λ	γ_m	v_s
			(m)	(m)	(m)	(m)	(kPa)		(kN/m ³)	(m/s)
RELLENO	1	7	0	1.30	1.30	0.65	6476.08	0.057	1.600	74.42
ARCILLA I	2	5	1.3	2.70	1.40	2.00	1609.44	0.041	1.272	39.82
ARCILLA I	3	5	2.70	4.10	1.40	3.40	1456.16	0.051	1.272	39.82
ARCILLA II	4	6	4.10	5.57	1.47	4.83	852.62	0.054	1.129	33.08
ARCILLA II	5	6	5.57	7.03	1.47	6.30	804.72	0.059	1.129	33.08
ARCILLA II	6	6	7.03	8.50	1.47	7.77	756.82	0.064	1.129	33.08
ARCILLA III	7	6	8.50	10.00	1.50	9.25	962.79	0.059	1.213	34.76
ARCILLA III	8	6	10.00	11.50	1.50	10.75	929.26	0.062	1.213	34.76
VIDRIO VOLCÁNICO	9	7	11.50	12.00	0.50	11.75	73622.30	0.051	1.500	253.20
ARCILLA IV	10	6	12.00	13.50	1.50	12.75	900.52	0.068	1.213	35.67
ARCILLA V	11	6	13.50	14.90	1.40	14.20	910.10	0.07	1.162	37.23
ARCILLA V	12	6	14.90	16.30	1.40	15.60	886.15	0.073	1.162	37.23
ARCILLA VI	13	5	16.30	17.40	1.10	16.85	603.54	0.102	1.253	36.92
ARCILLA VI	14	5	17.40	18.50	1.10	17.95	593.96	0.103	1.253	36.92
ARCILLA VII	15	6	18.50	19.80	1.30	19.15	1063.38	0.069	1.188	39.66
ARCILLA VII	16	6	19.80	21.10	1.30	20.45	1049.01	0.07	1.188	39.66
ARCILLA VIII	17	6	21.10	22.30	1.20	21.70	7620.89	0.03	1.252	82.32
ARENA FINA	18	7	22.30	23.10	0.80	22.70	77420.77	0.057	1.600	257.96
ARCILLA IX	19	5	23.10	24.30	1.20	23.70	1240.61	0.081	1.315	44.18
ARCILLA X	20	6	24.30	25.37	1.07	24.83	1484.90	0.061	1.219	43.60
ARCILLA X	21	6	25.37	26.43	1.07	25.90	1460.95	0.062	1.219	43.60
ARCILLA X	22	6	26.43	27.50	1.07	26.97	1432.21	0.064	1.219	43.60
ARENA FINA LIMOSA LIMO ARCILLOSO	23	6	27.50	28.10	0.60	27.80	2418.95	0.051	1.600	45.61
ARCILLA XI	24	6	28.10	29.30	1.20	28.70	2620.13	0.05	1.500	48.63
ARCILLA XI	25	6	29.30	30.40	1.10	29.85	2668.03	0.05	1.257	53.96
ARCILLA XI	26	6	30.40	31.50	1.10	30.95	2644.08	0.051	1.257	53.96
ARCILLA XII	27	5	31.50	33.30	1.80	32.40	2371.05	0.068	1.281	56.59
ARCILLA XIII	28	5	33.30	34.80	1.50	34.05	10629.01	0.039	1.305	99.24
ARENA FINA LIMO	29	8	34.80	36.50	1.70	35.65	169321.71	0.046	1.600	354.21
ARENA FINA LIMO	30	8	36.50	38.30	1.80	37.40	156810.23	0.048	1.500	354.21
ARCILLA XIV	31	3	38.30	40.15	1.85	39.22	6955.08	0.099	1.520	99.24
ARCILLA XIV	32	3	40.15	42.00	1.85	41.07	6854.49	0.101	1.520	99.24
ARENA FINA	33	8	42.00	44.00	2.00	43.00	196394.79	0.045	1.600	381.10
ARENA FINA	34	8	44.00	46.00	2.00	45.00	195173.34	0.046	1.600	381.10
ARENA FINA	35	8	46.00	48.00	2.00	47.00	193880.04	0.047	1.600	381.10
ARENA FINA	36	8	48.00	50.00	2.00	49.00	192577.16	0.049	1.600	381.10
BASE	37						448104.50	0.05	1.794	500.00

Con la realización de varios ejercicios con mallas de distinta densidad y longitud, se llegó a comprobar que con una distancia de 40 m a ambos lados del modelo, se garantiza satisfactoriamente que no se presente la reflexión de las ondas sísmicas, utilizando fronteras laterales en las que únicamente se restringe el desplazamiento en el sentido vertical.

El tipo de amortiguamiento utilizado en los análisis, es un amortiguamiento tipo Rayleigh, ocupando una frecuencia central de 0.57 HZ. Esta frecuencia corresponde al periodo fundamental del sistema.



Figura 6-27 Modelo del programa de diferencias finitas en campo libre

El modelo de elemento finito, se realizó con una malla con las mismas dimensiones que el utilizado en diferencias finitas. De igual forma se utilizaron elementos cuadriláteros como se muestra en la Figura 6-28. Dentro de la paquetería de GeoStudio (John Krahn, 2004), se utiliza el software Sigma/W, para la realización de una primera etapa de análisis en donde se obtienen los esfuerzos debidos al propio peso del suelo, cuyos valores son utilizados en etapas posteriores. Las propiedades iniciales para el análisis dinámico, son las que se obtuvieron de manera analítica, incluyendo curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento para representar la no linealidad del suelo durante los ciclos de carga y descarga a los materiales que forman el subsuelo. El modelo de suelo utilizado es Mohr – Coulomb indicando las propiedades de cada uno de los estratos utilizados en la Tabla 6-3. Las condiciones de frontera son las mismas empleadas en el programa de diferencias finitas así como el amortiguamiento inicial del 5%. La segunda etapa del análisis se refiere a la parte dinámica, empleando el software Quake/W, en donde se permite únicamente el movimiento en la dirección horizontal y fija el movimiento en ambas direcciones en la base.

Tabla 6-3 Propiedades dinámicas y estratigrafía del suelo utilizados en elemento finito

Estrato	#	Tipo	Prof. Inicial	Prof. Final	Espesor	Profundidad	G	λ	γ_m	v_s
			(m)	(m)	(m)	(m)	(kPa)		(kN/m ³)	(m/s)
RELLENO	1	7	0	1.30	0.40	0.20	8861.50	0.05	1.600	74.42
ARCILLA I	2	5	1.3	2.70	0.43	0.61	2011.80	0.05	1.272	39.82
ARCILLA I	3	5	2.70	4.10	0.43	1.04	2011.80	0.05	1.272	39.82
ARCILLA II	4	6	4.10	5.57	0.45	1.47	1245.40	0.05	1.129	33.08
ARCILLA II	5	6	5.57	7.03	0.45	1.92	1245.40	0.05	1.129	33.08
ARCILLA II	6	6	7.03	8.50	0.45	2.37	1245.40	0.05	1.129	33.08
ARCILLA III	7	6	8.50	10.00	0.46	2.82	1484.90	0.05	1.213	34.76
ARCILLA III	8	6	10.00	11.50	0.46	3.28	1484.90	0.05	1.213	34.76
VIDRIO VOLCÁNICO	9	7	11.50	12.00	0.15	3.58	96470.60	0.05	1.500	253.20
ARCILLA IV	10	6	12.00	13.50	0.46	3.89	1532.80	0.05	1.213	35.67
ARCILLA V	11	6	13.50	14.90	0.43	4.33	1628.60	0.05	1.162	37.23
ARCILLA V	12	6	14.90	16.30	0.43	4.75	1628.60	0.05	1.162	37.23
ARCILLA VI	13	5	16.30	17.40	0.34	5.14	1724.40	0.05	1.253	36.92
ARCILLA VI	14	5	17.40	18.50	0.34	5.47	1724.40	0.05	1.253	36.92
ARCILLA VII	15	6	18.50	19.80	0.40	5.84	1868.10	0.05	1.188	39.66
ARCILLA VII	16	6	19.80	21.10	0.40	6.23	1868.10	0.05	1.188	39.66
ARCILLA VIII	17	6	21.10	22.30	0.37	6.61	8478.30	0.05	1.252	82.32
ARENA FINA	18	7	22.30	23.10	0.24	6.92	106481.70	0.05	1.600	257.96
ARCILLA IX	19	5	23.10	24.30	0.37	7.22	2538.70	0.05	1.315	44.18
ARCILLA X	20	6	24.30	25.37	0.33	7.57	2299.20	0.05	1.219	43.60
ARCILLA X	21	6	25.37	26.43	0.33	7.89	2299.20	0.05	1.219	43.60
ARCILLA X	22	6	26.43	27.50	0.33	8.22	2299.20	0.05	1.219	43.60
ARENA FINA LIMOSA LIMO	23	6	27.50	28.10	0.18	8.47	3353.00	0.05	1.600	45.61
ARCILLOSO	24	6	28.10	29.30	0.37	8.75	3544.60	0.05	1.500	48.63
ARCILLA XI	25	6	29.30	30.40	0.34	9.10	3640.40	0.05	1.257	53.96
ARCILLA XI	26	6	30.40	31.50	0.34	9.43	3640.40	0.05	1.257	53.96
ARCILLA XII	27	5	31.50	33.30	0.55	9.88	4119.40	0.05	1.281	56.59
ARCILLA XIII	28	5	33.30	34.80	0.46	10.38	12789.30	0.05	1.305	99.24
ARENA FINA LIMO	29	8	34.80	36.50	0.52	10.87	200796.80	0.05	1.600	354.21
ARCILLA XIV	30	8	36.50	38.30	0.55	11.40	188726.00	0.05	1.500	354.21
ARCILLA XIV	31	3	38.30	40.15	0.56	11.96	14992.70	0.05	1.520	99.24
ARCILLA XIV	32	3	40.15	42.00	0.56	12.52	14992.70	0.05	1.520	99.24
ARENA FINA	33	8	42.00	44.00	0.61	13.11	232410.80	0.05	1.600	381.10
ARENA FINA	34	8	44.00	46.00	0.61	13.72	232410.80	0.05	1.600	381.10
ARENA FINA	35	8	46.00	48.00	0.61	14.33	232410.80	0.05	1.600	381.10
ARENA FINA	36	8	48.00	50.00	0.61	14.94	232410.80	0.05	1.600	381.10
BASE	37						448104.50	0.05	28.733	500.00

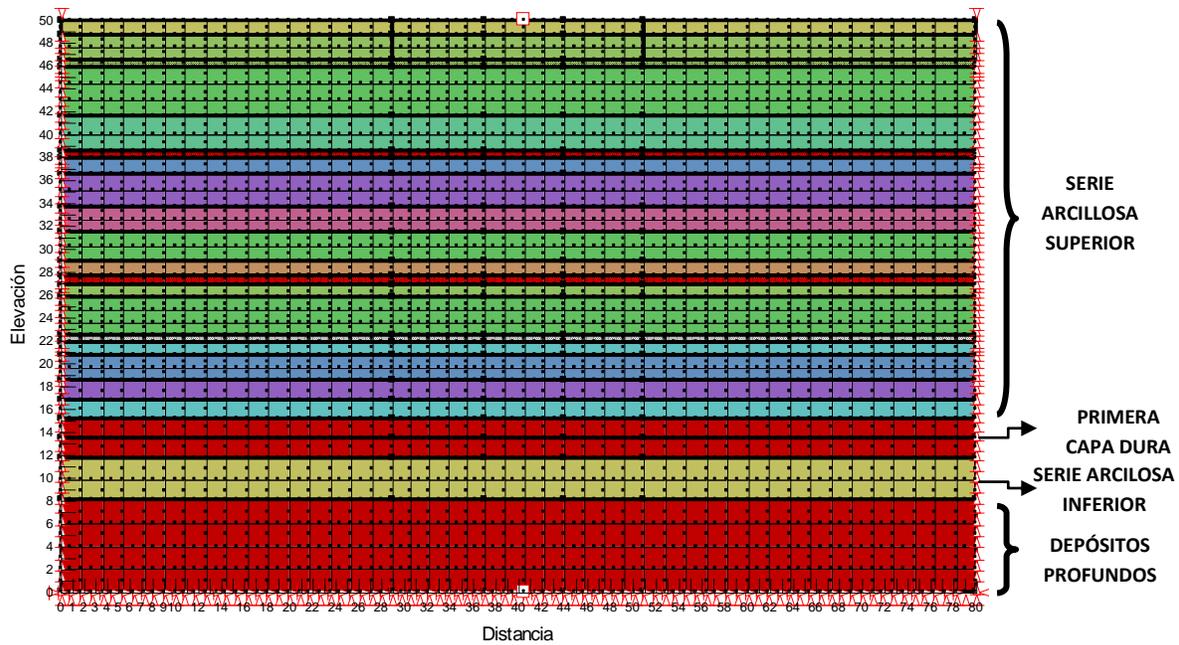


Figura 6-28 Modelo del programa de elemento finito en campo libre

Los resultados de la respuesta dinámica obtenidos, fueron calibrados mediante los tres modelos bidimensionales mencionados anteriormente con el procedimiento indicado.

6.1.11 Resultados campo libre

Del análisis de respuesta de sitio se obtuvieron los perfiles de esfuerzos cortantes máximos, deformaciones angulares máximas y aceleraciones máximas con la profundidad como se muestra en la Figura 6-29.

La Figura 6-30 y Figura 6-31 muestra las aceleraciones y los espectros de respuesta al centro y en la superficie del modelo respectivamente, para amortiguamientos que corresponden al 5%.

La aceleración máxima registrada en la superficie del terreno, es igual a 0.093g, 0.102g y 0.080g para cada uno de los programas SHAKE, QUAKE y FLAC respectivamente, observándose una gran similitud entre los 3 resultados calculados a lo largo de toda la duración del evento dinámico. Teniendo en cuenta la consideración de que uno de ellos es unidimensional y dos de ellos bidimensionales, para fines prácticos estos resultados son aceptables.

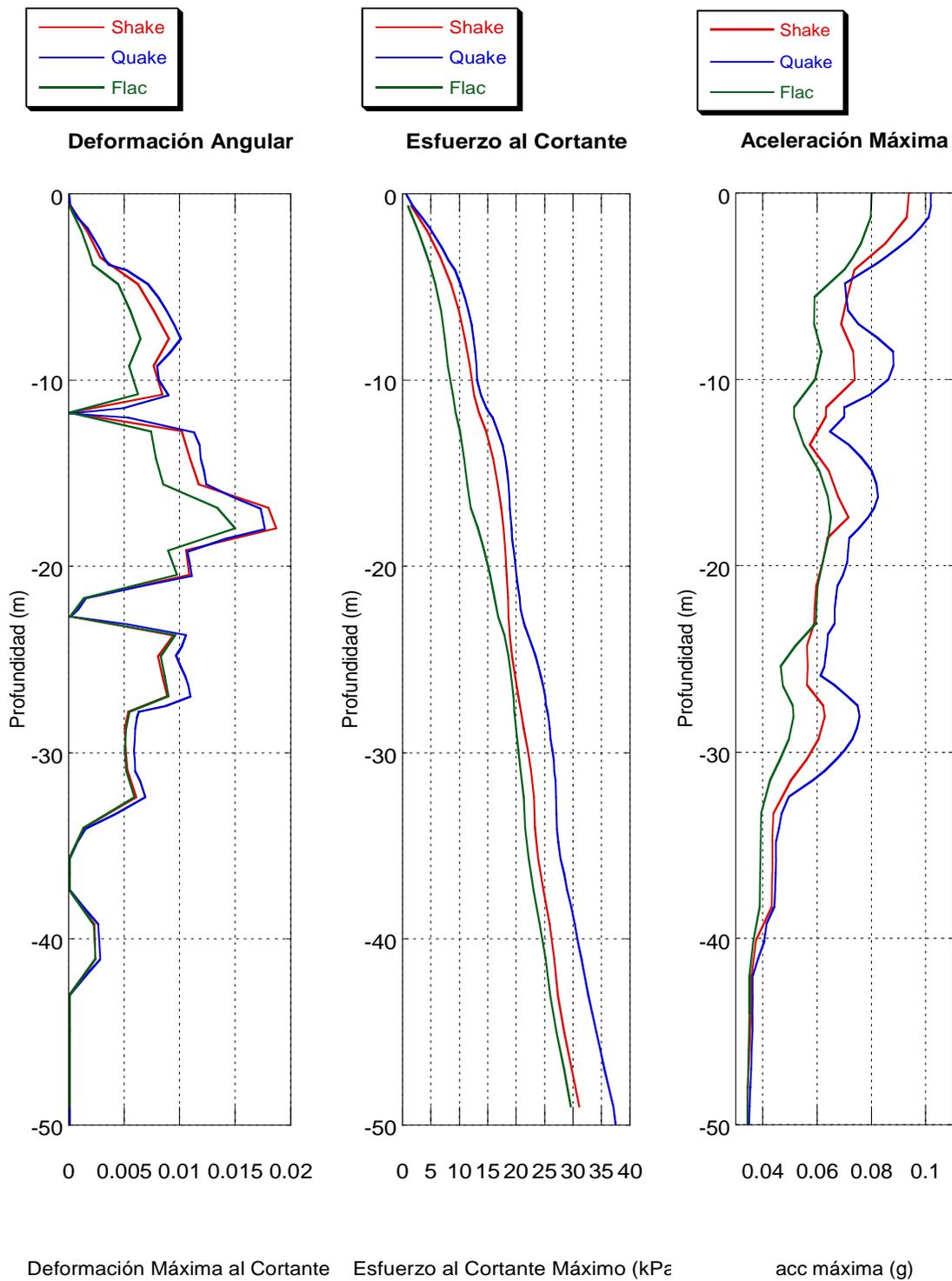


Figura 6-29 Perfiles de esfuerzos cortantes máximos, deformaciones máximas y aceleraciones máximas con la profundidad

Debido a que el suelo de la zona en estudio es blando se observan amplificaciones importantes debidas al efecto de sitio, pasando de aceleraciones en la base de 0.035g a 0.1g en la superficie del terreno. Como se observa en la Figura 6-29, la máxima deformación al cortante se encuentra de los 17 a los 18 m de profundidad, que corresponde al estrato de arcilla VI indicado en la Tabla 6-2 y Tabla 6-3. Los valores máximos obtenidos en los análisis de respuesta de sitio son de 0.018, 0.017 y 0.015 para cada uno de los programas SHAKE, QUAKE y FLAC respectivamente. Estos valores son menores del 2 %. Las arcillas del valle de México alcanza la falla para deformaciones angulares algo mayores, en condiciones de corte simple.

La Figura 6-30 indica la historia de aceleraciones en la superficie para cada uno de los modelos estimados mediante los 3 programas. Se observa que la diferencia que existe entre cada uno de ellas es mínima. La aceleración máxima registrada es la indicada en la Tabla 6-4 en un tiempo de 47.36 segundos de un registro con una duración de 163.84 segundos.

