

15  
2 e.je.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
ACATLAN

ANALISIS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

ANTE FENOMENOS SISMICOS

U.N.A.M. 1988 - 1992

TESIS

PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

RUBEN FELIPE MONTES TREJO

ASESOR CELSO BARRERA CHAVEZ

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



México, D.F.

1994.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. RUBEN FELIPE MONTES TREJO  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.  
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 24 DE FEBRERO DE 1992, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "ANALISIS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS ANTE FENOMENOS SISMICOS". EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

INTRODUCCION

- I.- FENOMENOS SISMICOS.
  - II.- PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS.
  - III.- COMPORTAMIENTO SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.
  - IV.- ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.
- CONCLUSIONES.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL SR. ING. CELSO BARRERA CHAVEZ.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO. ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO. RECIBA UN CORDIAL SALUDO.



ENEP-ACATLAN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA

A T E N T A M E N T E .  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
ACATLAN, EDO. DE MEX., A 21 DE NOVIEMBRE DE 1994

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR  
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

*GRACIAS A MIS PADRES  
PORQUE SIEMPRE HE RECIBIDO LO MEJOR DE ELLOS  
MA. DEL CARMEN TREJO DE MONTES  
JUAN MONTES PALOMINO*

*A MIS HERMANOS  
POR SU APOYO Y COMPRENSION  
MONICA, ESTEBAN, URSULA, VERONICA Y ANA*

*A MI NOVIA*

*POR QUE SU AYUDA EN LA REALIZACION Y  
TERMINACION DE ESTE TRABAJO FUE INVALUABLE  
GRACIAS*

*MARIA FERNANDA IBARRA LUCIO*

# ANALISIS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS ANTE FENOMENOS SISMICOS

## INDICE

<b>INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
<b>CAPITULO I FENOMENOS SISMICOS.</b>	<b>5</b>
I.1.- Sismos, aspectos generales.	5
I.1.1.- Origen de los sismos.	5
I.1.2.- Foco, magnitud e intensidad.	7
I.2.- Tipos de ondas terrestres.	9
I.3.- Estudio y medición de sismos.	12
I.3.1.- Acelerograma.	12
I.3.2.- Sismógrafos.	13
I.3.3.- Acelerógrafos.	14
I.4.-Movimiento sísmico.	16
<b>CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS.</b>	<b>18</b>
II.1. Introducción.	18
II.2.Propiedades dinámicas de los suelos	20
II.2.1.- Módulo de cortante.	20
II.2.2.- Amortiguamiento.	21
II.2.3.- Relación de poisson.	22
II.2.4.- Resistencia dinámica.	22

II.3.-	Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos.	22
II.3.1.-	Pruebas de laboratorio.	23
II.3.2.-	Pruebas de campo.	31
II.3.3.-	Expresiones matemáticas.	38
II.4.-	Comportamiento sísmico del suelo.	40
II.4.1.-	Características generales del comportamiento del suelo ante cargas sísmicas.	41
II.4.2.-	Resistencia del suelo ante cargas laterales inducidas por cimentaciones profundas.	44
<b>CAPITULO III</b>	<b>Comportamiento sísmico de cimentaciones profundas.</b>	<b>47</b>
III.1.-	Tipos de cimentaciones profundas.	47
III.2.-	Comportamiento sísmico de cimentaciones profundas.	49
III.2.1.-	Comportamiento sísmico de pilotes y pilas	50
<b>CAPITULO IV</b>	<b>Análisis sísmico de cimentaciones profundas.</b>	<b>56</b>
IV.1.-	Introducción.	56
IV.2.-	Interacción suelo-estructura.	57
IV.2.1.-	Resultados de estudios de interacción suelo-estructura.	
IV.3.-	Análisis sísmico de cimentaciones	63
IV.3.1.-	Obtención de la rigidez dinámica de una cimentación.	66
IV.3.2.-	Análisis sísmico de pilotes de fricción.	68
	ejercicio de aplicación.	70
<b>CONCLUSIONES.</b>		<b>73</b>

## INTRODUCCION

Es sumamente importante en la actualidad lograr comprender de una manera más amplia todos aquellos fenómenos naturales que afectan el comportamiento de las obras en las que el hombre deposita gran parte de sus conocimientos, logrados estos, a lo largo de años de estudios y de ensayos prácticos. En gran medida desarrollar obras capaces de dar las comodidades necesarias para la sociedad, así como la seguridad y la economía que estas requieren, es la base por lo que la Ingeniería Civil ha tenido una importancia amplia a lo largo de la historia. Debido a lo anterior, hoy en día la complejidad alcanzada en el desarrollo de teorías capaces de predecir el comportamiento de diferentes fenómenos naturales ha permitido al hombre lograr, más que un dominio sobre la naturaleza, una manera de convivir con esta. Uno de los principales fenómenos que al hombre le ha preocupado y por lo tanto ha tratado de comprender para que de esta forma optimizar los recursos empleados para realizar construcciones, sin lugar a dudas, ha sido la actividad sísmica y las consecuencias que esta genera. Apesar que el estudio de los sismos se remonta a varios siglos atrás, es hasta la época actual que se han obtenido los mayores avances en materia de Ingeniería Sísmica. En México, la Ingeniería Sísmica ha tenido un gran desarrollo, esto generado principalmente por la actividad existente en el país y sobresaliendo dentro del mismo, la Cd. de México.

Son muchos los estudios que en la actualidad se han realizado para mejorar las condiciones de estabilidad sísmica de las diferentes estructuras que el hombre edifica. El presente trabajo se basa en los estudios realizados por sobresalientes investigadores en Ingeniería Sísmica y de cimentaciones respecto al comportamiento y análisis de cimentaciones profundas ante fenómenos sísmicos.

En años recientes el terremoto de septiembre de 1985 que afectó gran parte de la Cd. de México y otras zonas de la República Mexicana ha originado que se incrementaran los estudios referentes al análisis y diseño de cimentaciones profundas, llevados a cabo por investigadores mexicanos. Sin lugar a dudas uno de los más importantes en este aspecto ha sido el Dr. Leonardo Zeevaert quien ha propuesto un método de análisis sísmico para cimentaciones. Sin embargo existen aún en la actualidad problemáticas que resolver en este campo, debido principalmente al esfuerzo computacional que se llega a requerir para la resolución de este tipo de análisis y la dificultad en el manejo de los conocimientos por parte de la mayoría de los Ingenieros, ya que su empleo no ha sido aún generalizado. Es por ello que en el presente trabajo se trata de emplear aquellos conceptos localizados en la bibliografía que nos permitan obtener de una manera sencilla la seguridad necesaria en los análisis sísmicos realizados para algunos tipos de cimentaciones profundas empleadas en la Ciudad de México, de una manera sencilla y clara.

El presente trabajo está constituido por cuatro capítulos los cuales presentan los aspectos más importantes que conforman el estudio general de análisis sísmico de cimentaciones profundas; siendo estos: 1) fenómenos sísmicos 2) propiedades dinámicas de los suelos 3) comportamiento sísmico de cimentaciones profundas y 4) análisis sísmico de cimentaciones profundas.

Tener los conocimientos fundamentales referentes a los fenómenos sísmicos es importante para lograr una mejor comprensión de dichos fenómenos, así como en la exposición de las teorías expuestas por la Ingeniería Sísmica básica. Es por eso que se considera necesario el ingreso del primer capítulo, el cual presenta de manera breve los conceptos principales que debemos tener en cuenta para comprender el comportamiento sísmico de suelo y de la cimentación cuando son sometidos a condiciones sísmicas.

Una relativamente nueva área de estudio dentro de la Ingeniería Sísmica y la Mecánica de suelos es la dinámica de suelos, la cual trataremos principalmente en el capítulo dos. Con una amplia aplicación y un sin número de estudios realizados en las últimas décadas, la dinámica de suelos se ha desarrollado en base a la necesidad de conocer el comportamiento que presenta un determinado suelo cuando es sometido a una carga cíclica, así como las correspondientes propiedades que presenta el suelo durante dicha acción. Sin embargo, las teorías creadas hasta el momento no son más que intentos por describir un comportamiento sísmico del suelo, por lo que dichas descripciones son válidas, en la mayoría de los casos, para el tipo de suelo específico en estudio y no es conveniente su generalización. La principal importancia de conocer las propiedades dinámicas de los suelos es determinar parámetros que nos permitirán calcular los aspectos más sobresalientes de un suelo en condiciones dinámicas. Entre los parámetros más importantes tenemos al módulo de rigidez o módulo al esfuerzo cortante y el amortiguamiento del material. Dichos parámetros son obtenidos en su mayoría por pruebas especializadas, las cuales en el presente trabajo se describen las más importantes, teniendo que para el caso de la Cd. de México es muy recomendable la prueba del péndulo de torsión libre desarrollada por el Dr. Leonardo Zeevaert.

De las propiedades dinámicas obtenidas en los diversos estudios de laboratorio y de la observación en campo se ha podido realizar la descripción del comportamiento dinámico de los suelos, logrando con ello identificar los principales aspectos de dicho comportamiento.

Sin embargo, de que sirve conocer las propiedades dinámicas de los suelos, así como su comportamiento, sino tenemos definido la aplicación real de estos conceptos; es por ello que el lograr concretar dichos conocimientos nos ha permitido desarrollar una mejor comprensión en el comportamiento que presenta una cimentación cuando es sometida a la acción de un sismo, el cual genera dos efectos en una cimentación, principalmente a saber. El primero consiste en provocar un incremento en las fuerzas a las que es sometida una cimentación, que nos indica la necesidad de fortalecer las teorías de capacidad de carga de la cimentación, así como considerar efectos poco atendidos hasta las décadas pasadas (tensión en pilotes).

El segundo consiste en la afectación que se provoca en el suelo por el incremento de presión generado por la cimentación. Los conceptos que se manejan en este capítulo 3 son descriptivos, los cuales nos permitirán comprender las teorías desarrolladas para el análisis sísmico de cimentaciones profundas, manejadas en el capítulo 4.

Apesar de los muchos intentos desarrollados en México, como en el extranjero, para establecer un método de análisis sísmico común para cada uno de los diferentes tipos de cimentaciones; estos no han dejado de ser intentos específicos para la zona a la que fueron desarrollados, impidiendo con ello un empleo más generalizado de los diferentes métodos desarrollados hasta la fecha. Sin embargo para fines del siguiente trabajo se hace uso y descripción de un método desarrollado para la zona de la Cd. de México, pero que puede ser aplicable a otras zonas de la República bajo las consideraciones particulares de cada región, realizando los estudios necesarios para su aplicación.

Cabe hacer mención, que no es objetivo de este trabajo tratar los aspectos estructurales de la cimentación, así como la superestructura. Aún cuando existe una relación estrecha entre la cimentación y la superestructura la manera en que se abordará dicho tema será exclusivamente por el concepto de interacción suelo-cimentación-estructura. El cual será de utilidad, ya que nos permitirá comprender la relación conjunta existente, cuando es sometida una estructura con dichos componentes, a aspectos dinámicos. Por lo que se trata de manera muy general los aspectos propios de la superestructura.

# CAPITULO I

## FENOMENOS SISMICOS

### SISMOS ASPECTOS GENERALES

#### Origen de los Sismos

Son diversos los fenómenos que dan origen a un sismo como la actividad volcánica ó las explosiones. Sin embargo para la Ingeniería Civil los sismos de mayor importancia son los de origen tectónico. Esto se debe a la frecuencia con que ocurren, la energía que liberan y la extensión de las áreas que afectan.

#### Placas tectónicas

De las muchas teorías que se han propuesto respecto al origen de los sismos, la teoría de las placas tectónicas es la más aceptada. Dicha teoría señala que la tierra está cubierta por varias capas de placas duras que chocan unas con otras y al romperse liberan energía la cual genera sismos. Las placas tectónicas, las que se denomina litosfera, se asientan sobre una astenosfera relativamente suave y se mueven como cuerpos rígidos. En los límites de las placas existen cordilleras mezoceánicas, fallas de transformación y zonas orogénicas. En las cordilleras mezoceánicas, fluye hacia la superficie de la tierra un manto hirviente y se enfría, formando la placa, la cual se expande horizontalmente. Las placas tectónicas se cruzan en las fallas de transformación y se absorben de regreso al manto en las zonas orogénicas. A menudo los sismos se generan en la zona de subducción y en las regiones donde las placas se deslizan unas con otras.

## **Fallas.**

Las fallas se forman cuando ocurren deslizamientos recíprocos de las capas de roca en un plano determinado. Generalmente, la longitud y la anchura de una falla son comparables cuando ésta ha sido creada por un sismo relativamente pequeño en la escala de Mercalli (M)  $M < 6$ ; pero estos sismos rara vez forman fallas sísmicas (aquellas que emergen a la superficie de la tierra a causa de un sismo). Las fallas son más largas cuando los temblores son mayores.

Una falla puede provocar un sismo de las siguientes maneras:

1. Las deformaciones acumuladas en una falla por mucho tiempo alcanzan su límite.(fig. 1.1 a).
2. Se provoca un rebote ocasionado por el deslizamiento de una falla. (fig 1.1 b).
3. Una fuerza de compresión y de tensión actúa en la falla.(fig 1.1 c).
4. -Esta situación equivale a la acción repentina de dos parejas de pares de fuerzas.(fig 1.1 d) y provoca la propagación radial de onda.

Existen fallas que han experimentado deformaciones durante varios cientos de miles de años y las seguirán experimentando, a estas fallas se les llama fallas activas. Han sido descubiertas mediante levantamientos geológicos, topográficos y fotogramétricos. Puesto que los sismos a menudo son provocados por las fallas activas, cuando se diseña una estructura importante para resistir fuerzas sísmicas, se toman en cuenta la distancia de una o varias fallas activas cercanas al sitio de una construcción, tales como, la actividad sísmica y las condiciones geológicas de la zona relacionados con las fallas son importantes para predecir los movimientos sísmicos del terreno.

La velocidad promedio de deslizamiento varía en una falla activa; algunas de estas fallas, como la de San Andrés, están en constante movimiento; otras como algunas fallas en Japón, se mueven solo cuando ocurre un sismo.

**Foco, magnitud e intensidad.**

El punto dentro de la corteza terrestre en el cual el movimiento sísmico se origina es llamado foco, centro o hipocentro. La proyección vertical del foco sobre la superficie de la tierra, es el epifoco o epicentro. Las llamadas distancia focal y distancia epicentral son aquellas distancias, de una estación o punto de interés al foco y al epicentro del movimiento del terreno respectivamente.

La onda sísmica se propaga desde el foco a través de una región limitada del cuerpo terrestre circunvecino, llamada región focal, figura 1.2.

Los sismos se clasifican como profundos intermedios y poco profundos, dependiendo de la profundidad de sus focos. Las profundidades límites a menudo están situadas a los 70 y 300 km.

La magnitud de un sismo es una medida de la energía liberada en la zona focal. Para formular el tamaño del sismo, a menudo, se utiliza la magnitud (M) definida por Richter en 1953. En su definición original, la magnitud es el logaritmo común de la amplitud de la traza, en micras, de un sismógrafo estándar Wood-Anderson con amplificación de 2800, período natural de 0.8 seg. y coeficiente de amortiguamiento de 80 %, instrumento que está colocado en terreno firme a 100 km. del epicentro. La definición se aplica estrictamente a sismos con profundidad focal menor de unos 30 km.

$$M = \log A \qquad \text{ec. 1.1}$$

En caso de no localizarse un sismómetro estándar en un punto a 100 km. del epicentro, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$M = \log A - \log A_0 \qquad \text{ec. 1.2}$$

donde A es la amplitud máxima de la traza registrada para un sismo dado a una distancia dada y  $A_0$  para un sismo en particular seleccionado como estándar.

La magnitud de un sismo depende de las trayectorias de la onda sísmica, la estructura subterránea cerca de la estación de observación, de la cantidad de zonas urbanas existentes, la magnitud que se determina de los datos de una estación de observación difiere de los de otra estación (aproximadamente una cuarta parte mayor que el valor promedio).

A la magnitud de Richter se le llama magnitud local, no se puede aplicar a un sismo con una distancia epicentral grande. Para sismos en distancias telesísmicas, a veces se usa en su lugar una magnitud de onda de superficie con un período de aproximadamente 20 segundos.

Para poder precisar mejor los efectos de determinada magnitud sísmica en el lugar de observación se utilizan las escalas de "Intensidad Sísmica". La intensidad sísmica representa los efectos producidos en el lugar de observaciones los cuales pueden ser medidos en fuerza, aceleración o por los daños producidos. Casi todas las intensidades sísmicas son subjetivas y tienen formato semejante al de la escala modificada de Mercalli(MM).

La destructividad está directamente relacionada a la energía que el movimiento transmite de la tierra a los seres humanos y a las estructuras construidas por el hombre, por ello puede esperarse una correlación, la cual se basa en estudios con la máxima velocidad del terreno o con la ordenada media del espectro pseudovelocidad.

La siguiente expresión coincide razonablemente bien con las correlaciones propuestas (Esteve y Rosenblueth 1964) y comprobadas entre la intensidad  $I$  de la escala MM y la velocidad máxima del terreno  $V$ (cm/seg):

$$I = (\log 14 \cdot V) / \log 2$$

ec. 1.3

En promedio, esta correlación es válida hasta  $I = 10$  y sobrestima  $I$  para intensidades mayores. Otras dos condiciones en la ec. 3 que sobrestiman la intensidad consisten, la primera corresponde a los movimientos del terreno con duración excepcionalmente corta (10 o 15 seg. perceptible). La segunda condición corresponde a movimientos en terrenos muy blandos, lejos de estructuras pesadas, ya que la interacción suelo-estructura tiende a disminuir la intensidad de las sacudidas en las áreas de mayor interés.

El conocimiento de la intensidad sísmica, sin embargo, para el lugar de interés no es suficiente información para efectuar un diseño apropiado de la cimentación y la estructura, ya que la respuesta sísmica es función de las características geotécnicas del subsuelo y de la flexibilidad de la estructura.

#### **Tipos de ondas terrestres**

Cualesquiera que sean las causas que originen un sismo, éstos generan dos tipos de ondas: las ondas de cuerpo y las ondas superficiales (figura 1.3). Las ondas de cuerpo a su vez se dividen en ondas P de compresión y ondas S de cortante. Las ondas de compresión para su transmisión requieren que el suelo sufra cambios de volumen, además se propagan con mayor velocidad y por ello se les suele llamar ondas primarias (fig. 1.3).

Las ondas de cortante se transmiten sin cambio de volumen y producen distorsiones en el suelo perpendiculares a la dirección de traslación con velocidad  $V_s$  y reciben el nombre de ondas secundarias. Las ondas de superficie se propagan en la superficie de la tierra y se manifiestan con más frecuencia en sismos poco profundos, clasificándose en dos tipos: las ondas Love (L) y las ondas Rayleigh (R). La onda L tiene lugar en las formaciones estratificadas y vibra en un plano paralelo a la superficie de la tierra y perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda. La onda R vibra en un plano perpendicular a la superficie de la tierra y presenta un movimiento elíptico. Su velocidad es menor aunque muy semejante a la de una onda de cortante.

Las ecuaciones de movimiento de las ondas P y S, antes mencionadas, en una de sus componentes son (Zeevaert,1980) :

$$\text{ondas P : } \frac{(\lambda+2\mu)}{\rho} \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} \quad \text{ec. 1.4}$$

$$\text{ondas S : } \left( \frac{\mu}{\rho} \right) \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad \text{ec. 1.5}$$

donde:

$\lambda$  = Parámetro de Láme

$\mu$  = Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante

$\rho$  = Masa unitaria del suelo

Las ecuaciones anteriores para su estudio pueden expresarse por :

$$c \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad \text{ec. 1.6}$$

en donde  $c$  es una constante propiedad del suelo y  $\phi$  la componente del desplazamiento. La ecuación puede resolverse por medio de funciones periódicas, a saber :

$$1) \text{ del tiempo } \phi_1 \left( \frac{2 * \pi * t}{T} \right) \quad \text{ec. 1.7}$$

$$2) \text{ del espacio } \phi_2 \left( \frac{2 * \pi * x}{L} \right) \quad \text{ec. 1.8}$$

por consiguiente, se puede escribir como solución general:

$$\phi = \phi_0 * f_1 \left( \frac{2 * \pi * t}{T} \right) * f_2 \left( \frac{2 * \pi * x}{L} \right) \quad \text{ec. 1.9}$$

sustituyendo en la ecuación 1.6 se tiene :

$$-\phi_0 \cdot \phi_1'' \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T} \right) \left( \frac{2 \cdot \pi}{L} \right)^2 \phi_2'' \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L} \right) =$$

$$= -\phi_0 \left( \frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 \phi_1'' \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T} \right)^2 \phi_2'' \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L} \right)$$

o bien

$$c \left( \frac{2 \cdot \pi}{L} \right)^2 = \left( \frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 = \left( \frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 \text{ por lo tanto } c = \left( \frac{L}{T} \right)^2$$

de donde la velocidad de onda es :  $(L / T) = c^{1/2}$

De aquí se deduce que

1) La velocidad de las ondas P ;  $V_p = ((\lambda + 2 \mu) / \rho)^{1/2}$  ec. 1.10

2) La velocidad de las ondas S ;  $V_s = (\mu / \rho)^{1/2}$  ec. 1.11

De la teoría de elasticidad el valor  $\lambda$  queda definido por:

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$
 ec. 1.12

sustituyendo en 10 se obtiene:

$$V_p = \left( \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \right)^{1/2} \cdot (\mu / \rho)^{1/2}$$

o bien

$$V_p = \left( \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \right)^{1/2} \cdot V_s$$
 ec. 1.13

De aquí se deduce que la velocidad de las ondas P es función de la relación de Poisson y tienen una velocidad mayor que las ondas S, que pueden determinarse directamente conociendo el módulo de rigidez del suelo  $\mu$  y la masa unitaria  $\rho$ .

### **Estudio y medición de sismos**

El interés de la Ingeniería por registrar los movimientos sísmicos que se producen esta en base a la importancia en cuanto a los efectos que se producirán en las construcciones de una zona determinada. El terreno sufre deformaciones durante un sismo; por lo que, una descripción lo suficientemente completa del movimiento del terreno durante un sismo requiere de la información de registros en varios puntos y en tres direcciones ortogonales en cada punto. Los registros deben obtenerse para los sismos de intensidad elevada como para que tengan efectos significativos en las estructuras y la resolución en el tiempo debe ser adecuada. Sin embargo el costo de los instrumentos sofisticados capaces de registrar estos sismos es elevado, por lo que para tener una base confiable de registros se ha complementado con registros de sismoscopios que son aparatos más baratos. Estos aparatos dan menos información que los instrumentos más complicados, pero la relación de sus registros y algunas ordenadas espectrales es más directa y confiable, logrando así, de una manera más económica el suministro de registros de instrumentos mas caros.

### **Acelerograma**

El medio más usual para describir los movimientos sísmicos del suelo es el acelerograma o registro de la variación de la aceleración del terreno en función del tiempo en el sitio de medición (figura 1.4). En cada estación de medición se registran las aceleraciones en las tres direcciones (dos horizontales y una vertical). Sin embargo, para comparar cuantitativamente acelerogramas de diferentes estaciones y relacionarlos con el daño potencial a estructuras, se utilizan diferentes parámetros que caracterizan un registro dado. Los principales parámetros son:

1. aceleración, velocidad y desplazamiento máximos del terreno,
2. duración de la parte intensa del sismo
3. espectro de respuesta e intensidad espectral.

La aceleración máxima del terreno es actualmente el parámetro más empleado para caracterizar un sismo. A pesar de ser un parámetro muy importante, no permite por sí solo determinar correlaciones entre sismos destructivos y los que no lo son; además, no indica nada acerca de la duración ni del contenido de frecuencias dominantes del evento.

Integrando el acelerograma una vez se obtiene la historia de velocidades. Integrándolo dos veces, la de desplazamientos. Conocida la evolución de la velocidad o del desplazamiento con el tiempo se pueden determinar sus máximos. La máxima velocidad tiene una mejor correlación con la energía que trasmite el sismo y por tanto con su potencial de destrucción.

El estudio de muchos acelerogramas indica en general que en ellos se pueden distinguir:

- 1) un segmento inicial en el cual los niveles de vibración y energía se incrementan rápidamente
- 2) una parte de vibración fuerte con los valores más altos;
- 3) un segmento final en el cual la vibración se atenúa gradualmente.

La duración del movimiento fuerte es de suma importancia por el potencial del daño a estructuras y su relación con la energía liberada por el terremoto.

#### **Sismógrafos.**

Un sismógrafo es un aparato que registra, durante un sismo los sacudimientos y oscilaciones del terreno. El principio en el que se basa el sismógrafo es que el movimiento del terreno se mide por el registro de las vibraciones de un péndulo simple suspendido de un punto fijo (figura 1.5 Wakabayashi, 1983).

En el sistema de la figura 1.5, el desplazamiento del péndulo es proporcional al movimiento del terreno, si el período natural del péndulo es largo en relación con el período del movimiento del terreno y si se escoge un coeficiente apropiado de amortiguamiento. El desplazamiento registrado puede expresarse de este modo en términos del movimiento del terreno multiplicado por una constante. A este tipo de sismógrafo se le llama sismógrafo de desplazamiento o de período largo. Si se establece que el período del péndulo sea lo suficientemente corto en relación con el movimiento del terreno por medio de un coeficiente apropiado de amortiguamiento del péndulo se obtiene un registro de la aceleración del terreno. Este tipo de sismógrafo se le llama sismógrafo de aceleración o de período corto. Si el período

natural del péndulo se sitúa próximo al del movimiento del terreno y si el valor del coeficiente de amortiguamiento de aquel es lo suficientemente grande, entonces se podría así determinar la velocidad del terreno, llamándose a este tipo, sismógrafo de velocidades.

