

162  
2ej.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**RESPUESTA SISMICA DE DEPOSITOS  
DE SUELOS GRANULARES**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE**

**I N G E N I E R O C I V I L**

**P R E S E N T A :**

**VICTOR MANUEL TABOADA URTUZUASTEGUI**

**MEXICO, D. F.**

**1 9 8 7**



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.

# INDICE

## CAPITULO I .- INTRODUCCION

	pag.
1.1 GENERALIDADES .....	1
1.2 DESCRIPCION DEL PROBLEMA .....	2
1.3 OBJETIVOS .....	3

## CAPITULO II .-

### PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS GRANULARES

2.1 EFECTO DEL SISMO SOBRE LOS MATERIALES .....	6
2.1.1 Esfuerzos estáticos o precíclicos .....	6
2.1.2 Esfuerzos cíclicos inducidos por los sismos .....	10
2.2 DEFINICION DE PARAMETROS DINAMICOS .....	15
2.2.1 Módulo de rigidez al cortante, $G$ . .....	15
2.2.2 Coeficiente de amortiguamiento, $\lambda$ . .....	23
2.2.3 Módulo de Young, $E$ . .....	28
2.2.4 Módulo de compresibilidad volumétrica, $B$ ..	32
2.3 PARAMETROS QUE AFECTAN AL MODULO DE CORTE Y AL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO .....	35

<b>2.4 ENSAYES EXISTENTES PARA REPRODUCIR LOS</b>	
<b>EFFECTOS SISMICOS</b> .....	<b>39</b>
<b>2.4.1 Ensayes de campo</b> .....	<b>42</b>
Prueba de superficie-pozo .....	46
Prueba de pozos cruzados .....	49
Prueba de pozo-superficie .....	51
Prueba de suspensión .....	53
Prueba de refracción .....	56
Prueba de impulsos in situ .....	59
Prueba de oscilación forzada .....	62
<b>2.4.2 Ensayes de laboratorio</b> .....	<b>66</b>
Prueba de corte simple cíclico .....	67
Prueba de columna resonante .....	73
Prueba de vibración torsional libre .....	77
Prueba triaxial cíclica .....	79
Prueba de pulsos .....	86
Ensaye en mesa vibradora .....	87
<b>2.4.3 Comparación de resultados entre las</b>	
<b>diferentes pruebas</b> .....	<b>90</b>
<b>2.4.4 Correlaciones semiempíricas</b> .....	<b>95</b>
<b>2.5 CAMBIOS INDUCIDOS A LOS SUELOS POR LOS</b>	
<b>SISMOS</b> .....	<b>99</b>
<b>2.5.1 Suelos no cohesivos secos</b> .....	<b>100</b>
<b>2.5.2 Suelos no cohesivos parcialmente</b>	
<b>saturados</b> .....	<b>103</b>
<b>2.5.3 Suelos no cohesivos saturados</b> .....	<b>104</b>

## CAPITULO III. -

### PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

3.1 FENOMENOS ALEATORIOS .....	112
3.1.1 Promedio en el tiempo y valor esperado .	115
3.1.2 Función densidad de probabilidad y distribución de probabilidad .....	117
3.1.3 Función de autocorrelación .....	120
3.1.4 Análisis de Fourier y densidad espectral .....	122
3.2 ESPECTRO DE POTENCIA .....	126
3.2.1 Relación entre el espectro de potencia de la excitación y el de respuesta .....	127
3.3 ECUACION DE MOVIMIENTO .....	128
3.4 ESPECTRO DE RESPUESTA .....	134
3.4.1 Relación probabilista entre el espectro de respuesta y de potencia .....	135
3.5 METODO DE ANALISIS .....	141
3.6 ANALISIS PROBABILISTA DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS .....	145
3.6.1 Generación de la matriz de rigidez estocástica .....	147
3.6.2 Solución probabilista .....	148

## CAPITULO IV .-

### EVALUACION DE LA RESPUESTA EN SITIOS ESPECIFICOS

4.1 LOCALIZACION DE LA ZONA DE ANALISIS .....	150
4.2 ESTRATIGRAFIA .....	153
4.2.1 Zona de muelle .....	153
4.2.2 Zona del patio de almacenamiento .....	157
4.3 ANTECEDENTES SISMICOS .....	159
4.4 DESCRIPCION DE LOS DATOS .....	162
4.5 ANALISIS EFECTUADOS Y RESULTADOS .....	165
4.5.1 Análisis lineal .....	165
4.5.2 Resultados de los análisis lineales .....	166
4.5.3 Análisis no lineal .....	179
4.5.4 Resultados de los análisis no lineales ..	179
4.5.5 Comparación de los análisis realizados ..	184
4.6 ESPECTROS DE DISEÑO .....	188

## CAPITULO V .-

CONCLUSIONES .....	195
BIBLIOGRAFIA .....	199

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

### 1.1 GENERALIDADES

En las últimas dos décadas la dinámica de suelos ha recibido especial atención debido al gran número de fallas causadas por acciones sísmicas en suelos. La investigación en este campo se ha dirigido especialmente a:

- 1) estudiar el comportamiento dinámico de los suelos
- 2) desarrollar métodos teóricos para análisis dinámico.

En la última década, el mayor esfuerzo de investigación se enfocó hacia la aplicación de nuevas técnicas tanto analíticas como experimentales en el aspecto determinista del comportamiento dinámico. Sin embargo, el número creciente de publicaciones sobre métodos probabilistas y sus aplicaciones al comportamiento dinámico, indica el inicio de una nueva rama de investigación en rápido desarrollo (Christian, J.T., 1980). Por lo cual, la aplicación de méto-

dos probabilistas a los análisis del comportamiento dinámico, constituye un nuevo horizonte dentro de la dinámica de suelos.

Es de gran importancia considerar el carácter aleatorio de los eventos sísmicos, una representación apropiada de ellos sólo se logra definiendo la excitación dinámica como un proceso estocástico cuyas características se determinan, en general, de estudios de riesgo sísmico del sitio. Similarmente, las propiedades de los materiales distan mucho de ser parámetros plenamente definidos, ya que en su evaluación (a través de pruebas de laboratorio y de campo) influyen un número considerable de factores difíciles de controlar.

## 1.2 DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Parte de la república mexicana se encuentra en una región de alta sísmicidad, en la que existen depósitos de suelos granulares. El desenvolvimiento económico de México ha creado la necesidad de desarrollar en este tipo de regiones, complejos industriales con estructuras muy costosas, que en caso de falla implicarían graves pérdidas económicas para el país. Como es el caso de la Terminal de Recibo y Manejo de Carbón en el puerto de Lázaro Cárdenas, Michoacán.

Por las razones anteriores, se consideró de mucho in



terés llevar a cabo un estudio de respuesta sísmica que servirá de base para formular criterios de diseño.

El análisis de respuesta sísmica es uno de los problemas dentro de la dinámica de suelos que tiene mayores implicaciones prácticas, en él se involucra la determinación de la variación espacial y temporal de los movimientos sísmicos en depósitos de suelo, a partir de una excitación definida en un punto. Para lo cual, se tiene que valorar la relación entre las características de los movimientos del terreno, las condiciones geotécnicas y geológicas del sitio.

Las condiciones geotécnicas y geológicas locales afectan las características [intensidad y contenido de frecuencias] de los movimientos del terreno desarrollados en el sitio y es necesario evaluar la magnitud de estos efectos para establecer criterios de diseño significativos.

### 1.3 OBJETIVOS

Realizar el análisis de respuesta sísmica para:

- Estudiar el comportamiento lineal y no lineal de las propiedades del suelo.
- Proponer espectros de diseño significativos para ambos comportamientos.

Para cumplir con tal objetivo se trabajó con un programa de computadora de análisis probabilista que utiliza un modelo unidimensional. El modelo soluciona el problema lineal a través del método de respuesta compleja, el efecto no lineal se incluye por medio de una aproximación seccionalmente continua, que consiste en modificar la rigidez y el amortiguamiento del suelo en función del nivel de deformaciones. La excitación dinámica se representa por un proceso estocástico estacionario, dado en términos de un espectro de potencia medio [o, alternativamente, un espectro de respuesta medio y bandas de incertidumbre]. La incertidumbre en el módulo de rigidez y en el amortiguamiento se incluyen en los análisis.

## CAPITULO II

### PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS GRANULARES

El comportamiento dinámico de los suelos sujetos a cargas repetidas es extremadamente complejo. Esto se debe, principalmente, a la constitución trifásica de los materiales y a la relativa debilidad de las ligas, tanto de una fase a otra, como de las partículas sólidas entre sí, que permiten cambios significativos de arreglo geométrico ante la acción de cargas pequeñas o moderadas.

A causa de la sensibilidad del arreglo geométrico interno de los suelos a las acciones externas, las propiedades dinámicas de un espécimen no son independientes de las condiciones de frontera y de la excitación. En consecuencia, las propiedades dinámicas de los suelos deben determinarse, en cada caso, cuidando que el estado inicial, las condiciones de frontera y el programa de carga sean similares a los de campo.

El presente capítulo está dirigido a mostrar la ma-

nera de obtener los parámetros dinámicos más importantes, la variación de estos parámetros con la deformación y los cambios inducidos por un sismo en el suelo.

## 2.1 EFECTOS DEL SISMO SOBRE LOS MATERIALES.

Investigaciones de laboratorio acopladas a consideraciones analíticas indican claramente que el comportamiento dinámico de un suelo dependen en gran medida del régimen de esfuerzos imperante en el suelo antes de la sollicitación sísmica. Para estimar el comportamiento dinámico de los suelos, es por consiguiente, de suma importancia el estimar primero los esfuerzos "precíclicos" ó estáticos que actúan sobre los materiales.

A continuación se presentan brevemente los conceptos básicos para efectuar estas determinaciones.

### 2.1.1 Esfuerzos Estáticos o precíclicos.

Los esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo de altura  $d$ , situado a una profundidad  $z$ , en el interior de un semi-espacio de suelo, en "reposo" (es decir, sin que se permita ningún desplazamiento a partir de un estado natural) se muestran en la fig. 2.1. Si se supone que no existe el nivel freático en el depósito de suelo y que éste es isótropo y no presenta esfuerzos residuales, el esfuerzo vertical

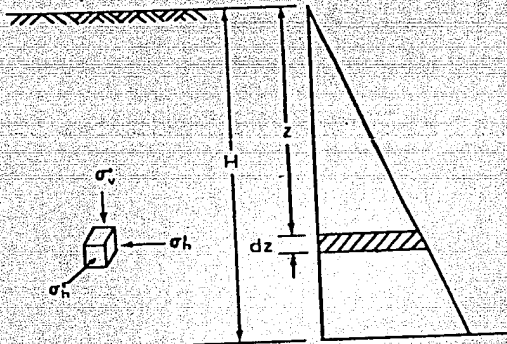


FIG. 2.1 PRESION DE TIERRA LATERAL "en reposo"  
(PRAKASH,1981)

efectivo actuante sobre la estructura del elemento es:

$$\sigma_v = \gamma z$$

Donde  $\gamma$  es el peso volumétrico correspondiente al estado en que se encuentra el medio.

Bajo la presión vertical actuante el elemento de suelo se presiona lateralmente originándose así un esfuerzo horizontal efectivo  $\sigma_h$ , que es directamente proporcional a  $\sigma_v$ .

$$\sigma_h = K_0 \gamma z \dots\dots\dots (2.1)$$

La constante de proporcionalidad entre  $\sigma_v$  y  $\sigma_h$  se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo y para materiales elásticos se puede calcular con la siguiente expresión:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \dots\dots\dots (2.2)$$

Donde  $\nu$  es la relación de Poisson.

El valor de  $K_0$  en general no se determina a partir de la relación de Poisson; debido a que para evaluar  $\nu$  es preciso conocer el campo deformativo en el suelo cuando se le carga, lo cual es complicado experimentalmente.  $K_0$  depende de la densidad relativa de las arenas, del proceso de formación y de la historia de carga a que ha sido sometido el suelo.

efectivo actuante sobre la estructura del elemento es:

$$\sigma_v = \gamma z$$

Donde  $\gamma$  es el peso volumétrico correspondiente al estado en que se encuentra el medio.

Bajo la presión vertical actuante el elemento de suelo se presiona lateralmente originandose así un esfuerzo horizontal efectivo  $\sigma_h$ , que es directamente proporcional a  $\sigma_v$ .

$$\sigma_h = K_0 \gamma z \dots\dots\dots (2.1)$$

La constante de proporcionalidad entre  $\sigma_v$  y  $\sigma_h$  se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo y para materiales elásticos se puede calcular con la siguiente expresión:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \dots\dots\dots (2.2)$$

Donde  $\nu$  es la relación de Poisson.

El valor de  $K_0$  en general no se determina a partir de la relación de Poisson, debido a que para evaluar  $\nu$  es preciso conocer el campo deformatorio en el suelo cuando se le carga, lo cual es complicado experimentalmente.  $K_0$  depende de la densidad relativa de las arenas, del proceso de formación y de la historia de carga a que ha sido sometido el suelo.

Sus valores han sido obtenidos experimentalmente en el laboratorio y en el campo, observándose que para suelos granulares sin finos,  $K_0$  oscila entre 0.4 y 0.8. El primer valor corresponde a arenas sueltas y el segundo a arenas muy densas; una arena normalmente compactada suele tener un  $K_0$  del orden de 0.5.

### 2.1.2 Esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo.

Las vibraciones de la superficie del suelo debidas a ondas originadas por una fuente de alteración en la masa de la tierra se denominan sismos. Durante un sismo se tiene una gran liberación de energía que trae como consecuencia la propagación de ondas que según la forma en que se transmiten a través de la tierra se pueden clasificar en dos grupos principales.

ONDAS DE CUERPO: viajan a través del cuerpo de la tierra y pueden ser a su vez longitudinales y transversales, ver fig.2.2.