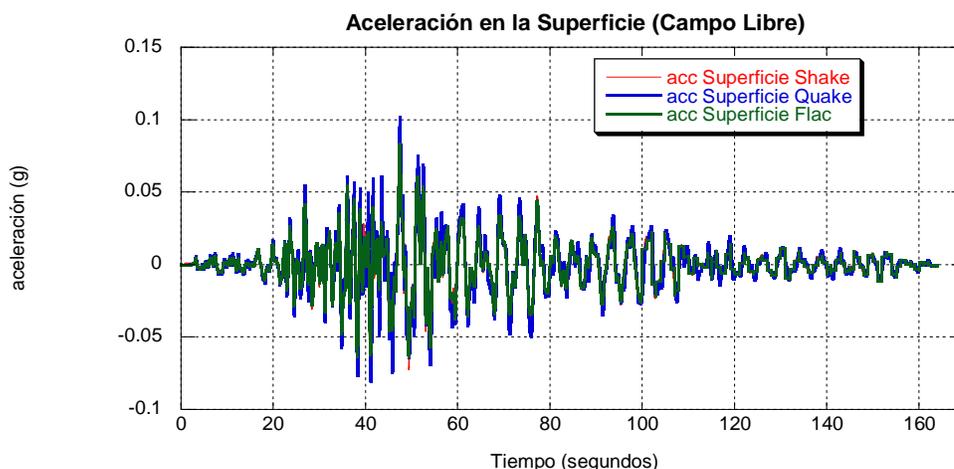


Figura 6-30 Registro de aceleraciones en la superficie, campo Libre

La Figura 6-31 muestra los espectros de respuesta en campo libre, al 5% de amortiguamiento de los registros de aceleraciones que corresponden a los indicados en la Figura 6-30 calculados en la superficie y al centro de cada modelo calculado con los programas SHAKE, QUAKE y FLAC. De igual manera se observa la similitud entre cada uno de los espectros de respuesta obtenidos.

La máxima aceleración espectral que se obtuvo es de 0.25, 0.33 y 0.24 g para los periodos 4, 0.9 y 1.35 segundos respectivamente. La congruencia entre los resultados es buena; atribuyendo únicamente la diferencia a la formulación de cada uno de los programas, como puede ser el amortiguamiento empleado.

También se observa una disminución de las aceleraciones espectrales máximas calculadas, con ello se concluye que análisis dinámicos de respuesta de sitio que toman en cuenta la atenuación de las propiedades dinámicas del suelo, pueden ayudar a determinar las fuerzas sísmicas con más precisión.

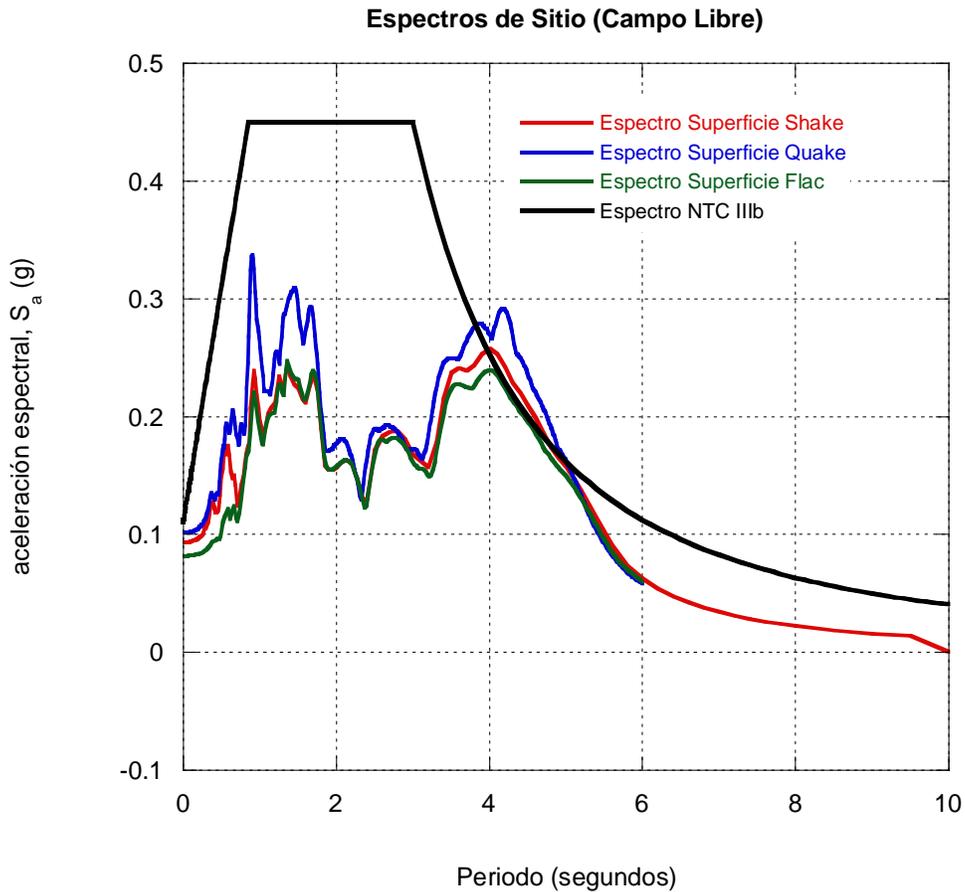


Figura 6-31 Espectros de respuesta en la superficie, campo libre

Tabla 6-4 Resultados de acelerogramas y espectros de respuesta

Programa	Aceleración Máxima (superficie)	Tiempo	Aceleración espectral Máxima	Periodo
	(g)	(segundos)	(g)	(segundos)
SHAKE	0.093	47.36	0.25	4
QUAKE	0.102	47.36	0.33	0.9
FLAC	0.080	47.36	0.24	1.35

6.1.12 Respuesta interacción suelo – estructura

Se conoce como interacción suelo estructura a la modificación del movimiento del terreno (en la base de la estructura) provocado por la presencia de la estructura. Existe una mayor interacción en la medida en que el movimiento en la base de la estructura se ve más modificado por la presencia de la estructura.

Algunos de los factores de los que depende del grado de interacción que puede existir en la respuesta sísmica de una estructura son:

- Peso total de la estructura
- Rigidez lateral de la estructura
- Relación de esbeltez de la estructura
- Tipo de cimentación (superficial, empotrada, pilotes, etc.)
- Tamaño de la cimentación
- Rigidez de la cimentación
- Propiedades dinámicas del suelo
- Profundidad y estratigrafía del suelo
- Intensidad del movimiento sísmico
- Contenido de frecuencia del movimiento sísmico

En términos generales, los factores que afectan la interacción dinámico suelo estructura son las características de la superestructura, características de la cimentación, características del suelo y las características del movimiento del terreno.

La respuesta de la interacción suelo – estructura puede provocar un aumento o disminución en la respuesta estructural, esto quiere decir que tanto es benéfica como perjudicial la interacción entre el suelo y la estructura que soporta. De modo que la respuesta sísmica de una estructura puede aumentar o disminuir como resultado de la interacción. Por ejemplo, casos en donde el desplazamiento total del sistema suelo – cimentación – superestructura se ve incrementada, la distorsión estructural se ve disminuida, al concentrarse parte de dicha deformación en la cimentación, estando esta respuesta en función de las características antes mencionadas.

El movimiento del sismo en la superficie del terreno es un dato de gran interés, pero hasta el día de hoy es difícil predecir con alguna precisión el movimiento sísmico esperado; se puede únicamente adelantar algunas características típicas del movimiento. Como se realizó anteriormente, el estudio del movimiento de la superficie del terreno durante los sismos, sería el análisis de los movimientos ocurridos en el pasado interpretados con una teoría suficientemente aproximada del fenómeno de propagación de ondas.

Para ilustrar la modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras en su superficie, se presenta la Figura 6-32.

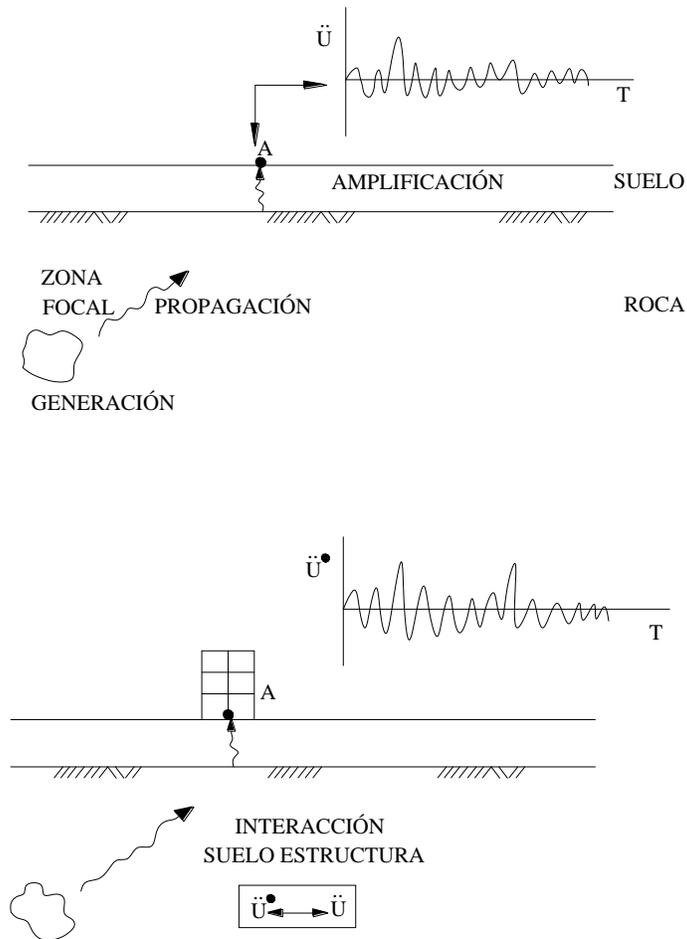


Figura 6-32 Modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras

Una forma completa de definir el movimiento de un punto durante un sismo, consiste en 3 acelerogramas simultáneas en tres direcciones ortogonales. En el modelado numérico, siendo un modelo bidimensional, simplificando esta definición, únicamente se tomarán en cuenta las 2 componentes horizontales paralelas a la superficie del terreno.

Con la visión directa de estos acelerogramas, podremos deducir directamente cuál ha sido la duración de la fase fuerte del sismo, o cual fue la máxima aceleración ocurrida durante el evento, pero no permite, al menos de una forma sencilla, deducir otros parámetros de interés en lo relativo a los efectos que ese mismo tuvo sobre las estructuras. Para esto, hacemos uso de software, que por medio del procedimiento del programa permite transformar un acelerograma de manera que cierta información en los estudios posteriores resulte útil.

Para esto se resuelve la ecuación de movimiento, la que está formada por una masa M , unida a un resorte K y a un amortiguador C colocado en paralelo que a su vez se unen rígidamente al terreno.

Este sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso es la representación de una estructura básica simple, pero de su comportamiento frente a los sismos podrán deducirse leyes aplicables a sistemas más complejos.

Cuando un sismo mueve esta estructura en solo una dirección horizontal, precisamente esa en la que están situados el resorte y el amortiguador (Figura 6-33), y suponiendo que el suelo no se deforma por mover la estructura entonces podría calcular el movimiento de la masa M en función del acelerograma del sismo $\ddot{u}(t)$. En efecto la ecuación básica de la dinámica es:

$$M * (\ddot{x} + \ddot{u}(t)) + C * \dot{x} + K * x = 0 \quad (6.4)$$

En esta ecuación la variable x y sus derivadas respecto al tiempo, \dot{x} y \ddot{x} miden el desplazamiento, la velocidad y la aceleración de la masa M respecto al terreno; definiendo el movimiento relativo. La suma $\ddot{x} + \ddot{u}(t)$ sería la aceleración absoluta de dicha masa. La ecuación anterior podrá escribirse:

$$M * \ddot{x} + C * \dot{x} + K * x = -M * \ddot{u}(t) \quad (6.5)$$

La solución a esta ecuación puede obtenerse de manera relativamente sencilla aprovechando su carácter lineal, esto es, superponiendo soluciones conocidas de casos de movimiento sencillos del suelo.



Figura 6-33 Representación de una estructura mediante un sistema de un grado de libertad sin interacción

Para estudiar la respuesta sísmica, incluyendo la interacción dinámica suelo – estructura de un edificio construido en suelos blandos, como corresponde al tipo de suelo encontrado en el valle de la ciudad de México, se partirá de los análisis previos en campo libre considerando la misma estratigrafía, propiedades estáticas con las cuales se evalúa el comportamiento del suelo ante la excavación hasta la profundidad a la que será desplantado un edificio de 6 niveles, estacionamiento y cajón de cimentación, modelando de igual manera el procedimiento constructivo recomendado; propiedades dinámicas del suelo, con las que se determinarán las propiedades dinámicas equivalentes (módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento) y finalmente incluyendo las propiedades estáticas y dinámicas que corresponden a los elementos estructurales que forman el edificio.

Modelo de la estructura

La respuesta sísmica de la estructura se evalúa en una esquina de la misma así como en el centro de la cimentación, para cada uno de los niveles de entrepiso, comenzando desde la base. El modelo que se desarrolló fue un modelo bidimensional, acoplado a una estructura formada por elementos viga, las cuales representan un solo marco del edificio, considerando que éste es de geometría regular, con dimensiones en planta de 22 m de ancho por 45 m de largo, con un claro de 8 m y dos claros de 7 m en sentido transversal, y claros de 3 metros en sentido longitudinal. La altura del edificio es de 21.5m, con 3m de altura de entrepiso, un estacionamiento de 2m de alto y el cajón de cimentación de 1.5m. La planta del edificio se muestra en la Figura 6-34.

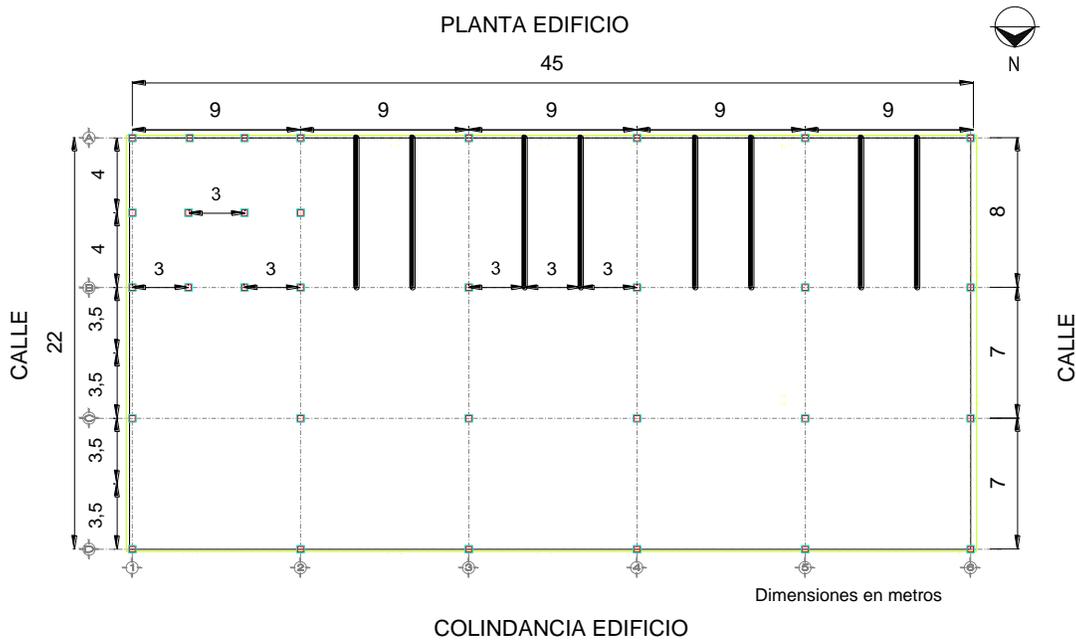


Figura 6-34 Vista en planta de la estructura usada en el modelo de diferencias finitas

Como se observa en la Figura 6-34 la planta que corresponde al cajón de cimentación está formada por una plantilla de columnas tal como se observa en el primer cuadrante de la figura. Todos los demás sistemas de entrepiso, cuentan con trabes secundarias a cada 3 metros de distancia, cubriendo los claros que se tienen en la dirección longitudinal de 9 m de columna a columna.

Las trabes y columnas fueron modeladas con elementos viga bidimensionales, incluyendo en el análisis únicamente un marco de la dirección analizada, siendo ésta la dirección que corresponde al lado corto de la cimentación. Las dimensiones y propiedades de las secciones utilizadas se presentan en la Tabla 6-5, incluyendo en el análisis estático una descarga considerando las áreas tributarias para llegar a obtener un total de 53.8 kPa, valor que se tiene por proyecto, cuya descarga fue utilizada una vez realizada la excavación para la interacción suelo – estructura estática, obteniendo un nuevo estado de esfuerzos debido a la aplicación del esfuerzo propio a la estructura considerando cargas vivas y muertas; siendo ésta, la condición inicial para realizar el análisis de interacción suelo – estructura dinámico.

Tabla 6-5 Elementos Estructurales

	Sección	E (kPa)	I (m ⁴)	Área (m ²)	Densidad (kN/m ³)
Trabe 1	Sección de 0.60 x 0.25 m	12649110	0.00078	0.15	1.5
Trabe 2	Sección de 0.60 x 0.30 m	12649110	0.00135	0.18	1.5
Trabe 3	Sección de 1.5 x 0.30 m	12649110	0.00337	0.45	2
Columna 1	Sección de 0.50 x 0.50 m	12649110	0.00520	0.25	1.5
Columna 2	Sección de 0.55 x 0.55 m	12649110	0.00762	0.3025	1.5
Columna 3	Sección de 0.60 x 0.60 m	12649110	0.0108	0.36	1.5

La sección que corresponden a la trabe 1, fue empleada en el modelo en la azotea, sexto, quinto y cuarto nivel, así como la trabe 2 en el tercer, segundo y primer nivel, y finalmente la trabe designada con el número 3 en el piso que corresponde al estacionamiento y el cajón de cimentación. La columna 1 corresponde a los dos niveles superiores, columna 2 al nivel cuarto y tercero y la columna 3 a los primer y segundo nivel, estacionamiento y cajón de cimentación. Para la calibración del modelo, realizadas esencialmente para reducir las incertidumbres inherentes asociadas con el análisis, las cuales dependen de los parámetros de entrada, se emplea el software SAP2000 (CSI, 2009) y FLAC (Itasca, 2005). El sistema de la estructura en ambos modelos fue inicialmente analizado con una base tipo rígida, para el cual se obtuvo las reacciones en la base de la estructura, así como los elementos mecánicos que corresponden a las fuerzas axiales, cortantes y momentos encontrando una diferencia mínima entre ambos, y una descarga total de 54.8 y de 53.4 en SAP200 y FLAC respectivamente. El esquema de los modelos en cada software utilizado se presenta en la Figura 6-35.