En el caso del péndulo de período largo, para satisfacer las condiciones de un péndulo muy largo en el sistema de la figura 1.5 se puede utilizar un tipo horizontal o invertido figura 1.6 a fin de obtener la misma condición.

El movimiento del péndulo se puede ampliar por medios mecánicos, ópticos ó electromecánicos. Mecánicamente se logra una amplificación de varios cientos. Con una instrumentación óptica, la amplificación se puede incrementar mucho más y por medio de técnicas electromagnéticas las amplificaciones pueden ser de hasta millones de veces más que las obtenidas por un técnica mecánica.

Como se mencionó el coeficiente de amortiguamiento se tiene que elegir adecuadamente para lograr proporcionalidad entre el desplazamiento del péndulo y el desplazamiento, velocidad o aceleración del movimiento del terreno. Para este fin, los amortiguadores se pueden operar por medio de aire, aceite o un electromagneto.

### **Acelerógrafos**

Empleado para registrar los sismos intensos, el acelerógrafo es capaz de registrar el movimiento del terreno como función del tiempo; tiene tres elementos lineales de un grado de libertad cada uno. Estos producen gráficas en dirección vertical y dos horizontales perpendiculares entre sí.

El registrador de un acelerógrafo de movimientos intensos está en reposo hasta que la aceleración del terreno exceda un valor preestablecido, con lo cual se dispara el medidor de sismo intenso. Los períodos naturales de los elementos usualmente yacen en el intervalo de 0.05 a 0.10 seg. Los porcentajes de amortiguamiento crítico quedan entre 50 y 100 por ciento.

Los registros suelen obtenerse inscribiendo mediante un estilete sobre rollos de papel cubiertos de parafina o por un procedimiento óptico. Ambos métodos tienen el defecto de que la marca del cero no esta estrictamente fija. La situación mejora si se traza esta marca a la vez que se hace el registro. Un método mejor consiste en registrar en cinta magnética usando frecuencia modulada. Ello tiene, además, la ventaja de que facilita procesar la grabación, ya que puede alimentarse a una computadora analógica o digitalizarse para empleo en computadora digital.

Como se mencionó anteriormente el dispositivo registrador se dispara con perturbaciones mínimas, siendo este límite de manera que no se registren movimientos con intensidades menores de 5 en la escala de MM. Esto trae también como consecuencia la pérdida de las porciones iniciales de los registros, la cuestión es crítica para sismos moderados. Para estos movimientos puede implicar la pérdida de una parte considerable del registro.

Los diversos tipos de acelerógrafos de movimientos intensos incluyen en general las siguientes características:

1. El período y el amortiguamiento del captador es de 0.06 a 25 ciclos por segundo, seleccionados de manera que la respuesta sea proporcional a la aceleración del terreno.
2. La aceleración de arranque preestablecida es aproximadamente 0.005g y los acelerógrafos son sensibles a una aceleración entre 0.001 y 1.0 g.
3. El tiempo de arranque promedio es de 0.05 y 0.10seg.

Entre las causas de errores en el registro de un acelerógrafo tenemos factores como:

- 1) Características de la frecuencia del acelerógrafo.
- 2) Elongación y serpenteo del papel del registro.
- 3) Desfasamiento, desviación y la fricción de la pluma registradora.
- 4) Errores en la lectura del registro.

Estos errores tienen métodos de corrección los cuales no son objetivos tratarlos aquí.

### **Movimiento sísmico**

Las características del movimiento sísmico en un sitio dado durante un temblor particular dependen de numerosos factores, incluyendo entre otros (Seed, 1986):

- 1.- El mecanismo de origen del sismo.
- 2.- La magnitud del sismo.
- 3.- La distancia del sitio a la fuente principal de liberación de energía.
- 4.- Las características geológicas de las formaciones rocosas a través de las cuales las ondas sísmicas deberán propagarse desde el foco hasta el área general del sitio.
- 5.- Las condiciones locales del suelo subyacente al sitio particular.
- 6.- Los posibles efectos de enfoque o de superposición de ondas.

Las ondas al propagarse atravesarán muchas fronteras y dislocaciones en la estructura geológica; serán reflejadas y refractadas y finalmente se aproximarán a la zona de especial interés que presenta características similares, pero con cierto grado de heterogeneidad de un punto a otro. La energía que las ondas retengan dependerá de la capacidad de amortiguamiento de las formaciones rocosas a través de las cuales se propaguen y debido a esto los movimientos desarrollados variarán de acuerdo con la región geológica involucrada.

Al alcanzar la zona de la ciudad, los movimientos son nuevamente modificados al pasar de las formaciones subyacentes de roca a los diferentes depósitos de suelo que subyacen a cualquier zona particular de la ciudad, de tal manera que los movimientos que llegan a la superficie del terreno tienen diversas características en diferentes partes de cualquier ciudad. En consecuencia, debe esperarse que el daño causado por el movimiento sísmico variará significativamente dentro de los límites de cualquier sitio o ciudad en particular.

En ninguna otra parte se han observado tan dramáticamente tales efectos, como en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. En este sismo los movimientos del terreno registrados en diferentes partes de la ciudad mostraron grandes variaciones de sus características.

De las experiencias de México y otras ciudades, ahora generalmente se reconoce que las condiciones locales del suelo pueden tener efectos importantes en las características de los movimientos del terreno y en la extensión de los daños a edificios.

#### **Geología local y condiciones del suelo**

Entre las condiciones del suelo y las características geológicas locales que afectan la respuesta del sitio tenemos (Dowrick, 1978), entre las más importantes, las siguientes (fig. 1.7):

- a) A mayor extensión horizontal (L1 ó L2) de los suelos más suaves, menores serán los efectos limítrofes de la roca subyacente sobre la respuesta del sitio.
- b) La profundidad (H1 ó H2) del suelo sobreyaciendo el lecho de roca afecta la respuesta dinámica; el periodo natural de vibración del suelo se incrementa al aumentar la profundidad.
- c) La topografía del lecho de roca y los suelos depositados afectan las ondas sísmicas que llegan, tales como reflexión, refracción y difracción.
- d) La presencia de cordilleras las cuales provocarían una amplificación del movimiento básico del lecho de roca (sitio B).
- e) Las pendientes de depósitos sedimentarios pueden fallar durante un sismo (sitio H).
- f) El contenido de agua del suelo y sus propiedades mecánicas son importante, tanto en suelos en talud o ante la presencia de licuación en suelos no cohesivos saturados.
- g) Finalmente, la respuesta sísmica de un sitio y de las estructuras construidas sobre él, es por supuesto una función de los tipos de suelo locales y de sus condiciones. Esto parece ilustrado en los espectros de respuesta tan diferentes para distintos suelos.

Existen en la actualidad métodos en los que se estudia el movimiento sísmico y su respuesta los cuales se emplean para análisis de respuesta dinámica del suelo y de las estructuras; debido a su complejidad y como no es objetivo del siguiente trabajo el estudio de los mismos, para mayor información al respecto consultar la bibliografía referida.

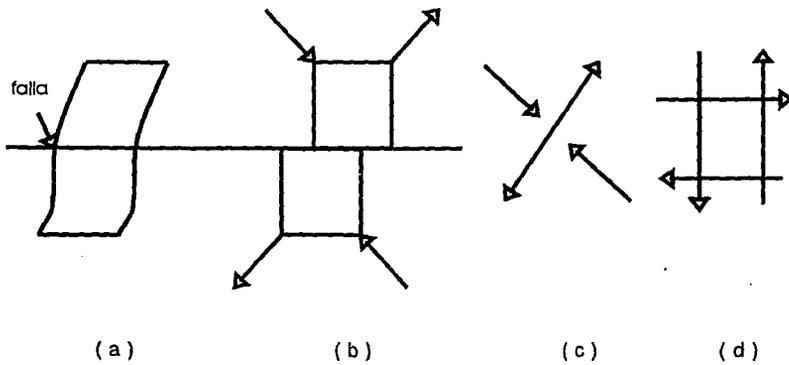


Figura 1.1 Formas en las que una falla provoca un sismo.

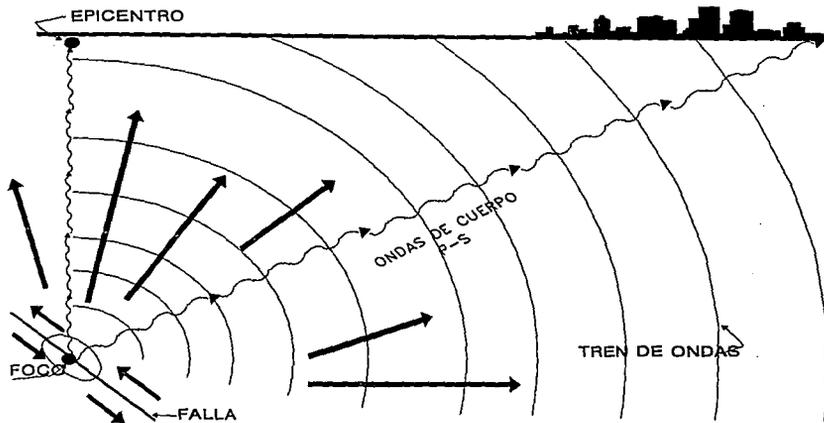
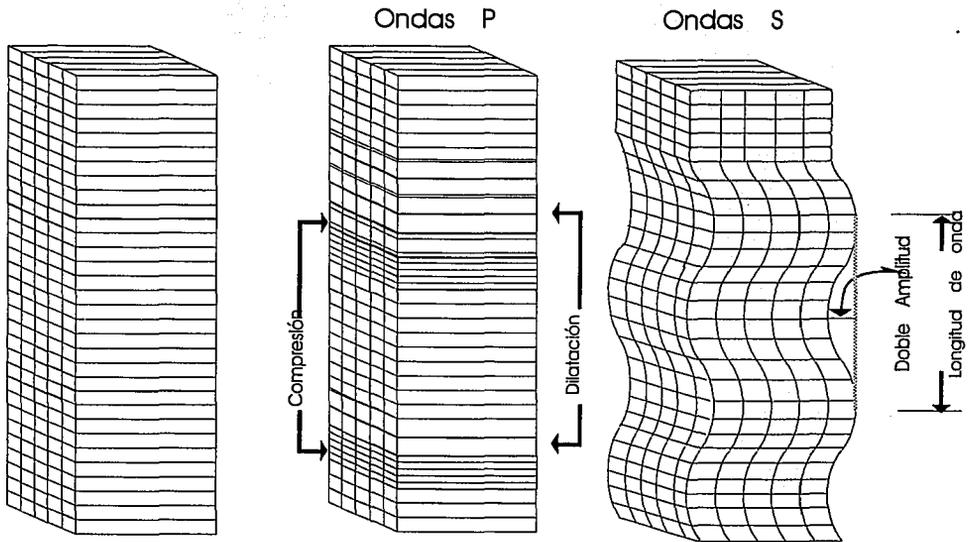


Figura 1.2 Origen de un sismo y transmisión de ondas.

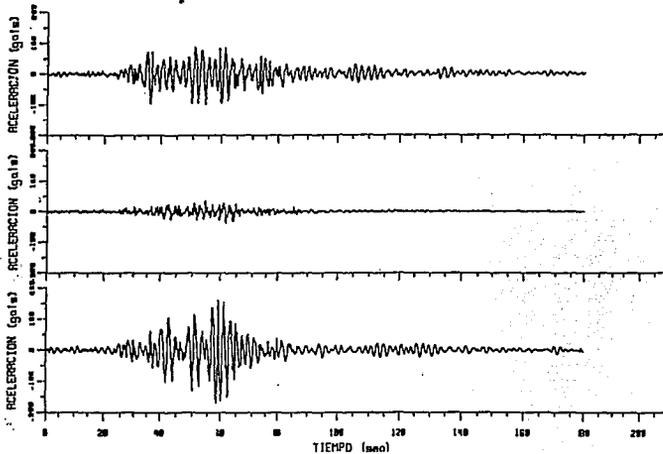




a) Medio no perturbado    b) Medio perturbado    c) Medio perturbado



GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)			
Archivo:	SCT18589180L.T	SCT18589180V.T	SCT18589180T.T
Sismo:	GRO-NICH	GRO-NICH	GRO-NICH
Fecha:	13/10/22	13/10/22	13/10/22
Componente:	SOE	VERT	ENW
Distancia:	400	400	400
MaxAm:	89.37, -97.37	36.36, -36.64	158.48, -111.92

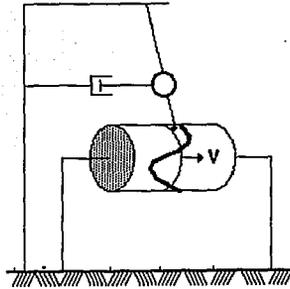


CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

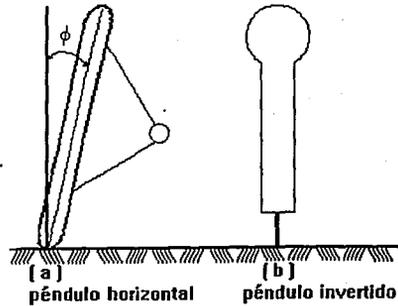
Figuras 1.4 Acelerograma típico (Zeevaert, 1980)

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"



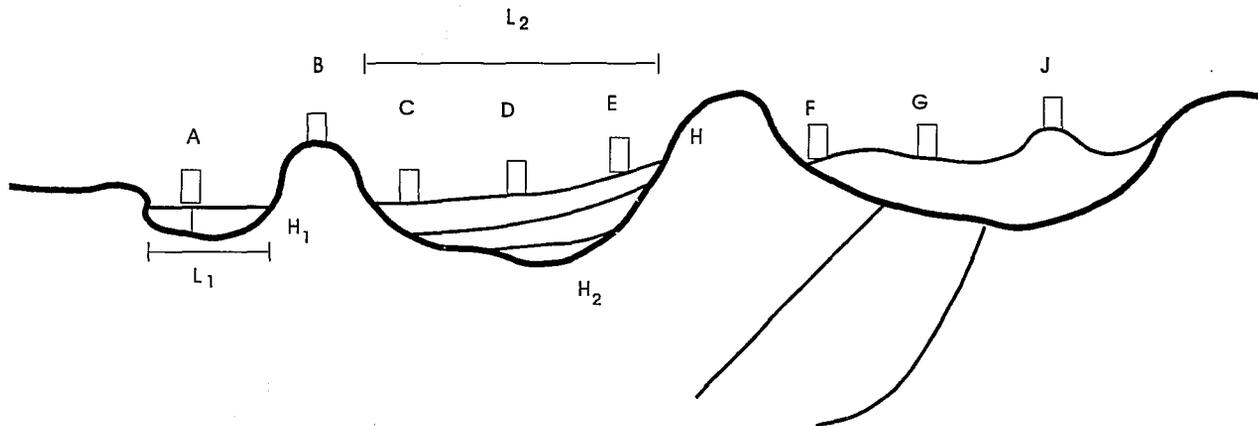


Figuras 1.5 Péndulo simple (Wakabayashi, 1980)



Figuras 1.6





CAPITULO I FENOMENOS SISMICOS

Figura 1.7 Condiciones geológicas y características del suelo.



## **CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO**

### **Introducción.**

La importancia de conocer las propiedades dinámicas de los suelos para fines del presente trabajo son: para determinar la respuesta de las cimentaciones cuando actúan sobre ellas fuerzas dinámicas provenientes de la estructura que soportan o fuerzas ejercidas por el movimiento que el suelo experimenta durante un sismo; esto desde el punto de vista del ingeniero de mecánica de suelos. Por otro lado, los ingenieros estructuristas requieren saber el efecto que ejercen, sobre las estructuras, las condiciones locales del suelo en el que se apoyan cuando un sismo ocurre y del efecto de la interacción que existe entre el suelo y la estructura.

En el siguiente capítulo se estudian las propiedades y el comportamiento del suelo cuando se le sujeta a éste a cargas dinámicas.

Usualmente se supone que los esfuerzos inducidos por un temblor dentro de una masa de suelo se deben a la propagación vertical de ondas de corte. Durante un temblor se generan esfuerzos cortantes cíclicos en general de magnitud variable, que actúan en los planos horizontal y vertical de un elemento de suelo. Los esfuerzos cortantes sísmicos provocan cambios en la magnitud y en el plano de aplicación de los esfuerzos cortantes máximos. Además, provocan cambios cíclicos en las direcciones principales de esfuerzos (fig.2.1). Tratándose de materiales mecánicamente isotrópicos estos giros no tienen mayor trascendencia pero en aquellas que son anisotrópicos (como los suelos), los cambios en las direcciones principales de esfuerzos pueden ser de gran importancia.

El conocer el comportamiento general de los suelos ante cargas sísmicas es de gran importancia para establecer las condiciones de esfuerzo a la que la cimentación estará sujeta durante la acción sísmica. La descripción del comportamiento general del suelo requiere el conocimiento de:

- Curvas esfuerzos-deformación
- Trayectorias de esfuerzos efectivos.
- Curvas de presión de poro contra número de ciclos de carga aplicada
- Curvas de deformación permanente contra número de ciclos de carga aplicada.

Otro objetivo por el cual el comportamiento dinámico de los suelos es de suma importancia es que permite la formulación de marcos de referencia conceptuales con los que es posible hacer predicciones cualitativas acerca del comportamiento de los suelos. Un marco de referencia es extremadamente útil, como paso previo a la formulación de modelos matemáticos. Estos estudios se llevan generalmente a cabo en laboratorio.

Los parámetros dinámicos específicos que interesan para conocer el comportamiento dinámico del suelo son:

- La resistencia al esfuerzo cortante en condiciones dinámicas.
- La rigidez del suelo ( módulo de young o módulo de cortante).
- El cociente de poisson.
- La capacidad del suelo para disipar energía. (amortiguamiento).

Estos parámetros se emplean en modelos ya existentes para medir, por ejemplo la respuesta dinámica de depósitos de suelos o en problemas de interacción dinámica suelo-estructura.

### **Propiedades dinámicas de los suelos.**

Cuando la excitación dinámica no induzca en el suelo deformaciones permanentes, su respuesta puede estudiarse adecuadamente utilizando la teoría de la elasticidad. Si el nivel de deformaciones es mayor, es necesario tomar en cuenta que los suelos dejan de tener una respuesta lineal cuando las deformaciones unitarias exceden cierto valor. Para deformaciones aun mayores se tendrán deformaciones irreversibles y las teorías elásticas, lineales y no lineales, dejan de tener validez. Antes de realizar análisis dinámicos es necesario estimar el nivel de deformaciones esperadas. Esto permite elegir el modelado analítico relevante para el caso y consecuentemente, determinar los parámetros requeridos para el análisis.

#### **Definición de los parámetros dinámicos.**

##### **Módulo de cortante (rigidez)**

Suele expresarse a través del módulo de young no drenado  $E_u$  y más comunmente en ingeniería sísmica, a través del módulo de cortante  $G$ . La relación entre  $E_u$  y  $G$  está dada por:

$$G = E_u / (2 * (1 + \nu)) \quad \text{ec. 2.1}$$

en donde  $\nu$  es el valor del cociente de Poisson para condiciones no drenadas.

Para deformaciones unitarias pequeñas, el módulo de cortante de un suelo puede tomarse como la pendiente por medio de la curva esfuerzo deformación unitaria. Para grandes deformaciones unitarias, la curva esfuerzo-deformación unitaria llega a ser evidentemente no lineal, de manera que el módulo de cortante está lejos de ser constante, pero depende de la magnitud de la deformación por cortante (Seed e Idriss, 1969). El módulo de cortante  $G$  se determina experimentalmente a partir de la curva esfuerzo-deformación como módulo de secante (fig 2.2).

La influencia del nivel de deformaciones se aprecia claramente al observar las curvas rigidez contra deformación. En general se observa que la rigidez es aproximadamente constante para deformaciones angulares hasta alrededor de  $10^{-3}$  % y que para deformaciones mayores que esta, la rigidez decae rápidamente. El punto que marca el límite de la porción de rigidez constante corresponde a un punto de cedencia y, por

consiguiente, para deformaciones menores que las que corresponden a este límite se tendrá comportamiento elástico. Para deformaciones mayores se tendrán deformaciones plásticas. En la figura 2.3 y 2.4 se ilustran los efectos de algunos factores para el caso de las arenas.(Ovando Shelley, 1992). La figura 2.5 muestra una curva típica para arcillas de diferentes localidades (Dobry, 1988). Destaca en esta figura la enorme capacidad de las arcillas del Valle de México para soportar deformaciones antes de que su rigidez se degrade. En la fig. 2.6 se presenta en una gráfica en la que el cociente  $G/G_{m\acute{a}x}$  valuado a una deformación de cortante de 0.1 % se dibujó contra el índice de plasticidad (Ovando Shelley, 1992). De aquí se concluye que las arcillas más plásticas como las del Valle del México sufren una degradación poco importante de su módulo de rigidez cuando la deformación por cortante es de 0.1 %. En el extremo opuesto, el módulo de rigidez de las arenas a esta misma deformación, es de cerca de cinco veces menor que  $G_{m\acute{a}x}$  (Dobry, 1988). Finalmente en la figura 2.6 se presenta una curva obtenida para una arcilla del Valle de México (Romo y Jaime, 1986).

Se dispone de varios métodos de campo y de laboratorio para determinar el módulo de cortante  $G$  de suelos, los cuales veremos posteriormente.

#### **Amortiguamiento.**

El amortiguamiento del suelo es la capacidad del suelo para disipar energía. Un suelo disipa energía a través de cuatro formas fundamentales:

- a) De naturaleza viscosa ( $f_v = c * v$ );  $c$  = coef.de viscosidad,  
 $v$  = velocidad
- b) De naturaleza elastoplástica. Se debe al trabajo plástico desarrollado por las cargas aplicadas al suelo.
- c) Por transmisión de energía.
- d) Por irradiación de energía.

La mayoría de los modelos matemáticos utilizados en dinámica de suelos consideran que el suelo disipa energía a través de un amortiguamiento viscoso. Generalmente la energía viscosa equivalente disipada por el suelo se toma en cuenta a través de la relación de amortiguamiento,  $\lambda$ , que se calcula con base en las curvas esfuerzo-deformación, según se indica en la figura 2.2. La relación  $\lambda$  es proporcional al área limitada por la curva histerética, se expresa como :

$$\lambda = \frac{\text{área de la curva}}{4 \cdot p \cdot \text{área OAB}} = \frac{A_L}{4 \cdot p \cdot A_L} \quad \text{ec. 2.2}$$

El parámetro  $\lambda$  también se puede obtener experimentalmente a partir de curvas de respuestas a la frecuencia de muestras de suelo ensayadas en columna resonante o en ensayos de vibración libre.

#### Relación de Poisson ( $\mu$ )

Aun cuando existen pruebas de laboratorio y de campo para determinar la relación de Poisson, normalmente se estima su valor. La relación de Poisson cambia con las condiciones de drenaje. Para medios elástico-porosos no drenados,  $\mu$ , vale 0.5 (Bishop y Hight, 1977). En términos generales el valor de Poisson varía de 0.5 para arcillas saturadas a 0.3 - 0.35 para suelos granulares.

#### Resistencia dinámica.

La resistencia estática no drenada aumenta con la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante y con la velocidad de deformación. Esto es especialmente importante en materiales arcillosos y, al parecer, afecta más a las arcillas de alta plasticidad. En la figura 2.7 se ilustra el efecto de variar la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante en una arcilla de baja plasticidad anisotrópicamente consolidada y con diversos grados de preconsolidación (DeCampo, 1984). La resistencia de las arenas también aumenta con la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante y con la velocidad de deformación. Sin embargo en materiales granulares estos efectos son mucho menos importantes.

La determinación en laboratorio de la resistencia dinámica del suelo se efectúa en probetas inalteradas de suelo confinándolas en la cámara triaxial con el esfuerzo octaédrico equivalente al que existe en el campo y permitiendo la disipación total de la presión del agua de poro inducida por la aplicación de dicho estado de esfuerzo. Luego se hace fallar la probeta a volumen constante con aplicación de presión cíclica creciente de 6 a 8 ciclos con un período equivalente al que se espera en campo.

#### **Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos.**

Muchos han sido los progresos en años recientes en el desarrollo de procedimientos analíticos para evaluar la respuesta de depósitos de suelo bajo condiciones de cargas sísmicas. Posteriormente se aplicaron estos procedimientos para determinar la respuesta del suelo en casos específicos, sin embargo, se requirió del uso de muestras representativas del suelo en los análisis. Por lo tanto los esfuerzos se encaminaron al desarrollo de métodos para determinar las propiedades dinámicas del suelo para uso en esos procedimientos analíticos. Como resultado de esos esfuerzos en los últimos años para resolver los problemas de vibración que involucran al suelo, varias pruebas de campo y un número de pruebas de laboratorio han sido desarrolladas. Desde entonces cada prueba se ha diseñado solamente para operar dentro de un rango de deformación limitado, o tiene limitaciones inherentes en el aparato, ninguna de las pruebas se ha fundamentado adecuadamente para determinar por completo las propiedades dinámicas requeridas por la mayor parte de los problemas sísmicos.