A. Ondas longitudinales: también designadas P (primarias) o compresionales, son las más rápidas y, por tanto, las que primero se registran en los sismógrafos. Estas ondas se producen por el movimiento de partículas en la dirección de propagación de la onda. Ocasionan en el suelo, alternativamente, dilataciones y compresiones; por tanto, se transmiten produ-



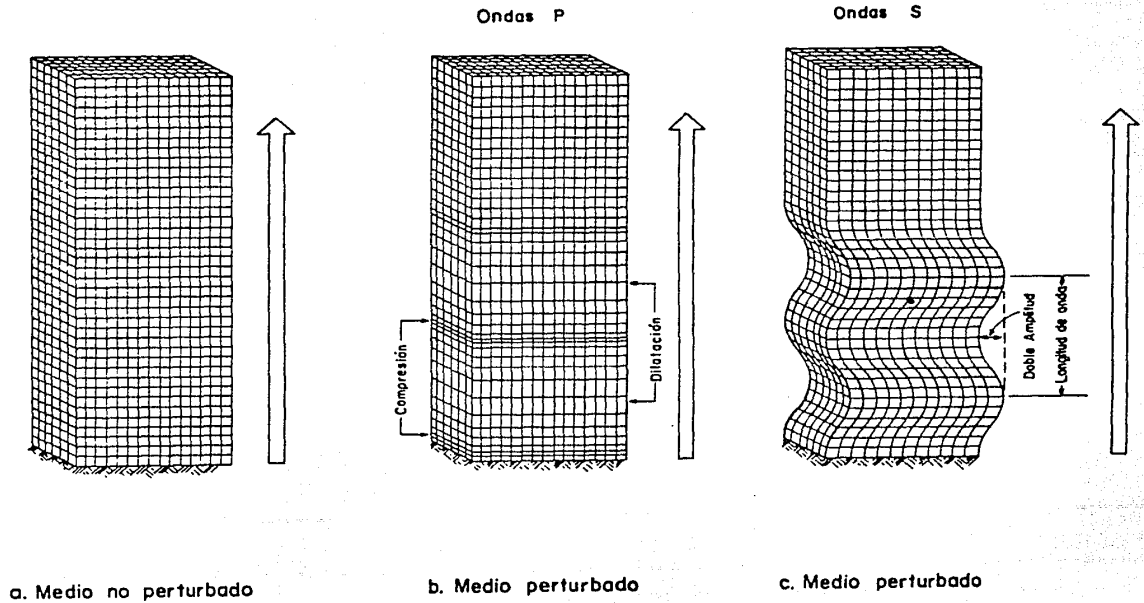


FIG. 2.2 ONDAS DE CUERPO

ciendo cambios volumétricos en la masa de suelo.

B. Ondas transversales: también llamadas ondas S (secundarias) o de corte. Estas ondas viajan en dos direcciones mutuamente perpendiculares, normales a la dirección de propagación. Son más lentas que las primarias, originan oscilaciones y distorsiones, sin cambio de volumen, en el medio terreo por el que se propagan.

Debido a las distintas capas del suelo, tanto las ondas P, como las S, se reflejan o refractan produciendo a su vez ondas de los dos tipos.

ONDAS SUPERFICIALES: viajan a lo largo de los planos de frontera entre dos medios o sobre la superficie de la tierra y principalmente son:

A. De Love u Ondas L: Son aquéllas que producen un desplazamiento de las partículas perpendicular al de propagación de la onda. Love (1911) sugirió que estas ondas pueden tomarse en cuenta mediante la suposición de que la elasticidad y densidad de la capa exterior de la tierra son diferentes a la del interior.

B. De Rayleigh u Ondas R: Estas ondas siguen una trayectoria elíptica en dirección contraria a la de propagación, las partículas se desplazan sobre un plano vertical. Lord Rayleigh (1887), mostró que sus

efectos decrecen rápidamente con la profundidad, y que su velocidad de propagación es menor que las ondas de cuerpo.

Las ondas P, tienen por lo general efectos reducidos en la degradación de las propiedades del suelo y ocasionan solo pequeños incrementos de esfuerzos, debido a cambio de volumen por compresiones y dilataciones a lo largo del tiempo.

Las ondas S, portadoras de mucha energía, y en ocasiones las R, producen grandes esfuerzos de corte que alteran sustancialmente el estado de esfuerzos inicial ocasionando un nuevo estado de deformaciones.

Al presentarse la combinación de los esfuerzos de compresión y corte originan movimientos en las partículas y por consiguiente fuerzas de inercia.

La propagación vertical de las ondas S a través de una capa de suelo produce en un elemento de suelo esfuerzos cortantes cíclicos, como se muestra en la fig. 2.3 .

La primera parte de la figura presenta al elemento de suelo antes de la aplicación de la carga cíclica cuando está sometido a los esfuerzos estáticos verticales y horizontales  $\sigma_v$  y  $K_0 \sigma_v$ , respectivamente.

La segunda parte muestra al mismo elemento bajo la acción sísmica. La deformación a uno y otro lado de la vertical implica la generación de esfuerzos cortantes complementarios indicados en los diagramas.

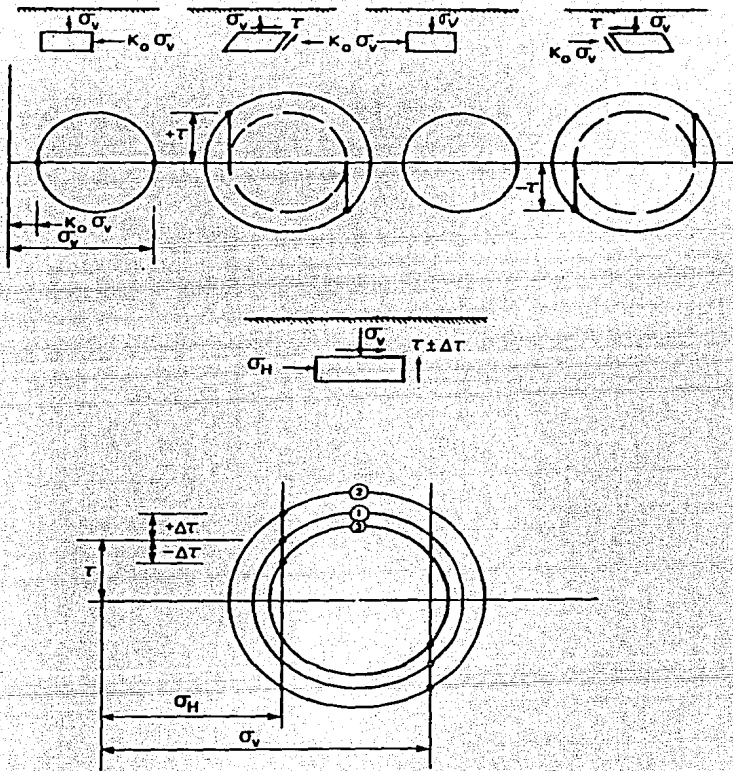


FIG. 2.3 CIRCULO DE MOHR PARA LOS ESTADOS DE ESFUERZOS CICLICOS EN EL CAMPO.

(ARANGO, 1980)

El estado de carga presentado por el par de esfuerzos cortantes se le llama estado de corte puro. En la figura los esfuerzos iniciales estáticos corresponden al círculo 1. La aplicación cíclica de los esfuerzos conjugados puede presentarse por círculos sucesivos que se han asignado con los números 2 y 3.

## 2.2 DEFINICION DE PARAMETROS DINAMICOS (más importantes).

Como se dijo anteriormente, la propagación de ondas de corte provocadas por eventos sísmicos genera en el suelo deformaciones angulares. En el caso en que la excitación dinámica (sismo) no induzca al suelo deformaciones residuales de consideración, el comportamiento dinámico de éste, está descrito principalmente por el módulo de rigidez al cortante dinámico  $G$ , y el coeficiente de amortiguamiento,  $\lambda$ .

Otros parámetros menos importantes desde el punto de vista del comportamiento dinámico de suelos granulares, son el módulo de compresibilidad volumétrica,  $B$ , y el módulo de Young,  $E$ .

### 2.2.1 Módulo de rigidez al cortante, $G$ .

La mayoría de los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas como la mostrada en fig.

2.4. Cuando un espécimen de suelo se somete por pri-

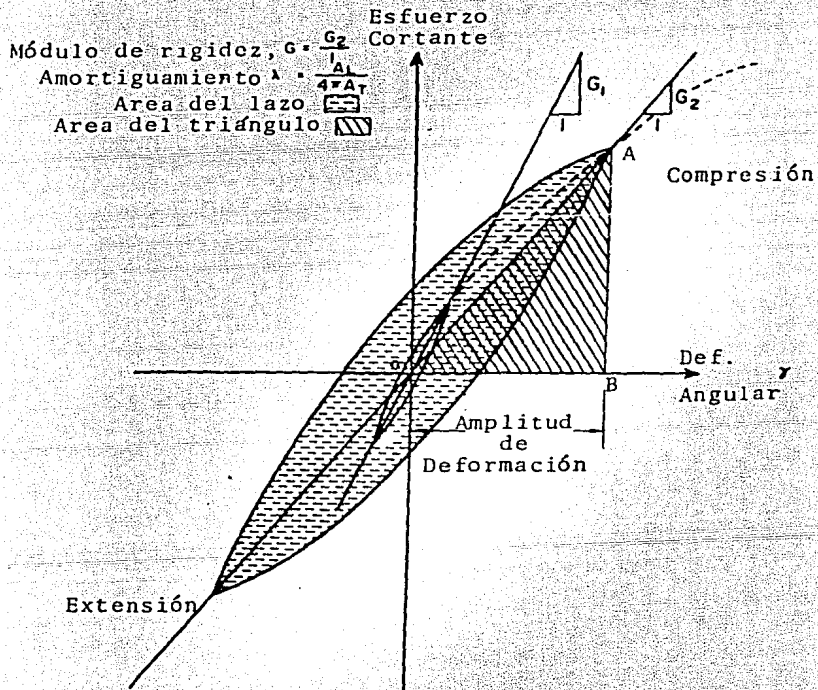


FIG. 2.4 RELACION HISTERETICA ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES AMPLITUDES DE DEFORMACION.

mera vez a esfuerzos desviadores sufre deformaciones parcialmente irreversibles y, por tanto, la curva esfuerzo-deformación en carga es diferente de la de descarga y de la recarga.

El ciclo completo de carga y descarga se representa por un ciclo de histerésis cerrado, como el mostrado en la fig. 2.4; este ciclo histerético se puede definir por dos parámetros importantes como lo son  $G$  y  $\lambda$ . En la práctica, se utiliza el módulo de corte secante  $G$ , el cual se define como la pendiente de la línea que une los puntos extremos del ciclo de histerésis. Dicho módulo puede también determinarse mediante pruebas de velocidad de transmisión de ondas en el campo, como se verá más adelante.

En la fig. 2.4 se puede observar claramente que el módulo de rigidez varía con la deformación: al aumentar ésta, el módulo disminuye ( $G_2 < G_1$ ).

Para deformaciones menores de  $10^{-4}\%$ , el módulo de corte permanece prácticamente constante y, por tanto, se puede considerar como el valor máximo (ó módulo de rigidez a deformaciones pequeñas). De investigaciones experimentales se han propuesto algunas relaciones semiempíricas para estimar el valor del módulo de rigidez al cortante máximo,  $G_{max}$ . A continuación se presentan las más relevantes:

Hardin y Richart, (1963) y Hardin y Drnevich, (1972) proponen para deformaciones angulares inferiores a

10<sup>-4</sup>% las siguientes expresiones:

-Para arenas y gravas con granos redondos

$$G_{max} = \frac{2630 (2.17-e)^2 (\sigma_m)^{1/2}}{1+e} \dots\dots (2.3)$$

-Para arenas con granos angulosos

$$G_{max} = \frac{1230 (2.97-e)^2 (\sigma_m)^{1/2}}{1+e} \dots\dots (2.4)$$

Donde:

G módulo de rigidez al cortante en Lb/pulg<sup>2</sup>.

e relación de vacíos.

$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ , esfuerzo octaédrico normal efectivo, lb/pulg<sup>2</sup>.

El módulo de rigidez para amplitudes de la deformación de corte superiores a aproximadamente 10<sup>-4</sup>% no puede considerarse independiente de la amplitud de vibración, sino que decrece apreciablemente con ésta.

Con base en resultados experimentales y teóricos publicados por diversos investigadores, Seed e Idriss, (1970) proponen el siguiente procedimiento para calcular los valores del módulo de rigidez al cortante.

-Para arenas

$$G = 1000 K_2 (\sigma_m)^{1/2} \dots\dots\dots (2.5)$$



Donde:

$K_2$  parámetro que es función de la densidad relativa, relación de vacíos y la deformación angular.

El parámetro  $K_2$  toma en cuenta la deformación por cortante para diferentes valores de densidad relativa ó relación de vacíos tal como se muestra en las figuras 2.5 y 2.6 .

En la fig.2.5 se presentan las curvas medias para varias densidades relativas. Como este parámetro se correlaciona con la prueba de penetración estándar, en muchos problemas prácticos bastará con efectuar un sondeo de penetración y a través de las correlaciones semiempíricas se podrá estimar la densidad relativa, y a partir de ésta, el módulo de rigidez al cortante, empleando la fig.2.5 y la ecuación (2.5).

En la fig.2.7 se muestran los valores de  $G$ , normalizados respecto al valor de  $G$  para deformaciones pequeñas ( $10^{-4}\%$ ), en función de la deformación de corte. Cuando se aplican los métodos geosísmicos para determinar las velocidades de propagación de ondas longitudinales y de corte las deformaciones angulares que se generan son del orden de  $10^{-4}\%$ , por lo tanto, el valor de  $G$  que corresponde a cualquier deformación angular se puede estimar a partir de la fig.2.7 utilizando la línea punteada.