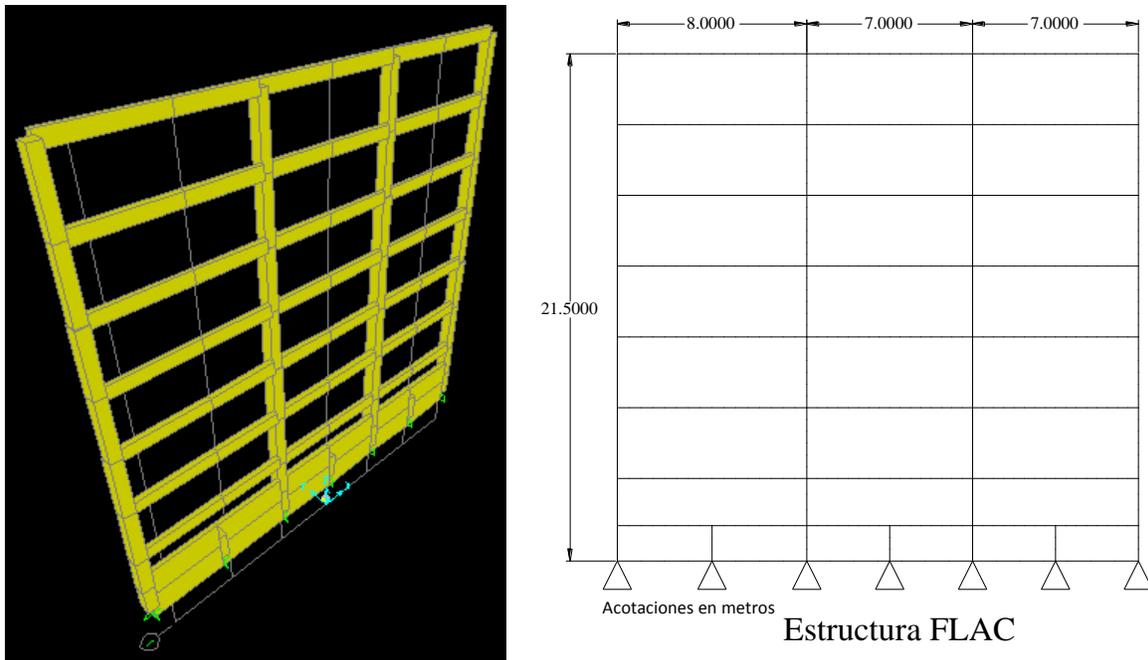


Figura 6-35 Modelos de la estructura en SAP y FLAC respectivamente

Modelo del suelo

Inicialmente el modelo generado en campo libre se tomo como condición inicial para realizar la excavación. La excavación tiene una profundidad de 3.5 m, y está ubicada al centro del modelo. El procedimiento constructivo recomendado para la excavación, consta de 2 etapas. La primera es la excavación a un metro de profundidad, con una base de 22 m. Concluida la primera etapa, se excava hasta la profundidad de proyecto, 3.5 m por debajo del nivel de terreno, en donde se considera la restricción del desplazamiento en el eje x de las paredes laterales de la excavación, de esta manera, simulando un sistema de soporte para la excavación, como se aprecia en la Figura 6-36. El modelo de suelo empleado en esta etapa es un modelo Mohr – Coulomb, utilizando propiedades de cohesión, fricción y módulo de Young de descarga de las curvas esfuerzo deformación de las pruebas triaxiales mostradas en la Tabla 6-6. Las expansiones esperadas al centro de la excavación, fueron calculadas por métodos analíticos con base al RCDF y métodos de diferencias finitas obteniendo resultados del orden de 0.092m y 0.1135m respectivamente y una capacidad de carga de 147 kPa y 240 kPa respectivamente. Dichos resultados nos indican que la excavación requerida para alojar la cimentación, cumple con los estados límites de falla y de servicio indicados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

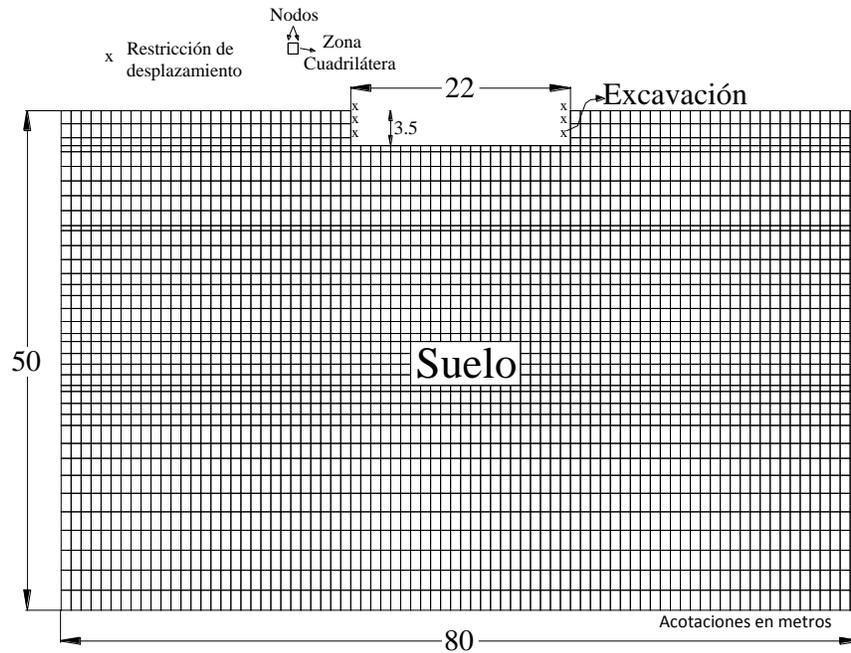


Figura 6-36 Modelo esquemático de la excavación.

Análisis de interacción suelo – estructura estático

Para evaluar la respuesta suelo – estructura estática, se utilizó el modelo de suelo con la excavación antes descrita, acoplado a la estructura de concreto reforzado, por medio de la unión de los nodos que corresponden a las zonas que forman el elemento del suelo, con los elementos viga que forman parte de la estructura. Como se mencionó anteriormente, la descarga de la estructura al terreno es de 53.8 kPa, cuyo valor fue alcanzado con las densidades mencionadas en la Tabla 6-5, con el fin de analizar los asentamientos debido a la descarga que produce la estructura al terreno. Para el análisis de asentamientos, se utilizó un modelo Mohr – Coulomb así como las propiedades estáticas de cohesión, fricción y módulo de elasticidad de carga en las curvas esfuerzo deformación de las pruebas triaxiales mostradas en la Tabla 6-6. De igual manera que el caso anterior, los asentamientos fueron calculados por métodos analíticos con base al RCDF y métodos de diferencias finitas, obteniendo como asentamientos esperados al centro de la cimentación los valores de 0.1367m y 0.1083m respectivamente. Estos asentamientos no rebasan el máximo admitido por el RCDF. Por tanto, la cimentación cumple por estado límite de servicio.

Tabla 6-6 Propiedades de suelo

	Estrato (m)		Espesor (m)	E_D (kPa)	E_C (kPa)	Cohesión kPa	Fricción °
	De	Hasta					
RELLENO	0.0	1.3	1.3	2500	2500		30
ARCILLA I	1.3	4.1	2.8	2889	1904	27	
ARCILLA II	4.1	8.5	4.4	2071	1673	21	
ARCILLA III	8.5	11.5	3.0	6645	5137	60	
VIDRIO VOLCÁNICO	11.5	12	0.5	20000	20000		30
ARCILLA IV	12	13.5	1.5	4823	4635	43	
ARCILLA V	13.5	16.3	2.8	7909	6059	51	
ARCILLA VI	16.3	18.5	2.2	6598	5652	31	
ARCILLA VII	18.5	21.1	2.6	6507	5049	47	
ARCILLA VIII	21.1	22.3	1.2	6507	5049	47	
ARENA FINA	22.3	23.1	0.8	20000	20000		30
ARCILLA IX	23.1	24.3	1.2	9730	9471	93	
ARCILLA X	24.3	27.5	3.2	10966	7424	105	
ARENA FINA	27.5	28.1	0.6	20000	20000		30
LIMO ARCILLOSO	28.1	29.3	1.2	20000	20000		30
ARCILLA XI	29.3	31.5	2.2	13396	9061	79	
ARCILLA XII	31.5	33.3	1.8	13396	9061	79	
ARCILLA XIII	33.3	34.8	1.5	16474	13743	86	
ARENA FINA	34.8	36.5	1.7	50000	50000		30
LIMO	36.5	38.3	1.8	50000	50000		30
ARCILLA XIV	38.3	42	3.7	20852	11426	111	
ARENA FINA	42	50	8.0	70000	70000		30

E_C Módulo de de elasticidad de una prueba triaxial no consolidada, no drenada en la etapa de carga, en kg/cm^2

E_D Módulo de de elasticidad de una prueba triaxial no consolidada, no drenada en la etapa de descarga, en kg/cm^2

Análisis de interacción suelo – estructura dinámico

Se evalúa el comportamiento del sistema acoplado suelo estructura, que se muestra en la Figura 6-37. Estudios orientados a evaluar el comportamiento de la interacción suelo – estructura realizados en el pasado reciente, han mostrado que en las arcillas del valle de la Ciudad de México se desarrolla una interacción la cual puede resultar de gran importancia durante un evento sísmico (Iida, 1998).

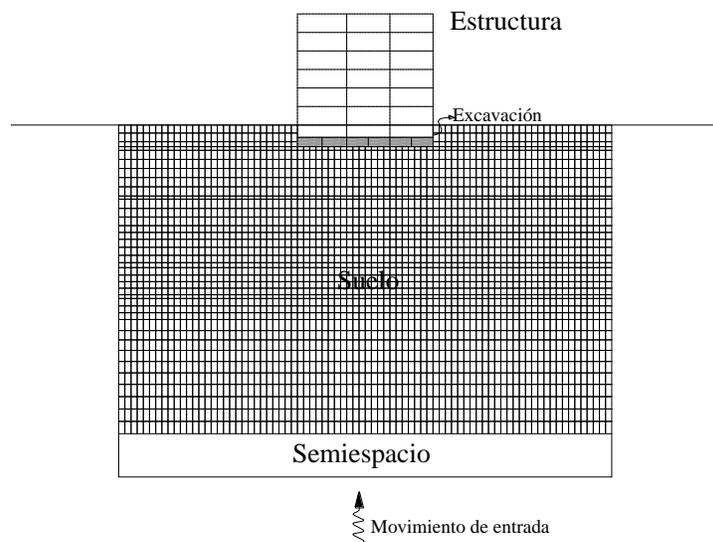


Figura 6-37 Representación esquemática del modelo

Una vez acoplado el sistema suelo – estructura, se evalúa la respuesta de la estructura en una esquina así como en el centro de la misma para el ambiente sísmico antes descrito en la sección 6.1.8. En la Figura 6-38 se muestra la localización de los sitios donde se hacen las comparaciones. El método se basa en la técnica de diferencias finitas, que supone que el tren de ondas sísmicas está formado por ondas de corte (SH) que inciden verticalmente en la base del depósito de arcilla. Los depósitos profundos sobre los que descansan las arcillas blandas se consideran la base del modelo (semiespacio), como se muestra en la Figura 6-37. La excitación sísmica se introduce como una historia de aceleraciones – tiempo, aplicada en la base del modelo, denominando este tipo de condición como base rígida. Así mismo el amortiguamiento tanto del suelo como de la estructura fue modelado con una formulación tipo Rayleigh.

El amortiguamiento del edificio y del cajón se supuso igual a 5%. El comportamiento del cajón y estructura se supuso elástico lineal.

Como se mencionó anteriormente, se toma como condiciones iniciales el análisis que resulta de la excavación, e interacción suelo – estructura estático, modificando nuevamente las propiedades suelo, incluyendo en este nuevo análisis las propiedades dinámicas que regirán el comportamiento del sistema de suelo, que se muestran en la Tabla 6-2 para cada estrato, se resuelve nuevamente dicho modelo, con el fin de obtener el estado de esfuerzos que se ocupa para realizar el análisis dinámico correspondiente a la interacción suelo – estructura dinámico. Las propiedades dinámicas del suelo de apoyo (módulo de rigidez y amortiguamiento) se modelaron siguiendo la metodología descrita en el inciso 6.1.10. Con este procedimiento, los efectos no lineales inducidos por el paso de las ondas sísmicas y por la interacción suelo-estructura se incluyen directamente en los análisis dinámicos, por lo que los resultados reflejan estos efectos.

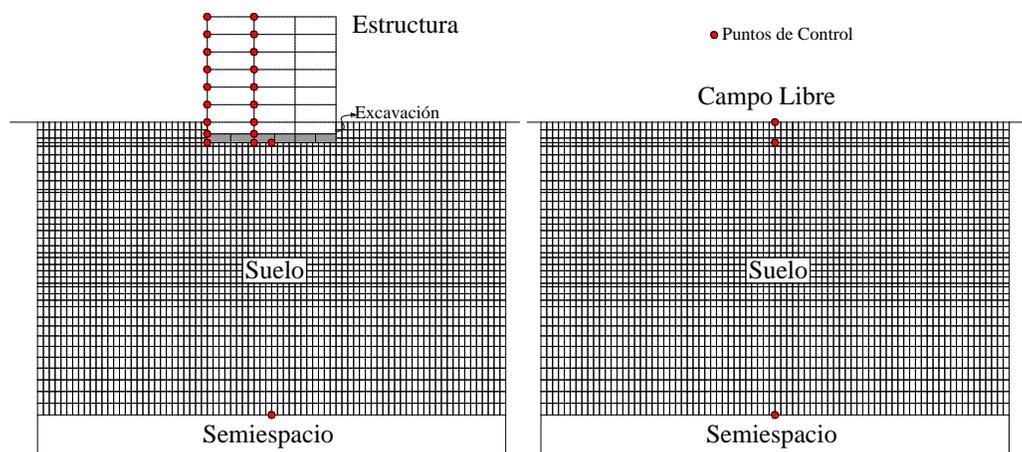


Figura 6-38 Localización de los sitios de comparación (Puntos de Control)

Debido a que el análisis es plano, es preciso calcular la respuesta de la estructura en ambas direcciones considerando una rebanada con ancho igual a la dimensión (en planta) en la dirección perpendicular al plano de análisis. Sin embargo, debido a las características geométricas y de rigidez del edificio y su cimentación resulta evidente que la dirección corta es más desfavorable ya que al ser más flexible su respuesta será mayor que la de la dirección larga. Es por eso que en este trabajo sólo se presenta la respuesta del sistema suelo-estructura en la dirección corta.

6.1.13 Resultados interacción suelo - estructura

La cimentación del edificio de 6 niveles, es un cajón de cimentación rígido, sus dimensiones en planta son de 22m y 45m, desplantado a 3.5m de profundidad. El efecto de interacción se puede evaluar calculando las amplitudes espectrales relativas de la base del edificio y de campo libre a esa misma profundidad, a partir de los espectros de aceleraciones calculados de los registros obtenidos como los que se muestran en la Figura 6-39.

Una vez realizado el análisis mediante el software de diferencias finitas, la comparación de los movimientos registrados en la base del edificio y en el campo libre muestran los siguientes aspectos como se observa en la Figura 6-40. Se puede observar que la atenuación de los movimientos en la base del edificio por el efecto de interacción es despreciable, excepto para periodos superiores a los 3 segundos. Es importante también notar que para el intervalo de 0.7 a 1s, la interacción tiene un efecto amplificador bajo del orden del 4 %.

En estos resultados podemos observar que el efecto que tiene la interacción suelo estructura no siempre es benéfico para el edificio, ya que dependiendo de las características de la estructura, de la cimentación, del suelo y del movimientos en campo libre, la intensidad de los movimientos en la base del edificio pueden ser mayores o inferiores.

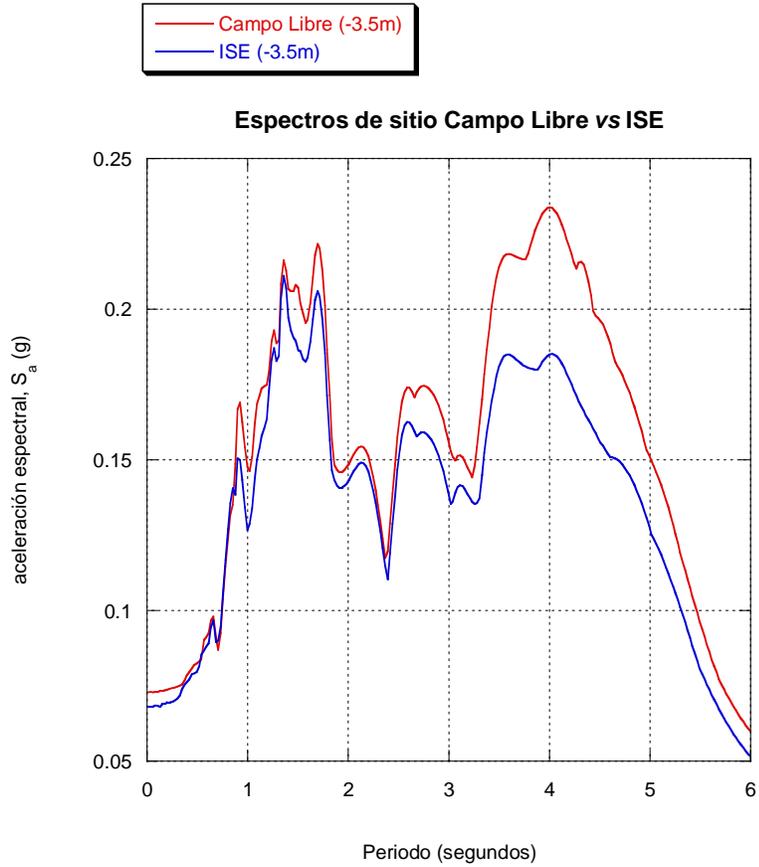


Figura 6-39 Espectros de respuesta en la base del edificio y en campo libre a una profundidad de 3.5m

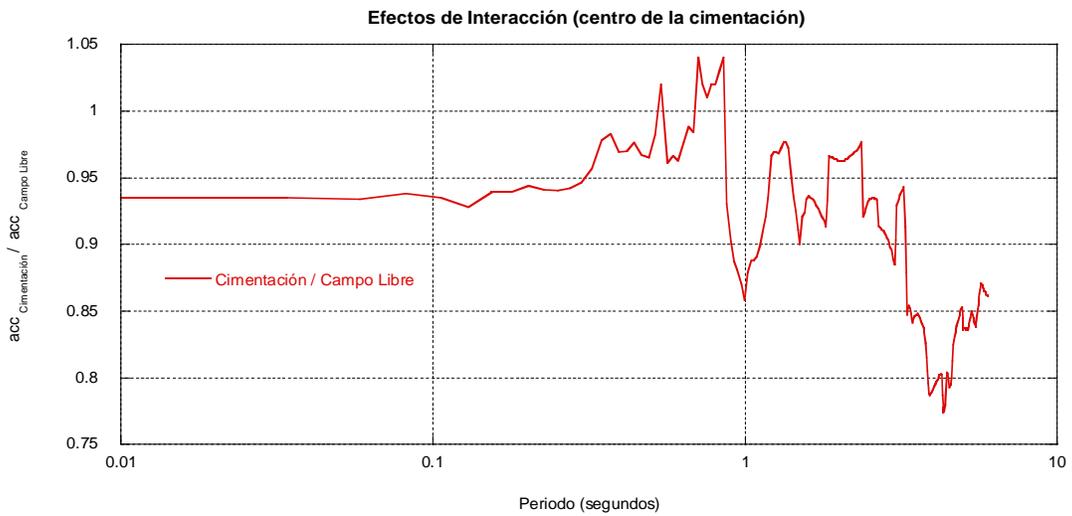


Figura 6-40 Efectos de interacción al centro de la cimentación

El comportamiento de la estructura bajo condiciones sísmicas en la ciudad de México resulta interesante, hay que estudios teóricos (Bielak, 1971) que demostraron que para arcillas con velocidades de ondas de cortante mayores de 120 m/s, la influencia de la compresibilidad del suelo en el periodo efectivo de la estructura no es significativa, considerando que el periodo efectivo de la estructura corresponde al que resulta del sistema suelo – estructura, mismo que resulta distinto, incrementándose con un depósitos de suelo con velocidades de cortante menores a las mencionadas. Puesta que no encontramos en la ciudad de México, donde contamos con depósitos de arcilla con velocidades del orden de 40 m/s, es muy probable que los efectos sean más importantes. De aquí se deduce que al aumentar la flexibilidad del depósito de suelo, se incrementara en periodo efectivo, el que resultara distinto al periodo de la estructura que corresponde uno desplantado sobre una base rígida.