Por lo anterior es necesario complementar unos ensayos con otros, tanto de campo como de laboratorio, a fin de conocer las leyes de variación del módulo dinámico y de la relación de amortiguamiento en el intervalo de deformaciones angulares de interés

Como se mencionó anteriormente los valores de  $G$  y  $\lambda$  dependen de la magnitud de la deformación, por lo tanto al hacer un análisis dinámico dichos valores deben ajustarse de acuerdo con el nivel de deformaciones al cual el suelo se ve sometido.

## **Pruebas de laboratorio.**

### **Obtención del módulo de cortante $G$ y amortiguamiento por pruebas de laboratorio.**

Las muestras de suelo coleccionadas de un sitio de construcción pueden ensayarse en un laboratorio con objeto de determinar las características del suelo. Las pruebas básicas que existen para determinar el módulo dinámico de cortante a niveles de deformación de interés para análisis de respuesta del suelo son :

- 1) Prueba triaxial cíclica .
- 2) Prueba cíclica de corte simple.
- 3) Pruebas de columna resonante.
- 4) Pulsos.
- 5) Prueba de torsión libre.

Todos los especímenes en estas pruebas son sujetos a uno de los tres procedimientos generales de carga dados en la tabla I.

Con ciertas excepciones o modificaciones mínimas a las pruebas, el procedimiento generalmente usado para determinar el módulo de cortante puede ser usado para determinar el amortiguamiento interno.

Para la mayoría de los suelos, el mayor defecto de todas las pruebas de laboratorio, ya sea para obtener el módulo de cortante, amortiguamiento o cualquier otro parámetro, está en el hecho de que muestras inalteradas son difíciles de obtener y ensayar. Por lo tanto el valor obtenido debe ser ajustado dependiendo del grado de alteración que presente el espécimen ensayado.

Los suelos más susceptibles de mostrar alteración son más sensitivos, blandos o semi-duros, como arcillas y aluviones o sedimentos. Donde el grado de alteración no puede determinarse con exactitud, especialmente por los suelos más sensitivos el ingeniero la mayoría de las veces emplea un juicio basado en experiencias. Este efecto puede resultar en valores del módulo de cortante en el laboratorio de dos o tres veces menores que los obtenidos en campo.

Varías de las pruebas dinámicas que existen tienden a ser modificadas por varios investigadores para ampliar las capacidades de estas pruebas para usarse en la solución de más problemas sobre vibración. La descripción de las principales pruebas para emplearse en estudios de respuesta sísmica del suelo son estudiadas a continuación.

**a) Prueba triaxial cíclica.**

Esta prueba representa uno de los mejores métodos de laboratorio de que se dispone actualmente para determinar el módulo de cortante. Como herramienta para el estudio dinámico de suelos, la cámara triaxial se empleó por primera vez por Seed y Leed (1966) en el estudio de licuación de arenas inducida por sismos.

El ensaye consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidar con presión confinante deseada. Posteriormente se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado),  $\sigma_{dc}$ , o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida (normalmente cuadrada o senoidal) a la frecuencia deseada (generalmente 1 ó 2 cps). En la figura 2.8 se muestra la cámara triaxial cíclica del Instituto de Ingeniería.

En el caso de la prueba cíclica con un esfuerzo controlado, la fuerza inducida en el espécimen y su deformación axial se detectan utilizando transductores de fuerza y de desplazamiento (LVDT), fig 2.8, las señales de estos dispositivos se registran con un graficador. También es posible medir la variación de la presión de poro con un transductor de presión. Con los datos de fuerza y desplazamientos se pueden hacer gráficas del tipo mostrado en la figura 2.2 para cada ciclo de carga. En este caso se gráfica el esfuerzo normal vs deformación axial en lugar de  $\tau$  vs.  $\gamma$ .

Cuando la prueba se realiza a condiciones de deformación controlada se obtienen esencialmente los mismos datos mencionados antes. Por lo general, la prueba triaxial cíclica se realiza con esfuerzo controlado.

Algunas de las limitaciones del aparato según Woods (citado por Ovando Shelley, 1992) son:

- 1.-La medición de deformaciones de cortante menores que  $10^{-2}$  es difícil de lograr.
- 2.-Los ciclos de compresión y extensión producen respuestas no simétricas. Este efecto se debe a la anisotropía en las propiedades mecánicas de los suelos y ha sido observado en muchos materiales.
- 3.-Durante la aplicación cíclica de esfuerzos se redistribuyen los vacíos dentro de la muestra. Este fenómeno ocurre acompañado por una redistribución simultánea del agua de poro y ha sido observado experimentalmente en ensayos donde se ha medido la presión de poro en diferentes partes de la muestra. Desde luego este efecto es particularmente importante en suelos arcillosos.
- 4.-Existen concentraciones de esfuerzo en los extremos de las muestras. Esta situación hace recomendable el uso de extremos lubricados.

**b) Prueba de corte simple cíclico.**

La prueba de corte simple cíclico consiste en aplicar una fuerza cortante cíclica a una muestra de suelo, cilíndrica o de sección rectangular, envuelta con una membrana, que a su vez es confinada con un resorte plano o un recipiente de paredes móviles. El principio de trabajo de los distintos aparatos de corte simple cíclico es similar; existiendo dos tipos básicos de aparatos que son: la caja Cambridge y la celda del Instituto Geotécnico Noruego (NGI) figura 2.9. El aparato de corte simple cíclico del Instituto de Ingeniería es similar al NGI, figura 2.10. A la muestra del suelo se le aplica un esfuerzo vertical,  $\sigma_v$ , para consolidarla; posteriormente, a través de la tapa del espécimen, la probeta se somete a una fuerza cortante cíclica, usando el gato neumático. Durante la prueba se mide la fuerza cortante, el desplazamiento horizontal y la presión de poro. Con estos datos se pueden dibujar curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  para cada ciclo, como las mostradas en la figura 2.2. De esta manera se puede determinar el módulo G y el porcentaje de amortiguamiento crítico,  $\lambda$ .

La prueba de corte simple cíclico induce deformaciones angulares de espécimen de suelo mayores de 10<sup>-2</sup> %. Una limitación del ensaye es que el estado de esfuerzos desarrollado en el espécimen no es totalmente de corte simple. Tal efecto resulta de la geometría y de las condiciones de frontera de los aparatos. En general no es posible examinar en ellas condiciones de nula deformación lateral ni estudiar el efecto de las rotaciones de las direcciones principales de esfuerzo, puesto que estos cambian sin que se puedan deformar.

### c) Pruebas de Columna Resonante

En estas pruebas una muestra cilíndrica sólida o hueca se sujeta inicialmente a las mismas condiciones que en una cámara triaxial. Posteriormente se aplican a la muestra del suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionantes (fig. 2.11 ).

En algunas versiones de este aparato se pueden aplicar esfuerzos cortantes estáticos (consolidación anisotrópica). El procedimiento de la prueba es el siguiente :

- 1) Se aplica un momento torsionante o una carga axial de magnitud conocida, haciendo variar la frecuencia de la excitación.
- 2) Se encuentra la frecuencia de resonancia del espécimen del suelo.
- 3) Se miden las deformaciones angular y axial, que corresponde a la frecuencia de resonancia.
- 4) Se repite el procedimiento para otros valores de la carga aplicada.

El ensaye de columna resonante para determinar G de los suelos se basa en la teoría de la propagación de ondas en barras elásticas. De acuerdo con esta teoría la frecuencia de resonancia de una barra depende de sus condiciones de frontera, distinguiéndose tres casos:

Caso I - Ambos extremos libres o empotrados

$$W_n = \frac{n \cdot p}{L} \cdot V \quad n = 1,2,3, \quad \text{ec. 2.3}$$

Caso II - Un extremo empotrado y el otro libre

$$W_n = \frac{n \cdot p}{2 \cdot L} \cdot V \quad n = 1,3,5, \quad \text{ec. 2.4}$$

Caso III-Un extremo empotrado y en el otro un peso  $W_m$

$$\frac{W_n \cdot L}{V} \tan \frac{W_n \cdot L}{V} = \frac{W_b}{W_m} \quad \text{ó} \quad \frac{I_b}{I_m} \quad \text{ec. 2.5}$$

en donde :

$W_n$  - Frecuencia circular del modo de vibrar correspondiente (rad/seg)

$n$  - modo de vibración

$L$  - longitud de la barra

$V$  - velocidad del tipo de onda generada en el medio que forma la barra.

$W_b, W_m$  - pesos de la barra y de la masa sujeta en el extremo

$I_b, I_m$  - momentos polares de inercia de las masas de la barra y del peso sujeto en el extremo.

Las ecuaciones anteriores son válidas para el caso de ondas longitudinales de barra y para ondas de cortante. Para el caso de las ondas de cortante son igual a la velocidad de corte en el campo, si es homogéneo el suelo. En el caso de ondas longitudinales es necesario que la relación longitud-diámetro del espécimen sea mayor de 2.

En el ensaye de columna resonante se hace variar la frecuencia de vibración forzada inducida en espécimen, hasta obtener la condición de resonancia para el primer modo de vibración. En las ecuaciones para los casos I y II las frecuencias de resonancia de los modos más altos son para el primer caso 2,3,... veces la frecuencia del primer modo; mientras para el segundo, las frecuencias de resonancia de los modos altos son 3,5,... veces la frecuencia del primer modo. Lo anterior es válido para ondas longitudinales ó de torsión generadas. Para estimar más precisamente la velocidad de onda bajo consideración, por lo general se determinan las frecuencias de resonancia en los primeros tres modos de vibrar.

En resumen, se pueden obtener las velocidades de onda del suelo usando las ecuaciones anteriores, en las que son conocidas las frecuencias de resonancia para cualquiera de los tres primeros modos, tomando en cuenta las condiciones de frontera del espécimen del suelo y el tipo de onda generado.

El módulo dinámico de rigidez G se obtiene por la expresión:

$$G = \rho * V_s^2 \quad \text{ec. 2.6}$$

en donde:

$$\rho = \gamma_m / g \quad \text{ec. 2.7}$$

siendo

$\gamma_m$  - peso volumétrico del suelo  
 $g$  - aceleración de la gravedad  
 $V_s$  - velocidad de onda de cortante

Wilson y Dietrich (1960) proponen una relación en la que se obtiene el módulo de cortante para un ensaye de columna resonante para el segundo caso, al variar la frecuencia de vibración forzada y conociendo las dimensiones del espécimen, tenemos la siguiente expresión:

$$G = 2.39 * f^2 * H^2 * \gamma * 10^{-5} \quad \text{ec. 2.8}$$

donde :

f- frecuencia resonante para vibración torsional(cps)  
H - Altura del cilindro de suelo (pulgadas)  
 $\gamma$  - peso volumétrico (lb / ft<sup>3</sup>)

La determinación de las propiedades de amortiguamiento consiste en conseguir un estado establecido de vibración y suspender súbitamente la acción forzadora y obtener la gráfica de decaimiento de la amplitud de vibración de la cual se calculará el decremento logarítmico y con la siguiente ecuación se obtiene la fracción del amortiguamiento crítico.

$$\zeta = \ln \frac{x_n}{x_{n+1}} = \frac{2\rho * \zeta}{\sqrt{(1-\zeta^2)}} \quad \text{ec. 2.9}$$

Los equipos comerciales para hacer el ensaye en columna resonante son, más comunmente, de torsión o longitudinal.

#### **d) Pulsos**

Este ensaye consiste en propagar una onda de corte o compresional a través de un espécimen cilíndrico de suelo. El ensaye se puede hacer aplicando presión confinante a la muestra del suelo. En la base y la tapa del espécimen se colocan cristales piezoeléctricos. Estos cristales tienen la propiedad de que al ser excitados eléctricamente producen un movimiento mecánico y viceversa. Dependiendo de la posición de los cristales se producen ondas de cortante o compresionales. La prueba se lleva a efecto excitando con un pulso eléctrico de muy alta frecuencia los cristales de la tapa del espécimen, la cual provoca una onda que viaja en el interior de la muestra del suelo, al llegar a la base del espécimen los cristales de está se excitan mecánicamente produciendo un pulso eléctrico. Ambas señales eléctricas, de entrada y de salida, se registran en un osciloscopio, de esta manera se conoce el tiempo transcurrido entre el pulso de entrada y el de salida,  $Dt$ . Con este dato y la longitud de la muestra de suelo,  $L$ , se obtiene la velocidad de propagación en el suelo del tipo de onda generado,  $V_s$  ó  $V_c$ .

Si la onda es de cortante, por medio de la ecuación 2.6 se obtiene el módulo dinámico  $G$ .

El ensaye de pulsos tiene problemas tales como la dispersión de la onda en el espécimen del suelo, lo cual provoca que el frente de la onda se atenúe y por lo tanto el tiempo del pulso de salida no se puede identificar con precisión y se vuelve un problema de interpretación personal.

**e) Prueba de torsión libre.**

Esta prueba fue diseñada y construida por Leonardo Zeevaert (figura 2.12), para determinar el módulo dinámico G de suelos. El aparato consiste en una cámara triaxial en donde el espécimen se sujeta a un esfuerzo de confinamiento. Cuando el material de la probeta se encuentra saturado se permite la disipación total del exceso hidrostático antes de comenzar la prueba, después, al vástago de carga se le aplica un giro DB pequeño, el cual se trasmite a la muestra del suelo .

Una vez girado el vástago se libera para observar la forma en que regresa a su posición original. Si el suelo fuera un material con amortiguamiento mayor que el crítico, el vástago recobraría su posición oscilar. Sin embargo, el caso general es que se presenten oscilaciones que disminuyen de amplitud con el tiempo hasta llegar a cero. La vibración se registra con un dispositivo eléctrico o mecánico. El módulo G se determina con la fórmula:

$$G = \frac{W_s^2 \cdot K}{1 - (W_s / W_u)^2} \quad \text{ec. 2.10}$$

en donde:

$W_s$  - frecuencia natural amortiguada del sistema suelo aparato

$W_u$  - frecuencia natural amortiguada del aparato

$K$  - constante que depende de la geometría del aparato.

Zeevaert hace una aclaración, menciona que al aplicar el impulso para iniciar el movimiento, el impulso no es un impacto; y debe aplicarse rápidamente, de tal forma que pueda considerarse como una aplicación transitoria de esfuerzos, por tanto, se producirá en el espécimen una pequeña distorsión de carácter plástico; posteriormente la deformación será elástica originada únicamente por la respuesta de los elementos elásticos que contiene el suelo.

El péndulo de torsión libre constituye un aporte práctico a la investigación del comportamiento dinámico del suelo, teniendo como característica principal el hecho que las deformaciones a las que es sometida la probeta son similares a la que es sometida la masa de suelo en un terremoto y son del orden de  $10^{-2}$ .

El amortiguamiento crítico del suelo se puede obtener por medio de la siguiente expresión:

$$\zeta_p^2 = \frac{\zeta_s^2 - \zeta_a^2 \cdot T_{ad}^2 / T_{sd}^2}{1 - T_{ad}^2 / T_{sd}^2} \quad \text{ec.2.11}$$

### PRUEBAS DE CAMPO

Existen dos clases de métodos que se han utilizado para determinar en campo, principalmente, el módulo de cortante de los suelos :

1. Métodos geofísicos.
2. Métodos de oscilación forzada (vibración)

Cada método consiste en propagar ondas de baja energía a través de un depósito de suelo y medir la velocidad de la onda de cortante directa ó indirectamente deduciendo de las medidas de longitud y frecuencia de onda. Asumiendo un medio elástico, en este caso el suelo el módulo de cortante,  $G$ , puede calcularse de la velocidad de la onda de cortante ( $V_s$ ) usando la ecuación 2.6.

En todas las pruebas el suelo se sujeta a bajos niveles de deformación, estimados entre  $10^{-3}$  a  $10^{-5}$  % que normalmente producen los sismos, aunque generalmente las deformaciones menores de  $10^{-3}$  % no son perceptibles para la mayoría de las personas, fig 2.13 Estas pruebas generalmente no manejan altos niveles de deformación del orden producido por un movimiento sísmico fuerte, por que la energía requerida para ello no es practica. Por lo tanto el valor del módulo de cortante determinado por estos procedimientos por lo regular es sobrestimado para el diseño sísmico. Para cálculos de respuesta sísmica se emplean escalas descendientes para obtener valores más reales del módulo de cortante.

### **Métodos geofísicos**

Las técnicas geofísicas son las más empleadas para evaluar en campo el módulo de cortante, y estas se pueden dividir en pruebas de refracción y en pruebas de sondeos.

#### **Ensayo de refracción.**

De acuerdo con la teoría de propagación de ondas en medios elásticos se sabe que una onda al viajar por un medio elástico y chocar o pasar a otro de densidad distinta al primero sufre refracción o reflexión. En caso de un tren de ondas con diferentes direcciones de propagación se presentan ambos.

La reflexión consiste en que una onda viajando en un medio al chocar contra otro cambia su trayectoria, regresándose por el primer medio, siguiendo una dirección con un ángulo igual al definido por la trayectoria de entrada con la perpendicular al plano de incidencia (la cara del otro medio).

La refracción se produce cuando una onda viajando en un medio al pasar a otro cambia de trayectoria. La ley de Snell relaciona la velocidad de propagación de los dos medios con los ángulos de incidencia y de refracción:

$$\frac{V_1}{\text{sen } i} = \frac{V_2}{\text{sen } i_r} \quad \text{ec. 2.12}$$

En donde :

V1, V2 - velocidades de propagación de ondas en los medios 1 y 2

i- ángulo de incidencia

i<sub>r</sub>-ángulo de refracción

El ensayo de refracción empleado en Ingeniería Civil se basa en la refracción total. Se dice que hay refracción total cuando  $i_r = 90^\circ$ . El procedimiento de prueba se ilustra en la figura 2.15

Las ondas en las que se produce refracción total viajan a lo largo de la frontera entre los dos medios y regresan a la superficie, a través del primer medio, con ángulo de incidencia,  $i_o$ , denominado ángulo crítico. Cuando hay refracción total, la ley de Snell se escribe:

$$\text{sen } i_o = V_1 / V_2$$

ec. 2.13

Las condiciones de la prueba imponen que el ángulo de incidencia sea menor que  $90^\circ$  y consecuentemente  $V_1 < V_2$ . Esto implica que el método de refracción solo puede utilizarse cuando los estratos más superficiales tienen velocidades de propagación de ondas menores que las de aquellos más profundos.

En la práctica las ondas se generan por medio de un martillo pesado o una masa golpeando contra una placa de acero colocada en la superficie del terreno; o bien por medio de una explosión ocasionada por una pequeña cantidad de dinamita y colocada en un barreno a poca profundidad (1 ó 2 m.). En ambos casos se generan trenes de ondas P, S y R que viajan en trayectorias definidas en todas direcciones. Por esta razón se genera refracción y reflexión (fig.2.15). Las ondas reflejadas tardan más tiempo en llegar al geófono, que las ondas refractadas totalmente. Sin embargo los geófonos colocados a la cercanía de la fuente generadora de ondas, captan primero las ondas que viajan en el primer medio existiendo una distancia crítica ( $d_o$ ) con respecto a la fuente para la cual la onda refractada y la onda directa arriban al mismo tiempo, más allá de  $d_o$  la onda refractada llega primero.

El ensayo se lleva a cabo en el campo tendiendo una línea de geófonos distantes entre sí, 2, 5 o más metros. Se genera un tren de ondas en un extremo de la línea y se registra (con un graficador u osciloscopio) el tiempo de llegada de la onda a cada uno de los geófonos del tendido. Después se genera otro tren de ondas en el extremo opuesto de la línea y se vuelve a registrar el tiempo de llegada. Con los datos de distancia de cada geófono (con respecto a la fuente) y los tiempos  $t$ , se elaboran las gráficas domocrónicas (fig.2.16).

Usando geófonos direccionales (sensores que detectan en una dirección) se puede medir la velocidad de propagación de corte. Para realizar este ensaye se excava una pequeña zanja en un extremo de la línea de prospección y a lo largo de esta se colocan geófonos orientados perpendicularmente a la línea.

Por medio de un martillo se golpea sobre la placa de acero la cara de la zanja que se encuentra en la dirección perpendicular a la línea del tendido. De esta manera se generan ondas de cortante polarizadas (con dirección preferente de propagación) horizontales SH. Después de registrar la respuesta del suelo, se repite el ensaye golpeando la cara opuesta de la zanja, con objeto de que se invierta el registro. Comparando ambos registros se debe obtener una figura prácticamente simétrica, lo que muestra que se midieron ondas de cortante. Con los resultados se dibuja una gráfica dromocrónica y de ellas se obtienen las velocidades de corte, como el recíproco de las pendientes de las rectas de dicha gráfica.

#### **Pruebas de sondeos**

Han sido diseñados varios ensayos de campo, para medir la velocidad de propagación de ondas de cuerpo en el suelo, haciendo uso de pozos de sondeos perforados con este propósito

En la fig.(2.17) se muestran, tres ensayos que se emplean en las pruebas geotécnicas los cuales son: prueba de pozos cruzados, prueba up-hole (pozo-superficie) y prueba down-hole (superficie-pozo). Basicamente estas pruebas requieren de cuatro elementos :

- 1) Perforación de uno o más pozos
- 2) Una fuente generadora de ondas
- 3) Equipo de captación
- 4) Equipo de registro

El primer ensayo, pozos cruzados, consiste en generar en las paredes o en el fondo de un pozo una excitación dinámica, fig.2.18. En otro sondeo excavado a poca distancia del primero, se mide el tiempo que la perturbación requiere para llegar a él. Conocido el tiempo y el espaciamiento entre los sondeos, además de identificar el tipo de onda generado, se determina la velocidad de propagación de onda de cortante y esta se utiliza para determinar G. Con este método se pueden determinar las ondas P y S simultáneamente.

Este método requiere de un mínimo de dos pozos, sin embargo, se pueden hacer mediciones en varios pozos. En caso de que se requiera ademe, se pueden emplear tubos de acero, aluminio o pvc. Debe buscarse que la verticalidad de los pozos tenga poca desviación y en sondeos profundos puede ser necesario verificarla con un inclinómetro, ya que la distancia entre los pozos interviene directamente en la estimación de la velocidad de onda.

Como se mencionó anteriormente para detectar la llegada de las ondas en los pozos receptores se utilizan geófonos direccionales. El problema de ellos consiste en fijarlos y orientarlos correctamente en el fondo del pozo a la misma profundidad a la que se genera la excitación.

El sistema de registro puede ser un osciloscopio o un registrador de varios canales, que puede detectar los tiempos con precisión de 0.2 milisegundos.

Las otras dos técnicas empleadas (up-hole y down-hole) involucran la generación de ondas con una fuente de energía de impulsos en la superficie o en la profundidad en el sondeo y se mide la velocidad de la onda de cortante entre cada geófono y la fuente de energía. En el método up-hole las ondas son generadas a varias profundidades dentro del pozo con geófonos localizados a lo largo de la superficie del suelo. En el segundo método (down-hole), las ondas son generadas a lo largo de la superficie y los geófonos localizados dentro del pozo. Al ser registradas las velocidades del suelo entre la fuente de energía y la localización del geófono, éstas pueden ser determinadas para diferentes estratos en el depósito del suelo, si los geófonos o las fuentes de energía se encuentran a profundidades adecuadas.

De los tres métodos geofísicos, el método más confiable para determinar el módulo G es el de pozos cruzados, esto principalmente por la facilidad en la interpretación de los resultados siendo más confiable y segura, sin embargo, el costo puede ser demasiado alto. En la figura 2.19 se muestran las técnicas descritas, la información que proporcionan sus ventajas y desventajas.

#### **Método de oscilación forzada**

Este método en campo para medir el módulo de cortante para todo tipo de suelo, emplea un vibrador de masas excéntrica, el cual puede generar ondas Raleigh en la superficie de un depósito de suelo. La velocidad de las ondas Raleigh es muy cercana a la velocidad de las ondas de cortante.

El método consiste en excitar al suelo verticalmente con el vibrador y por medio de un geófono detectar la vibración producida. El geófono se coloca a diferentes distancias del oscilador con objeto de determinar aquellas en las cuales la respuesta del suelo está en fase con la excitación, fig.2.20. 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,  $\lambda$ . La velocidad se calcula de la longitud de onda, medida con los geófonos a lo largo de la superficie y la frecuencia de vibración que se conoce, usando la siguiente ecuación:

$$V_r = \lambda \cdot f \quad \text{ec. 2.14}$$

donde:

$\lambda$  - longitud de onda

f - frecuencia de vibración

La profundidad investigada con este método es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de onda, pero cambiando la frecuencia de la fuente es posible cambiar la longitud de onda y por esto es posible obtener la variación de la velocidad de cortante con la profundidad. Sin embargo para realizar lo anterior se necesitan utilizar equipos muy pesados que generan fuerzas dinámicas grandes a bajas frecuencias de oscilación. Conocida  $V_r$  se puede inferir  $V_s$  a partir de relaciones como la que se muestra en la fig. 2.21.