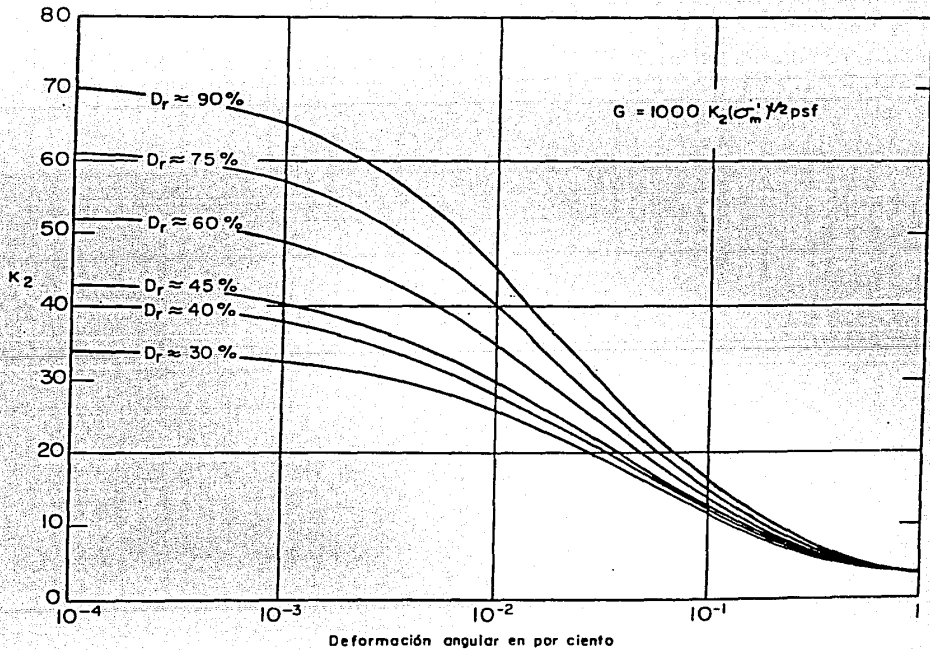


FIG. 2.5 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS  
(Seed e Idriss, 1970)

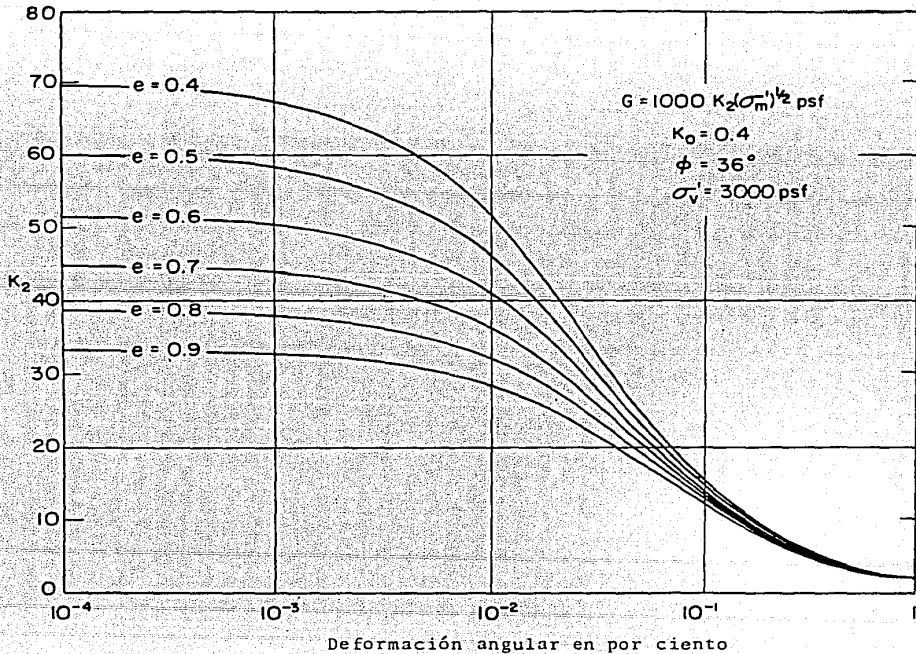


FIG. 2.6 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS  
(SEED E IDRISSE, 1970)

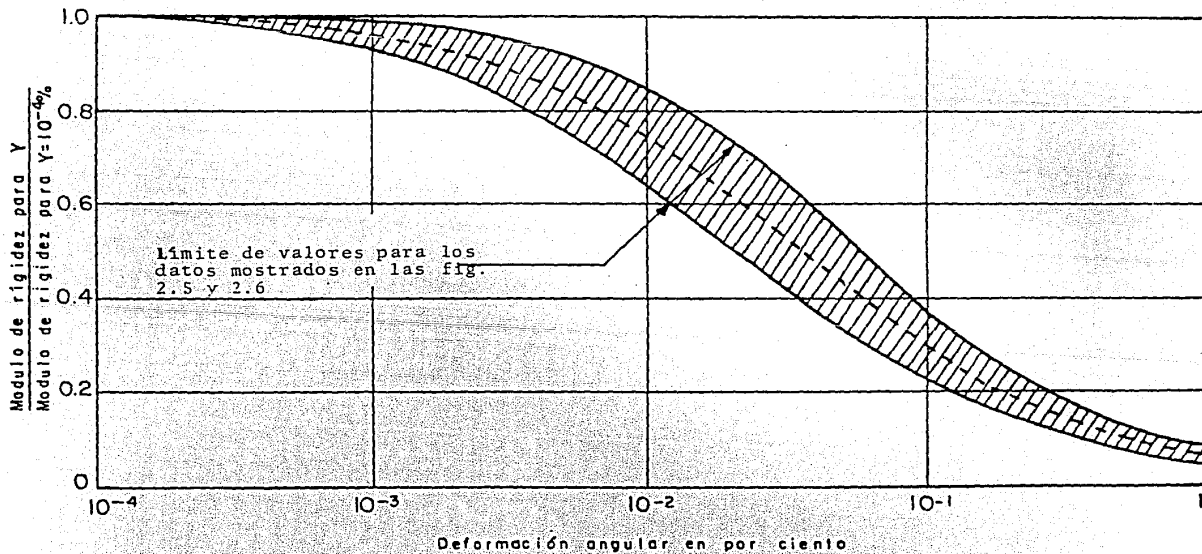


FIG. 2.7 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE NORMALIZADO PARA ARENAS (Seed e Idriss, 1970)

Seed e Idriss comentan que los valores que proponen para estimar  $G$ , deben utilizarse cuando los datos de campo se obtienen mediante el método de penetración estándar, mientras que para otros casos es deseable utilizar los resultados de Hardin y Drenevich, (1972).

A niveles de deformación bajos, los valores de  $G$  para mezclas de arenas y gravas son entre 1.25 y 2.5 veces mayores que aquellos correspondientes a arenas densas. Para obtener el valor de  $G$  para mezclas de arena y grava, se utiliza la misma ec. (2.5), pero el valor de  $K_2$  se obtiene de las curvas presentadas en la fig. 2.8, donde se muestran diferentes mezclas de grava y arena estudiadas por Seed e Idriss (1970).

### 2.2.2 Coeficiente de amortiguamiento, $\lambda$ .

Es un parámetro relacionado con la pérdida de energía en los ciclos de histéresis (energía disipada en cierto volumen de suelo durante un ciclo completo,  $\Delta W$ ) y la máxima energía potencial almacenada en el mismo volumen durante el ciclo,  $W$ . Por tanto,  $\lambda$ , es una medida de la capacidad de disipación de energía del material; se expresa como:

$$\lambda = \frac{A_L}{4 \cdot A_T} = \frac{\Delta W}{W} \dots \dots \dots (2.6)$$

Donde:

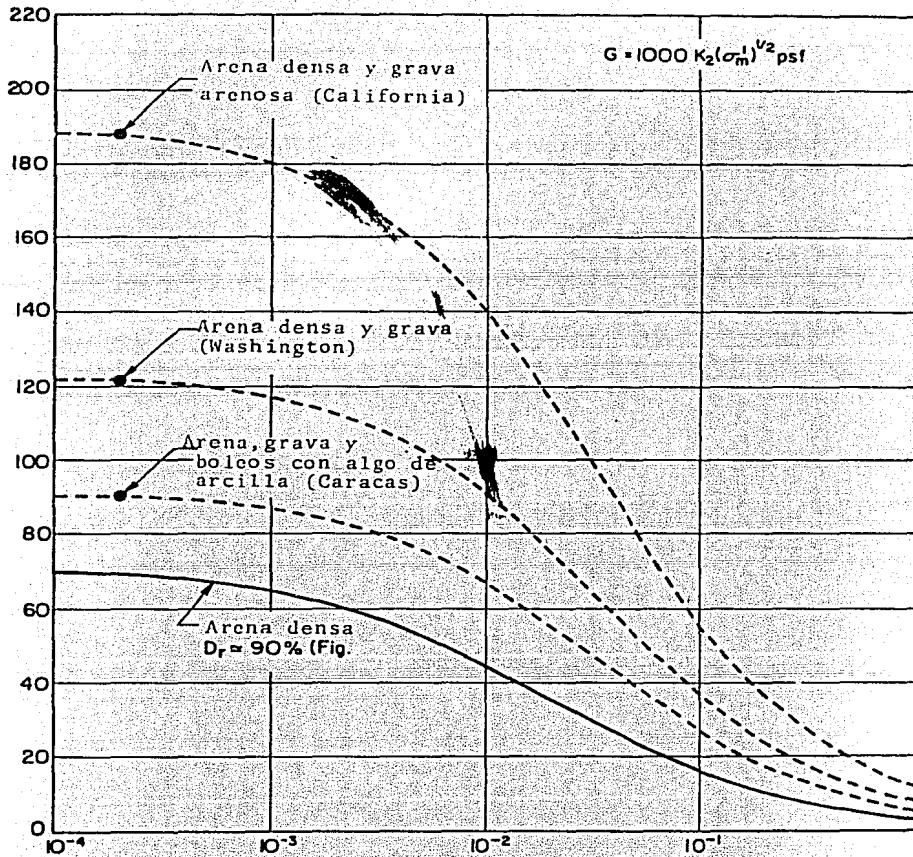


FIG. 2.8 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE DE MEZCLAS DE GRAVAS Y ARENAS (SEED E IDRISSE, 1970)

AL área del ciclo de histéresis

A<sub>T</sub> área del triángulo, OAB, figura 2.4

El coeficiente de amortiguamiento varía con la deformación y la disipación de energía, aumentando con la deformación debido a que el área del ciclo de histéresis aumenta a mayores deformaciones. El coeficiente de amortiguamiento es una medida del amortiguamiento interno del suelo.

La disipación de energía durante cada ciclo de carga y descarga de un elemento de suelo se manifiesta en general por los siguientes fenómenos, Reséndiz et al, (1972):

- Aparición de un ciclo de histéresis en la curva es fuerza-deformación.
- Consumo de la energía necesaria para mantener constante la amplitud de vibración forzada.
- Amplitud finita de vibración en resonancia.
- Decremento progresivo de la amplitud de vibración libre.

Hardin (1965), propone una expresión para obtener el coeficiente de amortiguamiento máximo para arenas, correspondiente a grandes deformaciones.

$$\xi_{max} = A - 1.5 \log_{10} N \dots \dots \dots (2.7)$$

Donde:

A en arenas se especifican valores de 33 y 28 % para estado seco y saturado, respectivamente.

N número de ciclos de carga.

Seed e Idriss (1970), estiman que el amortiguamiento calculado con la curva llena de la fig. 2.9, proporciona buenos resultados para aplicaciones prácticas, también es recomendable para suelos con gravas. Además, sugieren que en caso de obtenerse en forma experimental, el amortiguamiento asociado a dos valores de la deformación angular, se haga pasar una curva paralela a la dada por la curva llena de la fig. 2.9 y, así obtener la variación completa del amortiguamiento con la deformación angular.

Otra forma de evaluar el coeficiente de amortiguamiento, referenciada por Reséndiz et al (1970) es a través de las siguientes relaciones:

$$\lambda = 2\delta = 2\pi\alpha \dots \dots \dots (2.8)$$

Donde:

El decremento logarítmico  $\delta$ , es la reducción, por ciclo de vibración libre, del logaritmo natural de la amplitud de vibración y  $\alpha$  es el ángulo de fase, entre la fuerza y la deformación en vibración forzada.



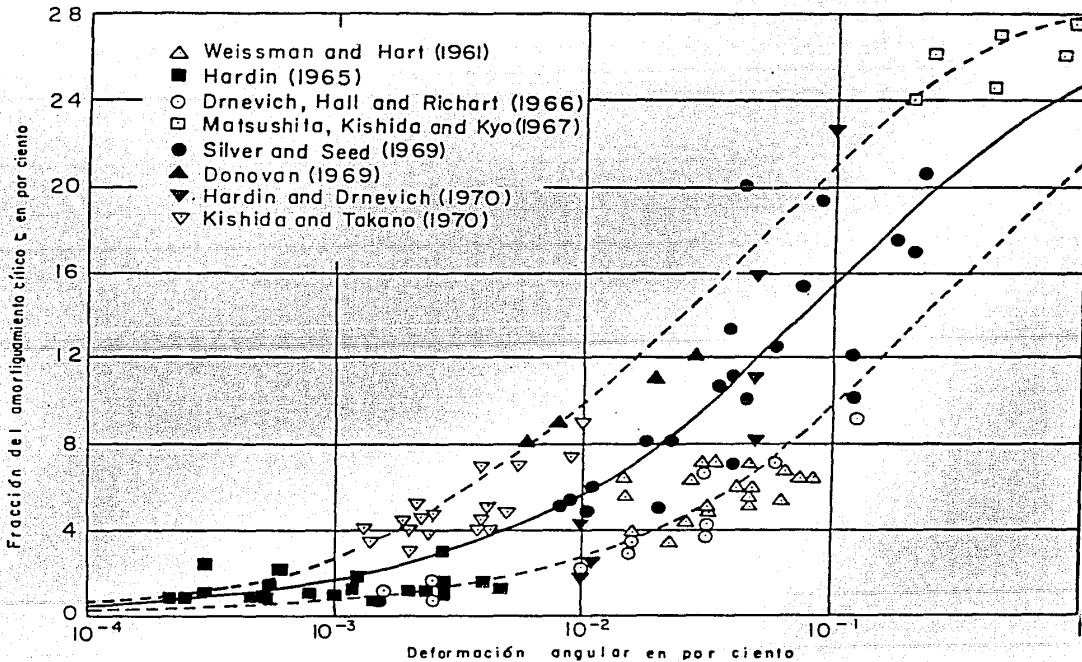


FIG. 2.9 AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS  
(Seed e Idriss, 1970)

Se ha encontrado experimentalmente que el coeficiente de amortiguamiento de los suelos  $\lambda$ , es aproximadamente independiente de la frecuencia de excitación, esto ha sido demostrado por Hardin (1965) para arenas secas, lo cual indica que el mecanismo primordial de disipación de energía no es del tipo viscoso, sino histerético friccionante. Los deslizamientos entre partículas de un suelo sujeto a esfuerzos cortantes originan disipación de energía en los contactos de los granos (Reséndiz et al, 1972).