Para evaluar el comportamiento del edificio construido sobre suelos blandos, se comparó el periodo efectivo de la estructura con el calculado mediante el software de diferencias finitas, con el periodo efectivo de la estructura con base al RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en donde el periodo efectivo de la estructura del sistema acoplado suelo – estructura se determina con la siguiente expresión:

$$\widetilde{T_e} = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (6.6)$$

donde:

T_e = Periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable;

T_x = Periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse;

T_r = Periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar.

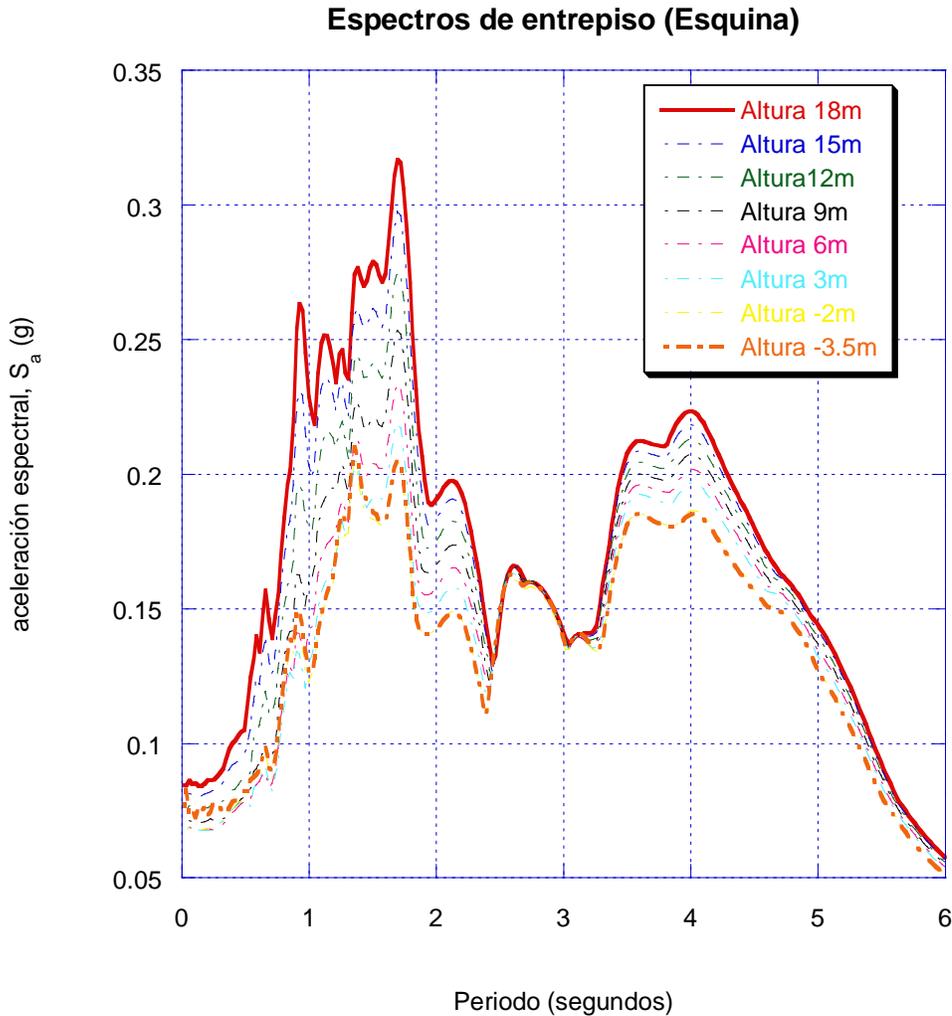


Figura 6-41 Espectros de piso del edificio (esquina) mediante diferencias finitas

De la Figura 6-41 se observa que el periodo efectivo de la estructura calculado mediante diferencias finitas resulta de 1.69 segundos, y se estima un valor de 1.53 calculado mediante el RCDF. Se puede observar también que la frecuencia natural del depósito de suelo no se modifica por la presencia de la estructura. Así mismo se observa que debido a la rigidez de la estructura y su cimentación, los espectros de piso calculados en los nodos de la esquina y centrales como lo indica la Figura 6-41 y la Figura 6-42 no se modifican.

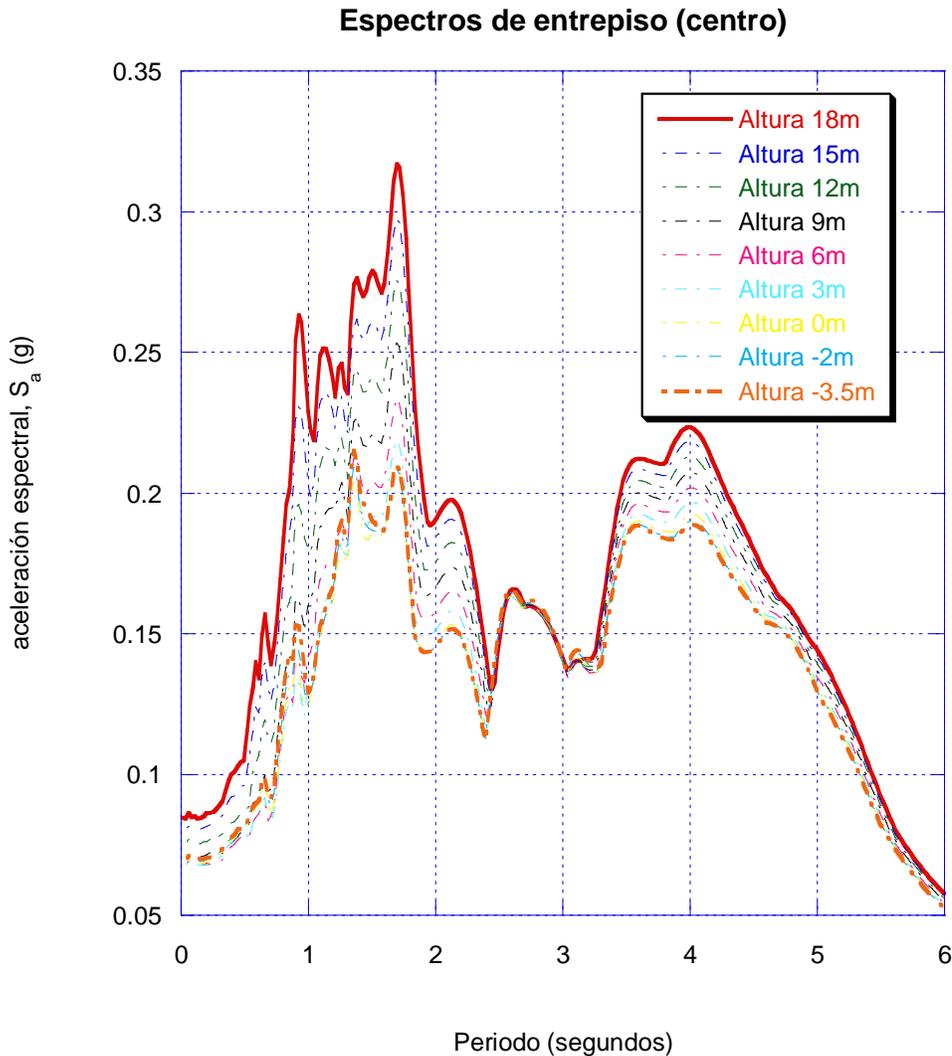


Figura 6-42 Espectros de piso del edificio (centro) mediante diferencias finitas

Cabe destacar que los efectos que produce la interacción en el periodo del edificio, los valores de cortante basal y momento de volteo que se emplean en el diseño del edificio puedan reducirse por el efecto ocasionado por la interacción al disminuir las ordenadas espectrales, sin embargo, se pueden presentar casos en los que las ordenadas espectrales aumentan, resultando estos cortantes y momentos mayores al aumentar el periodo efectivo de la estructura en donde la ordenada espectral también resulte mayor.

Finalmente, como se mencionó anteriormente, hay diversos factores que influyen en el efecto de interacción suelo estructura, como la profundidad de desplante siendo ésta, una forma de disminuir la intensidad de los movimientos sísmicos con la profundidad de desplante en la base de la estructura en la mayoría de los casos, así como también lo es el comportamiento que se espera con el tipo de cimentación elegida, la cual tendrá una

capacidad diferente de atenuar los movimientos sísmicos a los que estará sometida la estructura. El impacto que resultaría con este tipo de análisis, se vería reflejado en el costo del edificio, en función de los resultados obtenidos, aclarando que para la realización de estos, debe tenerse en cuenta que deberá realizarse para una estructuras en los que el efecto de la interacción sea importante, que sean capaces de cubrir el costo generado por la exploración necesaria para su análisis, así como contar con la herramienta (software) necesaria para el mismo.

Por último es importante señalar que las estructuras en la mayoría de los casos no están solas, se encuentran rodeadas por estructuras vecinas de mayor o menor tamaño las cuales generan efectos que modifican el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos, cuyo caso resulta de importancia y deberá considerarse en los análisis descritos, quedando fuera del alcance de esta tesis.

6.2 Estabilidad de Taludes

La estabilidad de taludes se entiende como la seguridad contra falla o movimiento, su análisis se basa en la determinación del factor de seguridad que garantice la estabilidad de la masa potencial de deslizamiento. La estimación de dicho factor se realiza a través de diversos análisis de equilibrio límite, y actualmente, con apoyo del método de elemento finito y diferencias finitas es posible realizar análisis de esfuerzo – deformación para identificar las zonas más esforzadas del elemento en consideración, lo que permite ubicar la posible superficie de falla, comparando los resultados con los métodos tradicionales.

En esta tesis se presenta un análisis bidimensional pseudoestático y dinámico mediante el software de diferencias finitas FLAC (Itasca, 2005) y pseudoestático empleando la formulación de equilibrio límite general (GLE) desarrollado por Fredlund and Krahn, 1977 haciendo uso del programa SLOPE/W GEOESTUDIO 2004 en la estabilidad de un talud.

El análisis incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático, sigue siendo uno de los procedimientos más comunes para evaluar la estabilidad sísmica de un talud. Este método emplea la teoría del análisis de equilibrio límite en el que los efectos del sismo están representados por una fuerza estática equivalente horizontal ó vertical, cuya magnitud es el producto de un coeficiente sísmico, c , y el peso de la masa potencial de deslizamiento. Las fuerzas de inercia generadas actúan en el centroide de la posible masa a deslizarse. La fuerza vertical tiene una menor influencia en el Factor de Seguridad estimado, por lo que será despreciado en este análisis. La primera aplicación de este tipo de métodos en los análisis de estabilidad de taludes incluyendo fuerzas sísmicas se atribuye a Terzaghi (1950).

Talud, Michoacán

6.2.1 Análisis de estabilidad de taludes mediante análisis de equilibrio límite

Mediante la aplicación SLOPE/W, software de GEOSTUDIO 2004 se determina el factor de seguridad de un talud en un sitio cercano a Zitácuaro Michoacán. La formulación de SLOPE/W hace posible analizar fácilmente problemas de estabilidad de taludes con geometría simple y compleja usando varios métodos de análisis. Los métodos más usados son: Ordinario o de Fellenius, simplificado de Janbu, simplificado de Bishop y los métodos más completos de Morgenstern y Price y Spencer y Serma.

Análisis de estabilidad, método estático

Para efectuar el análisis, el software requiere la geometría del problema y un estado inicial de esfuerzos en condiciones estáticas, el cual tiene como datos de entrada el peso específico, ángulo de fricción interna y la cohesión del material. Las propiedades que corresponden a cada estrato se muestran en la tabla 6.7.

Tabla 6.7 Propiedades mecánicas y dinámicas de la roca y el relleno

Propiedades del Relleno		Propiedades de la Roca	
Densidad	1.90 kg/m ³	Densidad	2.90 kg/m ³
Cohesión	57 kPa	Peso específico de la Roca	28.44 kN/m ³
Fricción	18°		
Módulo de Rigidez al cortante	11400 kPa	Módulo de rigidez al cortante	3010000 kPa
Velocidad de onda de cortante	77.43 m/s	Velocidad de onda de cortante	1018.78 m/s

El modelo del talud analizado tiene una altura de 60m con una sección transversal de 80m. En la figura 6.43 se muestra un esquema del mismo.

El criterio de falla utilizado es el Mohr – Coulomb. Se analizan una serie de posibles superficies de falla, propuestas por círculos tangentes a una o varias líneas arbitrarias propuestas con base en la observación y criterio personal (figura 6.43). En todos los casos el centro del círculo se va colocando en una cuadrícula, como se aprecia en la figura 6.43. En este tipo de método (GLE), el factor de seguridad se asume que es igual en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla.

En un análisis determinístico, como es el caso, el factor de seguridad (FS) contra la falla es tomado como la relación entre las fuerzas ó momentos resistentes y las fuerzas ó momentos actuantes respectivamente.

$$FS = \frac{F_R}{F_A} \quad \text{ó} \quad FS = \frac{M_R}{M_A} \quad (6.7)$$

Las fuerzas actuantes (fuerzas exteriores), F_A , ó momentos actuantes, M_A , son aquellas acciones que tienden a provocar el deslizamiento y las fuerzas resistentes (fuerzas interiores), F_R , ó momentos resistentes, M_R , son aquellas que tienden a evitar que ocurra.

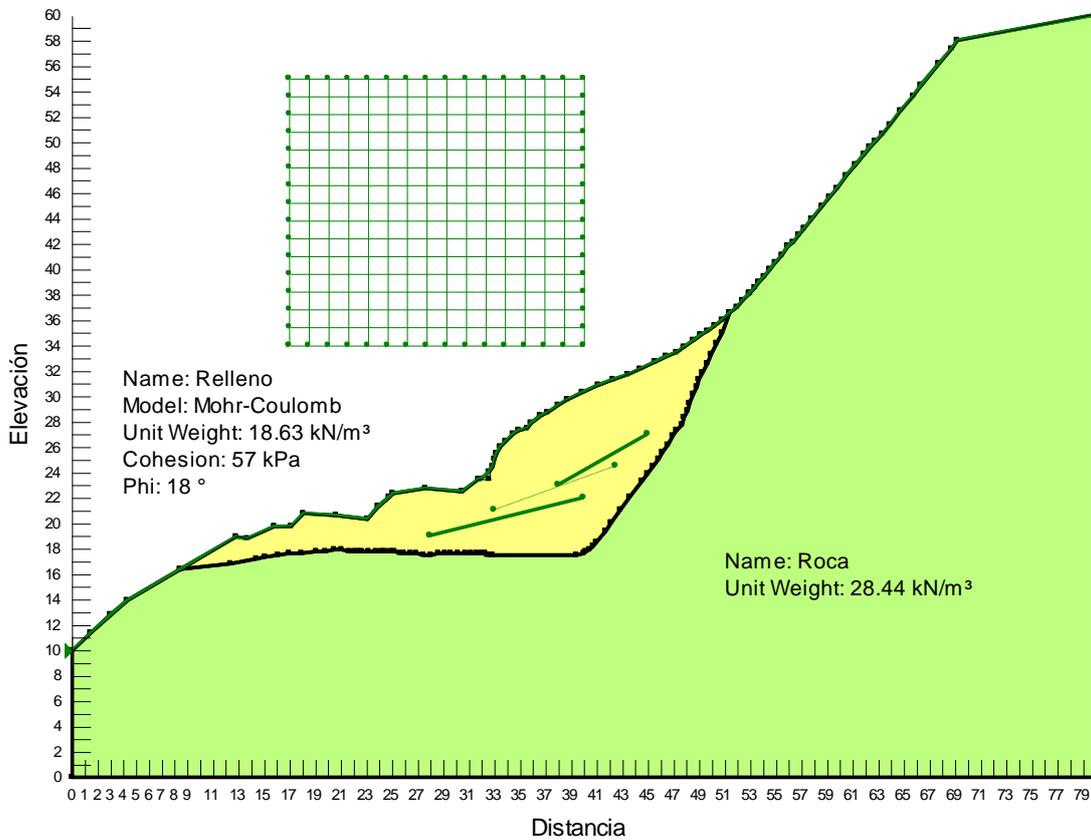


Figura 6.43 Representación esquemática del modelo en SLOPE/W

El criterio que se emplea para determinar el factor de seguridad, es de dividir la masa a estudiar en una serie de secciones, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada dovela por separado. Una vez realizado el análisis de cada dovela se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos, de la siguiente manera:

$$FS = \frac{\sum \text{Resistencia al corte (fuerza resistente)}}{\sum \text{Esfuerzos al cortante (fuerza actuante)}} \quad (6.8)$$

El FS se determina con los 4 métodos antes mencionados. En la figura 6.44 se presenta únicamente la superficie de falla y el FS del método Morgenstern y Price por ser un método más preciso en el que se incluyen las fuerzas entre dovelas para revisar el equilibrio estático.

En la figura 6.44 se presenta la superficie de falla del talud y el factor de seguridad estático, que será comparado con el FS que se obtuvo en el análisis incluyendo la acción

sísmica, método pseudoestático. La tabla 6.8 resume los factores obtenidos mediante los 4 métodos utilizados.