El hecho de que la velocidad calculada en la superficie corresponde aproximadamente a la velocidad de la onda de cortante de el suelo a una profundidad de la mitad de la longitud de onda fue primero establecido empíricamente al estudiar las propiedades de las subrasantes de pavimentos (Heukelom y Foster, 1960). En realidad no se desconoce que la velocidad obtenida en campo es un promedio del estrato o un promedio entre la superficie del suelo y la profundidad calculada. Para materiales relativamente homogéneos, el criterio de la mitad de longitud de onda ha mostrado dar valores satisfactorios del módulo, como una función de la profundidad, cuando se correlaciona con otros procedimientos de campo y laboratorio equivalentes a bajos niveles de deformación.

#### Expresiones matemáticas para la obtención de G y $\zeta$

##### Módulo de rigidez al cortante

Hardin y Richart (1963) proponen para deformaciones angulares inferiores a  $10^{-4}$  las siguientes expresiones:

Para arenas y gravas con granos redondeados

$$G_o = \frac{2630 (2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o^{0.5} \quad \text{ec. 2.15}$$

Para arenas con granos angulosos

$$G_o = \frac{1230 (2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_o^{0.5} \quad \text{ec. 2.16}$$

Hardin y Black (1968) proponen las siguientes expresiones para arcillas:

Para arcillas de baja plasticidad

$$G_o = \frac{3270 (2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_o^{0.5} \quad \text{ec. 2.17}$$

Para arcillas de alta plasticidad sugieren

$$G_o = \frac{445 (4.4 - e)^2}{1 + e} \sigma_o^{0.5} \quad \text{ec 2.18}$$

en las que:

$G_o$  módulo de rigidez al cortante en lb/in<sup>2</sup>

$e$  relación de vacíos

$\sigma_o$   $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ , esfuerzo octaédrico normal efectivo

Es claro que las expresiones anteriores no fueron desarrolladas para ser aplicadas a la Ciudad de México y por ello no son recomendadas, sin embargo existen estudios como el de Jaime (1988) donde se proponen correlaciones para diferentes sitios dentro de la cuenca de México.

En las normas técnicas complementarias para diseño por sismo en la Cd. de México se propone la siguiente relación para obtener el módulo de rigidez, cuando no es posible la obtención por pruebas de campo o laboratorio:

$$G = 2 (H/T_s)^2 \quad \text{ec. 2.19}$$

donde:

G- esta en ton/m<sup>2</sup>

T<sub>s</sub>- periodo dominante más largo del terreno donde se halle la estructura.

H- la profundidad de los depósitos firmes profundos en dicho sitio.

#### Amortiguamiento

Hardin (1965) propone:

Para arenas

$$\zeta = D - 1.5 \log N \quad \text{ec. 2.20}$$

Para arcillas saturadas

$$\zeta = 31 - (3 + 0.3f)\sigma_m^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5(\log N) \quad \text{ec 2.21}$$

donde

f - es la frecuencia circular en c.p.s.

$\sigma_m$  - esfuerzo principal medio

N - número de ciclos de esfuerzo

D - en arenas limpias se especifican valores del 33 y 28 por ciento para estados secos y saturados respectivamente

### COMPORTAMIENTO SISMICO DEL SUELO

El comportamiento de los suelos es sumamente complejo debido principalmente, al gran número de parámetros que intervienen, además de que los suelos constituyen un medio heterogéneo. También se generan diagramas esfuerzos-deformación de carácter no lineal, para los cuales se han buscado representaciones diversas, utilizando expresiones matemáticas que se aproximen a las curvas obtenidas en series de pruebas diversas a los suelos.

La gran mayoría de las descripciones del comportamiento dinámico de los suelos han sido realizados por estudios en las que se emplean principalmente cámaras triaxiales cíclicas. Esto se debe a la simplicidad de la cámara y la economía que proporciona, además de resultados de fácil interpretación, aunque las cajas de corte simple también se han utilizado con relativa frecuencia.

El conocimiento detallado del comportamiento dinámico del suelo, el cual se lleva generalmente en laboratorio, permite la formulación de modelos con los que es posible hacer predicciones cualitativas del comportamiento del suelo en campo.

### **Características generales del comportamiento del suelo ante cargas sísmicas.**

Las características esfuerzo-deformación de los suelos varía en gran medida dependiendo de la magnitud de deformación cortante a la cual se llegan a someter los suelos. El comportamiento del suelo por lo tanto varía en función de la deformación cortante, en donde los rangos aproximados de está producen estados de esfuerzos elásticos, elasto-plásticos y plásticos (fallas). En el rango de deformación ligeramente por debajo de  $10^{-5}$  las deformaciones exhibidas por la mayoría de los suelos son puramente elásticas y recuperables. Mientras el rango intermedio de deformación de  $10^{-4}$  y  $10^{-2}$ , el comportamiento de los suelos es elasto-plástico y produce deformaciones irreversibles. El desarrollo de grietas o asentamientos diferenciales en la estructura del suelo surgen por la naturaleza elasto-plástica de los suelos. Para deformaciones mayores en suelos no cohesivos los principales efectos en estos son las fallas, así como licuación y compactación.

Entre algunos aspectos de importancia observados de las características de deformación del suelo bajo condiciones de carga dinámica es la influencia de la velocidad con la que son aplicadas las cargas al suelo, principalmente en materiales arcillosos y afecta más a las arcillas de alta plasticidad ( Ovando Shelley, 1992).

La experiencia en laboratorio ha mostrado que la resistencia a la deformación de los suelos bajo condiciones de carga dinámica generalmente se incrementa conforme la rapidez de aplicación de carga se incrementa. La resistencia de las arenas también aumenta con la velocidad de aplicación; sin embargo en materiales granulares estos efectos son menos importantes.

Otro aspecto de importancia en el comportamiento de los suelos es la dilatación, o sea, la tendencia de los suelos a dilatarse o contraerse por cambios en la presión de poro durante el corte no drenado. Entre los principales efectos que provoca el efecto de dilatación (Ishihara, 1982) son la pérdida de rigidez en suelos saturados o endurecimiento en suelos parcialmente saturados o secos.

El modelado del comportamiento del suelo bajo condiciones de cargas cíclicas o casuales debe ser hecho para que el modelado pueda reproducir las características de diferente deformación variando mientras el amplio rango de deformación cortante. Para condiciones de deformaciones cortantes ocasionadas por sismo, estas son del nivel de  $10^{-3}$  a  $10^{-1}$ , cuando la deformación es aproximadamente  $10^{-3}$  el comportamiento del suelo es elasto-plástico y el módulo de cortante tiende a decrecer, conforme la deformación cortante se incrementa. Tanto la relación de amortiguamiento, el módulo de cortante y en general las propiedades del suelo no varía con la progresión en la aplicación de ciclos de carga. Tal estabilidad de la características del suelo puede ser representado, para un grado razonable de aproximación, al usar la teoría lineal viscoelástica. Sin embargo cuando un problema del suelo esta con un nivel grande de deformación cortante ,cerca de  $10^{-2}$ , las propiedades del suelo tienden a cambiar apreciablemente incluso con la progresión de ciclos de carga. La manera en que el módulo de cortante  $G$  y la relación de amortiguamiento cambia con ciclos es considerada, por depender sobre manera del cambio en los esfuerzos efectivos confinantes durante la historia irregular de aplicación de esfuerzos cortantes. Esto hace necesario tener una ley de histéresis en que la relación esfuerzo-deformación puede ser especificada a cada paso de las fases de carga, descarga y recarga. El concepto comúnmente empleado para este propósito es el referido como regla de Masing .

La regla de Masing establece que si la curva esfuerzo deformación inicial ( o virgen) del suelo se puede expresar como:

$$\tau = (Y) \quad \text{ec. 2.22}$$

entonces las ramas de descarga y de recarga están dadas por:

$$\frac{\tau -/+ \tau_a}{2} = \frac{Y -/+ Y_a}{2} \quad \text{ec. 2.23}$$

Las curvas definidas por la ec. 2.23 tienen la misma forma de la curva de la ec. 2.22 pero están agrandadas por un factor de dos; sus puntos iniciales son los puntos en que ocurre la inversión en el sentido de aplicación del esfuerzo. Otro aspecto que establece la regla de Masing es que el módulo de cortante en cada inversión de carga, asumirá el valor del módulo tangente inicial, como se mencionó anteriormente. Existen en la actualidad varios modelos no lineales que aceptan como verdadera la regla de Masing. Entre los más empleados están las correlaciones empíricas de Seed e Idriss (1970), el modelo hiperbólico de Hardin y Drnevich y el modelo de Ramberg-Osgood.

De manera general, Seed e Idriss proponen las curvas de la fig 2.22 y 2.23 para estimar la variación de  $G/G_{max}$  y la relación de amortiguamiento contra deformación angular, para el caso de materiales arcillosos y arenas.

Para la obtención de los desplazamientos relativos y los esfuerzos cortantes en el subsuelo el Dr.Zeevaert(1973) propone el siguiente procedimiento:

1.-Cálculo del período fundamental del suelo. Si conocemos los valores de  $\mu_i$  representativos de los estratos del subsuelo desde la base firme hasta la superficie se podrá calcular el tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar cada estrato con módulo de cortante  $\mu_i$  y espesor  $d_i$  empleando la ecuación siguiente:

$$\Delta t_i = d_i / V_{S_i} \quad \text{ec. 2.24}$$

donde

$V_{S_i}$ =velocidad de onda cortante para el estrato i (ec.1.11)

El tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar todos los estratos es 1/4 del período fundamental del suelo  $T_{S_i}$ , por consiguiente:

$$T_{S_i} = 4 \sum (d_i/V_{S_i}) \quad \text{ec.2.25}$$

2.-Conociendo el periodo fundamental del suelo por medio de la ecuación 2.13 se podrá afinar este periodo y calcular la configuración de desplazamientos relativos horizontales y esfuerzos cortantes en la masa del suelo para el periodo considerado por medio de la siguientes expresiones (figura 2.24).

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad \text{ec.2.26}$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + t_i \quad \text{ec.2.27}$$

en donde los parámetros tienen los siguientes valores:

$$A_i = (1 - N_i) / (1 + N_i) \quad C_i = 0.5 \rho d_i \omega_i^2 \quad \text{ec.2.28}$$

$$B_i = (\delta_i / \mu_i) / (1 + N_i) \quad N_i = (\rho d_i^2 \omega_i^2) / 4 \mu_i$$

donde:

$\rho$  = masa unitaria del suelo

$d_i$  = espesor del estrato i

$\omega_i = 2\pi / T_{si}$  frecuencia circular

$\mu_i$  = módulo de cortante del estrato i

Para efectuar el cálculo se supone la frecuencia circular y asignando una aceleración horizontal  $A_m$  a la superficie del suelo se obtiene un desplazamiento máximo de  $\delta_{s0} = A_m / \omega_i^2$ , el esfuerzo cortante en las superficie es  $t_{s0} = 0$ . Con estos valores se entra en la ec. 2.26 y se calcula el próximo valor del desplazamiento horizontal  $\delta_{i+1} = \delta_2$ . Con este valor y el de  $t_1 = 0$  se entra en la ec.2.27 y se calcula  $t_2$ . Con los valores  $\delta_2$  y  $t_2$ , se entra en la 2.26 y se calcula  $\delta_3$  luego de la 2.27 se obtiene  $t_3$ . En esta forma paso a paso se calcula la configuración  $\delta_i$  y  $t_i$ . Al llegar a la base firme el valor  $\delta_b = 0$  y  $t_b = t_{m\acute{a}x}$ . Si  $\delta_b \neq 0$  se efectúa una corrección a la frecuencia circular supuesta hasta lograr el ajuste necesario y satisfacer las condiciones de frontera en la base firme. otros períodos del subsuelo pueden encontrarse por el mismo procedimiento.

#### Resistencia del suelo ante cargas laterales inducidas por cimentaciones profundas.

Para determinar la resistencia del suelo ante cargas laterales inducidas por pilas o pilotes se deben considerar dos tipos de falla, una superficial del tipo de cuña y otra

profunda que se le denomina de flujo alrededor del pilote, la transición entre los dos tipos de fallas ocurre donde la resistencia para el flujo de suelo alrededor del pilote es menor que la resistencia para mover la cuña, a dicha profundidad se le denomina profundidad crítica ( $x_r$ ) y es función del peso volumétrico del suelo, el ancho del pilote y los parámetros de resistencia del suelo.

Así para suelos cohesivos la resistencia por unidad de longitud del pilote estará definida para falla superficial ( $B=45^\circ$  y  $a=0^\circ$ ) por la siguiente ecuación:

$$P_u = (3 + \gamma x/c + J x/b) c b \quad \text{ec. 2.29}$$

y para falla profunda por:

$$P_u = N_p \cdot c \cdot b \quad \text{ec. 2.30}$$

donde:

$\gamma$  = Promedio pesado del peso volumétrico efectivo del suelo desde la superficie hasta la profundidad donde se determina la resistencia.

$x$  = Profundidad donde se determinará la resistencia

$c$  = resistencia al corte a la profundidad  $x$

$b$  = ancho del pilote

$J = 0.5$  y  $N_p = 9$  para arcillas blandas

$J = 2.83$  y  $N_p = 11$  para arcillas duras

La profundidad donde las ecuaciones 2.29 y 2.30 son iguales será la profundidad crítica ( $x_r$ ), y se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$x_r = \frac{6 \cdot c \cdot b}{\gamma \cdot b + J \cdot c} \quad \text{ec.2.31}$$

para suelos friccionantes la resistencia última estará definida por:

$$P_u = \gamma x (K_a b (\tan^2 B - 1) + K_o b \tan \phi \tan^4 B) \quad \text{ec. 2.32}$$

donde:

$\gamma$  = Promedio pesado del peso volumétrico efectivo del suelo desde la superficie hasta la profundidad donde se determina la resistencia.

$x$  = Profundidad donde se determinará la resistencia

$b$  = ancho del pilote

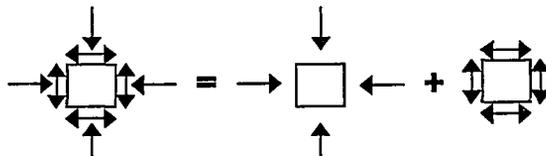
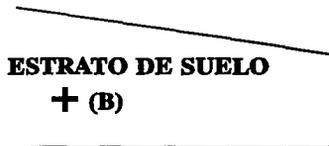
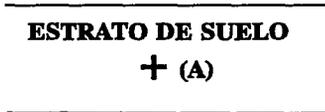
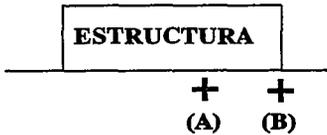
$\phi$  = Angulo de fricción interna a la profundidad  $x$

$K_o = 0.4$

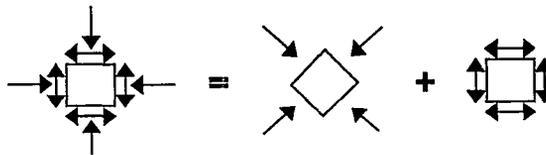
$K_a = \tan^2(45 + f/2)$

$a = f/2$

$B = 45 + f/2$



**(A) ESFUERZOS CORTANTES INICIALES**



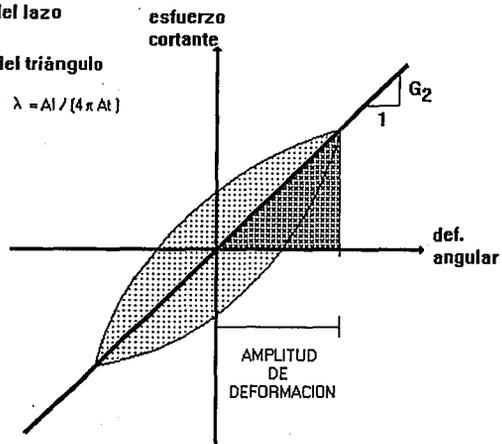
**(B) ESFUERZOS CORTANTES INICIALES DIRECCIONES INICIALES INCLINADAS**



 Area del lazo

 Area del triángulo

Amortiguamiento  $\lambda = \Delta l / \{4 \pi A t\}$

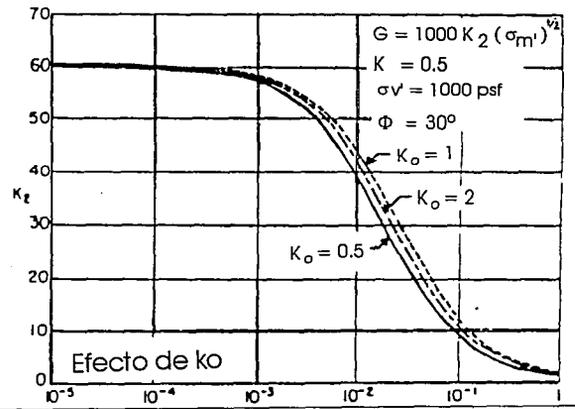
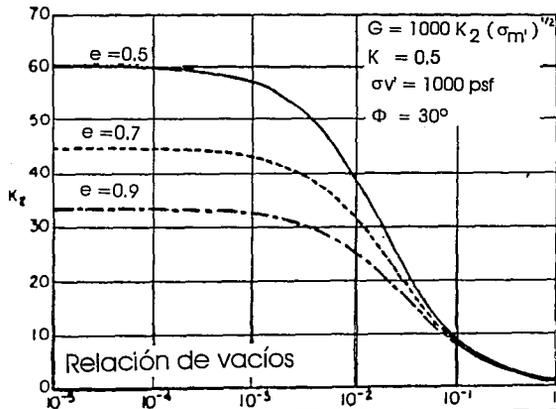
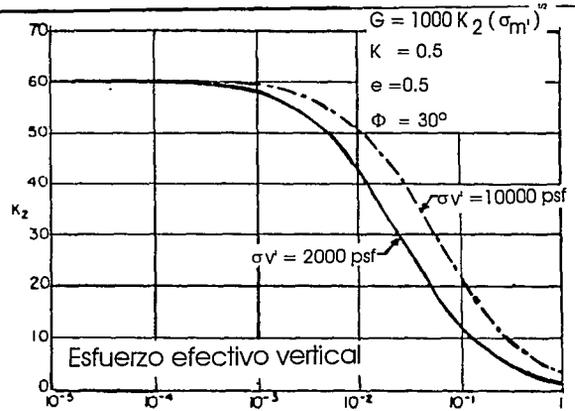
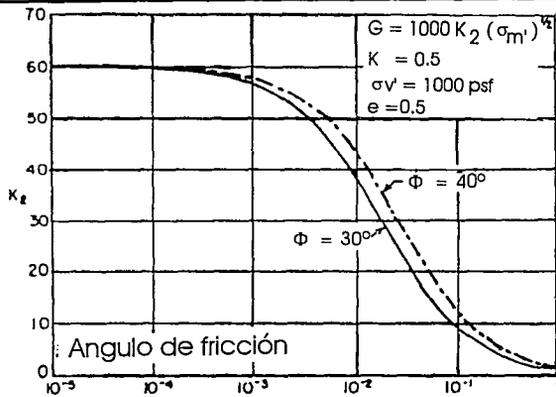


CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.2 Relación histerética Esfuerzo-Deformación para diferentes amplitudes de deformación.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

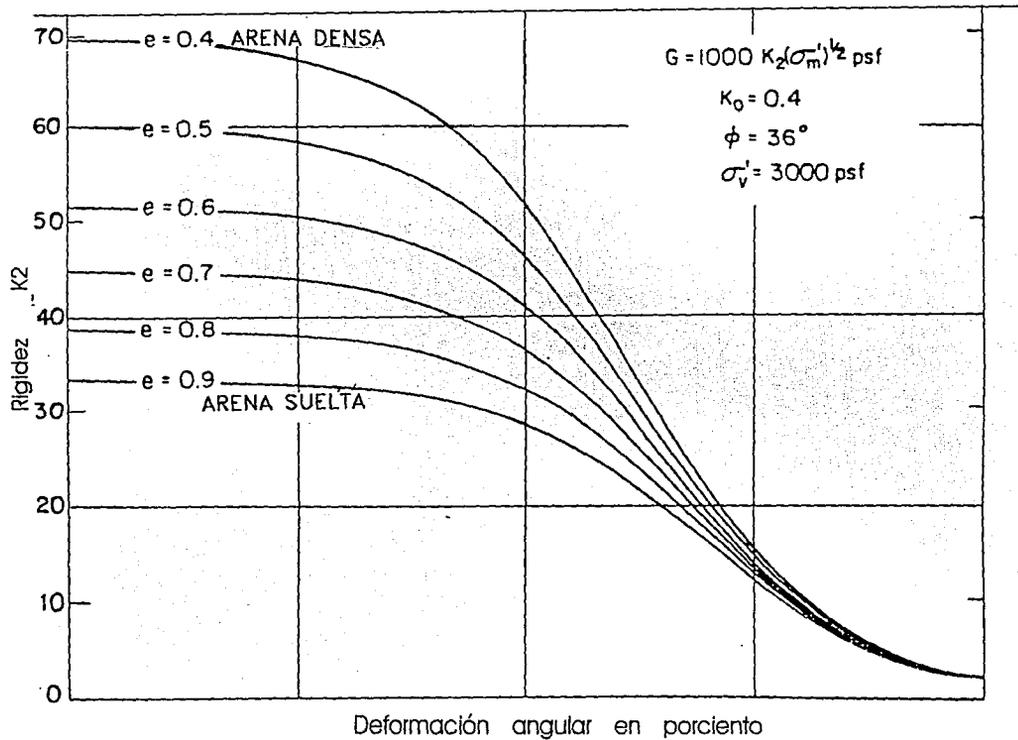




CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.3 Influencia de varios factores sobre el módulo de rigidez al cortante de arenas (Seed e Idriss, 1970)

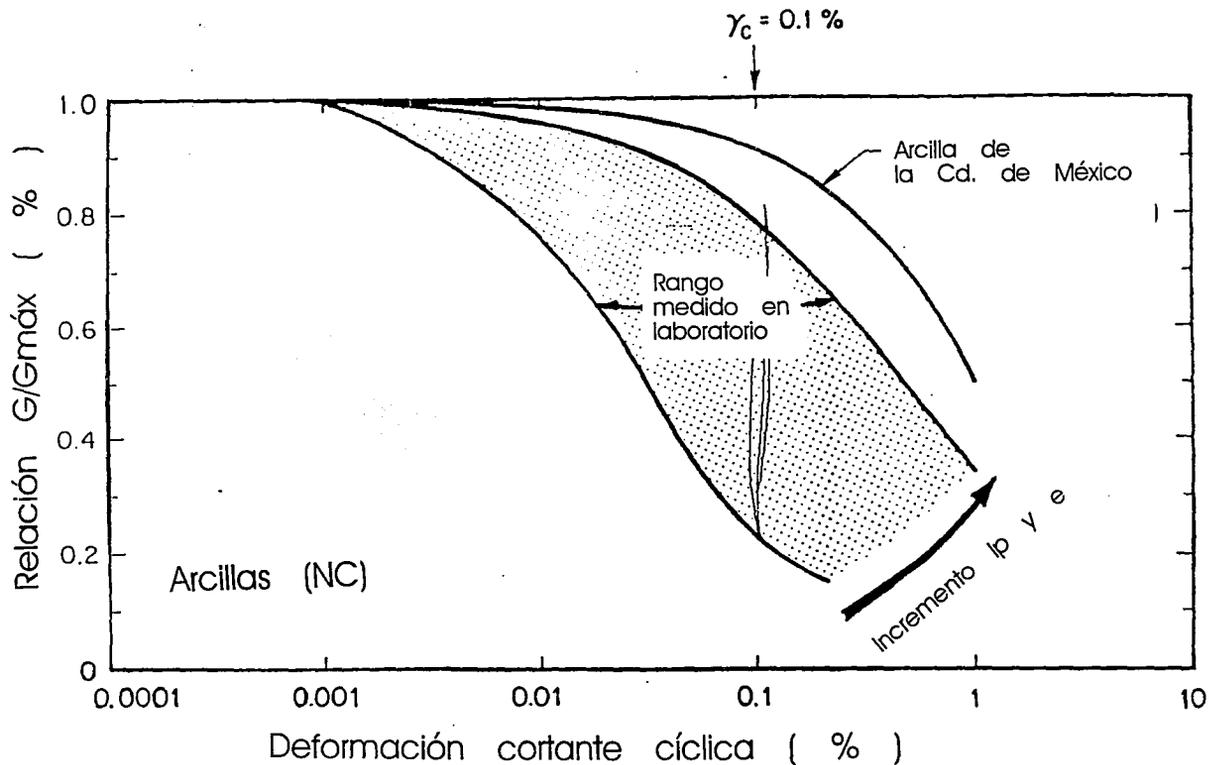




CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.4 Módulo de rigidez al cortante para arenas (Seed e Idriss, 1970)