### 2.2.3 Módulo de Young, E.

Para hablar del módulo de Young, se tiene que recurrir a la teoría de elasticidad. Esto quiere decir que las curvas reales no lineales de esfuerzo-deformación de un suelo deben "linealizarse", es decir, sustituir las por líneas rectas. El módulo de elasticidad no es una constante del suelo, sino más bien una magnitud que describe aproximadamente el comportamiento de un suelo para una combinación particular de esfuerzos.

Si se aplica un esfuerzo uniaxial  $\sigma_z$  a un cilindro elástico (material que posee una curva esfuerzo-deformación lineal y reversible), como se muestra en la fig. 2.10. Se producirá una compresión vertical y una expansión lateral de tal forma que:

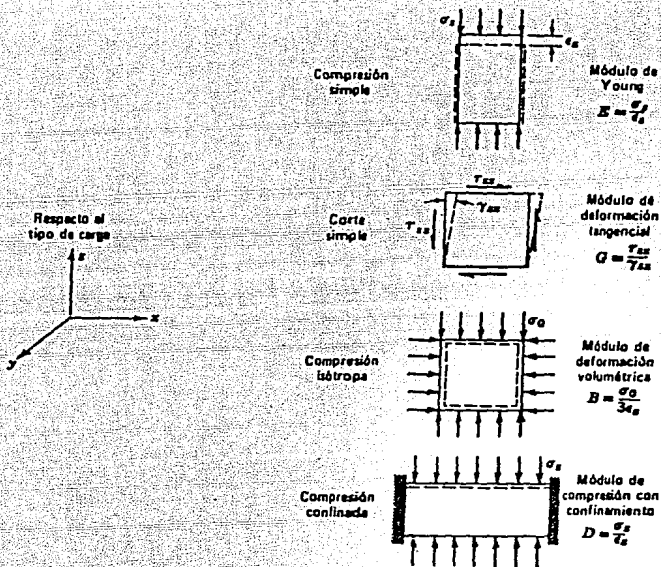


FIG. 2.10 DISTINTOS TIPOS DE MODULOS  
 (LAMBE Y WHITMAN, 1969)

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = -\nu \epsilon_z \dots\dots\dots (2.10)$$

Donde:

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$  - Deformaciones en la dirección x, y, z respectivamente (positivas cuando son compresiones).

E módulo de Young.

$\nu$  coeficiente o relación de Poisson.

El módulo de Young E, se define como el cociente entre el esfuerzo axial y la deformación axial que el produce. Geométricamente E, es la pendiente de la curva esfuerzo axial-deformación axial.

Como se dijo anteriormente, el esfuerzo  $\sigma_x$ , también produce deformaciones laterales  $\epsilon_y$  y  $\epsilon_z$ . La relación entre las deformaciones laterales y axial está dada por la relación de Poisson,  $\nu$ .

$$\nu = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_x} = -\frac{\epsilon_z}{\epsilon_x}$$

Aunque existen técnicas de campo y laboratorio que pueden determinar indirectamente la relación de Poisson, normalmente se estima su valor.

La relación de Poisson para suelos saturados teóricamente tiene un valor de 0.5, Bishop y Hight (1977). Se ha observado que, bajo cargas dinámicas, dicha relación varía entre 0.25 y 0.35 para suelos granulares. Además, se encontró que es independiente de la frecuencia de excitación en un amplio intervalo de

frecuencias y que no es sensible a fenómenos tixotrópicos, Crandall et al (1970).

Reséndiz et al (1972), consideran que la incertidumbre de su valor influye muy poco en la respuesta sísmica de los suelos, por lo que no es justificable tratar de encontrar un valor muy exacto. Sin embargo, de acuerdo con la ec. (2.11) se pueden tener variaciones significativas que sí pueden afectar el cálculo de la respuesta sísmica de suelos granulares.

Segun Oshaki e Iwasaki (1973), la relación de Poisson para arenas es función del módulo de rigidez al cortante,  $G_{max}$ , y se puede calcular aproximadamente con la siguiente relación empírica:

$$\nu = 0.2 + 0.3 \sqrt{1 - 1/16 (\log_{10} G - 2)^2} \dots \dots (2.11)$$

para  $500 < G < 100000 \text{ T/m}^2$

Si se aplican esfuerzos tangenciales  $\tau_{xx}$  a un cubo elástico, se producirá una distorsión tangencial, fig. 2.10, tal que:

$$\gamma_{xx} = \frac{\tau_{xx}}{G} \dots \dots \dots (2.12)$$

Las ecs. (2.9), (2.10) y (2.12) definen las tres constantes básicas de la teoría de la elasticidad:  $G$ ,  $E$  y  $\nu$ . Realmente sólo se requieren dos de estas constantes ya que:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (2.13)$$

### 2.2.4 Módulo de compresibilidad volumétrica, B.

Si se considera un material elástico sobre el cual actúan todas las componentes de los esfuerzos normales,  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  y  $\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_{xz} = 0$ , obtendremos las deformaciones causadas por cada esfuerzo y posteriormente podremos aplicar el principio de superposición para calcular las deformaciones en la dirección  $x, y, z$  respectivamente, fig 2.11.

Al aplicar por separado  $\sigma_x$  se producen deformaciones en los tres ejes  $\epsilon_x, \epsilon_y$  y  $\epsilon_z$  tal que:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E} \sigma_x \\ \epsilon_y &= -\frac{\nu}{E} \sigma_x & \nu &= \frac{\epsilon_y}{\epsilon_x} = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_x} \\ \epsilon_z &= -\frac{\nu}{E} \sigma_x \end{aligned}$$

De igual manera al aplicar,  $\sigma_y$ :

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= -\frac{\nu}{E} \sigma_y \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} \sigma_y & \nu &= \frac{\epsilon_x}{\epsilon_y} = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_y} \\ \epsilon_z &= -\frac{\nu}{E} \sigma_y \end{aligned}$$

y por último, al aplicar,  $\sigma_z$ :

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= -\frac{\nu}{E} \sigma_z \\ \epsilon_y &= -\frac{\nu}{E} \sigma_z & \nu &= \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_z} \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} \sigma_z \end{aligned}$$

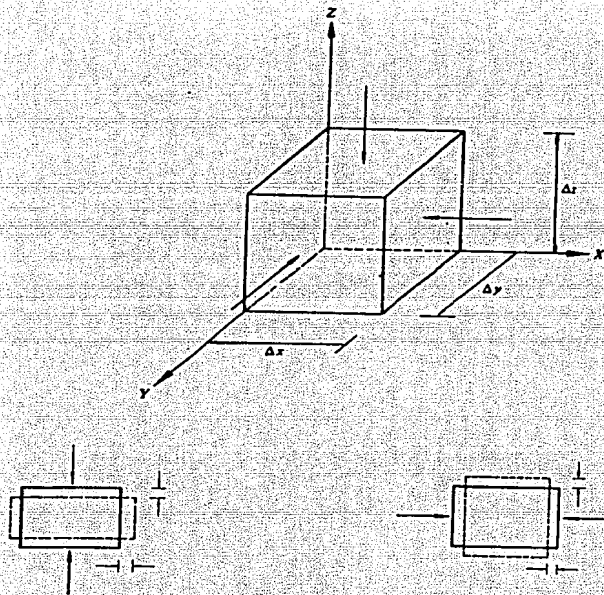


FIG. 2.11 ESTADO DE ESFUERZO-DEFORMACION  
(ZEEVAERT, 1973)

Utilizando el principio de superposición, ordenando y simplificando términos convenientemente podemos escribir para las tres direcciones perpendiculares lo siguiente:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - (\nu(\sigma_y + \sigma_z))) \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - (\nu(\sigma_x + \sigma_z))) \dots\dots\dots (2.15)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - (\nu(\sigma_x + \sigma_y))) \dots\dots\dots (2.16)$$

Por otro lado, la deformación volumétrica se define como

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \dots\dots\dots (2.17)$$

Para el caso especial en que  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \sigma_o$ , la variación del volumen queda como

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{3 \sigma_o}{E} (1 + 2\nu) \dots\dots\dots (2.18)$$

El módulo de deformación volumétrica se define como

$$B = \frac{\sigma_o}{\Delta V / V} \dots\dots (2.19)$$

Sustituyendo la ec. (2.18) en (2.19) nos queda que

$$B = \frac{E}{3(1 + 2\nu)} \dots\dots (2.20)$$

La ecuación anterior define el módulo de compresibilidad volumétrica en función de E y  $\nu$ .



### 2.3 PARAMETROS QUE AFECTAN AL MODULO DE CORTE Y AL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO.

Para poder predecir adecuadamente el comportamiento del suelo, se necesita un modelo que involucre todos los factores que afectan las propiedades dinámicas. Lógicamente, esto resultaría difícil, aparte de ser antieconómico por el alto costo del análisis y del programa de pruebas para obtener toda la información.

El módulo de rigidez al cortante y el coeficiente de amortiguamiento son dos de los parámetros más importantes en el comportamiento de los suelos al ser sometidos a carga sísmica, por lo cual, se han realizado muchos estudios encaminados a buscar los parámetros que de una u otra forma los afectan y la importancia de sus efectos.

Hardin y Drnevich (1972), encontraron que el módulo de rigidez al cortante y el coeficiente de amortiguamiento, básicamente son función de trece variables. En la tabla 2.1, se muestran estos parámetros y la importancia de sus efectos en los suelos granulares.

Para este tipo de suelos, se ha demostrado que, de las trece variables, las más importantes son el esfuerzo octaédrico, la relación de vacíos, la amplitud de deformación y el número de ciclos de carga, Hardin y Black (1968) y Hardin y Richart (1963).

TABLA 1  
FACTORES QUE AFECTAN LAS PROPIEDADES Y  
(HARDIN Y DRNEVICH, 1972)

FACTOR	Importancia en	
	Módulo de corte	amortiguamiento
	Suelos granulares	Suelos granulares
1. Amplitud de deformación	M	M
2. Esfuerzo efectivo octaédrico	M	M
3. Relación de vacíos	M	M
4. Número de ciclos	P	M
5. Grado de saturación	P	I
6. Grado de consolidación	P	P
7. Envoltorio de resistencia	I	I
8. Esfuerzo de corte octaédrico	I	I
9. Frecuencia	P	P
10. Efectos del tiempo	P	P
11. Características de las partículas	P	P
12. Estructura del suelo	M	M
13. Cambio volumétrico por deformación angular (para $\gamma < 0.5\%$ )	P	P

M = muy importante  
I = importante  
P = poco importante

Tomando en cuenta sólo los factores más importantes,  $G$  y  $\lambda$  se pueden expresar de la siguiente forma:

$$G = f(A, \sigma_m, e)$$

y

$$\lambda = f(A, \sigma_m, e, N)$$

Donde:

$A$  amplitud de la deformación

$\sigma_m$  esfuerzo efectivo octaédrico

$e$  relación de vacíos

$N$  número de ciclos de carga

A continuación, se presenta un resumen de los efectos causados por los parámetros mencionados anteriormente, Hardin y Drnevich (1972).

-El módulo de rigidez al cortante decrece y el coeficiente de amortiguamiento aumenta, muy rápidamente, al incrementar la amplitud de deformación. Además, ambos varían de una forma no lineal con la deformación.

-Al incrementarse el esfuerzo efectivo octaédrico,  $\sigma_m$ , se produce un incremento en el módulo de rigidez al cortante y una disminución del coeficiente de amortiguamiento. Para amplitudes de deformación muy pequeñas el módulo varía con la raíz cuadrada de  $\sigma_m$ , pero para amplitudes de deformación grandes el módulo depende principalmente de la resistencia del suelo y con  $\sigma_m$  cercano a la poten-

cia uno.

- El módulo de rigidez al cortante y el coeficiente de amortiguamiento decrecen cuando aumenta la relación de vacíos.
- Al aumentar el número de ciclos de carga el módulo disminuye lentamente. El coeficiente de amortiguamiento decrece aproximadamente con el logaritmo del número de ciclos de carga.

Seed e Idriss (1970), realizaron otras investigaciones que los llevaron a corroborar lo anteriormente dicho y además encontraron que:

Para arenas se puede definir el parámetro  $K_2$  (ver ec. 2.5), que depende de la amplitud de deformación, densidad relativa, relación de vacíos y es un factor importante para estimar el módulo de rigidez al cortante.

Para  $K_2$  encontraron que:

- Para amplitudes de deformación bajas, ( $< 10^{-3}\%$ ), depende sólo de la relación de vacíos.
- Para amplitudes de deformación intermedias  $10^{-3} < \gamma < 10^{-1}\%$  varía poco con el esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma_v$ , y muy escasamente con las variaciones del ángulo de fricción interna,  $\phi$ , y el coeficiente de presión de tierra en reposo,  $K_0$ . El valor de  $K_2$  es fuertemente influenciado por la relación de vacíos, en este rango de deformaciones.

-Para deformaciones grandes ( $>10^{-1}\%$ ), los valores de  $K_2$  son ligeramente influenciados por el esfuerzo vertical efectivo  $\sigma_v$ , pero esencialmente independiente de  $K_0$ ,  $\phi$  y la relación de vacíos.

En la fig. 2.12, se muestra la variación de  $K_2$  respecto a los anteriores parámetros.

Para el coeficiente de amortiguamiento en arenas, encontraron las variaciones mostradas en la fig. 2.13, que también fueron evaluadas con base al estudio de Hardin y Drnevich (1972).

Donde se observa poca variación con respecto a  $\phi$ ,  $e$ ,  $K_0$  y el grado de saturación.