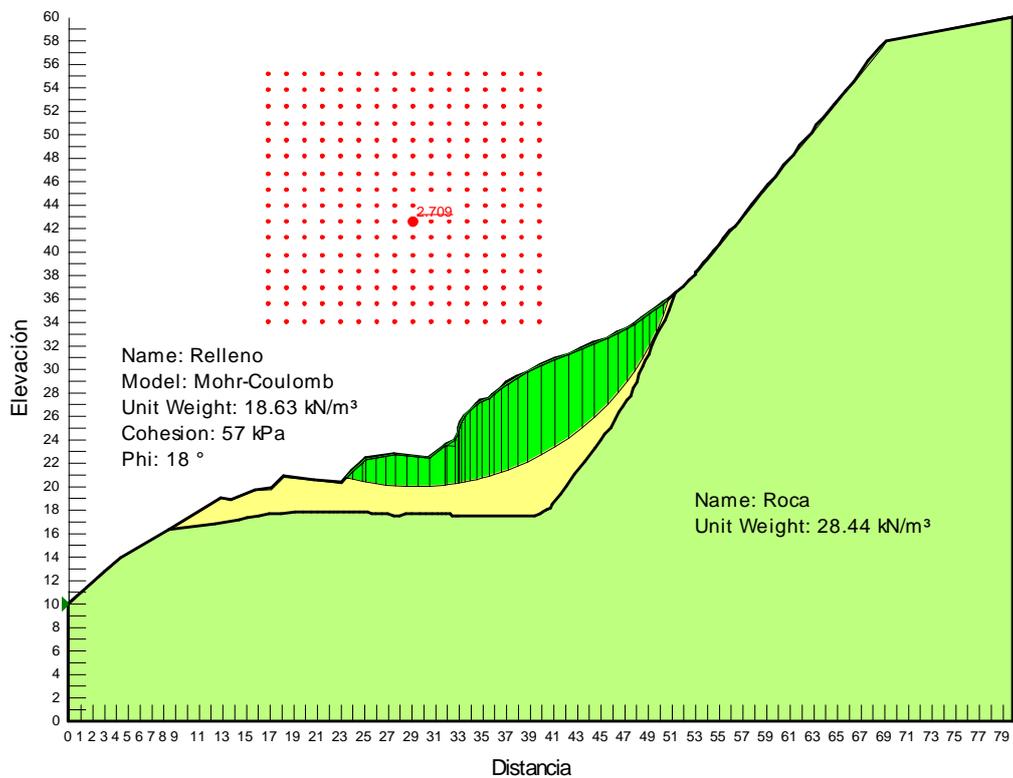


Figura 6.44 Superficie de falla crítica y Factor de Seguridad método estático (Morgestern y Price.)

Tabla 6.8 Factores de seguridad según los diferentes métodos (Estático)

	Ordinario	Bishop	Janbu	Morgestern y Price
Factor de Seguridad	2.653	2.710	2.645	2.709

El factor de seguridad estimado por el método preciso es de 2.709, con el que se garantiza la estabilidad del talud en condiciones estáticas. Sin embargo, la incertidumbre que se tiene de que se presente un sismo, el cual influye en el comportamiento del talud es relativamente alta, por lo que el análisis empleado que asegure la estabilidad del talud debe cubrir ese riesgo. Es por eso, que se recurre a los métodos pseudoestáticos, con el que se definirá un nuevo FS, que garantice su buen comportamiento ante la presencia del sismo.

Análisis incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático

Con el estado inicial en condiciones estáticas, se realiza el análisis incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático, del talud. Para esto, es necesario determinar el coeficiente sísmico de la zona, con el que se aplicará la aceleración horizontal debida al sismo como se muestra en la figura 6.45.

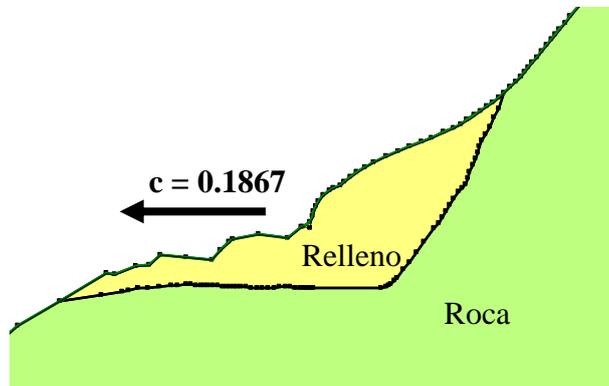


Figura 6.45 Esquema del coeficiente sísmico aplicado al modelo

De acuerdo con el manual de Diseño de Obras Civiles (2008) de la Comisión Federal de Electricidad y la aplicación de cómputo PRODISIS (Programa para Diseño Sísmico), se obtuvo la aceleración máxima del terreno en función de las coordenadas geográficas del sitio y de la importancia estructural. En este caso se ubicó el talud dentro del tipo de estructuras del grupo B.

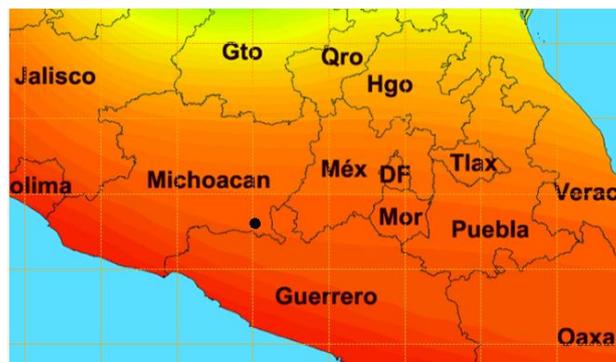


Figura 6.46 Ubicación del sitio en estudio, talud en la frontera entre Michoacán y Guerrero.

Con esta aplicación se obtuvo la aceleración máxima del terreno rocoso, con un valor de 1.8315 m/s^2 , el espectro de diseño en roca correspondiente al sitio, de donde se estimó el coeficiente sísmico que corresponde a la aceleración máxima del terreno de 0.1867, como se muestra en la Figura 6.47 y la generación del acelerograma sintético, mismo que será empleado en el análisis dinámico mediante software de diferencias finitas (Figura 6.56).

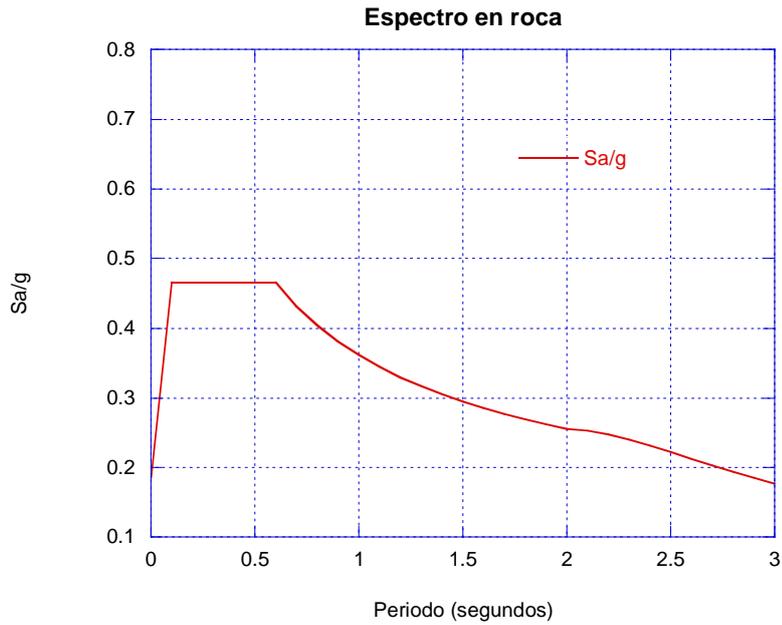


Figura 6.47 Espectro en roca (PRODISIS)

En la tabla 6.9 se muestran los factores de seguridad obtenidos por los métodos analizados como son Ordinario, Bishop, Janbu y Morgestern - Price y en la figura 6.48 se muestra la superficie de falla crítica y el factor de seguridad obtenido por el método Morgestern y Price.

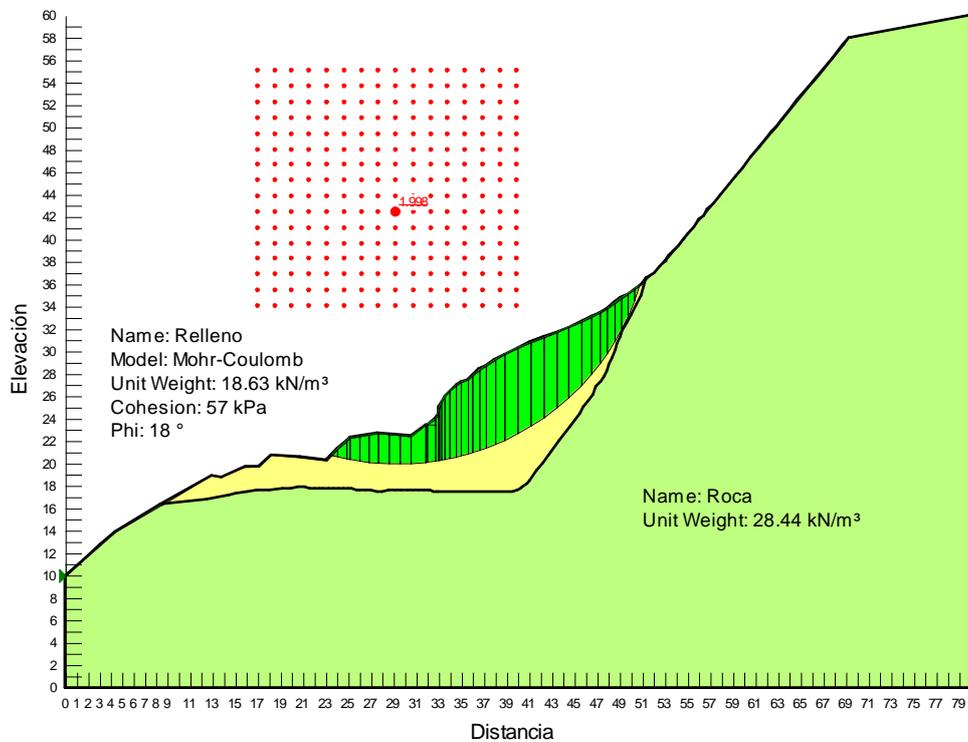


Figura 6.48 Superficie de falla crítica y Factor de Seguridad incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático (Morgestern y Price.)

Tabla 6.9 Factores de seguridad según los diferentes métodos (incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático)

	Ordinario	Bishop	Janbu	Morgestern y Price
Factor de Seguridad	1.958	1.998	1.924	1.998

De la tabla 6.9, el método de Janbu es el que muestra el factor de seguridad más bajo, además el método de Bishop a pesar de ser un método simplificado muestra valores del FS iguales al método preciso, que es el de Morgestern y Price, siendo este último el único método de los mencionados que satisface tanto el equilibrio de fuerzas como de momentos.

El factor de seguridad para el caso pseudoestático, es considerablemente reducido al incluir el coeficiente sísmico de la zona. Es por eso, que los análisis de este tipo, son de gran utilidad para determinar la estabilidad de una estructura térrea, como lo es el caso de un talud, sobre todo en las zonas donde el coeficiente sísmico presente una mayor influencia. El FS estimado al final del análisis es superior al recomendado para cada caso, de 1.35 a 1.5 en el caso estático y de 1.15 para el caso incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático, donde se observa que el factor de seguridad recomendado que incluye la acción sísmica es menor. Esto debido a la influencia del coeficiente sísmico y el efecto que las fuerzas sísmicas inducidas producen en los materiales sobre los que actúan, ya que estas propiedades se ven incrementadas durante la ocurrencia del sismo.

6.2.2 Análisis de estabilidad de taludes mediante diferencias finitas

Haciendo uso del software FLAC (Itasca, 2005), se desarrolló el modelo numérico que se muestra en la figura 6.49. Se observa el esquema general del talud, donde se representa el perfil topográfico así como la estratigrafía de la zona, constituida principalmente por un relleno de espesor variable depositado sobre roca firme, así como también son indicadas las propiedades de los materiales del subsuelo.

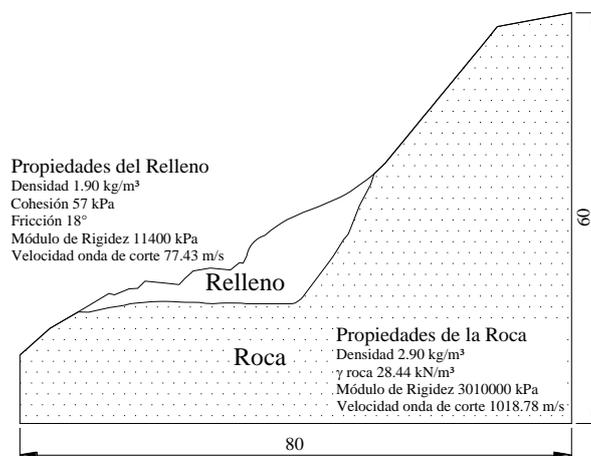


Figura 6.49 Modelo esquemático del talud

Análisis de estabilidad, método estático

El modelo del suelo utilizado en el análisis, es el modelo de Mohr-Coulomb, para poder comparar con el método anterior. Se emplean las mismas propiedades indicadas en la tabla 6.7. Las propiedades de la roca son mucho mayores que las que presenta el relleno de suelo, por lo que se espera que la falla del talud se desarrolle dentro de estrato de suelo ó lo largo de la superficie que resulta de la frontera entre el relleno y la roca.

Una vez generado el modelo, se fijan los desplazamientos en ambas direcciones en la base del mismo, así como únicamente se permite el desplazamiento en la dirección vertical en las fronteras laterales, definiendo de esta manera las condiciones de frontera en el análisis.

La primera etapa del análisis consiste en determinar el estado de esfuerzos debidos al peso propio del material que conforma el sitio en estudio. La figura 6.50 muestra el contorno de esfuerzos generado mediante el software FLAC (Itasca, 2005), donde se observa la transición entra el relleno y la roca.

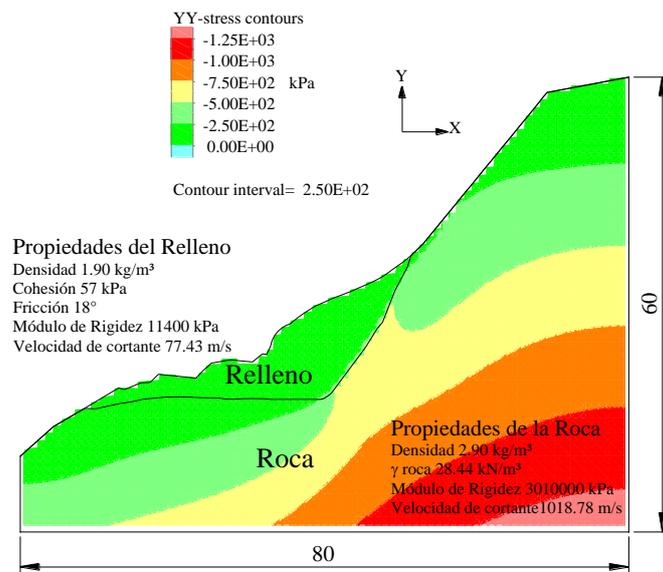


Figura 6.50 Contornos de esfuerzos en Y, FLAC (Itasca, 2005)

Una vez generada la etapa inicial, de la cual se partirá para los siguientes análisis, en la figura 6.51 se presenta el contorno de esfuerzos que corresponde a la tasa de velocidad de deformación, definido mediante la función FoS (Factor of Safety), que reduce los parámetros de cohesión y fricción del suelo, hasta superar la resistencia de los mismos, definiendo las zonas más esforzadas dentro del modelo de suelo, obteniendo un FS de 2.60 y un desplazamiento máximo de 0.2720m para el análisis estático, indicando la posible superficie de falla del talud.

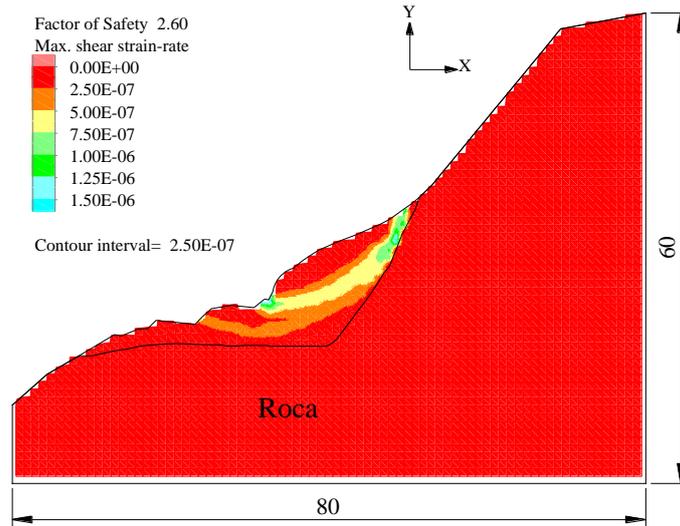


Figura 6.51 Contornos de la tasa de velocidad de deformación mediante diferencias finitas (Estático)

Análisis incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático

Conociendo el FS estático, se realiza el análisis incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático, utilizando el mismo modelo, las condiciones de frontera y la función de reducción de parámetros del suelo, para lo cual, es necesario determinar el coeficiente sísmico de la zona, con el que se aplicará la aceleración horizontal debida al sismo.

El coeficiente sísmico de la zona en estudio, se determinó igual que para el análisis anterior, es decir, tiene un valor de 0.1867, que corresponde a una aceleración de 1.8315 m/s^2 , la cual será representado dentro del modelo mediante su resultante con respecto a la aceleración que corresponde a la gravedad, 9.979 m/s^2 , aplicada con un ángulo de -10.57° (este ángulo se determina como se describe en la figura 6.52) a cada una de las zonas del modelo en diferencias finitas, la cual generará las fuerzas sísmica que actúan sobre el terreno como se muestra en la figura 6.52.

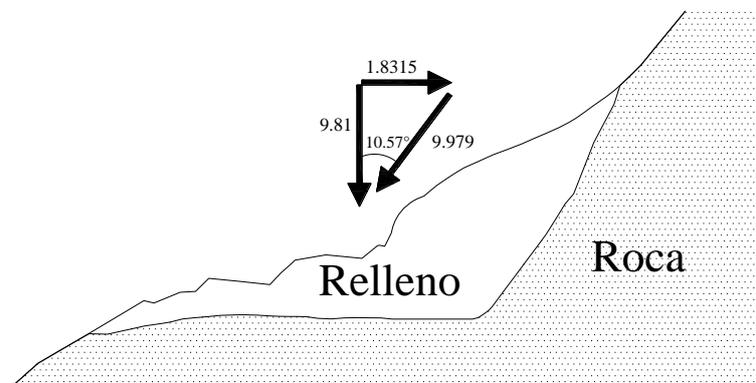


Figura 6.52 Esquema de la aplicación de la fuerza sísmica

Una vez aplicado este criterio, y considerando el análisis de la etapa inicial, se emplea la función en la que se reducen los parámetros de cohesión y fricción del suelo, hasta superar la resistencia de los mismos, se obtiene como resultados el contorno de

esfuerzos que corresponden a tasa de velocidad de deformación, que nos indica cuales son las zonas del modelo más esforzadas y por lo tanto la posición de la posible superficie de falla del talud (Figura 6.53). Se definen 2 posibles superficies de falla cinemáticamente admisibles, considerando en este análisis a la superficie superior como la más esforzada y por lo tanto la masa crítica. Al final del análisis pseudoestático se estima un Factor de Seguridad de 1.87. El desplazamiento máximo esperado es de 0.3307m.