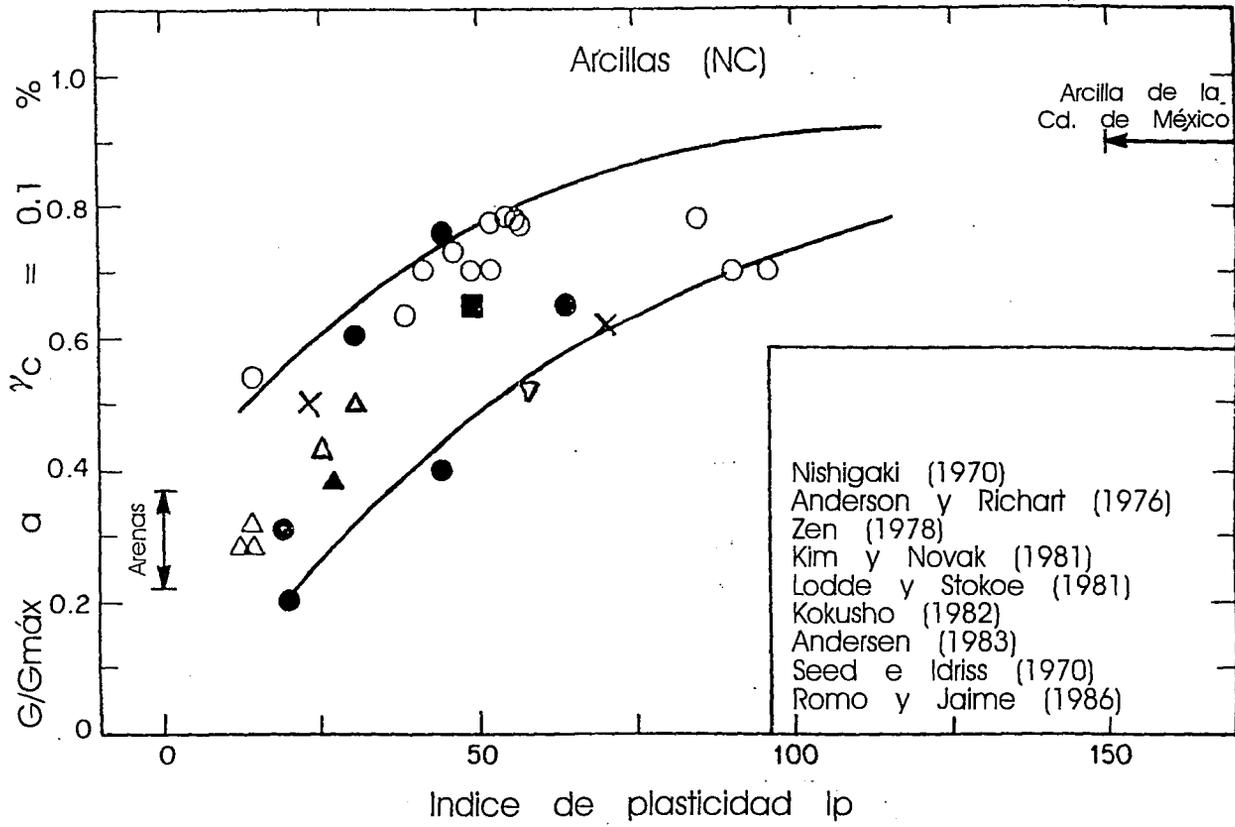




CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.5 Curvas rigidez normalizadas contra deformación para diferentes suelos (Dobry, 1987)

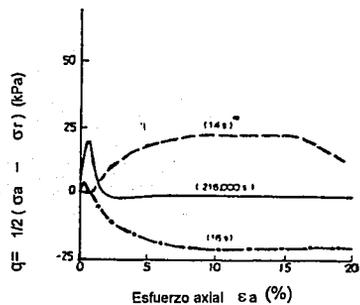
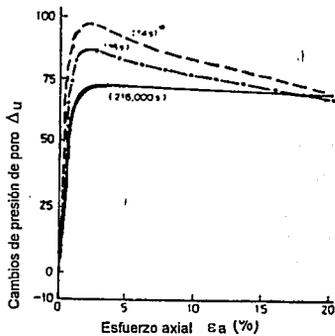
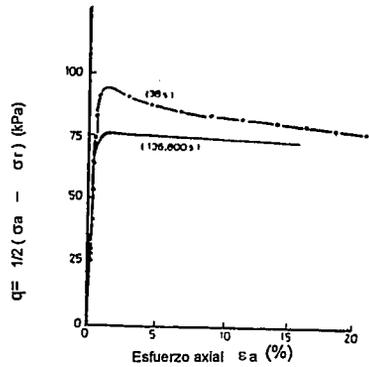
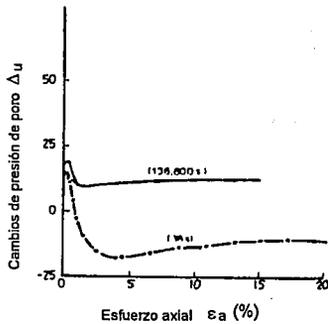
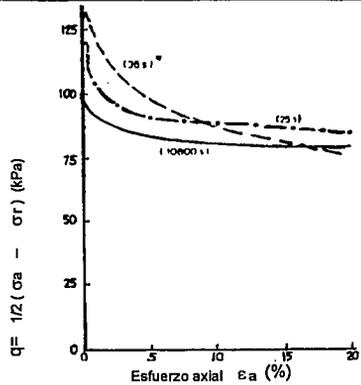
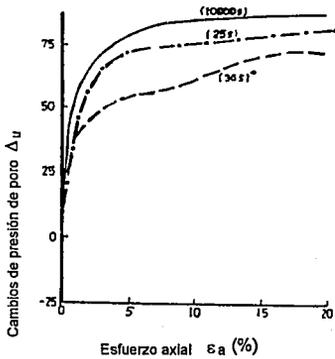




CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.6 Rigidez al 0.1 % de deformación como función del índice de plasticidad (Ovando, 1992)

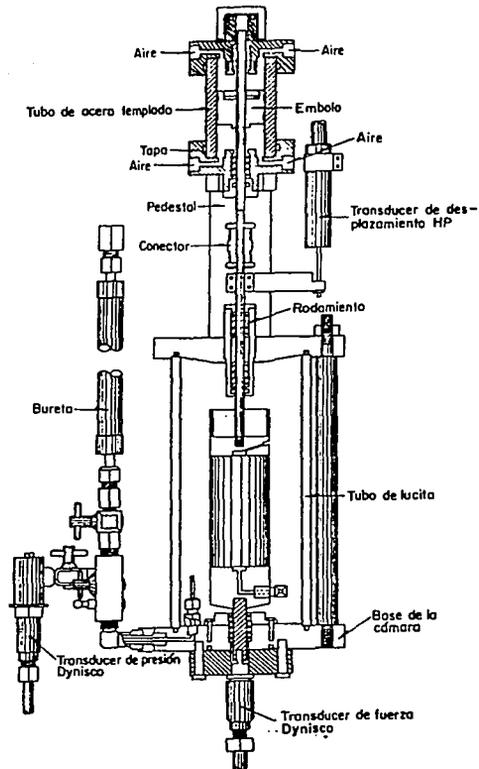




CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

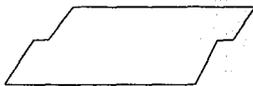
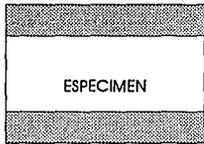
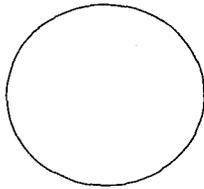
Figura 2.7 Efecto de la variación de la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante en arcillas.



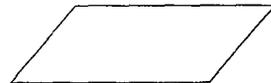
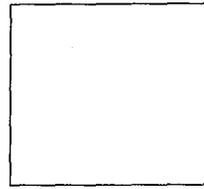


CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS  
 Figura 2.8 Cámara triaxial cíclica (Jaime 1978)





BISAGRAS



MEMBRANA  
REFORZADA



INSTITUTO NORUEGO Y SUECO  
DE GEOTECNIA.

UNIVERSIDAD DE CAMBRIDGE.

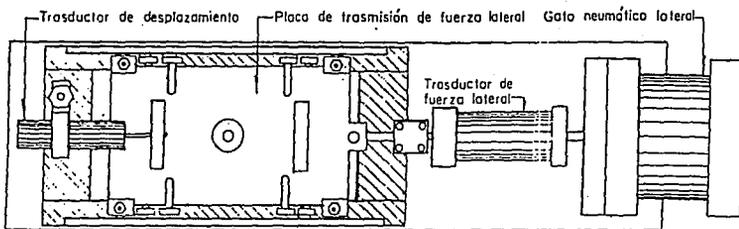
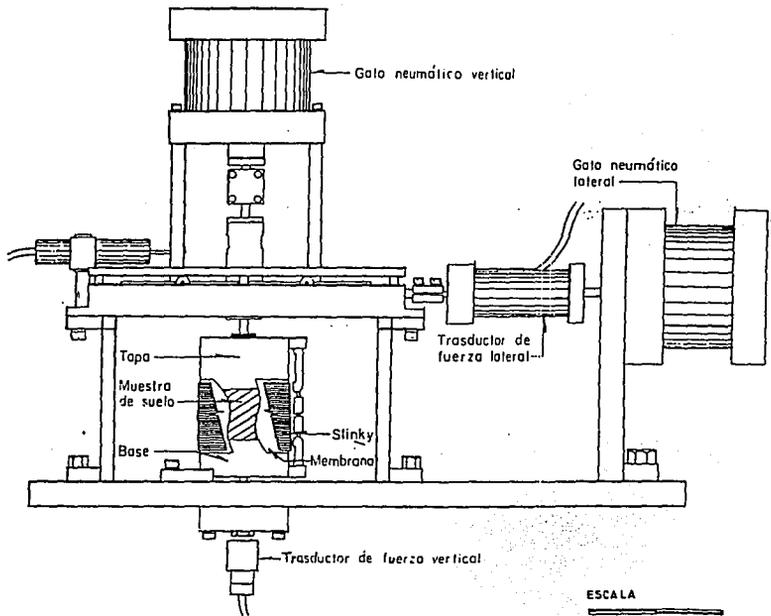


CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.9 Dos tipos de aparato de corte simple.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

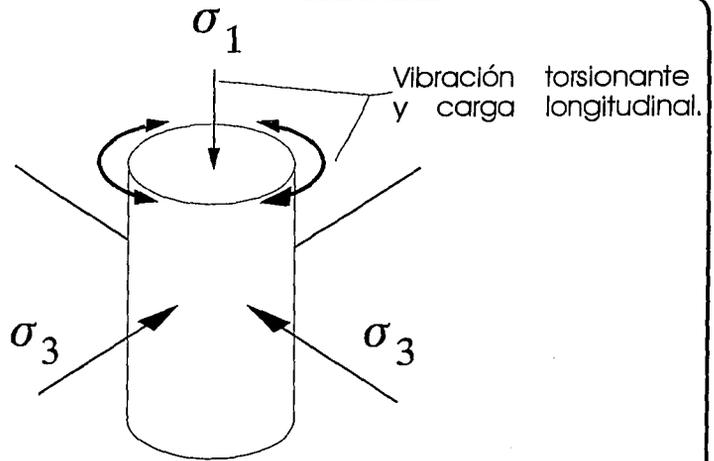




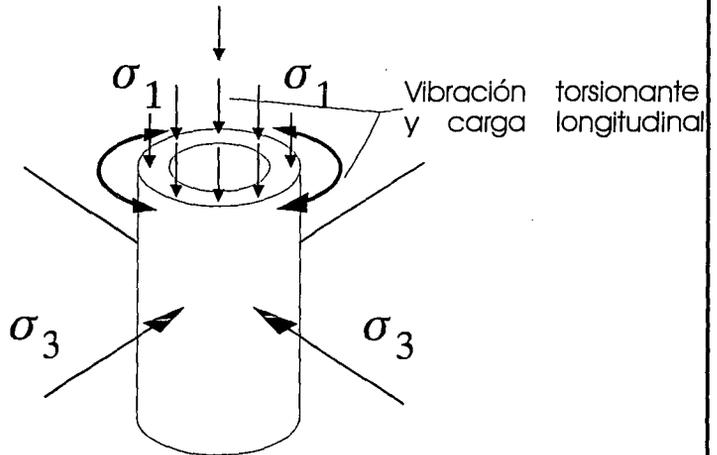
CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.10 Aparato de corte simple cíclico Instituto de Ingeniería



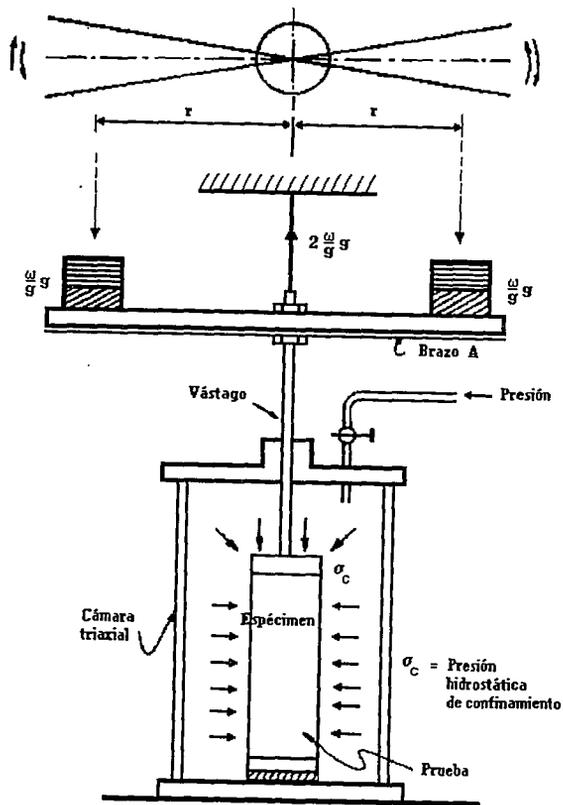


a) Cilindro sólido



b) Cilindro hueco

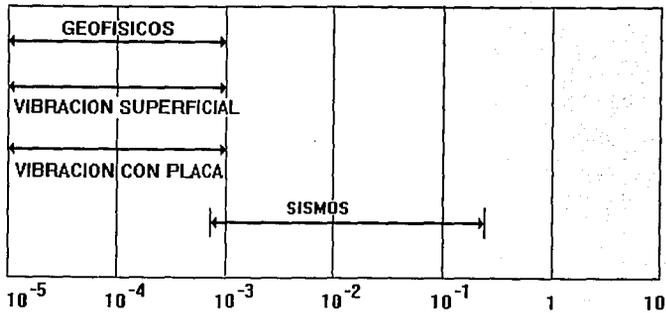




CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

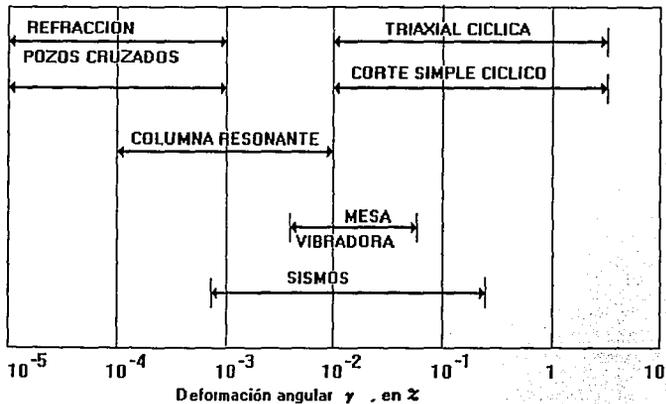
Figura 2.12 Péndulo de torsión libre (Zeevaert, 1980)





Deformación angular  $\gamma$ , en %

Figura 2.13 Pruebas de campo mostrando los rangos aproximados de deformación provocados.



Deformación angular  $\gamma$ , en %

Figura 2.14 Pruebas de laboratorio mostrando los rangos aproximados de deformación provocados.



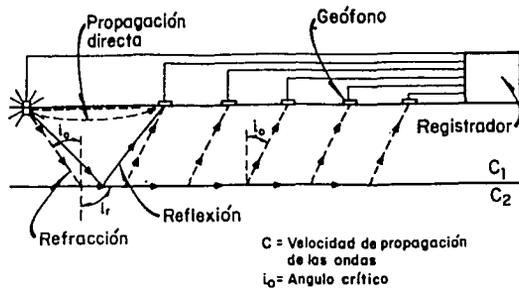


Figura 2.15 Ensayo de refracción

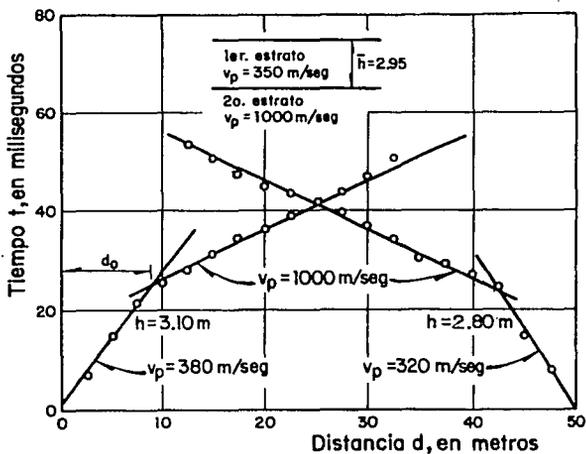
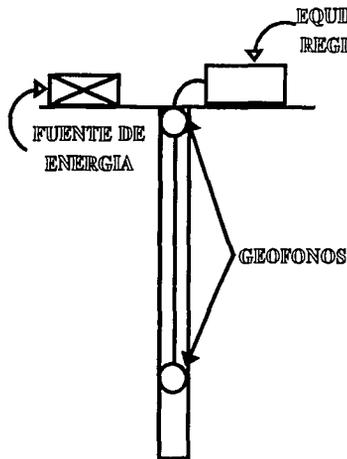
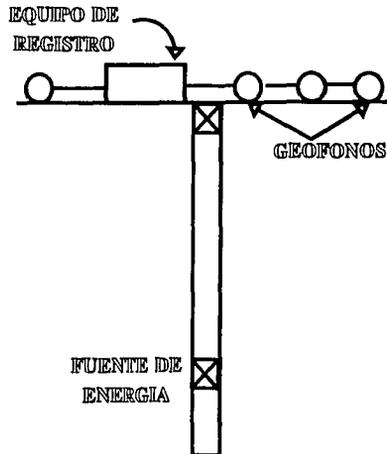


Figura 2.16 Curva Domocronica

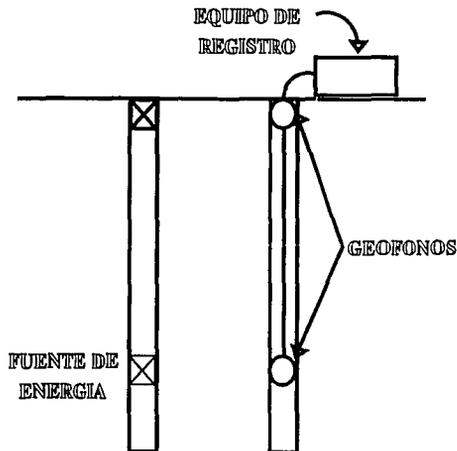




**UP-HOLE** Generación en la superficie registro en el pozo.



**DOWN-HOLE** Generación en el pozo registro en la superficie.



**POZOS CRUZADOS**



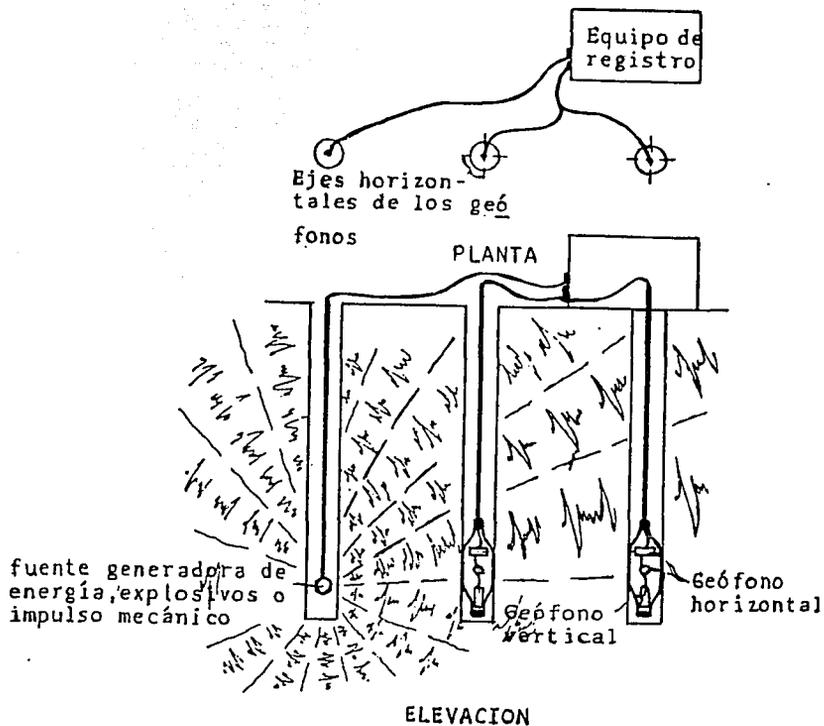


Figura 2.18 Pozos cruzados



TECNICA	ONDA P	ONDAS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
REFRACCION	X	X	CUBRE GRANDES AREAS.	NO DETECTA ESTRATOS DE BAJA VELOCIDAD.
POZOS CRUZADOS	X	X	SE PUEDE REALIZAR EN AREAS LIMITADAS	REQUIERE DOS O MAS SONDEOS
OSCILACION		X	SE TRABAJA EN LA SUPERFICIE. PERMITE CONOCER LA ATENUACION DE LA VIBRACION CON LA DISTANCIA.	INCERTIDUMBRE EN CUANTO A LA PROFUNDIDAD ALCANZADA. SE REQUIEREN EQUIPOS PESADOS.



CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.19 Ensayes de campo.



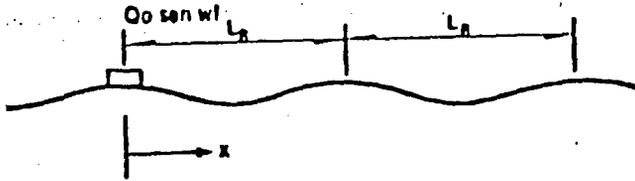


Figura 2.20 Método de oscilación forzada

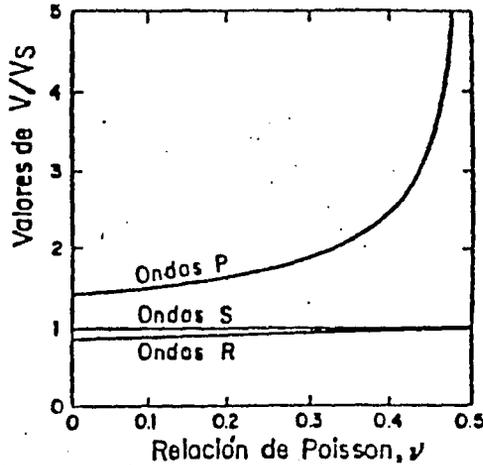
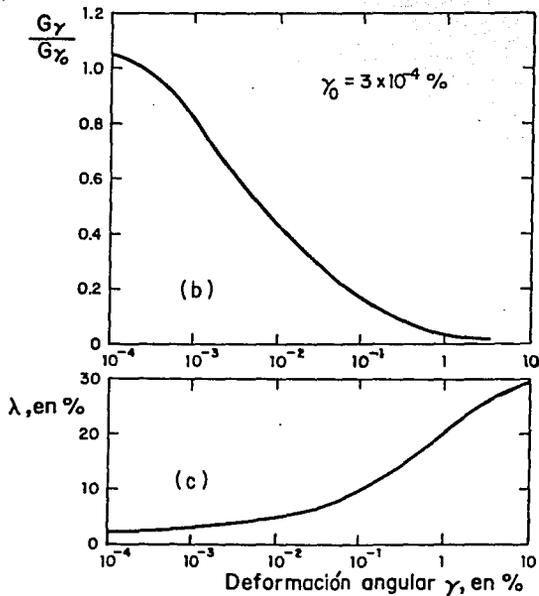


Figura 2.21 Relación entre las velocidades  $V_p$ ,  $V_s$  y  $V_r$  normalizadas con respecto a relación de Poisson. (Richart y Al, 1962)

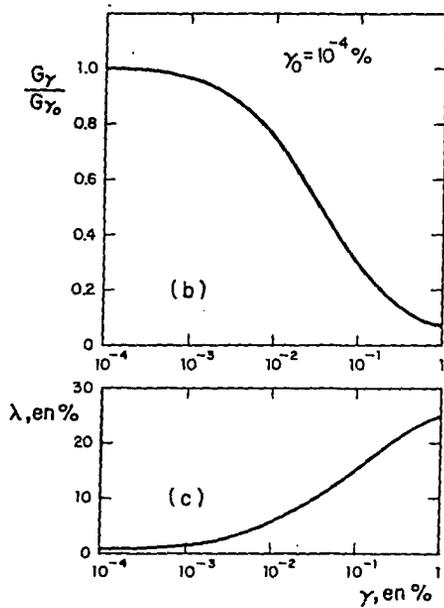




CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.22 Módulo de cortante dinámico y relación de amortiguamiento en arcillas saturadas (Seed e Idriss, 1970)





CAPITULO II PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

Figura 2.23 Módulo de cortante dinámico y relación de amortiguamiento en arenas (Seed e Idriss, 1970)



## **CAPITULO III**

### **COMPORTAMIENTO SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

#### **TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

El Ingeniero recurre al empleo de cimentaciones profundas cuando las condiciones del suelo superficial no son apropiadas para desplantar otro tipo de cimentación. Esto es frecuente en áreas donde los depósitos superficiales de suelo exhiben baja capacidad de carga y de alta compresibilidad. Es por esto que se buscan estratos de apoyo más resistentes a profundidades mayores y cuando esto no es posible se trata de cimentar sobre el tipo de suelo blando tratando de distribuir la carga en un espesor grande de suelo.