#### 2.4 ENSAYES EXISTENTES PARA REPRODUCIR LOS EFECTOS SISMICOS.

En años recientes se han realizado grandes avances en el desarrollo de procedimientos analíticos para calcular la respuesta del terreno bajo la acción de cargas sísmicas. Teniendo en cuenta que los programas de computadora existentes requieren como datos de entrada las propiedades dinámicas de los suelos, para llegar a soluciones satisfactorias, se hace necesario realizar ensayos que permitan la obtención de estas propiedades.

Para obtener información sobre las relaciones dinámicas esfuerzo-deformación, y de ahí calcular las propiedades dinámicas que rigen la respuesta sísmi-

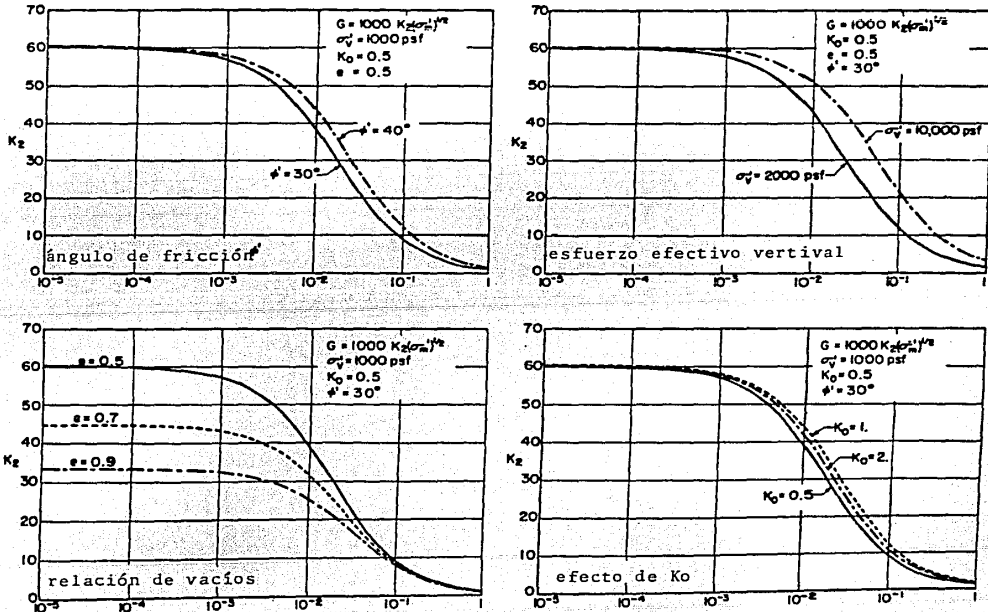


FIG. 2.12 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE DE ARENAS. (SEED E IDRIS, 1970)

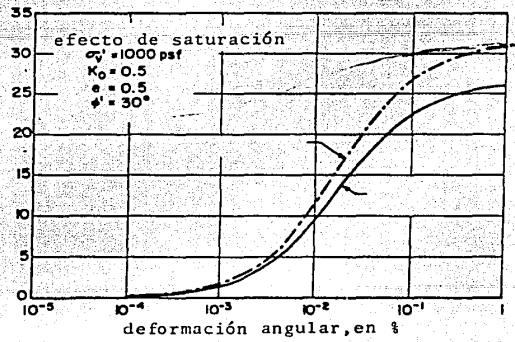
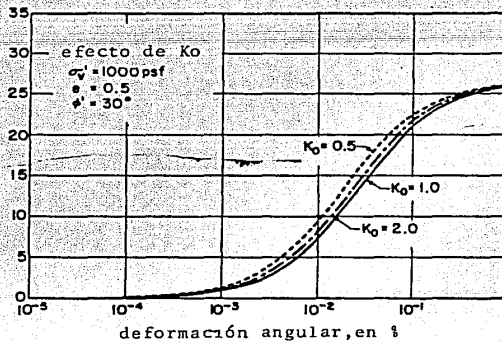
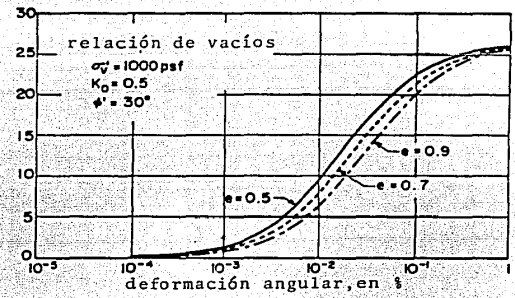
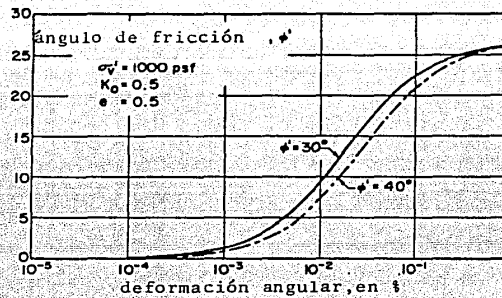


FIG. 2.13 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE LA RELACION DE AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS. (SEED E IDRIS, 1970)

ca, existen varios métodos tanto de campo, como de laboratorio. En ambos se trata de representar de la mejor manera posible el comportamiento real durante un sismo, utilizando ya sea muestras naturales en campo o muestras pequeñas en el laboratorio, buscando la mejor reproducción de la condición de suelo a estudiar o por lo menos poder tratar de correlacionar de alguna manera el procedimiento de laboratorio con la realidad del campo.

Teniendo en cuenta que las cargas dinámicas pueden producir un amplio intervalo de deformaciones, se puede afirmar que no existe un ensaye único que sea adecuado para cubrir todo el intervalo de deformaciones requerido en los problemas de ingeniería sísmica.

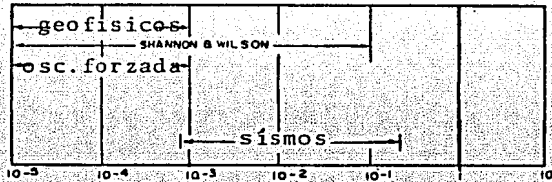
En la fig. 2.14, se muestra en forma aproximada los intervalos de aplicabilidad de los distintos ensayes de campo como de laboratorio.

#### 2.4.1 Ensayes de campo.

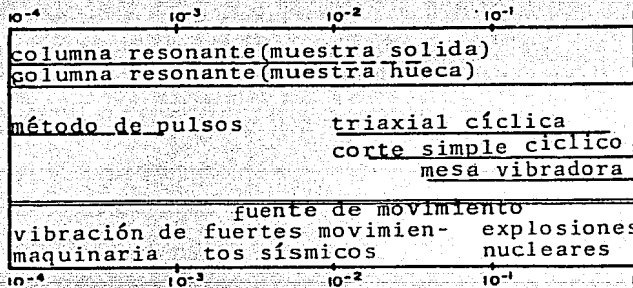
Para obtener las propiedades dinámicas de un depósito de suelo, los métodos de campo están compuestos por dos pasos básicos:

a). - Generar una onda o tren de ondas en el suelo mediante diversas fuentes, las cuales pueden ser una explosión, un golpe con un martillo pesado, un excitador mecánico, etc.





a) métodos de campo



b) Métodos de laboratorio

FIG. 2.14 INTERVALOS DE DEFORMACION APROXIMADOS PARA ENSAYES DE CAMPO Y LABORATORIO.

(WOODS, 1978)

h).-Registrar, identificar e interpretar el tipo de onda generado.

Los métodos de campo permiten estimar las velocidades de propagación de onda en el material y nos proporcionan información relativa a la forma en que se propaga la excitación en el sitio.

Considerando que el medio es homogéneo y elástico, y conociendo la velocidad de propagación de onda P (compresional),  $V_p$ , o de ondas de cortante S,  $V_s$ , los diferentes parámetros se pueden calcular por medio de las siguientes expresiones:

Módulo de rigidez al cortante:

$$G = \rho V_s^2 \dots \dots \dots (2.21)$$

Módulo de Young:

$$E = \rho \frac{V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)}{V_p - V_s} = 2G(1 + \nu) \dots \dots \dots (2.22)$$

Módulo de compresibilidad volumétrica:

$$B = \rho (V_p^2 - 4/3V_s^2) \dots \dots \dots (2.23)$$

Relación de Poisson:

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p - V_s)} \dots \dots \dots (2.24)$$

Constante de Lamé:

$$\lambda = \rho (V_p^2 - 2V_s^2) \dots \dots \dots (2.25)$$

Donde:

## . densidad de masa

Los ensayos de campo se pueden dividir en dos métodos:

I) Geosísmicos y II) Oscilación forzada.

### MÉTODOS GEOSÍSMICOS

Los métodos geosísmicos, a su vez, se pueden clasificar en dos categorías dependiendo de la localización del foco de energía y del sitio de registro de la respuesta de los geófonos:

a) Prueba de sondeos.-

En este tipo de ensayos se agrupan los métodos de trayectoria directa donde se considera que las ondas sísmicas viajan directamente del foco al sitio de recepción de la señal, aquí se incluyen las técnicas en perforación tales como excitación en la superficie y medición en el pozo (Down-Hole), excitación en el pozo y medición en la superficie (Up-Hole), pozos cruzados (Cross-Hole), etc.

Estas pruebas han sido diseñadas para medir la propagación de ondas de cuerpo en el suelo, haciendo uso de pozos de sondeo perforados con este propósito.

Estos métodos requieren de cuatro elementos

- i) Sondeos
- ii) Fuente generadora de ondas

iii) Equipo de captación (geófonos)

iv) Equipo de registro

b) Prueba de refracción.-

Aquí se agrupan los métodos superficiales sísmicos que incluyen la refracción y reflexión sísmica de las ondas. Estos métodos son aplicables solo a medios sobre el nivel freático y cuando las velocidades en cada estrato se incrementan con la profundidad.

Las principales características de cada uno de estos ensayos son:

#### -PRUEBA DE SUPERFICIE-POZO

Se le conoce también como ensayo SDS "Seismic Down-Hole Survey". En él se da la excitación en la superficie y se registra el tren de ondas generado, en sensores ubicados a varias profundidades, fig. 2.15. Comúnmente se utiliza como fuente de energía un impacto de martillo sobre un bloque de concreto empujado en la superficie del suelo o una placa de acero o madera estabilizada por algún peso que puede ser la rueda de un camión u otro sistema. Es conveniente generar ondas de compresión y de corte para la determinación de  $V_p$  y  $V_s$ . Las ondas de compresión pueden ser generadas por un impacto de martillo vertical sobre una placa en la superficie, y la onda de corte por un impacto horizontal. Se recomienda gol-

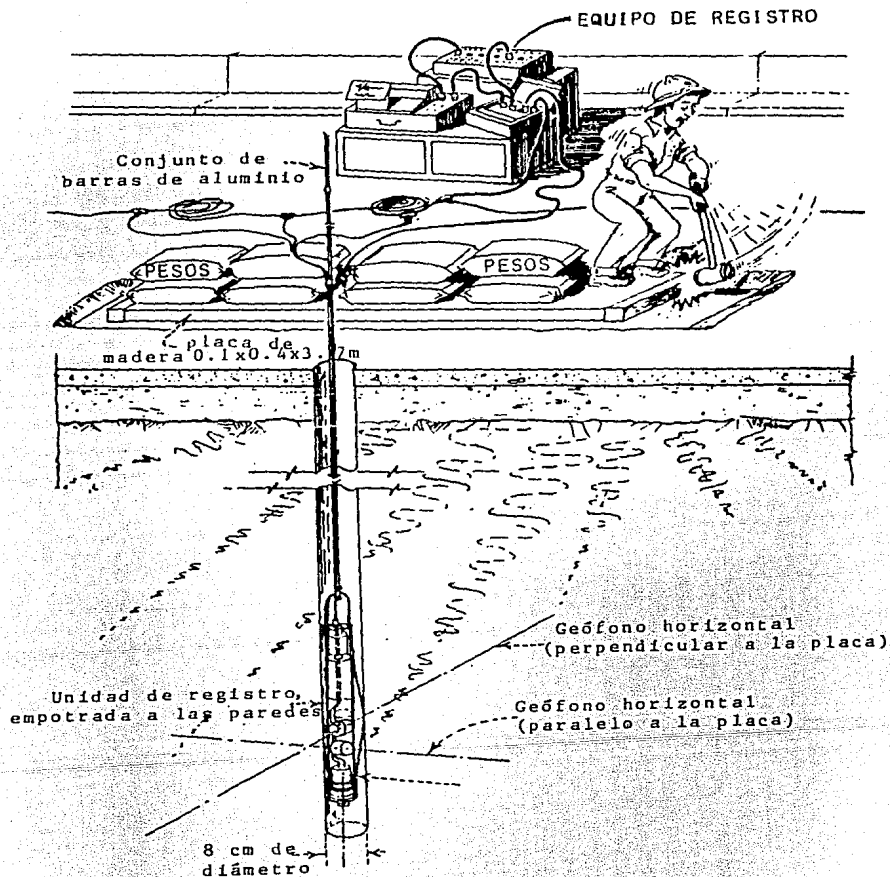


FIG. 2.15 METODO UP-HOLE (KRAMER ET AL,1975)

pear en un extremo de la placa y después en el otro para polarizar las ondas y así lograr una mejor identificación de la onda de corte. La recepción de la señal se hace mediante un transductor tridimensional sujeto a la pared de la perforación. Este transductor consta de un geófono vertical y dos geófonos horizontales ortogonales, colocados a diferentes profundidades durante el ensayo.

Los geófonos están conectados a un equipo de registro colocado en la superficie, el cual grafica el tren de onda generado.

Este método proporciona valores promedio de la velocidad de propagación de onda entre la excitación y los sensores.

Una vez conocido el tipo de onda generado, el tiempo que toma para llegar a los geófonos, la distancia entre estos y la fuente generadora de energía, se puede determinar la velocidad de propagación de onda en el material y ésta se utiliza para calcular las propiedades dinámicas.