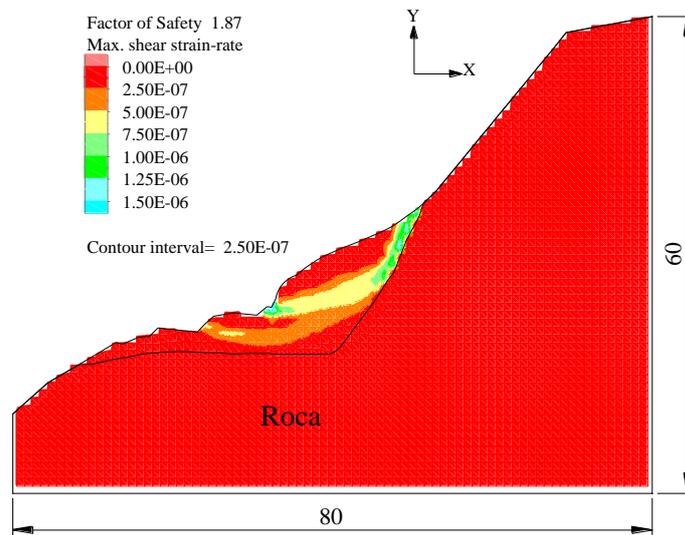


Figura 6.53 Contornos de la tasa de velocidad de deformación mediante diferencias finitas (incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático)

Análisis dinámico

La respuesta sísmica del talud que se muestra en la figura 6.54 se evalúa mediante diferencias finitas haciendo uso del software FLAC (Itasca, 2005).

El modelo utilizado en el análisis dinámico es el mismo que el usado en el análisis pseudoestático. Se aplica una aceleración en la base del modelo, que representa las aceleraciones debidas al sismo introducido al software por medio de una historia de aceleración – tiempo (Figura 6.54).

Las fronteras utilizadas en el modelo de diferencias finitas son:

- Restricción en ambas direcciones en la base del modelo
- Restricción en la dirección vertical en ambas fronteras del modelo

Para poder definir el tipo de fronteras, se asegura durante el análisis que las fronteras laterales estén lo suficientemente alejadas, con el propósito de que no influyan en los resultados del análisis por reflexión de ondas generadas debido a la cercanía de las mismas. Con una distancia de 80m en el sentido transversal se garantiza la correcta atenuación de las ondas generadas.

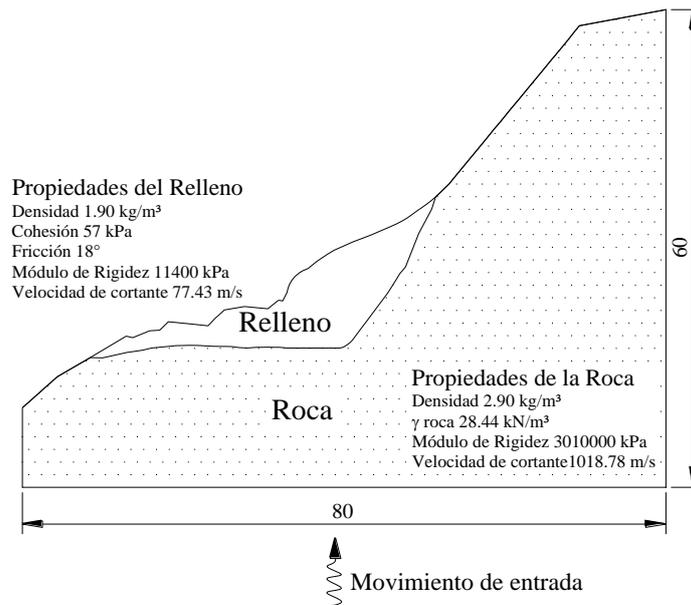


Figura 6.54 Esquema del modelo utilizado en diferencias finitas (dinámico)

Una vez determinado el desplazamiento máximo esperado por el método incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático, es posible determinar la zona donde se estima que se presente la máxima deformación permanente generada por el sismo. Newmark presenta una técnica para la estimación del desplazamiento permanente, la cual está caracterizada por una historia de aceleraciones en función del tiempo. Este método consiste en la doble integración del registro de aceleraciones tomando como deformaciones permanentes aquellos desplazamientos que se encuentren generados por encima de la aceleración de fluencia del material.

La figura 6.55 muestra el nodo de historia que se colocó a 35m en dirección horizontal y 26 m en dirección vertical del modelo, donde se registra la historia aceleración – tiempo, generado debido al sismo inducido. El nodo se eligió en ese punto debido a que en el análisis pseudoestático, se determinó que los mayores desplazamientos corresponden a dicha zona.

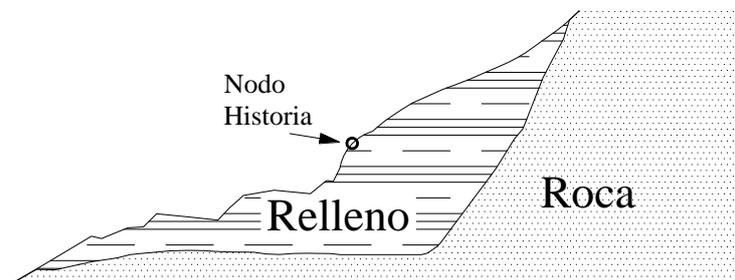


Figura 6.55 Ubicación del nodo de historia

El sismo sintético generado con la aplicación PRODISIS, se muestra en la figura 6.56, con una duración de 50 segundos y un delta de tiempo en el registro de 0.01 segundos, el cual se aplica en la base del modelo en la dirección horizontal.

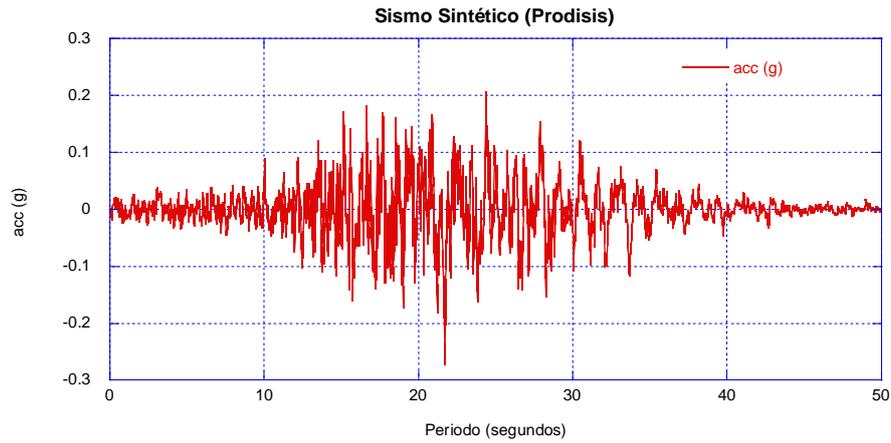


Figura 6.56 Acelerograma sintético (PRODISIS)

Siguiendo el método definido por Newmark, se calcula la aceleración de fluencia del material. Para esto, se busca el coeficiente sísmico con el que se obtenga un Factor de Seguridad igual a 1.

El coeficiente sísmico encontrado es de 0.6 con el que se encuentra un factor de seguridad igual a 1.01.

La tabla 6.10 resume los valores de los coeficientes sísmicos utilizados.

Tabla 6.10 Coeficientes sísmicos

Coeficiente sísmico (g)	Aceleración Total (m/s ²)	Ángulo (grados)	FS
0	9.81	0	2.60
0.1867	9.97950856	10.575369	1.87
0.2	10.0042763	11.3099325	1.83
0.3	10.2419407	16.6992442	1.57
0.4	10.5656934	21.8014095	1.35
0.5	10.9679134	26.5650512	1.17
0.6	11.4403276	30.9637565	1.01

El registro aceleración – tiempo del nodo de historia se presenta en la figura 6.57. En ella se observa como la aceleración de fluencia es rebasada en ciertos intervalos de tiempo.

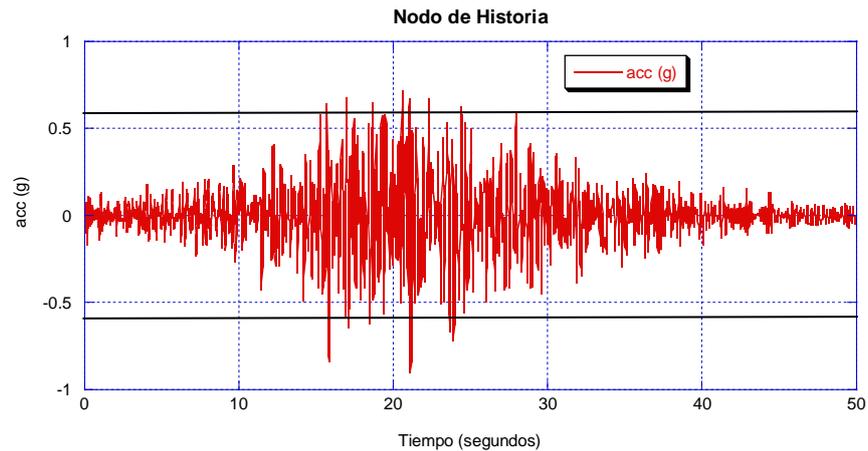


Figura 6.57 Registro de aceleraciones en nodo historia

Una vez encontrada la aceleración de fluencia se realizó el análisis con el método de Newmark donde se estiman deformaciones permanentes de 0.0964m.

La aplicación de herramientas como diferencias finitas, nos permiten estimar valores como el desplazamiento máximo generado en los modelos analizados. También es posible realizar análisis dinámicos, en las que se generan historias de aceleración, velocidad y desplazamiento observándose el comportamiento del sistema en función del tiempo.

El uso de herramientas de equilibrio límite, sin duda sigue siendo muy empleada, estimando factores de seguridad bastante confiables, con la limitación antes mencionada, pero una aplicación más sencilla.

Los FS encontrados con los distintos métodos son muy cercanos, donde se aprecia que la que la posible superficie de falla es la misma. Se concluye que sin importar el método utilizado, el correcto empleo de dichas herramientas nos debe llevar a los mismos resultados.

El empleo tanto del método de elemento finito como diferencias finitas, nos permiten realizar análisis posteriores, simulando etapas, así como también la modelación de las soluciones planteadas en caso de ser necesarias, con una amplia variedad en la presentación de sus resultados.

6.3 Análisis de Muros de Contención por Sismo

Un muro de contención se define como una estructura cuyo objetivo principal es proporcionar soporte lateral a los suelos o rocas. En algunos casos, los muros de contención también llegan a soportar cargas verticales, como se presentaría en los muros de un sótano y ciertos tipos de estribos en puentes. Las solicitaciones a considerar sobre un muro de contención en los análisis que a continuación se presentan se tomarán por unidad de longitud tanto para muros de gravedad como estructurales. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático contra el muro en su caso, las fuerzas de filtración, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Para el análisis de muros de contención se puede recurrir a 2 métodos: estático y bajo condiciones sísmicas.

Análisis estático

Para el análisis estático de muros de contención debe tenerse en cuenta que existen 3 tipos de presiones del suelo actuando sobre el muro: presión activa y pasiva del suelo y la presión de contacto generada en la base del muro.

La figura 6.58 muestra un esquema general de las fuerzas actuantes y resistentes que actúan sobre un muro de contención.

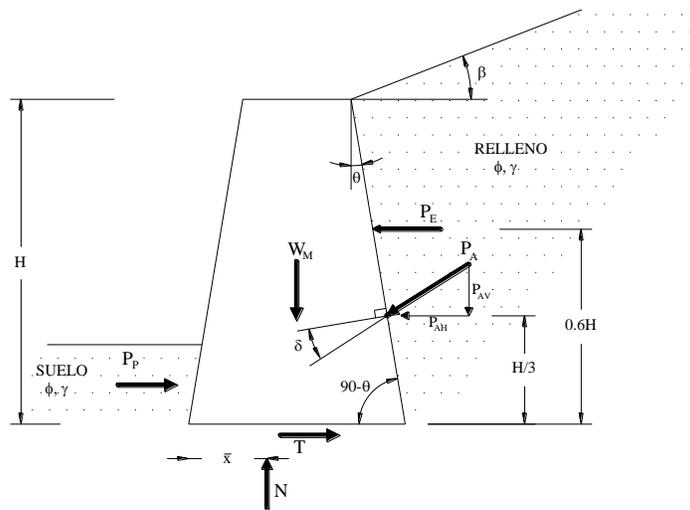


Figura 6.58 Esquema de las fuerzas actuantes sobre el muro de contención.

Presión activa del suelo

Esta presión es ejercida en la parte posterior del muro de contención. Para calcular la fuerza resultante de la presión activa (P_A), en kiloNewtons por metro lineal del muro se emplea la siguiente expresión:

$$P_A = \frac{1}{2} k_A \gamma_t H^2 \quad (6.9)$$

donde;

k_A = Coeficiente de la presión activa del suelo;

γ_t = Peso específico del suelo;

H = Altura del muro de contención sobre la cual actúa la presión activa del suelo;

La resultante está aplicada a una distancia de 1/3 de H.

El coeficiente activo del suelo, de acuerdo a la ecuación de Coulomb (ecuación 6.10), para el caso estático es:

$$k_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (6.10)$$

donde;

θ = Ángulo que forma la pared del muro con la vertical;

δ = Ángulo de fricción que se desarrolla entre la pared del muro y el suelo;

β = Ángulo que forma la pendiente del suelo con la horizontal.

La componente vertical P_{AV} y la horizontal P_{AH} de la presión activa se calculan como:

$$P_{AV} = \sin \delta^\circ (P_A) \quad (6.11a)$$

$$P_{AH} = \cos \delta^\circ (P_A) \quad (6.11b)$$

Presión pasiva del suelo

La presión pasiva del suelo, P_p , se desarrolla por el suelo que se localiza en la parte frontal del muro, y se calcula mediante la expresión 6.12:

$$P_p = \frac{1}{2} k_p \gamma_t D^2 \quad (6.12)$$

donde;

k_p = Coeficiente de la presión pasiva del suelo;

γ_t = Peso específico del suelo;

D = Distancia vertical de la superficie del suelo en la parte frontal del muro de contención a la base del mismo.

Y k_p de acuerdo a la ecuación de Coulomb (ecuación 6.13), para el caso estático se calcula como:

$$k_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (6.13)$$

El peso del muro (W_M) más la componente vertical de la resultante de la presión activa del suelo genera la reacción (N) en la base del muro, por tanto, en el contacto suelo muro, N dividido entre el ancho del muro y considerando una longitud unitaria en el otro sentido se deriva la presión de contacto en el suelo.

$$N = W_M + P_{AV} \quad (6.14)$$

Presión de contacto

Para determinar la presión de contacto, primero deben de sumarse todas las fuerzas verticales. La suma de estas fuerzas puede ser representada por una resultante vertical, N , por metro lineal del muro aplicada a una cierta distancia del eje neutro de la sección en la base del muro. Esta puede convertirse en una presión dividiendo la resultante entre el ancho del muro, ya que la dirección opuesta se considera unitaria. La presión de contacto no debe de vencer la capacidad de carga admisible del suelo sobre el cual se desplanta el muro de contención. Para el caso estático y sísmico, debe de realizarse el análisis incluyendo un incremento de esfuerzos debido al momento estático o sísmico, según sea el caso, que se genera por la excentricidad de las fuerzas verticales y horizontales actuando sobre el muro.

En el cálculo de la capacidad de carga en el análisis sísmico, los parámetros del suelo deben corresponder a las condiciones dinámicas, en general para suelos cohesivos aumentan del orden del 20% el valor de la cohesión y para suelos friccionantes del orden del 5 % el valor de ϕ .

El incremento de esfuerzo debido al momento estático y sísmico resulta de dividir los momentos debido a las fuerzas verticales y horizontales actuando sobre en centro de línea el muro de contención entre el momento de inercia de la sección de la base del muro en la dirección analizada se calcula:

$$\sigma_{mom} = \sigma_{mom}v + \sigma_{mom}h \quad (6.15)$$

$$\sigma_{mom}v = \frac{M_v e}{I} \quad (6.16a)$$

$$\sigma_{mom}h = \frac{M_H e}{I} \quad (6.16b)$$

donde;

$\sigma_{mom}v$ = Incremento de momentos debido a las fuerzas verticales;

$\sigma_{mom}h$ = Incremento de momentos debido a las fuerzas horizontales;

M_v = Momento debido a la resultante de la fuerza vertical.

M_H = Momento debido a la resultante de la fuerza horizontal

e = distancia del centro del muro a la fibra más externa del mismo, en la dirección analizada,

I = Momento de inercia de la sección en el sentido analizado.

La estabilidad del muro se garantiza cuando la resultante de la fuerza N , quede ubicada dentro del tercio medio de la base del muro, además, de verificar en el análisis que no se presenten esfuerzos negativos entre la base del muro y el suelo.

Finalmente para garantizar la estabilidad del muro es necesario calcular el Factor de Seguridad contra volteo y deslizamiento de la estructura.

El Factor de Seguridad contra volteo se calcula tomando los momentos con respecto al pie del muro. Mediante la expresión 6.17, resulta:

$$FS = \frac{W_M l + P_{AV} e}{\frac{1}{3} P_{AH} H} \quad (6.17)$$

donde;

l = Distancia lateral de la resultante del peso total del muro, W_M , al pie del muro de contención;

P_{AH} = Componente horizontal de la presión activa del suelo;

P_{AV} = Componente vertical de la presión activa del suelo;

e = Distancia lateral de la localización de P_{AV} , al pie del muro de contención.

El Factor de Seguridad contra deslizamiento se define como las fuerzas resistentes entre las fuerzas actuantes, las fuerzas son por metro lineal y se calcula con la expresión 6.18:

$$FS = \frac{N \tan \delta}{P_{AH} - P_P} \quad (6.18)$$

donde;

δ = Angulo de fricción en la base entre el concreto y el suelo;

P_p = Resultante de la presión pasiva del suelo;

P_{AH} = Componente horizontal de la presión activa del suelo.

Análisis Sísmico

Debido al complejo efecto de la interacción suelo estructura durante los sismos, el método más comúnmente empleado para el diseño de muros de contención incluyendo la acción sísmica es el método pseudoestático. Resultando similar al análisis sísmico empleado en taludes, este método ignora la naturaleza cíclica de los sismos y la trata como si se aplicara una fuerza estática adicional al muro de contención.

El análisis incluyendo la acción sísmica, método pseudoestático, es empleado para calcular el FS por los 2 métodos que a continuación se describen.

Método por Seed y Whitman

Seed y Whitman (1970) desarrolla una ecuación que puede ser usada para determinar la fuerza horizontal pseudoestática, P_E , actuando sobre el muro de contención.

$$P_E = \frac{3}{8} \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} H^2 \gamma_t \quad (6.19)$$

De acuerdo con Seed y Whitman (1970), la localización de la fuerza pseudoestática de la ecuación 6.19 actúa a una distancia de $0.6H$ por encima de la base del muro.

Finalmente se calculan los factores de Seguridad bajo la acción sísmica. De acuerdo con la expresión 6.20, incluyendo la fuerza sísmica el FS contra deslizamiento resulta:

$$FS = \frac{N \tan \delta}{P_{AH} - P_p + P_E} \quad (6.20)$$

Y de acuerdo con la ecuación 6.21, incluyendo la fuerza sísmica el FS contra volteo resulta:

$$FS = \frac{Wl + P_{AV}e}{\frac{1}{3} P_{AH}H + 0.6HP_E} \quad (6.21)$$

Los momentos son calculados con respecto al pie del muro.