Debido a las características particulares del Valle de México y al amplio empleo de las cimentaciones profundas en esta zona, los tipos de cimentaciones a tratar son, principalmente, los empleados en la Cd. de México.

#### **Tipos de cimentaciones profundas**

En la Ciudad de México, los tipos de cimentaciones profundas más empleadas son: para el caso de la zona II o zona de Transición los pilotes de punta, pilotes de fricción, pilotes de punta penetrante, pilotes de control, pilotes entrelazados, cajones y combinaciones entre cajón y pilotes (fig 3.1).

Aunque existen otros tipos de cimentaciones profundas como pilas y cilindros, la única diferencia que existe entre pilas y pilotes es el tamaño de la sección. La costumbre suele fijar un rango de diámetros para pilotes de 0.30 a 0.76 m y en pilas de 0.76 m a 2.0 m. Sin embargo la capacidad de carga y los asentamientos en pilas pueden establecerse en la misma forma empleada para los pilotes. En el caso de los cilindros estos tienen un rango de diámetro mayor a 3.0 metros y por lo general son huecos.

### **Generalidades sobre pilotes**

Un pilote puede definirse como un elemento estructural rígido, una vez que se encuentra confinado en el suelo y resistente que dependiendo de la forma de trabajo se clasifican en: pilotes de fricción, pilotes de punta y pilotes mixtos. Los pilotes de punta desarrollan su capacidad con apoyo directo en un estrato resistente. Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea. Los pilotes mixtos aprovechan a la vez estos efectos.

Los usos más comunes para los cuales se emplean los pilotes son, entre otros:

- 1.- Transmitir las cargas de una estructura hasta un estrato de suelo resistente (pilotes de punta).
- 2.- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando la fricción lateral entre el suelo y el pilote (pilote de fricción).
- 3.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura.
- 4.- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.

Existen otros tipos de cimentaciones basados en pilotes, uno de estos tipos son los pilotes de control. Estos pilotes surgen por la necesidad de controlar la carga en los pilotes y los asentamientos diferenciales y totales de la estructura, desplantada en suelos que presentan el fenómeno de fricción negativa, el cual genera sobrecarga en los pilotes apoyados en punta. Estos pilotes de control fueron diseñados por el Ing. M. González Flores.

La particularidad de los pilotes de control se encuentra en el dispositivo que se encuentra en la cabeza del mismo (fig.3.2), en el se coloca un puente unido a la losa de cimentación de la estructura; este puente consiste de una vigueta de acero anclada a la losa con tornillos largos de acero. La unión entre la cabeza del pilote y la vigueta del puente se establece con un dispositivo formado por superposiciones sucesivas de placas delgadas de acero y sistemas de cubos pequeños de una madera (Caobilla) con características esfuerzos deformación especiales.

La finalidad del mecanismo del pilote de control es la de controlar la carga a la cual trabajará el pilote, siendo siempre inferior a la carga de falla. La carga transmitida por la estructura es tomada por el suelo y por los pilotes. Los pilotes de control permiten que la estructura baje simultáneamente con la superficie del suelo, ya que el suelo baja por algún proceso de consolidación independiente, como el de la Ciudad de México.

#### **Comportamiento sísmico de cimentaciones profundas.**

El comportamiento que presenta una cimentación cualquiera ante un fenómeno sísmico depende en gran medida del tipo de subsuelo en que se encuentra desplantada. Por ejemplo el comportamiento de un pilote apoyado o incrustado en un estrato de gravas será muy diferente al caso en que se trate de un estrato de arena fina suelta. Además el subsuelo que se encuentra generalmente en problemas de cimentaciones profundas es complejo. Tal es el caso de la Cd.de México que presenta dificultades generalmente muy superiores a las que se encuentran en otras grandes áreas urbanas del mundo.

El sismo de México del 19 de septiembre de 1985 presentó características no estimadas por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y evidenció las condiciones de diseño críticas para las cimentaciones. Los estudios posteriores al sismo permitieron observar el comportamiento de las cimentaciones a condiciones extremas y con esto realizar análisis aplicables a las condiciones particulares de la zona.

La descripción siguiente del comportamiento sísmico de las cimentaciones está basado en los estudios de los casos ocurridos en la Cd. de México durante el sismo de 1985.

### **Comportamiento sísmico de pilotes y pilas**

El Dr. Zeevaert (1973) identifica dos casos del comportamiento de las pilas y pilotes que son encontrados en la práctica. En el primer caso el pilote está sujeto en su base y su cabeza permite desplazamientos sin rotación; al mismo tiempo el pilote es sujeto a una fuerza cortante equivalente al cortante en la base inducido por la inercia de la masa de la construcción en la dirección opuesta al desplazamiento del suelo. En el segundo caso el pilote es sujeto en su base y permite libre rotación de la cabeza, donde una fuerza de reacción cortante en la base de la estructura es aplicada en la dirección opuesta a la del movimiento del suelo.

En áreas sísmicas las cimentaciones piloteadas tienden a tomar las cargas sísmicas producidas por la inercia de la estructura que soportan, la cual actúa sobre la cabeza del pilote y las inducidas por los desplazamientos horizontales de la masa de suelo blando actuando a lo largo del pilote.

En lo que se refiere al efecto de la superestructura se sabe que está induce momentos flexionantes y esfuerzos cortantes en la cabeza de los pilotes y que puede originar esfuerzos dinámicos por efecto de cabeceo que pueden ser también importantes.

Respecto al segundo tipo de carga se menciona, prácticamente, que existen dos extremos, entre los cuales hay naturalmente un intervalo de transición: o el pilote se comporta como elemento flexible y sigue los desplazamientos del suelo o el pilote se comporta como elemento rígido y tiende a permanecer fijo mientras el suelo que lo rodea se mueve a su alrededor. Cabe mencionar que en la mayoría de los casos reales los pilotes tienen un comportamiento flexible.

### **Pilotes de punta**

Este tipo de cimentaciones ha sido comúnmente empleado para construcciones pesadas y esbeltas ó por que no es apropiado emplear una cimentación compensada debido, entre otras razones, a la dificultad de alcanzar profundidades grandes que provocan problemas técnicos y económicos o a la presencia del nivel freático a poca

distancia de la superficie lo cual genera filtraciones en la cimentación y en consecuencia problemas técnicos de importancia, tal como sucedió en los sismos del 85 (Auvinet, 1988).

Durante el sismo de 1985, en México, el comportamiento de estas cimentaciones fue en general satisfactorio; sin embargo se reportaron algunos casos de daños estructurales en pilotes y la penetración del pilote en el estrato duro en el que se apoyó.

Generalmente se observó que el suelo localizado en la periferia de la construcción presentaba después del sismo un asentamiento importante pero sin consecuencias graves para la misma; dicho asentamiento se atribuye a la desaparición parcial o total de la fricción negativa por movimientos relativos entre la estructura y el suelo, con el consecuente asentamiento del suelo sometido bruscamente a la totalidad de su propio peso.

En ciertos edificios, los pilotes de la periferia no soportaron estructuralmente las sollicitaciones de flexo-compresión inducidas por el momento de volteo y de la fuerza de cortante en la base (nivel de cimentación); en particular se observaron fallas en la cabeza de los pilotes. La posibilidad de haber podido observar este hecho fue excepcional ya que se pudo inspeccionar la cabeza de los pilotes por que la parte inferior de la losa de cimentación fue accesible; apesar de que fue solo un caso el que reportó el fenómeno anterior esto hizo sospechar que pudo presentarse en otros casos, especialmente en estructuras esbeltas de gran altura. Una condición especial que se presenta en la ciudad de México es el hundimiento regional, el cual acentúa la vulnerabilidad de los pilotes ante las acciones sísmicas por la emersión que sufren los pilotes, e inclusive a la zona de contratraves sin confinamiento.

También se presentaron desplomes importantes de edificios sobre pilotes de punta que hacen posible la hipótesis de que, en algunos casos, los pilotes hayan llegado a penetrar en la capa resistente de apoyo, o bien que estos se hayan pandeado o colapsado, sobre todo los de madera, ahora en desuso (Mendoza,1988).

En la bibliografía existente se observó el caso de un Conjunto habitacional, en la Delegación Coyoacán, el cual está conformado por 8 torres de 17 niveles con planta en forma de H.

Para cada torre los consultores en Geotécnia decidieron usar una cimentación profunda a base de 128 pilotes de punta desplantados a una profundidad de 35.0 m. Para reducir los efectos de la fricción negativa se diseñaron pilotes de sección variable con punta de 50 X 50 cm. en 4.0 m. y de 40 X 40 en el fuste.

Los edificios construidos en 1974 presentaron un emergimiento debido al fuerte hundimiento de la zona. En la fecha del temblor las cimentaciones no estaban confinadas encontrándose las trabes de cimentación completamente libres y parte de los pilotes (30 a 50 cm.) por arriba del terreno natural; al revisarse la cimentación después del sismo se encontraron hasta 17 pilotes en una sola torre fallados por sobrecarga de compresión.

Entre los defectos encontrados en la cimentación destaca la separación de estribos, la cual en planos era de 30 cm. y en realidad era mayor la separación y con mala colocación.

#### **Pilotes de fricción**

Los pilotes de fricción suelen usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir asentamientos, transfiriendo parte del peso de la construcción a los estratos profundos. Excepcionalmente se usan como sistema principal de cimentación.

Las cimentaciones del primer tipo fueron las más dañadas por el sismo de México en 1985. Se sabe que 13.5 % de los edificios de 9 a 12 pisos, la mayoría sobre pilotes de fricción sufrieron daños severos en la zona central de la ciudad.

Muchas incertidumbres existen acerca del comportamiento real de este tipo de cimentación bajo acciones sísmicas y actualmente aún son debatidas. Algunos de los aspectos menos conocidos de su comportamiento son el mecanismo de transferencia de carga entre los pilotes y la losa de cimentación bajo condiciones sísmicas y el eventual deterioro de la adherencia entre los pilotes y el subsuelo bajo cargas cíclicas posiblemente compensado por un incremento en la capacidad axial de los pilotes bajo carga dinámica. Sin embargo, esta hipótesis no fue necesaria para explicar el mal comportamiento de los casos analizados.

De las observaciones realizadas del comportamiento sísmico que presentaron los pilotes de fricción en el sismo del 85, se distinguieron dos tipos de comportamiento inadecuado; éstos son (Auvinet,1986):

-Hundimiento brusco, durante el sismo, de construcciones pesadas generalmente de grandes dimensiones en planta para las cuales es posible verificar que la presión de contacto de la losa-suelo era importante, aún suponiendo que los pilotes trabajaban a su capacidad máxima de carga.

-Desplomes permanentes por volcamiento de estructuras esbeltas con insuficiente número de pilotes.

En la parte sur de la zona central de la Ciudad de México, cercano al Salto del Agua, se encuentra un edificio de oficinas de 22 niveles y sótano cimentado con 87 pilotes de fricción que atraviesan la primera capa dura.

El comportamiento del edificio construido en 1980 había sido satisfactorio hasta el 19 de septiembre, cuando sufrió fuertes hundimientos diferenciales de 55 cm. hacia su esquina N.E.

La cimentación en la zona central del edificio forma cajones, esto por problemas constructivos, y en las orillas la losa de apoyo está por encima de las contratrabes, en esta zona se produjo una falla horizontal de la losa aun cuando estaba bien ligada al acero de refuerzo de las trabes, produciendo una separación de las dos parrillas de armado superior e inferior.

### **Tipos especiales de cimentación.**

Entre estos tipos de cimentación encontramos los pilotes de control, los pilotes entrelazados y los pilotes de punta penetrante. Dichas cimentaciones presentaron también casos de mal comportamiento durante el sismo de 1985.

La característica principal de los pilotes de control es la de manipular las cargas que soportan los pilotes, al igual que los asentamientos diferenciales y totales de la estructura. Estos son, en esencia, pilotes de punta que atraviesan libremente la cimentación de la estructura (fig 3.1). La utilización principal de estos pilotes se debe a la necesidad de controlar el fenómeno de fricción negativa y los efectos que provoca, los cuales con simples pilotes de punta no se llegan a controlar.

Entre los factores que mostraron los pilotes de control, durante el sismo del 85 fueron, entre otros, que los sistemas con control de carga en la cabeza de los pilotes presentaron con frecuencia deformaciones grandes y, en un número de casos, la falla estructural o el volcamiento de dicho mecanismo. Lo anterior puede atribuirse a múltiples factores entre los cuales destacan la falta de mantenimiento, generadora de concentraciones de carga en ciertos pilotes, los defectos constructivos y principalmente la concepción misma de ciertos sistemas que difícilmente permiten absorber la fuerza cortante transmitida a la cimentación por el sismo.

Además estos sistemas no tienen ninguna capacidad para trabajar a tensión, situación que los hace más vulnerables a los efectos sísmicos. Proporcionalmente el número de edificios sobre pilotes de control que fueron dañados por los sismos fue alto teniéndose entre ellos hospitales, centrales telefónicas, etc.

Durante el sismo la mayor parte de los cabezales metálicos no soportaron las sobrecargas quedando destruidos. Los desplomes máximos aumentaron hasta llegar a 100 cm. en 17 niveles.

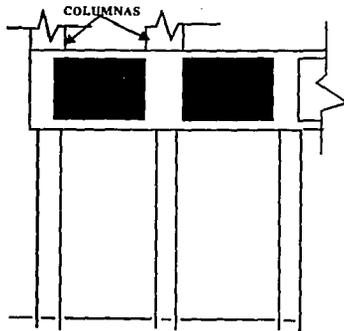
También se encontraron casos de mal comportamiento de cimentaciones con pilotes entrelazados o con pilotes de punta penetrante, atribuible a factores semejantes a los mencionados para pilotes de fricción y de punta.

En el centro de la Ciudad de México, muy próximo al cruce entre Insurgentes y Reforma, se encuentra un edificio de oficinas de 20 niveles y 4 sótanos cuya cimentación se resolvió a base de 202 pilotes de punta penetrante apoyados en la primera capa dura localizada a una profundidad de 31.0 m. del nivel de banqueteta. Por razones arquitectónicas, los primeros pisos superiores destinados a estacionamientos así como los sótanos fueron construidos a desnivel, lo que ocasiona diferentes profundidades en el desplante de la cimentación.

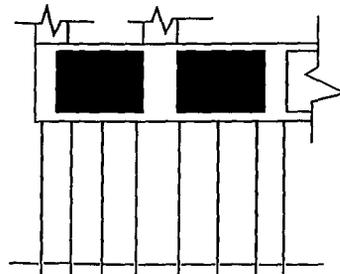
La cimentación original se pensó con losa de cimentación y trabes hacia abajo, pero la dificultad de construcción, provocó que los constructores realizarán una excavación total usando losa de cimentación, trabes hacia arriba y losa formando cajones en la mayor parte del edificio.

En la fachada norte con colindancia poniente se conservó el diseño original y justamente en esas zonas se produjo la falla de la losa de cimentación que en algunos lugares se levantó más de 1.2 m. Esta losa no estaba bien ligada con el acero de refuerzo de las contratraves.

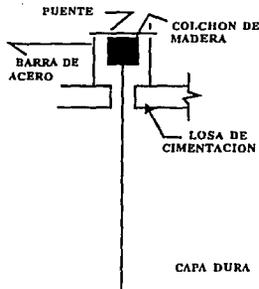
En las esquinas N.O. se produjo un hundimiento de 60 cm. coincidiendo con la zona más débil de la cimentación. En la estructura se tienen las rampas de acceso de los estacionamientos que aumentan la rigidez en la zona de falla.



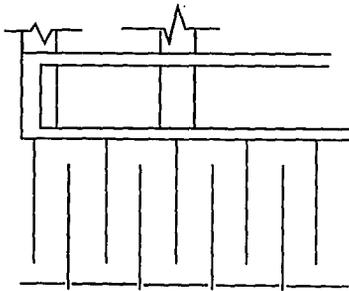
PILOTES DE PUNTA



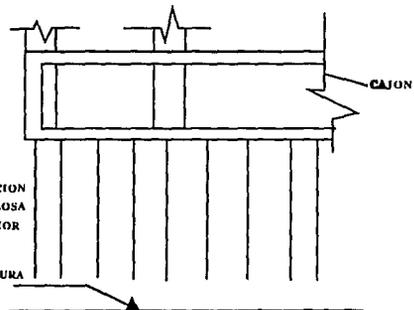
PILOTES DE PUNTA  
PENETRANTE



PILOTE DE CONTROL



PILOTES ENRELAZADOS



PILOTES DE FRICCION



CAPITULO III COMPORTAMIENTO SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 3.1 Tipos de cimentaciones profundas empleadas en la zona lacustre de la Cd. de México.



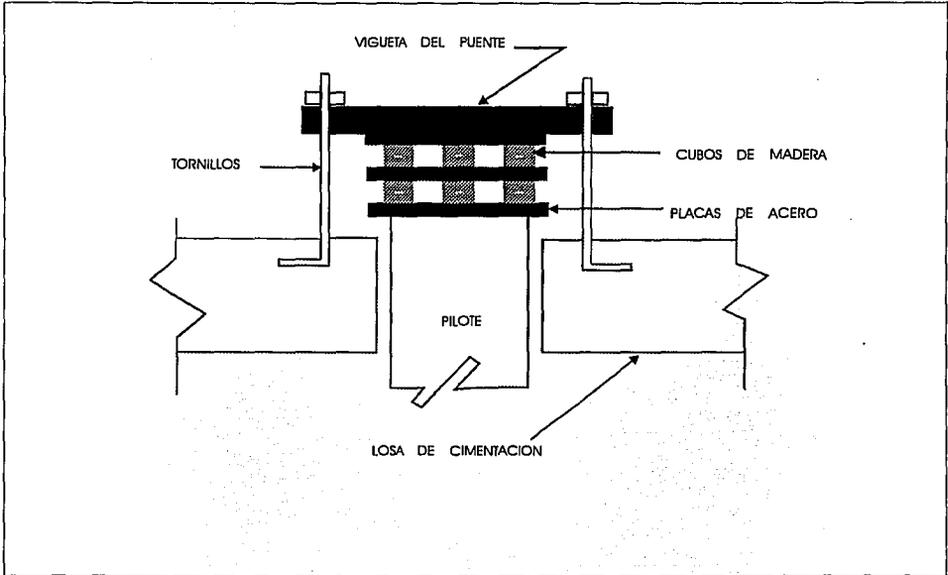


Figura.3.2 Cabeza de un pilote de control



## **CAPITULO IV**

### **ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

#### **Introducción**

El análisis de cimentaciones profundas que soportarán cargas laterales es un importante problema de interacción suelo-estructura, que debido a su importancia, tiene un número amplio de aplicaciones prácticas.

El objetivo principal del análisis es garantizar la estabilidad de la estructura de cimentación, la cual soporta una estructura, por lo general esbelta, la cual es alterada por la ocurrencia de un sismo.

Como se mencionó en el capítulo anterior, durante la ocurrencia de un sismo el sistema suelo-cimentación-estructura se ve sujeto a una serie de efectos ocasionados por el movimiento telúrico; entre los principales se encuentran el momento de volteo ( $M_T$ ) y la fuerza horizontal ( $V_T$ ), ambos, debidos al efecto dinámico del fenómeno (fig.4.1).

La determinación del momento de volteo y la fuerza horizontal sísmicos se puede efectuar por análisis estático o por el análisis dinámico, tratados en la literatura de diseño estructural. Sin embargo, dichos métodos carecen de considerar la interacción suelo-estructura.

Es claro que los análisis dinámicos son recomendables sobre los análisis estáticos, principalmente por que representan de una manera más realista el fenómeno, aun cuando su aplicación práctica resulta ser laboriosa. También se observa que los análisis estáticos son de menor precisión, aunque de manejo más simplificado.

En la actualidad, los estudios en este campo han sido muchos y sumamente importantes. Sobresaliendo en estos, el interés por evaluar el efecto del suelo, la cimentación y la estructura en forma conjunta.

Uno de los análisis más sobresaliente es el desarrollado por el Dr. Zeevaert (1973 y 1980), quien presenta un método de obtención de las sollicitaciones  $M_T$  y  $V_T$ , además de las deformaciones y esfuerzos ocasionados en el suelo y la cimentación, importantes para conocer las condiciones de estabilidad general de la estructura. Este procedimiento se lleva en condiciones dinámicas lo cual es una ventaja del mismo.

Uno de los principales problemas por los que la resolución de algunos métodos es difícil, es debido al gran esfuerzo computacional que generalmente se requiere para dichos análisis; apesar de los grandes avances en dicha materia, existen aun dificultades, por lo que la elección del modelo y el método de análisis es muy importante para obtener los resultados más óptimos.

#### **Interacción suelo-estructura**

Durante la ocurrencia de un sismo en una zona edificada, la presencia de una estructura existente modifica los movimientos sísmicos del suelo. Al arribar las ondas sísmicas a la superficie del suelo, generan movimientos en la estructura desplazada sobre él, se dice que si los desplazamientos en el terreno libre,  $A$ , son diferentes de los de la cimentación,  $B$ , la estructura y el terreno están acoplados y, por lo tanto, hay interacción suelo-estructura (fig 4.1a). Por otro lado si  $A=B$  el efecto de interacción no se desarrolla.

La importancia de esta interacción depende en general de tres aspectos (Seed, 1986):

### **1) Prorrateo debido a la losa de cimentación**

La variación espacial de los movimientos del terreno libre tiende a ser eliminada por la presencia de una cimentación rígida; la magnitud de este efecto depende del área de rigidez de la cimentación y del grado de heterogeneidad de los movimientos de campo libre. En general, la amplitud máxima del movimiento de la cimentación será menor que las que ocurren en el terreno libre. Si el área de la losa de cimentación es pequeña, los movimientos diferenciales del terreno bajo la losa serán también pequeños y pueden despreciarse.

### **2) Interacción inercial**

Conforme los movimientos se transmiten a la base de un edificio, habrá una resistencia inercial que se opone al movimiento del resto del edificio y esta resistencia inercial permanecerá durante todo el tiempo que dure la excitación sísmica. Como resultado de lo anterior se provocarán cambios en las presiones de contacto entre la losa de cimentación y el terreno, y causará deformaciones tanto en el terreno como en el edificio. Debido a la deformabilidad del suelo, el período efectivo de la estructura se incrementa con respecto al calculado para la condición de apoyo rígido.

### **3) Interacción cinemática**

Si el edificio está empotrado a una profundidad significativa, estará sujeto a los movimientos del terreno en su base y en las paredes laterales de la porción empotrada del edificio; dichos movimientos variarán con la profundidad bajo la superficie del terreno. Mientras más profundo el empotramiento, menores serán las aceleraciones desarrolladas en la base y menor será la respuesta de la superestructura. A los efectos del empotramiento en la estructura total se le ha llamado interacción cinemática y son muy significativos para las estructuras empotradas profundamente.

El problema básico de interacción dinámica suelo-estructura (fig 4.2) involucra la evaluación de la respuesta de una o más estructuras en un sitio particular para un sismo determinado (sismo de diseño) especificado en el campo libre a una elevación específica (punto de control). el estudio completo del fenómeno de interacción incluye necesariamente dos etapas: el análisis del terreno libre, que consiste en determinar las variaciones espaciales y temporales de los movimientos de campo libre. La segunda etapa es la interacción la cual consiste en evaluar la respuesta de la estructura colocada en el medio ambiente definido para el campo libre.

En un estudio formulado por Romo (1991) revela que para el fenómeno de interacción son de importancia, solamente, los movimientos de campo libre que están dentro del área que ocupará la cimentación. Esto es importante para estructuras desplantadas en suelos blandos, debido a que los movimientos de campo libre varían apreciablemente con la profundidad, lo cual indica la importancia de determinar la variación espacial de los movimientos en campo libre para el problema de interacción. Una conclusión importante de la formulación es que la excitación dinámica a la que es sometida la estructura depende de las diferencias entre las propiedades de la estructura y el suelo excavado. Al disminuir estas diferencias, ya sea por aumento de la rigidez de la cimentación o por aumento de la profundidad de desplante, la intensidad del movimiento sísmico decrece, lo cual indica que para una estructura dada es posible diseñar una cimentación de características tales que minimice la magnitud de la excitación dinámica.

#### **Algunos resultados de los estudios de interacción suelo- estructura**

##### **1.- Efecto de la flexibilidad del suelo en el período efectivo de las estructuras.**

Al aumentar la flexibilidad del depósito de suelo se incrementará el período efectivo de un edificio, si se considera como período efectivo aquel que corresponde al sistema suelo-estructura; esto debido a que el movimiento del cimiento contiene tanto los componentes de balanceo como de traslación. Así, la misma estructura desplantada sobre roca tendrá un período efectivo menor que desplantada sobre suelo.

Entre los estudios más importantes que se han hecho a este respecto se encuentra el de Bielak (1971) en el que demuestra que para arcillas con una velocidad de onda mayor de 120 m/s, la influencia de la compresibilidad del suelo en el período efectivo de la estructura no es muy grande, siendo de aproximadamente del orden del 10 %. Sin embargo, para el caso de la Cd. de México los efectos son más importantes con un período efectivo de 40 %, dado que en la zona del lago se tienen depósitos de arcilla con velocidades de corte promedio del orden de 60 m/s (Seed,1986).