El costo de este método es usualmente alto debido a que requiere de la construcción de un pozo de medición. Con objeto de superar esta limitante y realizar las mediciones de una forma más rápida, se desarrolló recientemente una técnica que combina el método de Down-hole y la prueba de cono de penetración (CPT), Robertson y Campanella, (1986). Dentro del

cono de penetración se incorpora un sismómetro en miniatura (1.7 cm de diámetro), el cual se coloca horizontalmente y se orienta transversal a la fuente de energía para detectar la componente horizontal de las ondas de corte SH. Este sismómetro está conectado a un osciloscopio que se encuentra en la superficie, el cual registra el arribo de las ondas. Esta técnica no requiere de un pozo de medición, pues el cono se va incando en el suelo a la profundidad deseada.

#### -PRUEBA DE POZOS CRUZADOS

Conocido también como ensayo SCS "Siesmic Cross-Hole Survey", fig. 2.16, en este método se requieren de un mínimo de dos pozos. Sin embargo, se pueden hacer las mediciones en varios pozos.

El método consiste en medir la velocidad de propagación de ondas de cuerpo entre dos puntos de la masa de suelo. Conocido el tiempo de registro y el espaciamiento entre los sondeos e identificado el tipo de onda generada, se determina la velocidad de propagación correspondiente.

En una perforación se localiza la fuente generadora de energía y en otra(s) se recibe la señal por medio de geófonos, ambos colocados a la misma profundidad. Las ondas puede ser generadas por una pequeña explosión o un impulso mecánico en la perfora-

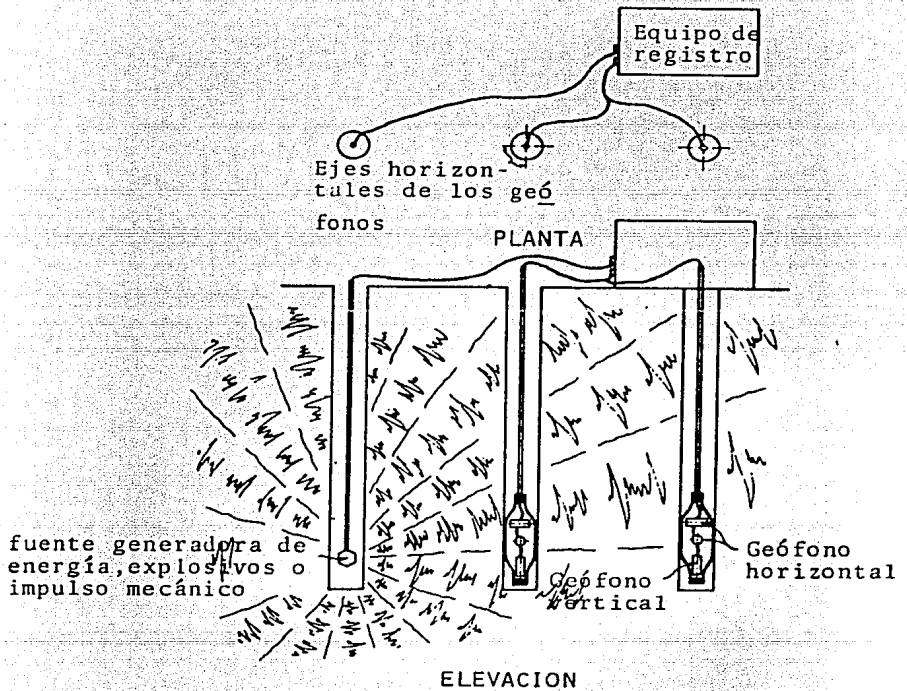


FIG. 2.16 METODO CROSS-HOLE (ASTM,1977)



ción. Este último es el más simple y se ha visto que golpear una barra hueca o tubo dentro de un pozo, produce una excitación que consiste de ondas P y S polarizadas en dirección vertical SV, estas últimas, excitan las partículas de suelo en el sentido vertical mientras viajan en dirección horizontal.

La distancia entre los dos pozos debe ser determinada cuidadosamente, ya que esta interviene directamente en la estimación de la velocidad de onda. En sondeos profundos debe buscarse que la verticalidad de los pozos tenga poca desviación, esto puede verificarse con un inclinómetro. El sistema de registro puede ser un osciloscopio, capaz de detectar los tiempos de arribo con precisión de 0.2 milisegundos.

Sin embargo, en determinaciones bajo el nivel freático (NF) la velocidad de propagación de ondas P es la correspondiente al agua. En tanto que la velocidad de las ondas de corte Vs determinada arriba o abajo del NF será la del suelo.

#### -PRUEBA DE POZO-SUPERFICIE

En este ensaye, que también se denomina SUS "Seismic Up-Hole Survey", se utiliza una perforación y varios geófonos ubicados en la superficie, fig. 2.17. La excitación se da a distintas profundidades en el pozo y se registra en la superficie. La fuente de energía

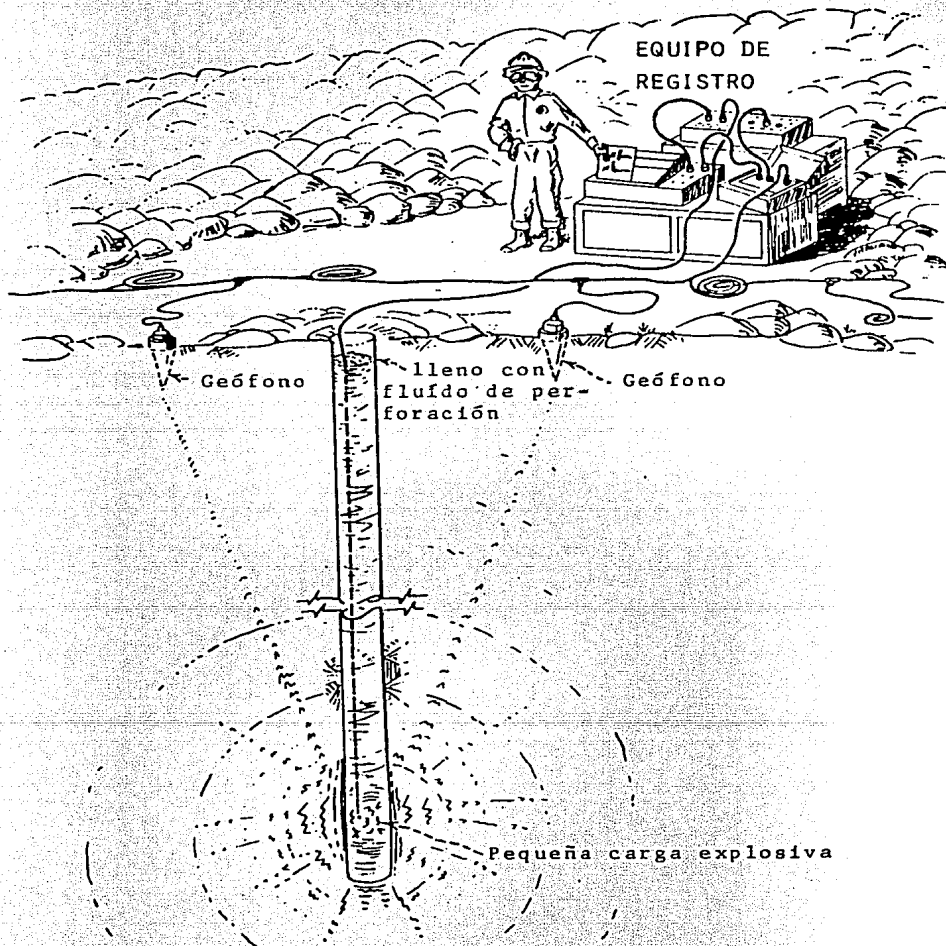


FIG. 2.17 METODO DOWN-HOLE (KRAMER ET AL, 1975)

puede ser una pequeña carga explosiva colocada en la perforación llena de lodo o un impulso mecánico realizado en una perforación seca. Debido a la similitud en la forma de generar las ondas con el SCS ambos métodos se pueden realizar simultáneamente.

La prueba SUS es más práctica que las dos anteriores, ya que se puede aprovechar como fuente generadora de ondas el muestreador de penetración estándar, es decir, mientras se hace la exploración geotécnica de un sitio se puede al mismo tiempo realizar el ensayo dinámico.

Los métodos anteriormente descritos proporcionan información de igual grado de dificultad en la interpretación.

En caso que el sondeo requiera ademe, se pueden emplear tubos de aluminio o PVC; este último es el mejor.

#### -PRUEBA DE SUSPENSION

Esta es una técnica de excitación indirecta desarrollada recientemente en Japón (suspensión PS Logging Method; Kitsunozaki, 1980).

La excitación se transmite al suelo a través de un líquido. La fuente generadora de energía y los receptores se encuentran alojados en una sonda libremente suspendida por medio de un cable a través de una polea, en el interior de un pozo, fig. 2.18.

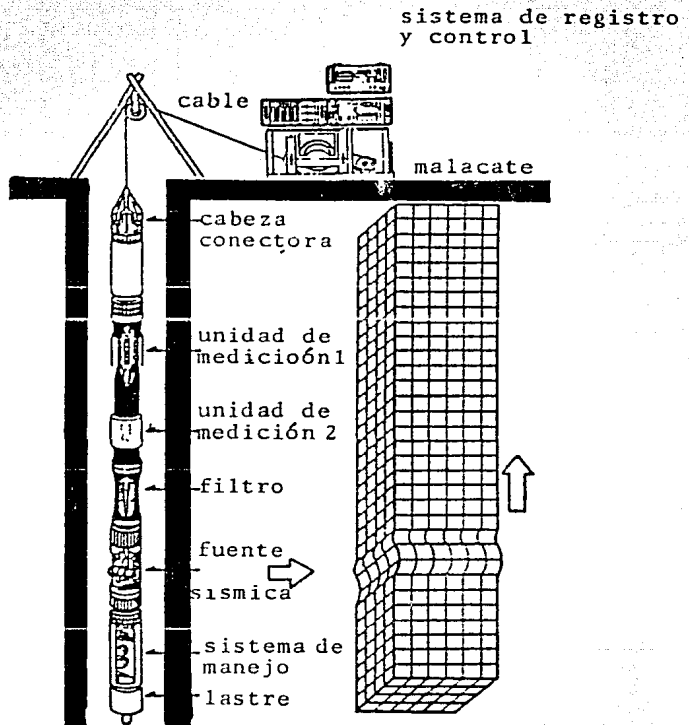


FIG. 2.18 PRUEBA DE SUSPENSIÓN  
(UCHIYAMA ET AL, 1984)

En el extremo inferior de la sonda se cuenta con un martillo electromagnético que genera ondas de corte y compresión por medio de golpes horizontales. El tren de ondas generado produce cambios de presión en el líquido que se transmiten perpendicularmente al eje largo del sondeo, estos cambios de presión producen desplazamientos en la pared del pozo. A su vez, estos desplazamientos generan movimientos en el líquido que son registrados por dos unidades de medición con 2 geófonos (uno horizontal y otro vertical), separadas a 1 m y localizadas en el extremo superior de la sonda. En la superficie se tiene un equipo de control y registro conectado a la sonda, este último grafica el tren de ondas generado. Por medio de estos registros se obtiene los tiempos de arribo de las ondas a cada geófono.

El pozo se llena con algún líquido, agua o fluido de perforación (lodo bentonítico).

La velocidad del tipo de onda generada se obtiene con la siguiente expresión:

$$v = \frac{t_1 - t_2}{d}$$

Donde:

V velocidad de propagación del tipo de onda generada.

t<sub>1</sub> y t<sub>2</sub> tiempo de arribo de la onda al geófono 1 y 2 respectivamente.

d distancia entre ambos geofonos (1m).

El procedimiento de operación es el siguiente:

La sonda se introduce en el pozo a la profundidad deseada. Por medio del martillo electromagnético se envía una señal en dirección normal que es captada por los geófonos horizontales. Una segunda señal es enviada en dirección contraria y recibida por los mismos geófonos horizontales, esto con el fin de lograr una mejor identificación de las ondas. Por último una tercer señal es enviada en dirección normal y captada por los geófonos verticales. Las tres mediciones son registradas y gráficas por el equipo instalado en la superficie. Una gran ventaja de este método es que puede proporcionar información detallada de la velocidad de propagación de onda a lo largo del pozo a intervalos de 1m. Esto es de gran utilidad cuando se tienen depósitos de suelo estratificados. Su costo es relativamente bajo ya que sólo requiere de un pozo y las mediciones se realizan de una forma rápida.

Con este método se pueden obtener mediciones a grandes profundidades.

#### -PRUEBA DE REFRACCION

Este método se basa en la refracción total. Para que la onda refractada siga la trayectoria definida por la frontera entre dos medios, fig. 2.19, se requiere

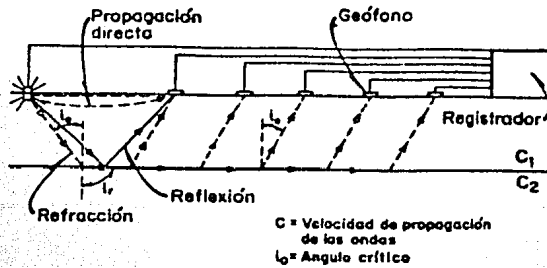


FIG. 2.19 METODO DE REFRACCION  
(JAIME, 1980)

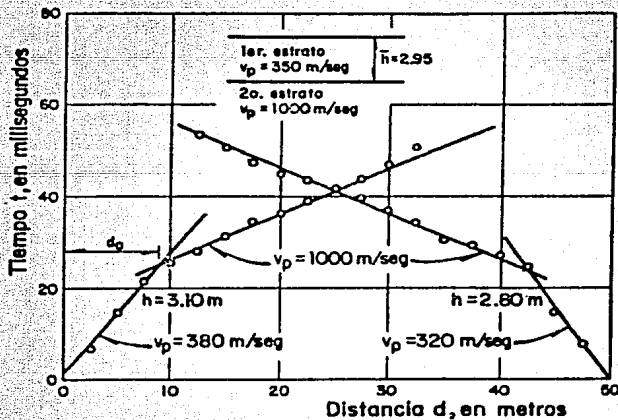


FIG. 2.20 CURVAS DOMOCRONICAS DE DOS CAPAS  
HORIZONTALES, (RASCON ET AL, 1972)

que el ángulo de refracción  $i_r$  sea igual a  $90^\circ$ . Esto se conoce con el nombre de refracción total. La onda así refractada y a lo largo de toda su trayectoria produce ondas que regresan por el primer medio con un ángulo igual al ángulo de incidencia crítico,  $i_o$ . Las ondas se generan en la superficie por medio de una explosión con una pequeña carga de dinamita colocada en un barreno poco profundo (1 o 2 m); o bien, por medio de un martillo pesado o una masa golpeando contra una placa de acero o madera colocada en la superficie del terreno. Cuando el mecanismo de generación de ondas es un martillo o una masa pesada, la profundidad de suelo que se alcanza a analizar es de 10 m. Para estudios a mayores profundidades se usan cargas de dinamita, con lo cual se puede llegar a 100m.