Método Mononobe-Okabe

Mononobe y Matsuo (1929) y Okabe (1926) desarrollaron una ecuación que se utiliza para determinar la fuerza pseudoestática horizontal que actúa sobre el muro de contención. Este procedimiento es conocido como el método de Mononobe – Okabe. La ecuación es una extensión del método de Coulomb, resultando la siguiente expresión:

$$P_{AE} = P_A + P_E = \frac{1}{2} k_{AE} H^2 \gamma_t \quad (6.22)$$

donde;

P_{AE} = es la suma de la fuerza estática P_A y la fuerza pseudoestática P_E .

K_{AE} = Coeficiente de la presión de tierra para condiciones sísmicas.

El método de Mononobe – Okabe asume que la fuerza P_{AE} , está aplicada a una distancia igual a 1/3 de H desde la base del muro. El coeficiente K_{AE} , está dado por la expresión:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (6.23)$$

donde;

θ = inclinación de la pared del muro;

ϕ = ángulo de fricción del suelo;

β = inclinación de la superficie del relleno;

δ = ángulo de fricción entre el relleno y el muro;

$\psi = \tan^{-1} c = \tan^{-1} \left(\frac{\alpha_{max}}{g} \right)$

Los factores de Seguridad determinados en este método, se calculan con las expresiones 6.17 y 6.18, mismas que fueron empleadas en el caso estático, sustituyendo únicamente la presión activa del suelo P_A , por la presión P_{AE} que incluye la acción sísmica.

6.3.1 Planteamiento del problema

La figura 6.59 presenta un ejemplo para el análisis de dos muros de contención de gravedad. Ambos muros tienen 3 m de altura y son desplazados a un metro de profundidad. El muro (a) cuenta con 1 metro de ancho en su base y el muro (b) de 2 m de ancho.

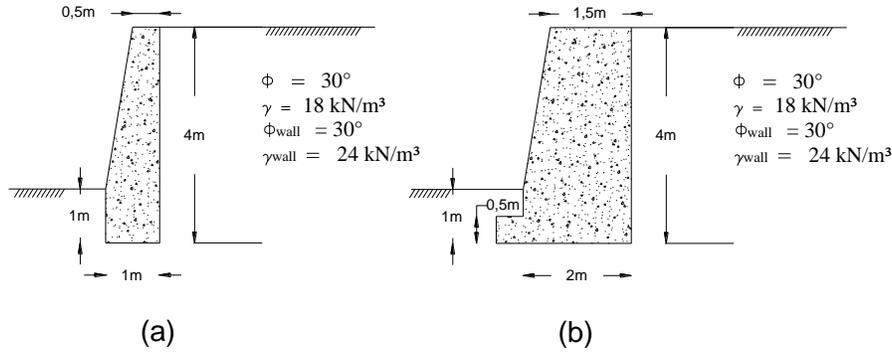


Figura 6.59 Esquemas de los muros de contención analizados.

6.3.2 Análisis estático muro (a)

El primer análisis se realiza al muro (a), que se muestra en la figura 6.59. Para iniciar el análisis se debe determinar la presión activa que actúa sobre el muro.

De acuerdo a la ecuación 6.10 y sustituyendo valores resulta:

$$k_A = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cos(30 + 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 30) \sin(30 - 0)}{\cos(30 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$k_A = \frac{0.75}{0.8660(1 + \sqrt{\frac{0.4330}{0.8660}})^2}$$

$$k_A = \frac{0.75}{0.8660(2.914)} = 0.2972$$

$$P_A = \frac{1}{2} (0.2972)(18 \text{ kN/m}^3)((4\text{m})^2) = \mathbf{42.79 \text{ kN/m}}$$

De acuerdo a la ecuación 6.9, la resultante de la presión activa del suelo tiene un valor de 42.79 kN por metro lineal del muro. Como se muestra en la figura 6.60, la resultante se aplica con un ángulo de inclinación de 30° con respecto a la horizontal debido a la fricción que se tiene con la pared del muro, y localizada a una distancia de 1/3 de H, resultando de 1.33m con respecto a la base del muro.

La componente vertical P_{AV} y la horizontal P_{AH} se calculan a continuación:

$$P_{AV} = \sin 30^\circ (42.79 \text{ kN/m}^3) = 21.39 \text{ kN/m}$$

$$P_{AH} = \cos 30^\circ (42.79 \text{ kN/m}^3) = 37.05 \text{ kN/m}$$

El siguiente paso consiste en calcular el peso del muro de contención.

$$W1 = \frac{1}{2} (0.5)(3)(24) = 18 \text{ kN}$$

$$W2 = (0.5)(3)(24) = 36 \text{ kN}$$

$$W3 = (1)(1)(24) = 24 \text{ kN}$$

Una vez calculado el peso de muro, se calcula la reacción (N) que se genera en el suelo (Figura 6.60), que equivale a la suma del peso total del muro de contención y la componente vertical de la resultante de la presión activa del suelo como se indica en la ecuación 6.14.

$$N = 18 + 36 + 24 + 21.39 = 99.39 \text{ kN}$$

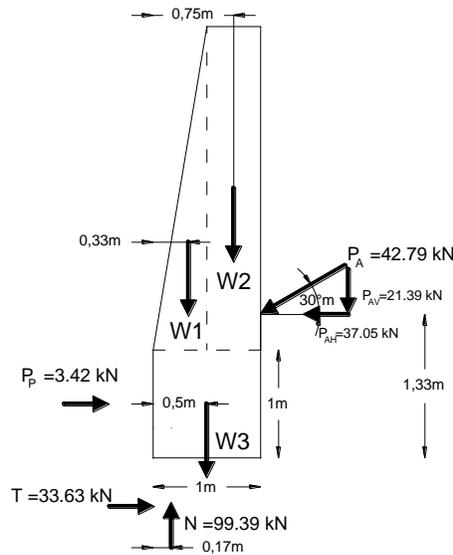


Figura 6.60 Fuerzas actuando sobre el muro de contención (a)

La capacidad de carga admisible del suelo, q_{adm} , es determinada de acuerdo a la ecuación propuesta por Terzaghi. La capacidad de carga admisible, es comparada con la presión de contacto generada entre el suelo y el muro de contención.

De acuerdo con Terzaghi la capacidad de carga última está dada por:

$$q_u = c' N_c + \gamma D_f N_q + \frac{\gamma B N_\gamma}{2}$$

donde;

c' = cohesión del suelo;

γ = es el peso volumétrico del suelo;

B = ancho de la cimentación;

D_f = profundidad de desplante;

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo ϕ de acuerdo con Terzaghi.

La capacidad de carga para condiciones estáticas resulta:

$$\phi = 30^\circ$$

$$N_q = 22.46$$

$$N_\gamma = 19.13$$

$$q_u = \left[(1)(18)(22.46) + \frac{(18)(2.5)(19.13)}{2} \right] = 834.705 \text{ kPa}$$

Tomando un FS igual a 3:

$$q_{adm} = \frac{876.37}{3} = 278.235 \text{ kPa}$$

La presión de contacto, que resulta de dividir N , entre el ancho del muro ya que el sentido opuesto se considera unitario, tiene un valor de:

$$\frac{99.39 \text{ kN}}{(1\text{m})} = 99.39 \text{ kPa}$$

El incremento de esfuerzos, σ_{mom} , debido al momento estático, que resulta de los momentos debido a las fuerzas verticales y horizontales actuando sobre en centro de línea el muro de contención resultan:

$$\sigma_{mom}^v = \frac{M_v e}{I} = \frac{99.39 * (0.5 - 0.17) * (0.5)}{\frac{(1)^3}{12}} = 196.79 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{mom}h = \frac{M_H e}{I} = \frac{37.05 * (1.33) * (0.5)}{\frac{(1)^3}{12}} - \frac{3.42 * (0.33) * (0.5)}{\frac{(1)^2}{12}} = 288.87 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{mom} = 196.79 + 288.87 = 485.66$$

La figura 6.61 muestra un esquema de la presión de contacto incluyendo el momento estático, que se debe a la excentricidad de la fuerza N .

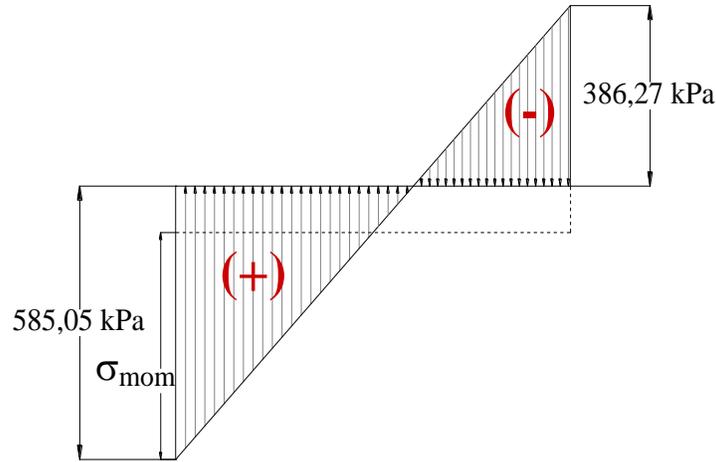


Figura 6.61 Presión de contacto entre el suelo y muro (a) en condiciones estáticas.

De la figura 6.61 se observa que la capacidad de carga admisible comparada con el esfuerzo resultante en el pie del muro es de $\sigma_{m\acute{a}x} = 585.05 > q_{adm}$ y la presión mínima, $\sigma_{m\acute{i}n} = -386.27 < q_{adm}$, por lo que se supera la capacidad de carga en el pie del muro debido al momento estático, y además, se presentan esfuerzos negativos en el talón del muro, por lo que no se cumple la condición de seguridad por volteo.

Se determina la posición, \bar{x} , de la resultante N sobre la base del muro, a partir del pie del muro de contención, como lo muestra la figura 6.62. Los momentos son determinados con respecto al pie del muro, y su posición es igual a la diferencia de los momentos opuestos entre la fuerza N .

El momento de volteo actuante, $\frac{1}{3} P_{AH} - P_{AV}e$, tiene un valor de;

$$37.05(1.33) - 21.39(1) = 27.88 \text{ kN/m}$$

El momento de volteo resistente, Wl , tiene un valor de:

$$18(0.33) + 36(0.75) + 24(0.5) = 44.94 \text{ kN/m}$$

$$\bar{x} = \frac{44.94 - 27.88}{99.39} = 0.1716m$$

Como se ve en la figura 6.62, la resultante N , queda ubicada fuera del tercio medio de la base del muro, por lo tanto no cumple la condición para asegurar la estabilidad del muro.

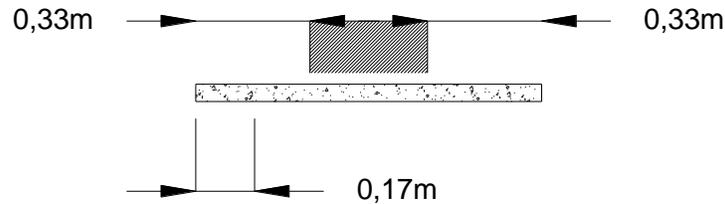


Figura 6.62 Localización de la resultante N , en la base del muro (a).

Debido a los resultados encontrados, es necesario modificar la sección del muro analizado, en donde la sección debe cumplir con los factores de seguridad descritos, y principalmente la condición de que la resultante de las fuerzas verticales se encuentre en el tercio medio de la base del muro, garantizando de este modo, que no se generen esfuerzos negativos en el talón del muro que puedan provocar que falle por volteo. De acuerdo a esto, se propone la sección del muro (b) mostrado en la figura 6.59.

6.3.3 Análisis estático muro (b)

El análisis se realiza para el muro (b) de la figura 6.59. Ya que se trata del mismo relleno, las presiones debidas al suelo para el análisis del muro (b) se tomaran iguales a las calculadas para el muro (a). De acuerdo con la ecuación 6.9 la presión activa del suelo resulta de 42.79 kN/m y las componentes P_{AV} de 21.39 kN/m y P_{AH} de 37.05 kN/m .

El siguiente paso consiste en calcular el peso del muro de contención.

$$W1 = \frac{1}{2}(0.5)(3)(24) = 18 \text{ kN}$$

$$W2 = (1.5)(3)(24) = 108 \text{ kN}$$

$$W3 = (0.5)(2)(24) = 24 \text{ kN}$$

$$W4 = (0.5)(2.5)(24) = 30 \text{ kN}$$

$$\text{Peso del suelo (S1)} = (0.5)(0.5)(18) = 4.5 \text{ kN}$$

De acuerdo con la ecuación 6.14 la resultante N , tiene un valor de:

$$N = 18 + 108 + 24 + 30 + 21.39 + 4.5 = 205.89 \text{ kN}$$

Un esquema de las fuerzas actuantes sobre el muro (b) se muestra en la figura 6.63.

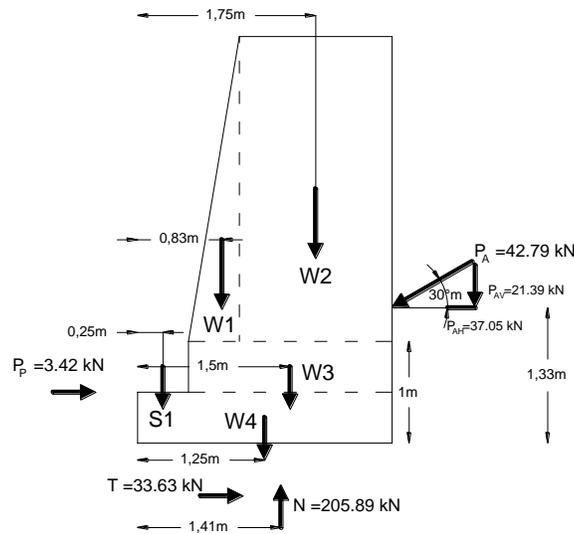


Figura 6.63 Fuerzas actuando sobre el muro de contención (b)

La presión de contacto, que resulta de dividir N , entre el ancho del muro, ya que el sentido opuesto se considera unitario, tiene un valor de:

$$\frac{205.89 \text{ kN}}{(2.5\text{m})} = 82.356 \text{ kPa}$$

El incremento de esfuerzos σ_{mom} de la ecuación 6.15, por los momentos generados debido a las fuerzas verticales y horizontales actuando sobre en centro de línea el muro de contención resultan:

$$\sigma_{mom}^v = \frac{M_v e}{I} = \frac{82.356 * (1.25 - 1.416) * (1.25)}{\frac{(2.5)^3}{12}} = -13.12 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{mom}^h = \frac{M_H e}{I} = \frac{37.05 * (1.33) * (1.25)}{\frac{(2.5)^3}{12}} - \frac{3.42 * (0.33) * (1.25)}{\frac{(2.5)^3}{12}}$$

$$\sigma_{mom}^h = 47.30 - 1.083 = 46.217$$

$$\sigma_{mom} = -13.12 + 46.217 = 33.097 \text{ kPa}$$

La figura 6.64 muestra un esquema de la presión de contacto incluyendo el momento estático, que se debe a la excentricidad de las fuerzas actuantes.

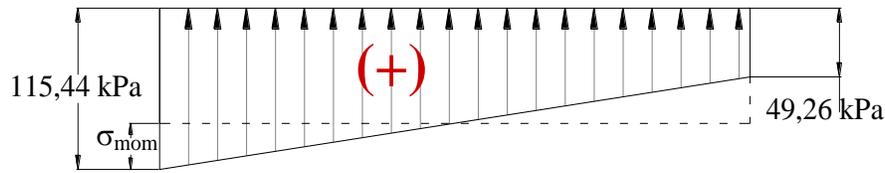


Figura 6.64 Presión de contacto entre el suelo y muro (b) en condiciones estáticas.

Se determina la posición, \bar{x} , de la resultante N sobre la base del muro:

El momento de volteo actuante, $\frac{1}{3} P_{AH} - P_{AV}e$, tiene un valor de;

$$37.05(1.33) = 49.27 \text{ kN/m}$$

El momento de volteo resistente, WL , tiene un valor de:

$$18(0.84) + 108(1.75) + 24(1.5) + 36(1.25) + 9(0.25) + 21.39(2.5) = 340.84 \text{ kN/m}$$

La posición, \bar{x} , a partir del pie del muro de contención se muestra en la figura 6.65. Los momentos son determinados con respecto al pie del muro, y su posición es igual a la diferencia de los momentos opuestos entre la fuerza N .

$$\bar{x} = \frac{340.84 - 49.27}{205.89} = 1.41 \text{ m}$$

Como se ve en la figura 6.65, la resultante N , queda ubicada dentro del tercio medio de la base del muro, por lo tanto cumple la condición para asegurar la estabilidad del muro.

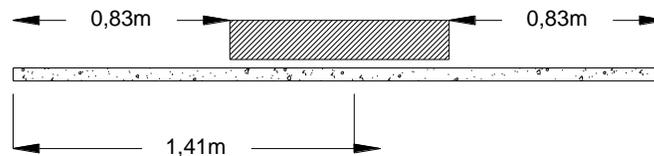


Figura 6.65 Localización de la resultante N , en la base del muro (b).

La capacidad de carga admisible comparada con el esfuerzo resultante en el pie del muro es de $\sigma_{m\acute{a}x} = 115.44 < q_{adm}$ y la presión mínima, $\sigma_{min} = 49.26 < q_{adm}$, por lo que el muro se considera seguro por falla de capacidad de carga y por volteo ya que no se presentan presiones negativas en el talón del muro.

El factor de seguridad contra deslizamiento de acuerdo con la expresión 6.18 tiene un valor de:

$$T = 37.05 - 3.42 = 33.63 \text{ kN/m}$$

$$N \tan 30^\circ = 205.89 \text{ kN} (\tan 30) = 118.87 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{118.87}{33.63} = 3.53 > 1.5$$

6.3.4 Análisis sísmico muro (b)

Método Seed and Whitman (1970)

De acuerdo a la ecuación 6.19 tomando el coeficiente sísmico de la zona determinada para el ejemplo del talud en la sección 6.2, donde $c=0.1867$, se obtiene:

$$P_E = \frac{3}{8} (0.1867)(4)^2 (18 \text{ kN/m}^3) = 20.16 \text{ kN/m}$$

De acuerdo con la expresión 6.20, calculando el FS contra deslizamiento, incluyendo la fuerza sísmica resulta:

$$FS = \frac{205.89(\tan 30)}{37.05 - 3.42 + 20.16}$$

$$FS = \frac{118.87}{53.79} = 2.20$$

De acuerdo con la ecuación 6.21, incluyendo la fuerza sísmica el FS contra volteo resulta:

$$FS = \frac{18(0.83) + 108(1.75) + 24(1.5) + 30(1.25) + 4.5(0.25) + 21.39(2.5)}{37.05(1.33) + 20.16(2.4)}$$

$$FS = \frac{332.04}{97.66} = 3.39$$

Método Mononobe-Okabe

Asumiendo el valor de P_{AE} de 64.8 kN/m, de acuerdo a la expresión 6.18, el factor de seguridad contra deslizamiento es de:

$$FS = \frac{(18 + 108 + 24 + 30 + 4.5 + (64.8 \sin 30)) \tan 30}{64.8(\cos 30) - 3.42}$$

$$FS = \frac{125.22}{52.698} = 2.37$$

El FS por volteo mediante la expresión 6.17 tiene un valor de:

$$FS = \frac{287.37 + 64.8 \sin 30 (2.5)}{1/3 (4) 64.8 \cos 30}$$

$$FS = \frac{368.37}{74.82} = 4.92$$

Una vez determinados los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo por los métodos indicados, es necesario garantizar que no se desarrolle la falla por capacidad de carga del suelo y la presión de contacto entre el suelo y muro de contención no genere esfuerzos negativos en el talón del talud.