Los incrementos en el período natural efectivo de una estructura involucran variaciones en los valores de los cortantes basales y de los momentos de volteo calculados con la hipótesis de estructura sobre base rígida. Para determinar estas cantidades, considerando el efecto de la interacción, se necesita definir el espectro de piso y el período efectivo del edificio. En general, se tiene que los valores de cortante basal y el momento de volteo se reducen por el efecto de la interacción; sin embargo, se pueden presentar casos en que los cortantes y momentos de volteo resulten mayores.

La obtención del período natural efectivo del edificio se obtiene con la siguiente ecuación:

$$T = T_0 * ((1 + k/k_x) + k * h^2 / k_f)^{1/2} \quad \text{ec. 4.1}$$

donde:

$T_0$ - Período fundamental de la estructura sobre base rígida

$k_x$ - Coeficiente de rigidez horizontal

$k_f$ - Coeficiente de rigidez a la rotación

$k$  - resorte de rigidez

$h$  - altura

La ecuación anterior se basa en el hecho del comportamiento de la estructura en su modo fundamental representado como un sistema de un solo grado de libertad consistente en una masa  $M$  localizada a una altura  $h$  arriba del nivel de cimentación y en un resorte de rigidez  $k$ . Si  $x_i$  son los desplazamientos modales al nivel  $i$ , asociado a una masa  $m_i$  y a una altura  $h_i$ , se tiene:

$$M = \sum m_i x_i^2 / \sum m_i x_i^2 \quad \text{ec.4.2}$$

$$k = 4 \cdot p^2 M / T_0^2 \quad \text{ec.4.3}$$

$$h = \sum m_i x_i h_i / \sum m_i x_i \quad \text{ec.4.4}$$

## 2) Efecto de la profundidad de desplante.

La mayor parte de las cimentaciones se encuentran enterradas y se sabe que los movimientos del suelo varían con la profundidad. Romo(1990) ha evaluado los efectos de interacción asociados con la profundidad de desplante, según Romo la profundidad de desplante afecta de dos formas la respuesta dinámica de un edificio (fig. 4.3). Por un lado, la intensidad de los movimientos sísmicos disminuye con la profundidad lo cual indica que existe la posibilidad de que las vibraciones que le lleguen a la estructura sean menores. Por otra parte, para una estructura dada al aumentar la profundidad a la que se desplanta la cimentación el vector de carga disminuye, mostrando que la sollicitación sísmica es menor. En base a lo anterior, una cimentación profunda rígida puede considerarse conveniente para atenuar los movimientos sísmicos que le llegan a la superestructura.

Para estimar el efecto potencial de la profundidad de desplante de la cimentación en la intensidad de los movimientos sísmicos en la base de la estructura (nivel del terreno) y en la superficie libre del terreno, Romo analizó la respuesta de una estructura apoyada sobre una cimentación rígida desplantada a varias profundidades. En la figura 4.4 se muestra el efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas a diferentes distancias del eje de cimentación.

### **3) Efecto del tipo de cimentación.**

La elección final de una cimentación profunda para una edificación determinada se basa en una serie de consideraciones que no se discuten aquí. Sin embargo, actualmente, para decidir sobre el tipo de cimentación, no se considera la capacidad para atenuar los movimientos sísmicos a los que estará sujeta la estructura.

Este aspecto puede tener implicaciones prácticas importantes ya que es factible que el espectro de aceleración al nivel de la base del edificio (espectro de piso) sufra reducciones apreciables en sus ordenadas con respecto a las del campo libre.

En la misma referencia se analizó la respuesta de un edificio con frecuencia natural de 1.0 Hz, por el método del elemento finito. Se contemplaron dos tipos de cimentación con iguales factores de seguridad contra la falla bajo carga sostenida. Una consistió en un cajón a una profundidad de 2.5 m y pilotes de fricción de 23 m de longitud. La otra fue un cajón rígido desplazado a 14 m de profundidad. El depósito arcilloso se consideró de 32 m de espesor y con una velocidad promedio  $V_s = 52$  m/s. La excitación sísmica, que se aplicó en la base del depósito de arcilla, se representó con el espectro promedio de los componentes horizontales de los acelerogramas registrados en la Cd. Universitaria durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

En la figura 4.5 se comparan el espectro de aceleraciones de campo libre con los espectros de las respuestas calculadas en ambos sistemas suelo-estructura al nivel de la superficie, de bajo de la estructura (Punto A). Para la frecuencia natural de depósito del suelo (40 Hz) la ordenada espectral de campo libre sólo se atenúa un 5% cuando se consideran los pilotes de fricción y un 12% para el caso de cajón rígido. Esto indica que al menos para el caso analizado, la frecuencia natural del depósito del suelo no se modifica por la presencia de una estructura. Sin embargo, para la frecuencia efectiva de la estructura (1.0Hz) la influencia del tipo de cimentación es importante. Mientras que la amplitud del espectro de piso a esta frecuencia para el caso de la cimentación a base de pilotes de fricción es solo 10% menor que la del campo libre, la amplitud espectral correspondiente, para el caso de la cimentación a base de un cajón rígido, se abate en más del 50%. esto significa que el coeficiente sísmico que se usaría para calcular las fuerzas de inercia es del orden de la mitad si la

estructura se cimienta sobre un cajón del que se requeriría, si se eligiera una cimentación a base de pilotes de fricción. En consecuencia, si el cimienta se diseña tomando en cuenta las características de vibración del suelo y las del medio ambiente sísmico, es posible disminuir el costo del edificio sin aumentar el riesgo.

#### **Análisis sísmico de cimentaciones profundas**

El análisis sísmico de una cimentación debe verificarse para la acción sísmica más intensa que pueda ser esperada durante la vida de la construcción. Actualmente el estado de conocimientos permite llevar a cabo un análisis aproximado de los factores que están involucrados en este fenómeno físico.

Ante la presencia de una acción sísmica sobre la estructura de cimentación se incrementan los esfuerzos de contacto con el suelo. Dichos esfuerzos se analizan para verificar el comportamiento y consecuentemente la estabilidad de la cimentación.

El análisis aquí empleado toma los efectos máximos y no toma en cuenta efectos secundarios que de una u otra forma alteren los resultados cuantitativos primarios. De cualquier forma, en todo problema de ingeniería práctica la necesidad de aplicar factores de seguridad adecuados se realiza con la finalidad de cubrir las deficiencias de las teorías empleadas y de la asignación que operan de ellas.

#### **Estabilidad sísmica de la cimentación**

El problema principal que se presenta en una estructura y su cimentación cuando son alteradas por una acción sísmica es el fenómeno de rotación, el cual es ocasionado por el momento de volteo sísmico de la estructura.

Supongamos una estructura y su cimentación representada en la figura 4.6 (Zeevaert,1980). Si el período fundamental del subsuelo es  $T_s$  y  $T_\theta$  el período de vibración libre por rotación del edificio. El período de rotación  $T_\theta$  es función de las propiedades dinámicas y estratigráficas del subsuelo y de la rigidez de la cimentación.

Cabe mencionar que para que el valor de  $T_{\theta}$  sea significativo la estructura debe tener un periodo libre de vibración pequeño lo que implica un edificio de alta rigidez.

Obtenemos la siguiente relación de periodos  $T_{\theta}/T_s$ , y asignando un amortiguamiento crítico  $\alpha_0$  para el sistema se puede usar un espectro de diseño, DAES (Zeevaert,1980) figura 4.7 y encontrar el valor de amplificación  $f_a$ , de donde la fuerza de inercia en el centro de masa del edificio será:

$$V_m = f_a * M * a_m \quad \text{ec.4.5}$$

en donde  $a_m$  es la aceleración máxima asignada a la superficie del suelo.

El movimiento sísmico de la superficie del suelo empujará a la cimentación rígida de tal forma que se provocará una fuerza horizontal ( $V_m$ ) al centro de masa del edificio.

La fuerza de inercia provocará un momento de volteo definido por:

$$O_T = M * \omega_{\theta}^2 * d_{\theta} * h_m \quad \text{ec.4.6}$$

donde:

$M$  - Masa del edificio incluyendo cimentación.

$\omega_{\theta}$  - Frecuencia circular por rotación de la cimentación.

$d_{\theta}$  - Desplazamiento del centro de masa.

$h_m$  - Altura del centro de masa desde la interfase del suelo con la cimentación.

$k_{\theta}$  es el módulo de cimentación por rotación el cual se define por:

$$k_{\theta} = O_T / q \quad \text{ec. 4.7}$$

en donde  $q$  es la amplitud del ángulo de rotación originado por  $O_T$  por lo que:

$$M * \omega_{\theta}^2 * d_{\theta} * h_m = k_{\theta} * d_{\theta} / h_m \quad \text{ec.4.8}$$

de donde la frecuencia circular libre se obtiene de:

$$w_{\theta}^2 = k_{\theta}/(hm^2 \cdot M) \quad \text{ec.4.9}$$

y consecuentemente el período de rotación de la cimentación es:

$$T_{\theta} = 2 \cdot \pi \cdot hm \cdot (M/k_{\theta})^{1/2} \quad \text{ec.4.10}$$

Como se observa el problema consistirá en determinar el módulo de cimentación por rotación  $k_{\theta}$  el cual es función de las propiedades dinámicas de deformación de la masa del suelo.

Conociendo el período de la estructura ( $T_n$ ) y el período ( $T_{\theta}$ ) de la cimentación, se obtiene el período acoplado del sistema por medio de la siguiente ecuación:

$$T_o^2 = T_n^2 + T_{\theta}^2 \quad \text{ec.4.11}$$

y el amortiguamiento crítico equivalente ( $x_o$ ) con:

$$x_o^2 = \frac{(1 - x_{\theta}^2) \cdot x_n^2 \cdot T_n^2 + (1 - x_n^2) \cdot x_{\theta}^2 \cdot T_{\theta}^2}{(1 - x_{\theta}^2) \cdot T_n^2 + (1 - x_n^2) \cdot T_{\theta}^2} \quad \text{ec.4.12}$$

Como se indicó anteriormente se entra con  $T_o/T_s$  y  $x_o$  a DAES y se determina el factor de amplificación ( $f_a$ ) por consiguiente los valores de  $V_m$  y  $O_T$ .

El amortiguamiento de una estructura se encuentra en rango de  $x_n = 2\%$  a  $5\%$  y para las cimentación, aproximadamente (Zeevaert,1980):

En sedimentos	$x_{\theta}$
muy suaves	20 % - 15 %
suaves	15 % - 12 %
rígidos	12 % - 8 %
muy rígidos	8 % - 6 %
duros	5 %

### **Obtención de la rigidez de una cimentación.**

La revisión de la literatura muestra diversos intentos efectuados para estimar las rigideces lineales y angulares en función del tipo de cimentación que se seleccione; por ejemplo Zeevaert(1980), Novak(1974), Dobry y Gazetas(1986), entre otros.

En general los métodos consideran que se conoce la estratigrafía del subsuelo y sus propiedades mecánicas que permitan definir velocidades de ondas de cortante representativas del subsuelo y que las presiones de contacto entre la cimentación y el suelo se encuentran en los intervalos comúnmente aceptados en la práctica del diseño de cimentaciones.

En las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (1987) en la Cd. de México se propone un cálculo sencillo de la rigidez reduciéndolo a expresiones simples, en función del módulo G y los radios equivalentes por desplazamiento y rotación, dependientes del área de cimentación. No hace mención explícita de la influencia de la profundidad de desplante de cimentación, la cual como se mencionó anteriormente tiene una marcada influencia sobre la respuesta sísmica de la cimentación y la estructura.

La obtención de los radios equivalentes se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$R_x = (A / \pi)^{1/2} \quad \text{ec 4.13}$$

$$R_r = (4 \cdot I / \pi)^{1/4} \quad \text{ec 4.14}$$

donde:

A- área de la superficie neta de cimentación

I - momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

Las expresiones para obtener las rigideces se muestran en la figura 4.8 obtenida de las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal.

De los métodos anteriormente mencionados uno de los principales, debido a su directa aplicación al caso de la Ciudad de México, y más completo es el desarrollado por el Dr. L. Zeevaert(1980). Dicho método considera al subsuelo formado por estratos con diferentes propiedades mecánicas y diferentes espesores. Divide al área de contacto en bandas y al aceptar la compatibilidad en la deformación en la interfase y el suelo, busca definir los desplazamientos en cada banda, mediante una matriz transpuesta de influencia y de un vector de compresiones volumétricas en los estratos que forman el subsuelo, para definir las rigideces angulares y lineales de la cimentación.

El método del Dr, Zeevaert no se limita solo a la obtención de las rigideces ya que su aplicación se extiende a la obtención de los elementos mecánicos a los que es sometida la cimentación; el cual es descrito detalladamente en la obra del Dr. Zeevaert (1980).

**Obtención de los esfuerzos en la masa de suelo originados por las presiones sísmicas.**  
La magnitud de las presiones sísmicas en la superficie de contacto proporcionan la base para obtener las reacciones de interacción originadas por el momento de reacción de la base, fig. 4.9, se tiene:

$$|DpA_i| = |DpA_i / q| * (O_T / K_q)$$

Para determinar la distribución de presiones sísmicas en la masa del suelo inducidas por el movimiento de volteo sísmico se utiliza la siguiente ecuación matricial

$$|Dp^n_i| = S [I_{ij}] * |DpA_i|$$

donde:

$S[I_{ij}]$  es la suma de todas las matrices de influencia en la masa del suelo para cargas unitarias en áreas tributarias del suelo, que cubren toda el área de contacto con la estructura de cimentación.

$|DpA_i|$  es el vector de las presiones en las áreas de contacto que cubren toda la cimentación.

En la figura 4.9 se representa el incremento de las presiones  $Dp^n_i$  con la profundidad originadas por el momento de volteo. Por otro lado, el incremento en las presiones originadas en el subsuelo  $Dp^n_x$  por las ondas sísmicas, ya sea de cortante o superficial, se representan en la figura 4.9b. Para el caso de la onda superficial en suelo estratificado, las presiones se estiman por la siguiente ecuación:

$$Dp_x = (+ -) (2r/(1-u))_n * (Cs^2)_n V1/C1 e^{-S(r_i * d_i)}$$

El efecto de estos dos fenómenos, es decir el de volteo de la cimentación y el de onda sísmica, se considera que actúan al mismo tiempo, de tal manera que de sus valores  $[Dp^n_i]$  y  $Dp^n_x$  se puede encontrar el incremento del esfuerzo cortante  $[Dt_{xz}]$ , que se induce en planos verticales en la orilla de la cimentación esto es,

$$[Dt^n_i] = (+ -) 0.5 \{ ([Dp^n_i] - |Dp^n_x| ) \}$$

Así, conociendo el incremento del esfuerzo cortante en la masa del suelo fuera y bajo de la cimentación del edificio, se puede investigar los efectos con relación a la resistencia dinámica media, que corresponde a cada estrato involucrado en la acción sísmica.

#### **Análisis sísmico de pilotes de fricción.**

Un método relativamente sencillo (Instituto de Ingeniería) para evitar la falla de pilotes de fricción en arcillas del valle de México consiste en el siguiente procedimiento:

- 1) Estimar la distribución de esfuerzos cortantes máximos inducidos por el sismo en campo libre, de la manera indicada en el capítulo 2 de este trabajo.
- 2) Calcular el esfuerzo cortante medio a lo largo del fuste del pilote. Si este valor es menor de 1.1 ton/m<sup>2</sup> se deberá tomar un factor de corrección que toma en cuenta la degradación de la resistencia del suelo  $S_f = 1$ . en caso contrario se variará linealmente entre 0.95 y 0.8, según la magnitud del esfuerzo cortante medio entre 1.1 y la cohesión de la arcilla.

En caso de que la cimentación tenga un ancho igual al 75 % de la distancia entre el desplante de la misma y los depósitos profundos, o mayor que ese valor, se deberán estimar también los esfuerzos cortantes inducidos en la masa del suelo por la fuerza cortante basal de la estructura. Dichos esfuerzos se sumarán a los calculados en el punto 1 y con este valor se calculará el factor Sf.

3) Estimar la carga ultima Qu por medio de las siguientes expresión

$$Q_u = Q_p + Q_f \quad \text{ec. 4.19}$$

en la cual:

$$Q_p = A_p \cdot (9 \cdot S_f \cdot C + p_v) \quad \text{ec. 4.20}$$

$$Q_f = 1.2 \cdot S_f \cdot c_i \cdot A_l \quad \text{ec. 4.21}$$

donde

$A_p$ - área de la punta del pilote

$C$  - resistencia no drenada promedio del suelo debajo de la punta del pilote (entre 3 y 5 diámetros a partir de la punta)

$p_v$ - presión vertical total al nivel de desplante

$c_i$  - resistencia no drenada promedio de la arcilla a lo largo del fuste del pilote, obtenida de ensayos triaxiales

$A_l$  - área lateral del pilote

$S_f$  factor que toma en cuenta la degradación de la resistencia debida al nivel de esfuerzo cortante inducido por el sismo en la masa del suelo.

4) Calcular la carga cíclica  $P_{cy}$  inducida por el momento de volteo correspondiente a cada pilote de acuerdo con su posición en la cimentación, tomando en cuenta la resistencia de los muros de contención y losa. Se recomienda tomar un factor de seguridad de 1.2 ya que es necesario tomar en cuenta las incertidumbres al estimar la carga axial cíclica actuante.

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

5) Verificar que se cumplan las desigualdades siguientes:

$$P_s + 0.5 P_{cy} < Q_u$$

ec. 4.22

$$P_{mín} = P_s - 0.5 P_{cy} > 0$$

ec. 4.23

donde

$P_s$  carga sostenida estática actuando en el pilote

$P_{cy}$  carga cíclica ( $P_{máx} - P_{mín}$ ) afectada por 1.2

$Q_u$  Capacidad de carga última estimada

### DESARROLLO DE UN EJERCICIO PRACTICO

El siguiente ejercicio tiene por objetivo aplicar algunos de los conceptos manejados hasta el momento procurando siempre ejemplificar de una manera clara aquellas características que sobresalen en la mayoría de los casos de la ingeniería de cimentaciones para el área de la Cd. de México, ya que es bien sabida la reputación que guardan los suelos de la Ciudad y las condiciones sísmicas a las que es sometida.

Entre la gran variedad de cimentaciones aplicables en la ciudad y por lo tanto existentes, trataremos un ejemplo común que consiste en una cimentación encajonada con pilotes de fricción

Debido a la dificultad de poder tener acceso a información especializada y a la poca aplicación práctica que en la actualidad se hace sobre propiedades dinámicas de los suelos, haremos uso de los estudios existentes realizados a los suelos de las zonas de la Cd. de México, para nuestro caso en particular a la zona del lago. Dichos estudios fueron realizados en su mayoría por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

La cimentación analizada es un cajón rígido de concreto reforzado apoyado en pilotes de fricción con una longitud de 23.5 m cada uno.

La estructura se encuentra ubicada en la zona lacustre de acuerdo al mapa de zonificación de la Ciudad de México. Esta zona se caracteriza por tener depósitos de arcilla altamente compresibles, separadas por capas arenosas con contenidos de limo y arcilla. El espesor total de dicho depósito es de 45 m.

La losa o cajón de cimentación se encuentra desplazado a 8.0 m. Los pilotes son de sección cuadrada de 0.3 m. por lado y tendrán longitud efectiva de 23.5 m. cada uno. La distribución de los esfuerzos cortantes sísmicos será la que se ve en la tabla 4.1, considerando que  $a_{máx} = 0.1g$  ( $a_{máx} = 1.0 \text{ cm/seg}^2$ ).

El esfuerzo cortante medio será igual a  $t = 1.617 \text{ ton/m}^2$ . Por tanto  $S_f = 0.81$ .

Resolviendo la ecuación 4.19 tenemos :

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

en la cual:

$$Q_p = A_p \cdot (9 \cdot S_f \cdot C + p_v)$$

$$A_p = 0.30 \cdot 0.30 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$S_f = 0.81$$

$$C = 6.8 \text{ ton/m}^2$$

$$p_v = 12.964 \text{ ton}$$

$$Q_p = 0.09 \cdot (9 \cdot 0.81 \cdot 6.8 + 12.964) = 5.63 \text{ ton}$$

$$Q_f = 1.2 \cdot S_f \cdot C_i \cdot A_l$$

$$C_i = 3.345 \text{ ton/m}^2$$

$$A_l = 4 \cdot 0.3 \cdot 23.5 = 28.46 \text{ m}^2$$

$$Q_f = 1.2 \cdot 0.81 \cdot 3.345 \cdot 28.46 = 91.688 \text{ ton}$$

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

$$Q_u = 5.63 + 91.688 = 97.32 \text{ ton}$$

Si aceptamos una carga sostenida de  $P_s = Q_u/2$  se tiene que la carga cíclica vertical ( $P_{cy} = P_{m\acute{a}x} - P_{m\acute{i}n}$ ) máxima admisible empleando las ecuaciones 4.22 y 4.23 es:

$$48.6 + 0.5P_{cy} = 97.32 \quad P_{cy} = 97.32 \text{ ton}$$

y

$$P_{m\acute{a}x} = 97.321 \text{ ton}, \quad P_{m\acute{i}n} = 0$$

Si la carga sostenida  $P_s = Q_u/1.5$

$$P_s = 97.32/1.5 = 64.88 \text{ ton}$$

entonces:

$$P_{cy} = (97.32 - 64.88)/0.5 = 64.88 \text{ ton}$$

$$P_{m\acute{i}n} = 64.88 - 0.5 \cdot 64.88 = 32.44 \text{ ton}$$

Por lo general debe esperarse que el pilote de fricción tenga una carga sostenida ( $P_s$ ) de magnitud importante con respecto a su carga última, del orden de la mitad de ese valor.

**OBTENCION DE ESFUERZOS CORTANTES POR EL METODO DE ZEEVAERT**

<b>ESTRATO i</b>	<b>MATERIAL i</b>	<b>ESPESOR Di m</b>	<b>PESO VOLUMETRICO Ton/m3</b>	<b>MASA UNITARIA Ton-seg2/m4</b>
1	LIMO	4.200	1.800	0.183
2	LIMO	2.300	1.580	0.161
3	ARCILLA	7.500	1.180	0.120
4	LIMO	0.800	1.400	0.143
5	ARCILLA	12.000	1.200	0.122
6	ARENA	0.800	1.650	0.168
7	ARCILLA	4.600	1.180	0.120
8	LIMO	3.800	1.550	0.158
9	ARCILLA	9.100	1.230	0.125
10	BASE		2.440	0.249

### OBTENCION DE ESFUERZOS CORTANTES POR EL METODO DE ZEEVAERT

MODULO DINAMICO DE RIGIDEZ Ton-m <sup>2</sup>	VELOCIDAD V <sub>si</sub> m/seg	DT 4*Di/V <sub>si</sub> seg	w 2*pi/Ts	N
1,440.000	88.589	0.190	2.658	0.001
1,560.000	98.417	0.283		0.000
636.000	72.715	0.696		0.007
864.000	77.809	0.737		0.000
820.000	81.875	1.323		0.014
486.000	53.754	1.383		0.000
310.000	50.766	1.745		0.005
816.000	71.864	1.957		0.002
1,000.000	89.306	2.364		0.007
4,000.000	126.815	2.364		0.000

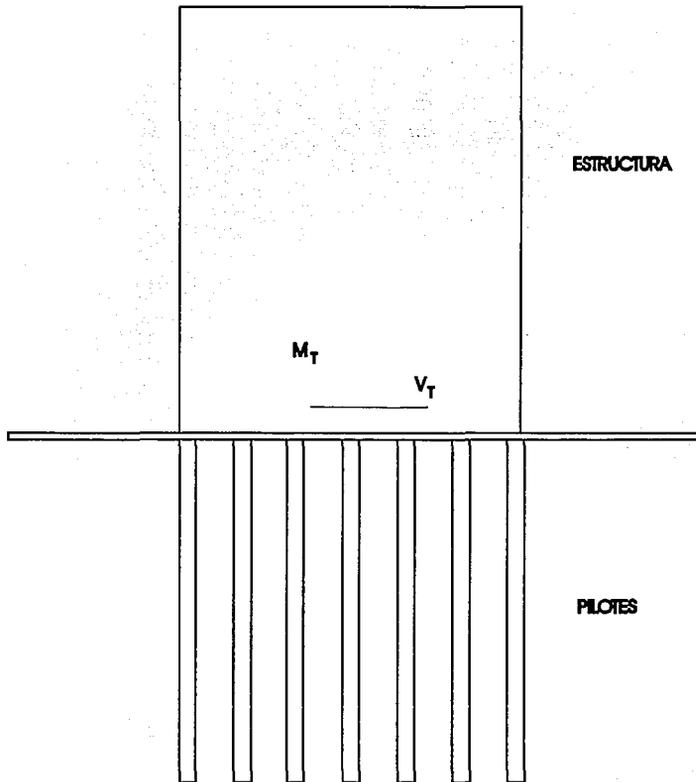
CON EL PERIODO T=2.4 SEG. Y FRECUENCIA CIRCULAR SUPUESTA DE 2.658/RAD SE CALCULA LA PRIMERA CONFIGURACION DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL SUBSUELO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRAR.