El ensaye se lleva a cabo tendiendo en la superficie una línea de geófonos distantes entre sí, 2, 5, o más metros. Posteriormente 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. Posteriormente se genera otro tren de ondas en el extremo opuesto de la línea y se vuelve a registrar el tiempo de llegada de las ondas. Con los datos de distancia de cada geófono con respecto a la fuente y los tiempos de arribo  $t$ , se elaboran las gráficas



Domocrónicas, fig. 2.20. La velocidad de las ondas P, se determina como el recíproco de las pendientes de las rectas de la fig. 2.20. Si las gráficas tiempo-distancia son asimétricas significa que el contacto entre los dos estratos es inclinado. Cuando los estratos son horizontales estas gráficas son simétricas. Si en la gráfica domocrónica aparecen dos rectas simétricas con respecto al centro del tendido, se trata de un medio homogéneo. Cuando se tiene un medio muy estratificado, la interpretación de las domocrónicas se vuelve un problema complejo y se requiere de gran experiencia para aprovechar al máximo la información que proporciona esta prueba.

Utilizando geófonos direccionales se puede medir la velocidad de propagación de ondas de corte.

Este es un método económico y rápido ya que no requiere de la construcción de perforaciones, pero la profundidad de estudio es limitada. Con los resultados de las domocrónicas se puede estimar, de una forma muy general, la estratigrafía del sitio.

#### -PRUEBA DE IMPULSOS in situ.

Fue desarrollada por Shannon and Wilson, Inc. (Miller, Troncoso y Brown, 1975). Para realizar estudios a niveles de deformación grandes, como las producidas por fuertes movimientos sísmicos, normalmente entre  $10^{-3}$  y  $10^{-1}\%$ . Este método es similar en algu

nos aspectos a la técnica de Cross-Hole, pues también mide la velocidad de propagación de ondas de corte a través de la masa de suelo en dos o más pozos. La fuente de energía es un anclaje o cuerpo cilíndrico expansible que se coloca en una perforación central a la profundidad deseada, sostenida fuertemente a las paredes del pozo. Por medio de un martinete se golpea el extremo superior del anclaje que genera ondas de corte polarizadas en planos verticales. Estas son captadas mediante tres transductores de velocidad (geófonos), instalados radialmente a cada 120° y a diferentes distancias respecto a la fuente de energía, fig. 2.21.

Los geófonos y la fuente generadora de energía están colocados a una misma profundidad. Por medio de un equipo localizado en la superficie y conectado a los geófonos se obtienen registros de velocidad contra tiempo, a través de los cuales se encuentra la velocidad de propagación del tipo de onda generado. Los parámetros E y G, se pueden obtener una vez conocidas las velocidades  $V_p$  y  $V_s$ .

El módulo de rigidez al cortante se calcula con la ec. (2.21) y el módulo de Young se obtiene por medio de la siguiente expresión, asignando previamente un valor a la relación de Poisson.

$$E = \frac{V_p^2 \rho (1 + \nu) (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \dots \dots \dots (2.26)$$

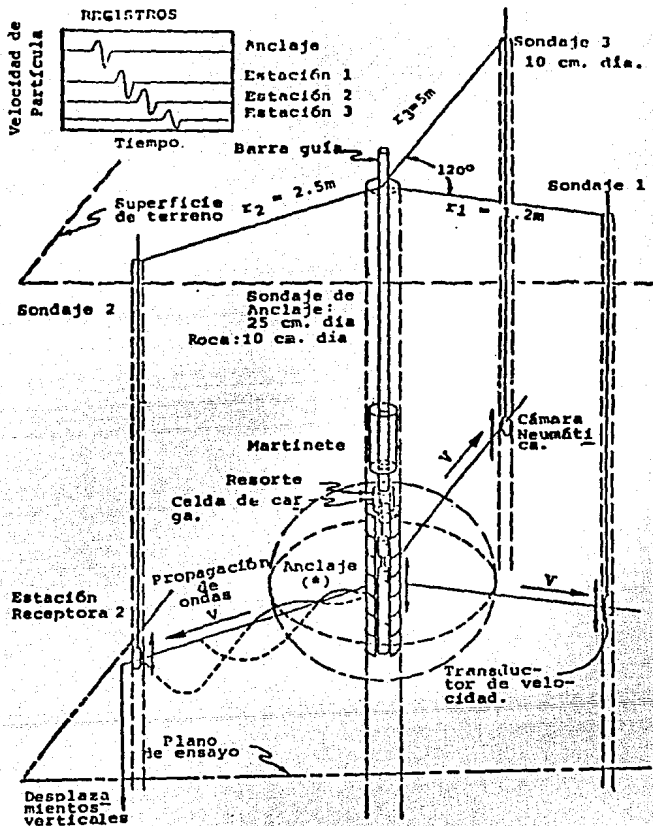


FIG. 2.21 ENSAYO DE IMPULSO EN SITIO- REPRESENTACION ESQUEMATICA  
 (\*) NOTA: ANCLAJE DE TIPO NEUMATICO REEMPLAZA AL MECANICO PARA ENSAYOS EN ROCAS (Ref.: Miller, Troncoso y Brown, 1975)

## METODO DE OSCILACION FORZADA

Uno de los métodos de oscilación forzada más común es el oscilador de masas excéntricas. Esta técnica utiliza una fuente de energía controlada similar a un vibrador electromagnético (ó de masas excéntricas) que genera ondas de Rayleigh en la superficie del suelo.

Este ensaye requiere de un vibrador con frecuencia constante, una cinta de medición, un geófono y un osciloscopio.

El método consiste en excitar al suelo verticalmente y por medio de geófonos registrar la vibración producida. Estos se colocan a diferentes distancias de la fuente de energía con objeto de determinar aquellas en las cuales la respuesta del suelo esté en fase con la excitación.

Los puntos del suelo que están en fase con la excitación se encuentran separados entre sí una distancia igual a la longitud de onda generada,  $L_r$  (distancia de cresta a cresta de la onda), fig. 2.22.

La velocidad de las ondas Rayleigh,  $V_r$ , tienen valores muy cercanos a los de las ondas de corte,  $V_s$ , ( $V_r/V_s=0.933$  para  $\nu=0.33$  y  $V_r/V_s=0.95$  para  $\nu=0.45$ , fig. 2.23) y por lo tanto la velocidad de onda de

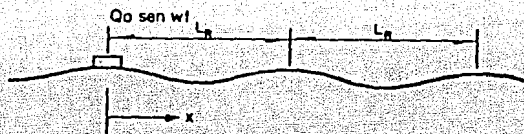


FIG. 2.22 METODO DE OSCILACION FORZADA  
(WOODS, 1978)

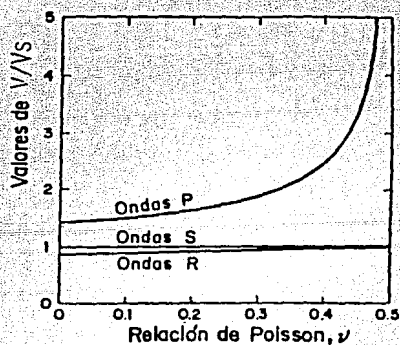


FIG. 2.23 RELACION ENTRE LAS VELOCIDADES  $V_P$ ,  $V_S$  Y  $V_R$ ,  
NORMALIZADAS CON RESPECTO A  $V_S$  versus RELACION DE POISSON, (RICHART ET AL, 1962)

corte se puede determinar con la siguiente expresión:

$$V_s \approx V_r = L_r f \dots \dots \dots (2.27)$$

donde:

$L_r$  longitud de la onda

$f$  frecuencia de oscilación en ,cps.

Por medio de una correlación empírica a partir de  $V_r$  superficial se puede encontrar el valor de  $V_r$  a varias profundidades. La velocidad de onda de corte,  $V_s$ , puede ser corregida si se conoce la relación de Poisson, por medio de la fig. 2.23, en la que se muestran las velocidades de las ondas P, S y de Rayleigh normalizadas con respecto a la velocidad de onda de corte. La correlación empírica citada anteriormente considera que la velocidad de onda de corte obtenida a partir de  $V_r$  corresponde a la del depósito de suelo a una profundidad igual a  $L_r/2$ , Richart (1978) De lo anterior se puede concluir que la profundidad investigada con este método es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de onda. Para estudiar profundidades mayores de 10m, es necesario utilizar equipos muy pesados que generan fuerzas dinámicas grandes a bajas frecuencias de oscilación. En este método se puede considerar que el límite de estudio es aproximadamente 30 m de profundidad. Aunque se han realizado estudios hasta profundidades

de 61 m, Ballard y Mclean (1975).

El módulo de Young y de rigidez al cortante se calculan con las siguientes expresiones:

$$E = 2\rho V_S^2(1+\nu)$$

$$G = \rho V_S^2$$

Este método es sencillo de aplicar e interpretar pero el oscilador es un equipo costoso y difícil de transportar; por lo que no se ha generalizado su empleo a gran escala.

Los métodos de campo anteriormente descritos a excepción de la prueba de impulsos in situ nos proporcionan valores de las propiedades a bajos niveles de deformación angular ( $<10^{-3}\%$ ). Tomando en cuenta que los sismos generan deformaciones mayores de  $10^{-3}\%$  se hace necesario obtener información de la variación de  $G$  y  $\lambda$  a niveles de deformación grandes. Para ello se han desarrollado pruebas de laboratorio.

En campo se pueden medir parámetros relacionados con el amortiguamiento. Utilizando las diferencias entre las velocidades de propagación de ondas de compresión  $P$  y de corte  $S$ , y recurriendo a una teoría adecuada. Esta técnica ha sido desarrollada en Japón, Tonouchi et al (1983).

#### 2.4.2 Ensayes de laboratorio

Para obtener en el laboratorio resultados razonables, dignos de confianza, es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: como la obtención de muestras de suelo apropiadas para posteriormente realizar los ensayos de laboratorio. El número de muestras, el tipo de muestras y la técnica a emplear en el laboratorio para obtener las propiedades dinámicas de un suelo dependen del problema específico a tratar y del nivel de deformaciones angulares esperado.

Es importante la realización de ensayos estáticos que nos proporcionen información de las propiedades básicas del suelo y su clasificación, tales como; resistencia, densidad natural, densidad relativa, peso específico, contenido de agua y granulometría. Esta información preeliminar permite formar una idea de los problemas que se nos pudieran presentar. La importancia de los ensayos estáticos se incrementa cuando no es posible la realización de ensayos dinámicos, lo cual, hace necesario la utilización de correlaciones semiempíricas entre parámetros estáticos y dinámicos.

#### ENSAYES DINÁMICOS

Se han desarrollado varias técnicas para determinar las propiedades dinámicas de los suelos en el labo-

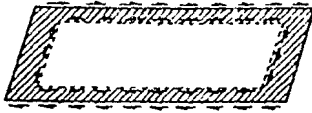


ratorio, mismas que inducen deformaciones de diversas magnitudes en el espécimen de suelo, fig. 2.14.

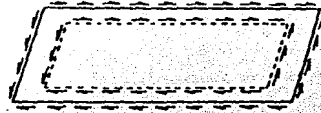
Los ensayos de laboratorio más usados en la obtención de propiedades dinámicas son los siguientes:

#### -PRUEBA DE CORTE SIMPLE CICLICO

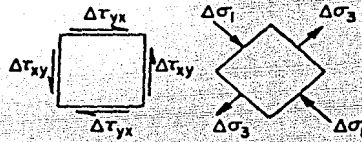
Esta prueba para muchos investigadores es una manera apropiada de reproducir en el laboratorio el estado de esfuerzos experimentado por un elemento de suelo sujeto a condiciones de carga sísmica. En la parte superior de la fig. 2.24 se muestra la condición real y la aproximación a que se llega con esta prueba. En la parte superior derecha se presenta un elemento de suelo sometido al estado de corte puro, condición real a que está sometido el suelo en el campo bajo la acción sísmica. Este estado de esfuerzos puede producirse por cualquiera de los dos sistemas de carga presentados en la parte central de la figura: esfuerzos de corte puro, o tensiones y compresiones combinadas. El círculo de Mohr en la parte inferior muestra claramente que los dos sistemas de fuerza son equivalentes. Los esfuerzos complementarios sobre las dos paredes están ausentes, tal como se indica en la parte izquierda superior de la misma figura que es el sistema que se logra aplicar en laboratorio; es decir, corte simple, también se ve que a partir de cierta distancia dentro de la muestra