La capacidad de carga para condiciones sísmicas resulta:

$$\phi = 31.5^\circ$$

$$N_q = 23.58$$

$$N_\gamma = 20.086$$

$$q_u = \left[(1)(18)(23.58) + \frac{(18)(2.5)(20.086)}{2} \right] = 876.37 \text{ kPa}$$

Tomando un FS igual a 3:

$$q_{adm} = \frac{876.37}{3} = 292.123 \text{ kPa}$$

El incremento de esfuerzos σ_{mom} , por los momentos generados debido a las fuerzas verticales y horizontales actuando sobre en centro de línea el muro de contención incluyendo la fuerza sísmica, P_E , calculada en el método Seed and Whitman resultan:

$$\sigma_{mom v} = \frac{M_v e}{I} = \frac{82.356 * (1.25 - 1.416) * (1.25)}{\frac{(2.5)^3}{12}} = -13.12 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{mom h} = \frac{M_H e}{I} = \frac{37.05 * (1.33) * (1.25)}{\frac{(2.5)^3}{12}} - \frac{3.42 * (0.33) * (1.25)}{\frac{(2.5)^3}{12}} + \frac{20.16 * (2.4) * (1.25)}{\frac{(2.5)^3}{12}}$$

$$\sigma_{mom h} = 47.30 - 1.083 + 46.44 = 92.66 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{mom} = -13.12 + 92.66 = 79.54 \text{ kPa}$$

La figura 6.66 muestra un esquema de la presión de contacto incluyendo el momento estático y sísmico, que se debe a la excentricidad de las fuerzas actuantes.

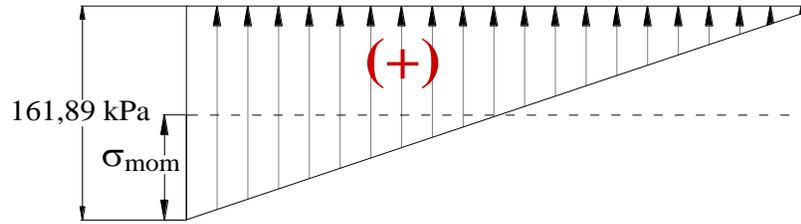


Figura 6.66 Presión de contacto entre el suelo y muro (b) ante condiciones sísmicas.

De la figura 6.66 se observa que la capacidad de carga admisible comparada con el esfuerzo resultante en el pie del muro es de $\sigma_{m\acute{a}x} = 161.89 < q_{adm}$ y la presión mínima, $\sigma_{min} = 2.49 < q_{adm}$, por lo que el muro se considera seguro por falla de capacidad de carga y por volteo ya que no se presentan presiones negativas en el talón del muro.

Tabla 6.11 Factores de seguridad contra deslizamiento y volteo del muro de contención (b).

Tipo de condición		P_E ó P_{AE} en kN/m	Localización de P_E ó P_{AE} en m	Factor de seguridad por deslizamiento	Factor de seguridad por volteo
Estático		$P_E = 0$	----	3.53	----
Sísmico	Seed and Whitman	$P_E = 20.16$	2.4	2.20	3.39
	Mononobe-Okabe	$P_{AE} = 64.8$	1.33	2.37	4.92

En la tabla 6.11, se observa como los factores de seguridad se ven incrementados al cambiar la sección del muro de contención. Ya que el muro (b) tiene una sección con la que se logra un peso mayor que el muro (a), la falla en el muro (b) se espera que ocurra por deslizamiento, al incrementar su factor de seguridad contra volteo, caso contrario al que ocurre en el muro (a), donde se espera que el muro falle por volteo ya que su sección favorece al FS contra deslizamiento.

Para los análisis por deslizamiento y volteo, es común aceptar valores de FS entre 1.1 y 1.2 bajo la combinación de cargas estáticas y sísmicas. Por encima de estos valores, el muro de contención se considera estable bajo condiciones de deslizamiento y volteo por la acción sísmica.

Es interesante notar en la tabla 6.11 que el valor del FS por volteo del método propuesto por Mononobe- Okabe tiene un valor de 4.92, que corresponde a un valor superior al encontrado por el método de Seed y Whitman. Esto es debido a que la fuerza P_{AE} , se asume que está localizada a 1/3 de la altura del muro. Kramer (1996) sugiere que es más apropiado asumir que la fuerza P_E , esté localizada a una altura de acuerdo con la ecuación 6.24, con respecto a la base del muro, en donde la fuerza P_E , tiene un valor de $P_E = P_{AE} - P_A$ en el método de Mononobe- Okabe.

De acuerdo con esto, calculamos la fuerza horizontal pseudoestática, P_E , para el método Mononobe – Okabe.

$$P_E = P_{AE} - P_A = 64.8 - 42.79 = 22.01$$

De acuerdo con la ecuación 6.24 se determina la posición en la que actúa la fuerza horizontal pseudoestática con respecto a la base del muro:

$$h = \frac{P_A H/3 + P_E(0.6H)}{P_{AE}} \quad (6.24)$$

Sustituyendo valores:

$$h = \frac{42.76^{(4)}/3 + 22.01(0.6(4))}{64.8} = 1.69 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 6.17, resulta:

$$FS = \frac{287.37 - 42.76 \cos 30(2.5)}{1/3 (4)42.76 \cos 30 + 22.01(1.69)}$$

$$FS = \frac{332.04}{86.47} = \mathbf{3.83}$$

La posición de la localización de la fuerza pseudoestática horizontal depende del valor de P_A y P_{AE} . El valor del factor de seguridad contra volteo se acerca más al obtenido por el método Seed y Whitman.

Finalmente, cuando la ubicación resultante de N se encuentra fuera del tercio medio de la zapata, dependiendo del tipo de material por debajo de la base, esta condición podría provocar que el muro falle por capacidad de carga o un asentamiento al pie del muro en condición estática ó durante el sismo ya que los esfuerzos como se mostró en el análisis del muro (a) incrementa su valor considerablemente.

Es importante notar, que los análisis de equilibrio límite son la base para la mayoría de los análisis de estabilidad usados en la ingeniería geotécnica. Para problemas más complicados es conveniente desarrollar los análisis con el empleo de métodos numéricos.

CONCLUSIONES

Los principales parámetros dinámicos que rigen el comportamiento dinámico de las estructuras así como su determinación en campo se describen a lo largo de este trabajo. Se aprecia las ventajas y desventajas que nos proporciona cada una de las técnicas.

Cabe señalar, que la determinación de las propiedades dinámicas en laboratorio es únicamente la respuesta de una probeta de suelo, lo cual no representa el estado en el que se encuentra en campo, incluyendo todas las heterogeneidades presentes.

Es por esto, que los resultados de las pruebas en campo y las pruebas en laboratorio deben siempre complementarse, y los resultados obtenidos deben siempre ser usados de acuerdo al juicio ingenieril.

La estimación de las propiedades descritas, así como los principios de ingeniería sísmica, nos permitirán realizar análisis dinámicos, los cuales van precedidos siempre por un análisis estático con el apoyo de herramientas como son los métodos numéricos.

Un conocimiento de las bases teóricas de los parámetros empleados en los modelos, haciendo uso de métodos analíticos ó métodos numéricos, nos permitirán un mejor empleo de las herramientas para estimar el comportamiento del sistema.

Sin importar el método empleado, ya sea métodos analíticos, elemento finito, diferencias finitas, etc, varias de ellas con el empleo de herramientas de computo, no debe implicar diferencias significativas en los resultados de los mismos, ya que simulando los modelos con las mismas condiciones la respuesta estimada debe de ser prácticamente la misma.

Con las comparaciones hechas en al análisis de interacción suelo estructura, se observó que los resultados tienen una buena aproximación entre el análisis unidimensional y con los llevados a cabo en dos dimensiones.

La aceleración máxima en la base de la excavación disminuye 7 % entre el terreno en campo libre y la cimentación con la estructura.

Para periodos mayores a 2.6 % fue mayor el efecto de interacción, llegando a disminuir las ordenadas espectrales hasta un 21 %.

Se observó un corrimiento en el periodo efectivo del sistema ($T_{ISE}=1.69s$), debido al efecto ISE, el cual es del orden con el propuesto por las NTC del Distrito Federal.

Así mismo, los análisis entre métodos de análisis de equilibrio límite y diferencias finitas se estimaron factores de seguridad muy similares, en donde se observa que sin importar el

método la superficie de falla en función de las propiedades de los suelos y rocas son muy similares.

Los análisis de estabilidad de taludes mediante análisis de equilibrio límite y diferencias finitas estimaron factores de seguridad muy similares, con una disminución aproximadamente del 27 % al incluir la fuerza horizontal sísmica.

En los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad del muro de contención, se observa la importancia de analizar la presión de contacto que se genera entre el suelo y el muro donde las presiones de contacto aumentan de manera significativa, ya que sin importar que los FS sean admisibles, es probable que la capacidad de carga debido a la distribución de la presión de contacto sea superada ó se puedan presentar esfuerzos negativos.

Los análisis realizados, como se indicó nos permitirán estimar la respuesta global del sistema, con la que es posible analizar una estructura ya construida, proponer mejoras o dar solución a los problemas presentes, así como también, realizar un análisis previo ó definitivo de la estructura proyectada.

En los casos de obras civiles que así lo ameriten, deben realizarse estudios específicos para evaluar los movimientos sísmicos de campo libre y, en su caso, de interacción. Se observa que en el caso de suelos blandos, como el de la ciudad de México, las cimentaciones profundas pueden modificar significativamente los espectros de campo libre y de interacción, donde existen diversos factores que influyen en este último efecto, como la profundidad de desplante siendo ésta, una forma de disminuir la intensidad de los movimientos sísmicos con la profundidad de desplante en la base de la estructura en la mayoría de los casos, así como también lo es el comportamiento que se espera con el tipo de cimentación elegida, la cual tendrá una capacidad diferente de atenuar los movimientos sísmicos a los que estará sujeta la estructura.

Un factor importante que se presenta en cimentaciones ante la acción sísmica, es la del amortiguamiento, en parte por la fricción de las paredes y el suelo, generado por el giro y el desplazamiento de la cimentación, y que puede contribuir también a la disminución de la acción sísmica en la respuesta dinámica de las estructuras.

Se ha tratado hasta aquí la dinámica de suelos como la acción de un sismo sobre las estructuras. Sin embargo, hay que tener en cuenta que la aplicación de ésta es aún más amplia, en donde podemos incluir: la caracterización de un sitio, con el fin de poder lograr un mejor diseño y evaluaciones en las cimentaciones de estructuras y maquinaria, efectos del tránsito de vehículos, obtener la respuesta esperada de un depósito de suelo, estructuras de tierra, de retención y obras subterráneas, estudiar el comportamiento de la interacción suelo – estructura, así como estudiar el efecto de explosiones, licuación, vibraciones, etc.

RECOMENDACIONES

En todo análisis, es importante incluir la acción sísmica, que, aunque siendo una acción instantánea, el comportamiento del sistema se ve fuertemente influenciado.

Quedando fuera del alcance de este tesis, un análisis en 3D, implicaría una respuesta más aproximada a la que presente el sistema, sin embargo el requerimiento computacional, así como definir dicho modelo implicaría una mayor cantidad de datos, ya que sería necesario para representar los estratos del suelo mayor información.

Es importante tener en cuenta que la respuesta estimada de la estructura en estudio es únicamente el comportamiento esperado de la misma, un análisis numérico no implica que las mediciones reales sean las mismas que las obtenidas por dichos métodos, sino que nos muestran la posible respuesta del sistema en base a condiciones y escenarios empleados en donde se incluye la mayor cantidad de variables posibles que regirán su comportamiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A -

Abrahamson N. (1993), “*Non-stationary spectral matching program*”, unpublished.

Anderson, D.G. y Woods, R.O. (1975). "Comparison of field and laboratory shear modulus" Proceedings, ASCE Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Vol. 1, pp. 69-92.

Arnal, L. y Betancourt, M. (2005), “Reglamento de construcciones del Distrito Federal”, 5ª Edición, Trillas, México D.F.

- B -

Bielak J. (1971), “*Earthquake response of building-foundation systems*”, Report. N° EERL 71-04, California Institute of Technology, Pasadena.

BMDSF. (1996), “*Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, Actualización de los catálogos de estaciones a 1995 y aceleraciones a 1994*”, Catálogo de los registros de los temblores del 14 de septiembre, 9 y 21 de octubre de 1995, SMIS, CD.

Bowles, J. E. (1992), “*Foundation Analysis and design*”, Fifth Edition, Ed. McGraw–Hill.

Bowles, J. E. (1992), “*Engineering Properties of Soils and their Measurement*”, Fourth Edition, Ed. McGraw–Hill.

Bolton, H., Lysmer, J. (1980), “*The seismic soil – structure interaction problem for nuclear facilities*”, University of California, Berkeley.

Bolton, H., (1975), “*Earthquake effects on soil – foundation systems*”, University of California, Berkeley.

- C -

Comisión Federal de Electricidad (2008), “*Manual de Diseño de Obras Civiles*”, Diseño por Sismo, México.

Computer & Structures Inc., (2009), “*Analysis Reference Manual*”, SAP 2000 Basic, Version 14, Berkeley, California, USA.

- D -

Day W. Robert (2002), *“Geotechnical Earthquake Engineering Handbook”*, McGraw-Hill.

Detournay, C., Hart, R. (1999), “FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics”, Symposium on numerical modeling in geomechanics, Minneapolis, Minnesota, USA.

Dobry, R. y Vucetic, M. (1987). "*Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits*", Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, pp. 51-87.

Drnevich, V.P. (1967). "*Effect of strain history on the dynamic properties of san* ", Ph.D. Dissertation, University of Michigan, 151 pp.

- F -

Flores, O., Gómez, E. y Romo, M. P. (2002). "*Automatización del equipo triaxial dinámico de Columna Resonante*", Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, México, Vol. 1: 307 – 314.

- G -

Gobierno del Distrito Federal, GDF. (2004), "*Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo*".

Gucunski, N. y Woods, RD. (1991). "*Use of Rayleigh modes in interpretation of SASW test*," Proceedings, 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 2, pp. 1399-1408.

- H -

Hernández, G. A. (1989), "*Efecto de la profundidad de desplante en la respuesta de las estructuras*", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

- I -

Idriss, M., Sun J., (1992), "*User Manual for Shake91*", Department of Civil & Environmental Engineering, University of California.

Ishihara, K. (1996), "*Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*", Department of Civil Engineering Science University of Tokyo.

Itasca Consulting Group. (2005), "*Flac, Fast Lagrangian Analysis of Continua*", User's Guide. Minneapolis, Minnesota, USA.

Iida, M. (1998), "*Three-Dimensional Non-Linear Soil-Building Interaction Analysis in the Lakebed Zone Of Mexico City During the Hypothetical Guerrero Earthquake*", EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, **27**,1483-1502 , Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Tokyo, Japan.

- J -

Jaime, A. (1987), "*Características dinámicas de la arcilla del valle de México*", Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM. Tomo I y Tomo II.

Jaime, A. (1980), "*Comportamiento Dinámico de Suelos*". Memorias de la 10ª Reunión Nacional de la SMMS, Vol.1, Morelia, Michoacán, Noviembre 1980.

Jaime, A. y Jasso M. (1991), "*Usos y Abusos del Cono Eléctrico en la Ciudad de México*". Revista Ingeniería de la Facultad de Ingeniería, UNAM, Vol. 61, No. 2, Abril-Junio 1991.

Jamiolkowsky, M. y Lopresti, D.C.F. (1992). Discussion of "*Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity*", por K. Tokimatsu and A. Uchida, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 145-148.

- K -

Kitsunezaki, C. (1982), "*Some basic problems of shear wave logging by means of the suspension-type sonde*", Journal of Mining College, Akita University, Series A, 6(2), pp. 93-108.

Krahn John (2004), "*Stress and Deformation Modeling with SIGMA/W*", First Edition, May 2004, GEO-SLOPE International Ltd.

Krahn John (2004), "*Stability Modeling with SLOPE/W* ", First Edition, May 2004, GEO-SLOPE International Ltd.

Krahn John (2004), "*Dynamic Modeling with QUAKE/W*", First Edition, May 2004, GEO-SLOPE International Ltd.

Kramer Steven L. (1996), "*Geotechnical Earthquake Engineering*", University of Washington, Prentice Hall International Series in Civil Engineering Mechanics.

- N -

Newmark Nathan M., E. Rosenblueth (February 1972), "*Fundamentals of Earthquake Engineering*", Prentice Hall.

- M -

Mejia L. y Dawson E., (May 2006) "*Earthquake Deconvolution for FLAC*", Fourth International FLAC Symposium, Madrid, Spain.

- O -

Ogura, K. (1979), "*Development of the suspension type S-Wave log system*", Oyo technical report, No. 1, pp. 143-59.

Ogura, K. (1988), "*Expansion of applicability for suspension P-S logging*", Oyo technical report No. 10, pp. 69-98.

Ovando E. Romo M.P. (1992), "*Zonificación geosísmica en México y su aplicación al cálculo de espectros de diseño*", College of Engineering, University of Berkeley, CA Rep., N° EERC 72-12.

- S -

Schnabel P.B., Lysmer J. y Seed H.B. (1972), "*SHAKE: A computer program for earthquake responser analysis of horizontally latered sites*", College of Engineering, University of Berkeley, CA Rep., N° EERC 72-12.

Seed H.B. e Idriss I.M. (1970), "*Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*", UCB/EERC-70/10, Univesity of California, Berkeley.

ShakeEdit. (2000), "*Editor for SHAKE91*", Dynamic mterial properties database <www.shake2000.com>.

Stokoe, K.H., Lee, S.H.H., y Knox, D.P. (1985). "*Shear moduli measurements under true triaxial stresses*", Proceedings, Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, ASCE, New York, pp. 166-185.

Stokoe, K.H., Nazarian, S., Rix, G.J., Sanchez-Salinero, R., Sheu, J.-C., y Mok, Y.-J. (1988). "*In situ seismic testing of hard-to-sample soils by surface wave method*", Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II: Recent Advances in Ground Motion Evaluation, Geotechnical Special Publication 20, ASCE, New York, pp. 264-278.

Stokoe, K.H., Wright, S.G., Bay, J.A y Roesset, J.M. (1994). “*Characterization of geotechnical sites by SASW method, Geophysical Characterization of Sites*”, R.D. Woods, ed., A.A Balkema, Rotterdam, pp. 15-25.

- V -

Vucetic M. y Dobry R. (1991), “*Effect of soil plasticity on cyclic response*”, Journal of Geotech. Engineering, ASCE, 1991, Vol. 114, N° 1.

- W -

Wiegel (1970), “*Earthquake Engineering*”, Prentice-Hall.

- Z -

Zeevaert Leonardo (1982), “*Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*”, Van Nostrand Reinhold Company.

Zeevaert, L. (1995), “*Diseño Sismo-Geodinámico de Cimentación*”, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado UNAM.