**OBTENCION DE ESFUERZOS CORTANTES POR EL METODO DE ZEEVAERT**

A	B	C	DESPLAZA 0 0.14158321	ESF.CORT. 0	DESPsi
0.997	0.003	2.722	0.139	0.752	0.140
0.999	0.001	1.308	0.137	1.080	0.138
0.986	0.012	3.186	0.114	1.800	0.126
1.000	0.001	0.403	0.113	1.873	0.114
0.972	0.014	5.184	0.074	2.581	0.093
1.000	0.002	0.475	0.069	2.622	0.071
0.989	0.015	1.954	0.032	2.687	0.051
0.996	0.005	2.120	0.021	2.672	0.026
0.986	0.009	4.029	0.003	2.572	0.012
1.000	0.000	0.000	0.003	2.572	0.003

Esfuerzo cortante medio a la profundidad      **1.617096545**

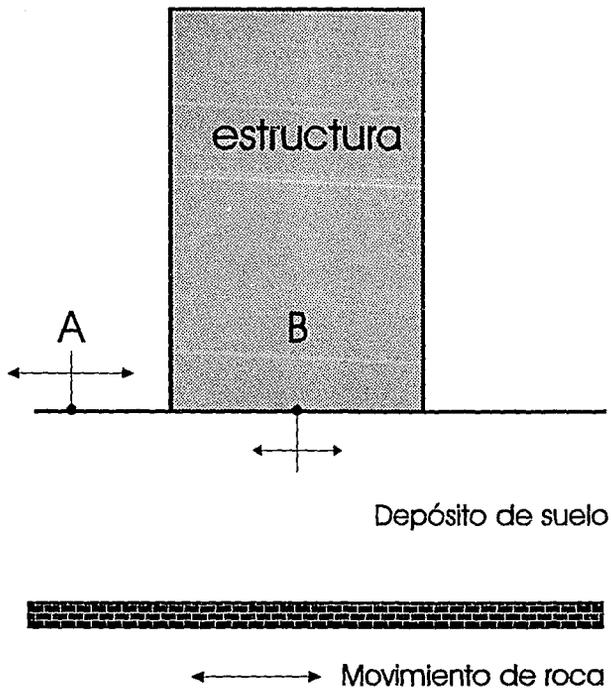
TABLA 4.1 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CORTANTES SISMICOS.



CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.1 Fuerzas sísmicas producidas por el movimiento de las estructuras.



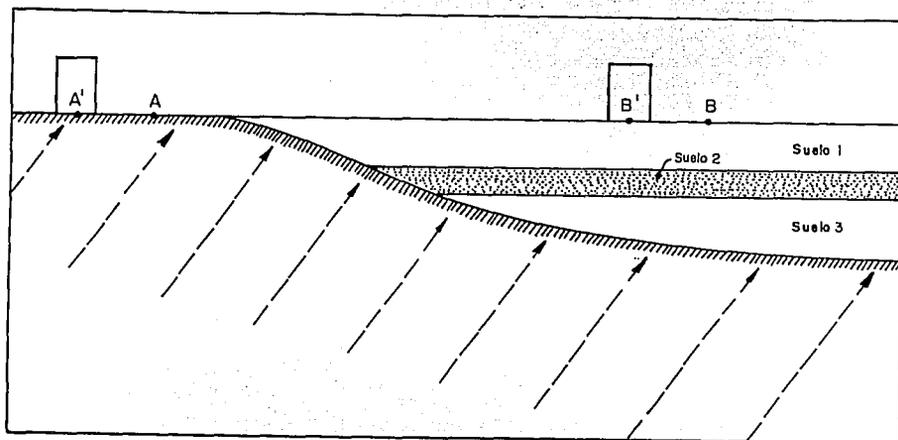


CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.1a.- Interacción suelo-estructura

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

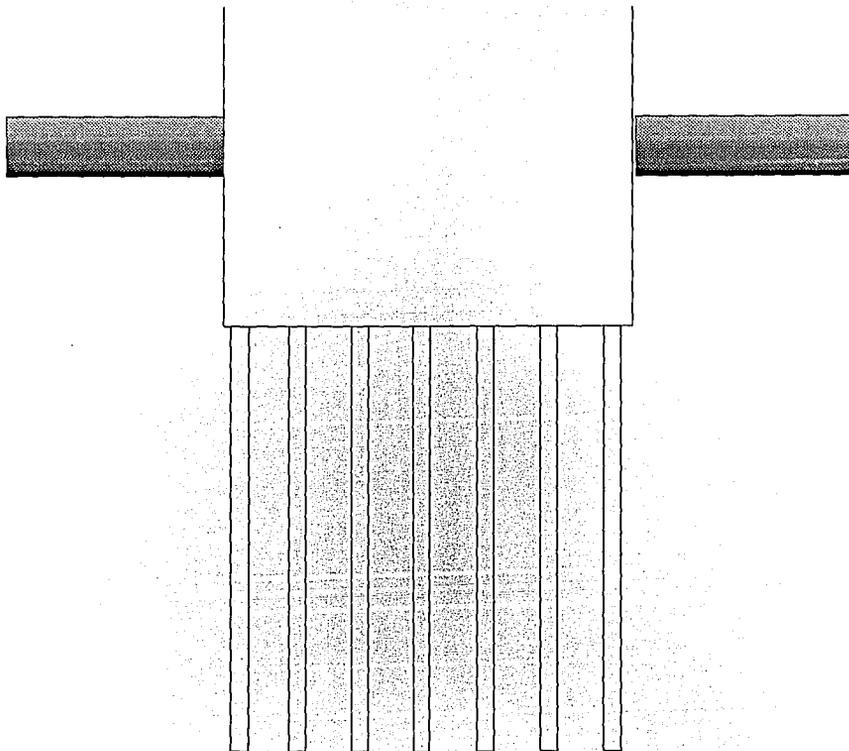




CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.2 Problema Interacción dinámica suelo-estructura

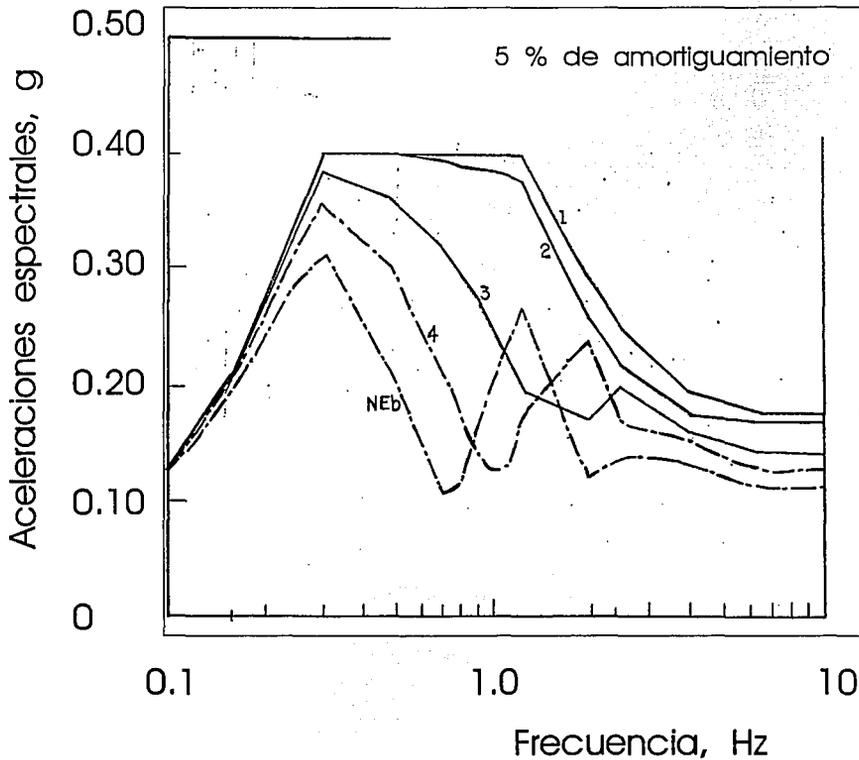
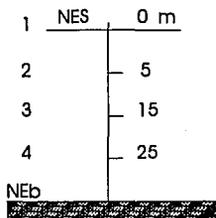




CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.3 Encajonamiento de la cimentación para absorber las fuerzas horizontales producidas por la estructura.



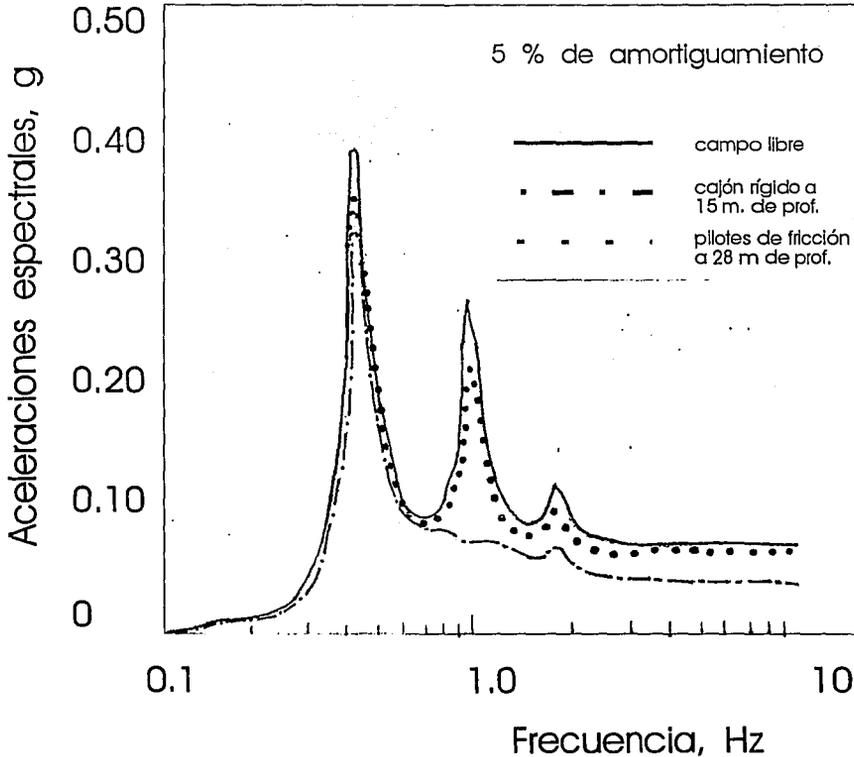
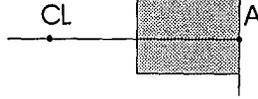


CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.4 Variación de los movimientos sísmicos con la profundidad.



$T_n = 1 \text{ s}$

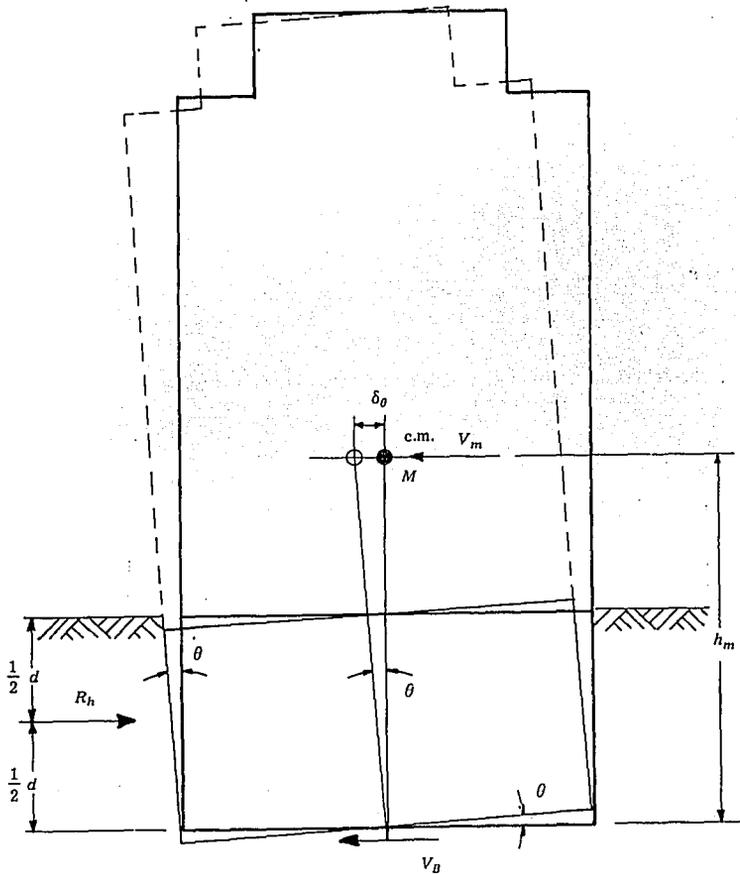


CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.5 Efecto de la rigidez de la cimentación en los espectros de piso.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

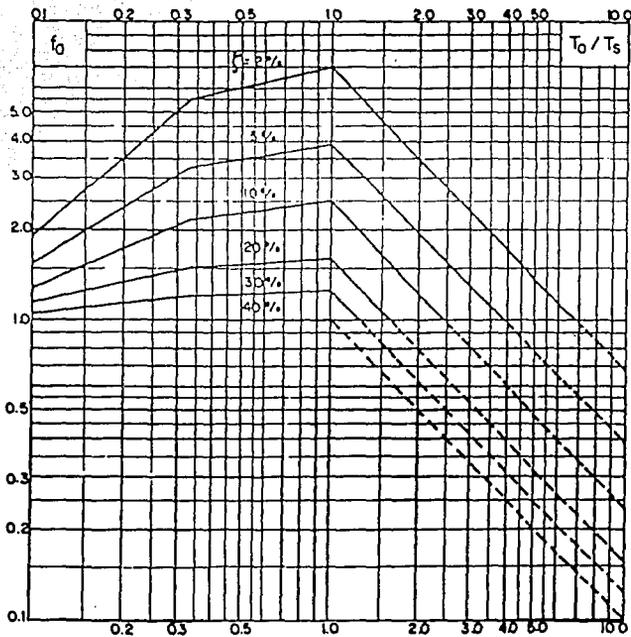




CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.6 Estructura de cimentación y superestructura.





CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.7 Espectro envolvente de diseño sísmico (DAES).



Valores de  $k_x$ ,  $k_r$  y  $k_v$   
En la zona II

Profundidad de desplante (1)	$k_x$	$k_r$ (2)	$k_v$ losa	$k_v$ Zapata
< 1 m	11 G Rx	7 G Rr <sup>3</sup>	20 G Rx	12 G Rx
> 3 m	16 G Rx	11 G Rr <sup>3</sup>	29 G Rx	20 G Rx

En la zona III

Profundidad de desplante (1)	$k_x$	$k_r$			$k_v$
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
< 1 m	7 G Rx	6 G Rr <sup>3</sup>	7 G Rr <sup>3</sup>	$6 G Rr^3 + \frac{1}{1/43 GRr^3 + 1/kp}$	12 G Rx
> 3 m	8 G Rx	9 G Rr <sup>3</sup>	11 G Rr <sup>3</sup>	$9 G Rr^3 + \frac{1}{1/43 GRr^3 + 1/kp}$	16 G Rx

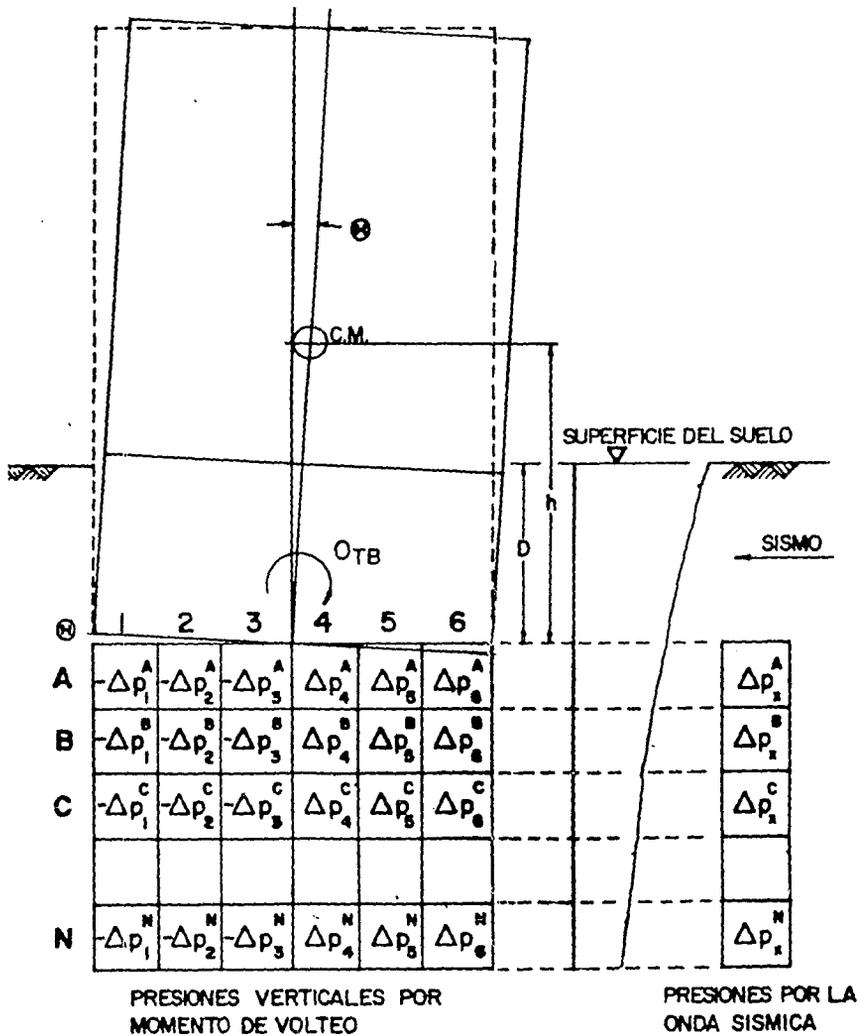
1.- Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

2 Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase  $k_r$  infinita.

3. Si estos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla..

4.  $k_p$  se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.





CAPITULO IV ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 4.9 Presiones sísmicas por momento de volteo y ondas sísmicas.



## CONCLUSIONES

Después de los sismos de septiembre de 1985, la necesidad de crear métodos de análisis más reales, así como desarrollar reglamentos y normas más confiables han generado un sobresaliente desarrollo en materia de Ingeniería Sísmica, al igual que en Dinámica de Suelos. Así mismo, la importancia de considerar la interacción entre los diferentes elementos que conforman toda obra de Ingeniería Civil; interviniendo para el caso de estructuras esbeltas, la cimentación, el suelo y la estructura, como principales elementos; han permitido crear métodos específicos para el análisis de las cimentaciones cuando estas son sometidas a cargas sísmicas. Sin embargo la utilidad de estos métodos a sido poca, debido a la falta de una difusión más amplia entre los Ingenieros diseñadores, así como de una mayor sencillez en los conceptos manejados para tal efecto. Otro factor es que para el caso de la Cd. de México, el Reglamento de construcciones para el D.F. no especifica el empleo de algún método para analizar las cimentaciones a condiciones sísmicas.

Es importante hacer notar que existen aspectos especiales para el caso de cimentaciones profundas analizadas para soportar efectos sísmicos importantes, entre estos tenemos que existen incrementos en las cargas aplicadas sobre la cimentación; de igual forma, existen fuerzas horizontales sobre la cimentación que se reducen ampliamente al ser empleados cajones de cimentación a profundidades específicas ya que como se mencionó en el capítulo 4, la aceleración sobre la superficie es mayor que a una profundidad  $X$  de desplante.

Debemos tener en cuenta que garantizar la estabilidad de la cimentación, tanto a condiciones estáticas como dinámicas, es el principal objetivo a cumplir cuando realizamos el análisis y diseño de la misma. Es necesario hacer la aclaración de que el análisis sísmico para cimentaciones profundas no es justificante para dejar de realizar el análisis convencional a condiciones estáticas. Deben realizarse ambos análisis para dar la suficiente seguridad requerida, así como el cumplimiento con los reglamentos respectivos.

Algunos de los aspectos más importantes a considerar y que de alguna forma modificarán el comportamiento de una cimentación y por interacción, la superestructura, es el movimiento sísmico el cuál dependerá de las condiciones locales del suelo, así como de la geología local, afectando principalmente en la magnitud y las características a las que será sometida la estructura.

Como es claro observar las condiciones generales del sitio afectarán directamente el comportamiento de la cimentación y de igual forma las propiedades dinámicas de los suelos. Por ello deberemos auxiliarnos en los estudios realizados para tal efecto y hacer las consideraciones necesarias para realizar una adecuada interpretación del comportamiento dinámico de los suelos y el sitio.

El módulo de cortante, el amortiguamiento del material y la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones dinámicas permitirán realizar una interpretación del comportamiento dinámico del suelo, la obtención de estos parámetros no deberá limitarse a los modelos matemáticos realizados para ello. También deben ser realizadas pruebas de laboratorio, así como las correspondientes en campo con la finalidad de obtener valores más confiables de dichas propiedades y aplicarlas a los métodos de análisis. Muy particularmente para el caso de la Cd. de México es recomendable realizar la prueba del péndulo de torsión libre, así como los métodos geofísicos necesarios para complementar los estudios.

Apesar de los esfuerzos realizados para dar mayor confianza en los resultados obtenidos de los diferentes estudios sobre dinámica de suelos y por consecuencia el comportamiento dinámico de los suelos, la determinación de este concepto es sumamente complejo debido a la gran cantidad de supuestos que se requieren para hacer los modelos respectivos de estudio; es por ello que dichos estudios han provocado incertidumbre en la aplicación de las diferentes teorías desarrolladas aplicables al análisis sísmico de cimentaciones.

Desafortunadamente no todos los esfuerzos de investigación han sido distribuidos a todos los tipos de cimentaciones profundas, teniendo muchas incógnitas en algunos tipos especiales de cimentación; tal es el caso de los pilotes de control. Durante los sismos de 1985 este tipo de cimentación tubo un comportamiento inadecuado, debido a condiciones especiales no consideradas durante su análisis y diseño; fallando principalmente el mecanismo del pilote de control.

A diferencia de los tipos especiales de cimentación, los pilotes de punta y los pilotes de fricción han sido ampliamente estudiados en México y en el extranjero logrando con ello análisis mas confiables, sin embargo los elementos computacionales requeridos han sido una limitante para la mayor aplicabilidad de estos en las áreas practicas de ingeniería. Se aprendió aun alto costo y ello permitió tener mayor atención a los aspectos sísmicos en las cimentaciones hasta antes ignorados.

## BIBLIOGRAFIA

**Auvinet, Gabriel**

Comportamiento de diversos tipos de cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, 1992, Notas XVIII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México  
Diseño sísmico de cimentaciones

**Auvinet, Gabriel**

Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas, 1992, Notas XVIII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México  
Diseño sísmico de cimentaciones

**Comisión Federal de Electricidad**

Manual de diseño de obras civiles  
Diseño por sismo, 1993, Instituto de Investigaciones Eléctricas

**Deménegui, Agustín**

Análisis de pilotes sujetos a solicitaciones dinámicas, 1980, Notas del Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México

**Dorwick John Wiley**

Diseño sísmico de estructuras, 1978  
Editorial Limusa, México.

**Flores Berrones Raúl**

Respuesta de pilotes sometidos a una perturbación sísmica, 1980, Notas del Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México

**Jaime Paredes Alberto**

Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del Valle de México, 1988, Series del Instituto de Ingeniería, No. 515

**Jaime Paredes Alberto**

Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla blanda, 1992, Notas del XVIII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México  
Diseño sísmico de cimentaciones

**Oak Ridge National Laboratory**

Soil behavior under earthquake loading conditions  
1972, National Technical Information Service, Tennessee.

**Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de Cimentaciones**  
1987, Editorial Libros económicos, 1992

**Normas Técnicas complementarias para Diseño por Sismo**, 1987, Editorial Libros económicos, 1992

**Novak Milos**

Dynamic Stiffness and damping of piles, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 4, 1974, pp.574-598

**Ovando Shelley Efraín**

Propiedades y comportamiento dinámico de los suelos, 1992, Notas XVIII del curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México  
Diseño Sísmico de Cimentaciones

**Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Berbera editores, 1990, México.**

**Rodríguez Cuevas Neftalí**

Interacción dinámica en Cimentaciones sobre terreno blando, 1991, "Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de cimentaciones"

Reunión Conjunta SMMS; SMIS; SMIE,  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

**Rodríguez Cuevas Neftalí**

Estabilidad de Estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción, 1992, Notas XVIII

Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México  
Diseño sísmico de cimentaciones.

**Romo Miguel**

Interacción suelo- estructura en suelos blandos, México, "Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones" , 1991, Reunión conjunta SMMS, SMIS, SMIE.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

**Rosenbleuth E. y Newmark N.**

Fundamentos de Ingeniería Sísmica, 1983, Prentice Hall

**Seed Harry Bolton**

Influencia de las condiciones locales del suelo en movimientos del terreno y en daños a edificios durante sismos., 8ª Conferencia Nabor Carrillo, 1986, México, SMMS.

**Wakabayashi , Ishihara**

Diseño de estructuras sísmo resistentes, 1983

Editorial Continental, México.

**Zeevaert Wichers Leonardo**

Sismo Geodinámica en la estabilidad de las cimentaciones, México, "Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones", 1991, Reunión conjunta SMMS, SMIS, SMIE.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

**Zeevaert Wichers Leonardo**

Foundation Engineering for difficult Subsoil conditions, 1972, Van Nostrand Reinhold, New York

**Zeevaert Wichers Leonardo**

Sismo Geodinámica de la superficie del suelo, 1988, Editora e Impresora Internacional, México

**Zeevaert Wichers Leonardo**

Interacción suelo-estructura de cimentación, 1980, Editorial Limusa, México