Corte Simple



Corte Puro



CORTE PURO

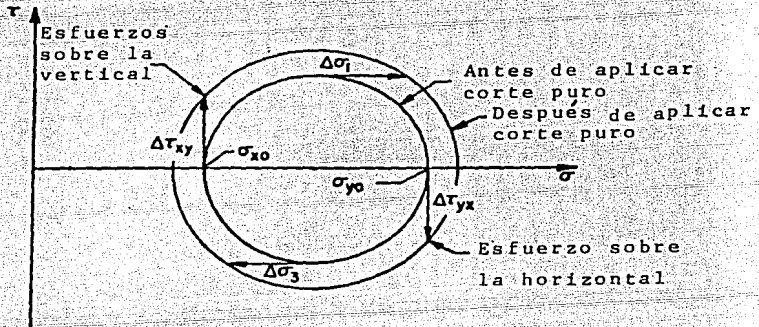


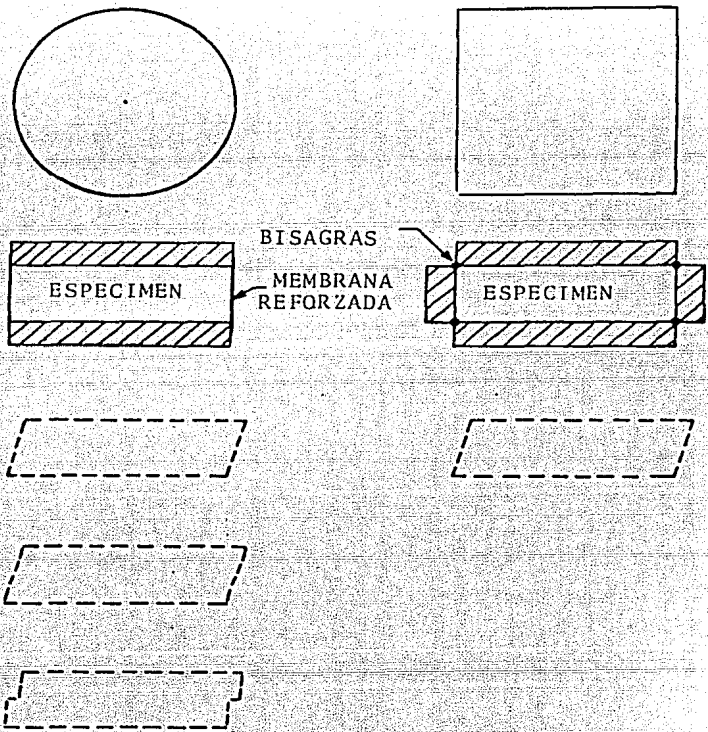
FIG. 2.24 CORTE SIMPLE Y CORTE PURO  
(ARANGO, 1980)

las condiciones son similares a las de campo, por lo cual se considera una aproximación práctica, Arango (1980). Uno de los primeros aparatos de corte simple fue el desarrollado por los institutos noruego y sueco de geotécnica, de forma circular. Este aparato tiene el inconveniente de que los esfuerzos cortantes en una sección horizontal no son uniformes, lo cual causa la falla de la muestra a esfuerzos menores que aquellos requeridos en el campo.

El sistema de la Universidad de Cambridge, es de forma cuadrada en donde las paredes verticales del molde imponen una deformación al elemento de suelo que semeja más las condiciones de campo. En la fig. 2.25 se muestran esquemáticamente las deformaciones impuestas al suelo por los dos tipos de aparatos.

El sistema de la Universidad de Cambridge, fue adaptado para cargas cíclicas en la Universidad de California en Berkeley. Los diagramas presentados en la fig. 2.26 dan una clara idea de este sistema.

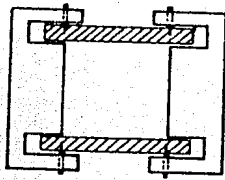
En la fig. 2.27 se muestra esquemáticamente el aparato de corte simple cíclico del Instituto de Ingeniería, en el que se utiliza una muestra cilíndrica envuelta con una membrana, que a su vez es confinada por un resorte plano (slinky), para tratar de distribuir uniformemente los esfuerzos de corte. En esta prueba se aplica un esfuerzo vertical  $\sigma_v$ , para consolidar la muestra, posteriormente a través de su ta-



INSTITUTOS NORUEGO Y SUECO  
DE GEOTECNIA

UNIVERSIDAD DE CAMBRIDGE

FIG. 2.25 DOS TIPOS DE APARATOS DE CORTE SIMPLE.

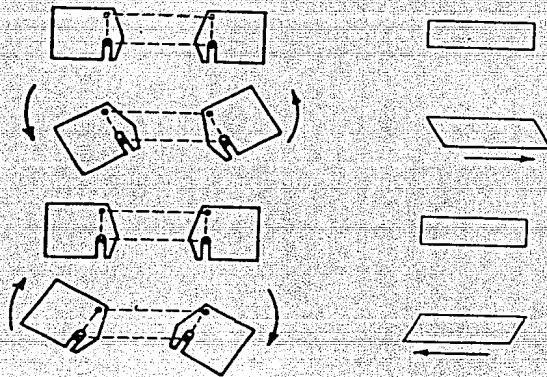


CAMARA DE CORTE



MUESTRA DE SUELO

VISTA EN PLANTA



ROTACION DE LOS  
EXTREMOS

DEFORMACION DEL  
SUELO

FIG. 2.26 APARATO DE CORTE SIMPLE CICLICO  
UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA, BERKELEY.  
(WOODS, 1980)



pa, se somete a fuerza cortante cíclica, usando un gato neumático. Durante la prueba se mide la presión de poro, el desplazamiento horizontal y la fuerza cortante, Jaime A. (1975).

En general, el ensaye de corte simple cíclico consiste en aplicar una fuerza cortante cíclica a una muestra de suelo, y mediante la relación entre esfuerzo de corte generado y la deformación, se pueden construir curvas para cada ciclo, como la mostrada en la fig. 2.4, con las cuales es posible calcular el módulo de rigidez al cortante,  $G$ , la relación de amortiguamiento  $\lambda$ , y la variación de ambos parámetros con la deformación.

La prueba de corte simple cíclico induce deformaciones angulares al espécimen de suelo mayores que 10-2%.

Los valores de  $G$ , medidos en esta prueba resultan ser menores que los determinados en campo.

#### -PRUEBA DE COLUMNA RESONANTE

Este ensaye se basa en la teoría de propagación de ondas en barras de longitud finita, Richart et al (1970). 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

$$W_n = \frac{n \pi V}{L} \dots\dots\dots (2.28)$$

$$n=1,2,3,\dots$$

Caso II: Un extremo empotrado y el otro libre

$$W_n = \frac{n \pi V}{2L} \dots\dots\dots (2.29)$$

$$n=1,3,5,\dots$$

Caso III: Un extremo empotrado y en el otro un peso

$W_m$

$$\frac{W_n L}{V} \tan \frac{W_n L}{V} = \frac{W_b}{W_m} \text{ o' } \frac{I}{I_0} \dots\dots\dots (2.30)$$

en donde:

- $I, I_0$  momento polar de inercia de la barra y del peso sujeto en el extremo, respectivamente.
- $L$  longitud de la barra
- $n$  modo de vibración
- $V$  velocidad del tipo de onda generada en el medio que forma la barra.
- $W_n$  frecuencia circular del modo de vibración correspondiente (rad/seg).
- $W_b$  y  $W_m$  peso de la barra y de la masa sujeta en el extremo.

Estas tres últimas ecuaciones son válidas para el caso de ondas longitudinales de barra y para ondas de cortante. Para estas últimas,  $V$ , es igual a la velocidad de onda de corte  $V_s$ , del suelo. Cuando la muestra se excita con las ondas longitudinales,  $V$  es la velocidad de onda de compresión,  $V_b$ , que es diferente a la velocidad de onda compresional en un medio semi-infinito,  $V_p$ .

La frecuencia natural,  $f_n$  en ciclos/seg, está dada por la relación.



$$f_n = \frac{Wn}{2\pi}$$

En esta técnica, una columna de material sólido o hueca es excitada longitudinalmente o torsionalmente en uno de sus extremos hasta encontrar la frecuencia de resonancia del espécimen. La resonancia se presenta cuando la amplitud de vibración de respuesta del espécimen de suelo es máxima.

Conocida la frecuencia de resonancia, las propiedades físicas de la muestra, las condiciones de frontera del espécimen de suelo y el tipo de onda generada, se pueden obtener las velocidades de onda  $V_b$  ó  $V_s$  del suelo, usando alguna de las ecuaciones (2.28) a (2.30).

Los módulos dinámicos  $G$  y  $E$  se obtienen de las siguientes expresiones:

$$E = \rho V_b^2$$

$$G = \rho V_s^2$$

La relación de Poisson  $\nu$ , se puede obtener, en caso de conocerse las velocidades  $V_b$  y  $V_s$ , por medio de la siguiente expresión:

$$\frac{E}{G} = 2(1 + \nu) \dots \dots \dots (2.31)$$

Para determinar las propiedades de amortiguamiento del suelo se parte de un estado establecido de vibración y luego se suspende subitamente la función

excitadora, para que la muestra oscile libremente y obtener la gráfica de decaimiento de la amplitud de vibración, de la cual se calcula el decremento logarítmico con la ec. (2.32) y posteriormente la fracción de amortiguamiento crítico con la ec. (2.33).

$$\delta = \ln \frac{X_n}{X_{n-1}} \dots \dots \dots (2.32)$$

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \dots \dots \dots (2.33)$$

En donde:

$X_n$  y  $X_{n-1}$  son dos amplitudes sucesivas cualesquiera.  
 $\xi$  Fracción de amortiguamiento crítico

Actualmente existen varias versiones del aparato de columna resonante, prácticamente todas estas versiones dan resultados consistentes, Woods (1978).

Los equipos para realizar el ensaye de columna resonante varían de acuerdo al tipo de excitación que utilicen, ya sea del tipo de torsión (más común) o longitudinal. Aunque existen aparatos que permiten aplicar torsión o excitación longitudinal indistintamente.

A continuación se hace una breve descripción de la columna resonante a torsión tipo Drnevich utilizada en el Instituto de Ingeniería.

El aparato está constituido por una cámara de confinamiento, en la cual se coloca una muestra cilíndrica (sólida o hueca) sujeta en su base. En la parte superior de la muestra se fija una placa en cuyos

extremos opuestos se encuentran dos imanes, los cuales se introducen en sendas bobinas, fig. 2.28. A través de estas se hace pasar un voltaje variable con una forma de onda conocida (triangular, senoidal, etc.) y cuya frecuencia se varía a voluntad; al ser excitadas las bobinas, se genera un campo magnético variable de igual forma de onda que el voltaje, el cual provoca que los imanes se desplacen induciendo un momento torsionante cíclico en el espécimen. El arreglo del espécimen corresponde al caso de una barra empotrada en un extremo y libre en el otro. Las señales eléctricas de entrada y salida se registran en un osciloscopio, Jaime H. (1980).

Los resultados obtenidos son confiables en el intervalo de deformaciones  $10^{-5}\%$  y  $10^{-2}\%$ .

#### -PRUEBA DE VIBRACION TORCIONAL LIBRE

La fig. 2.29 ilustra este tipo de aparato desarrollado por Zeevaert (1967), el cual consiste en una cámara triaxial modificada, que permite someter la muestra a diferentes presiones de confinamiento. Mediante un vástago de carga se le aplica un giro pequeño a la muestra de suelo colocada en la cámara, la cual previamente fue consolidada a la presión confinante deseada. Una vez girado el vástago se suelta para permitir que el sistema vibre libremente hasta regresar a su posición original. La vibra-

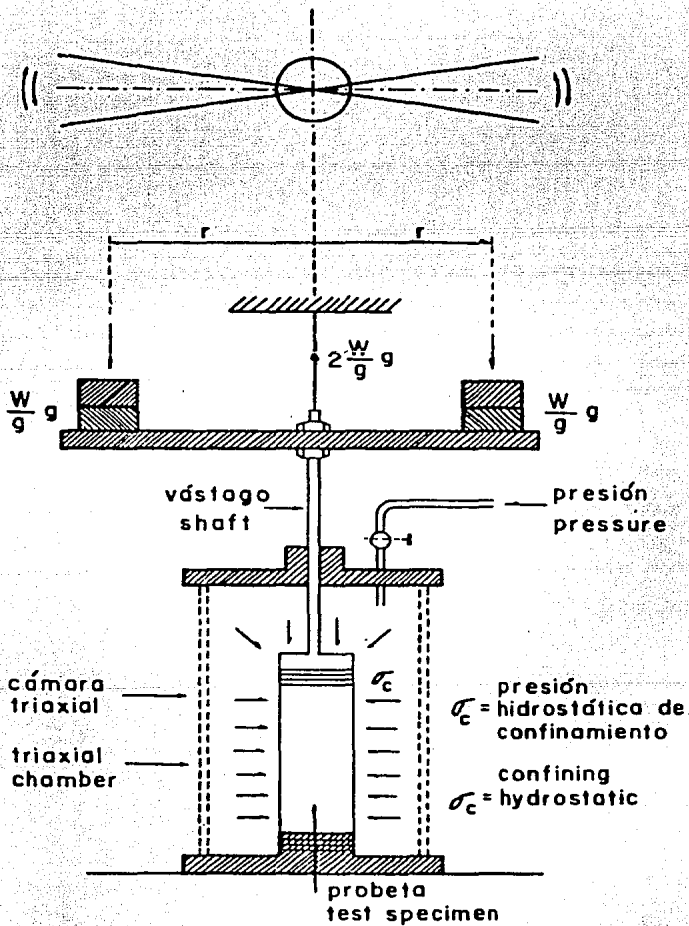


FIG. 2.29 PRUEBA DE VIBRACION TORSIONAL LIBRE  
(ZEEVAERT, 1967)

ción se registra con un dispositivo electrónico o mecánico y de esta información se obtiene el período de vibración libre amortiguada del sistema aparato-suelo,  $T_d$ , y el decremento logarítmico de la amplitud de vibración se define como:

$$\delta = \log \frac{X_n}{X_{n-1}}$$

Por medio del cual se obtiene el coeficiente de amortiguamiento, como:

$$\lambda = \frac{\delta}{2\pi}$$

Finalmente, el módulo  $G$  se determina con la fórmula:

$$G = W^2 d Z$$

En la cual

$$Wd = \frac{2\pi}{T_d}$$

$Z$  es una constante del aparato, cuyo valor depende de las características geométricas del espécimen y del aparato.

Las propiedades medidas con esta prueba resultan mejores que las obtenidas con otros procedimientos para un nivel de deformación equivalente.

#### -PRUEBA TRIAXIAL CICLICA.

Si solo se considera la propagación de ondas de corte en sentido vertical, los esfuerzos normales perma

necen constantes y aparecen esfuerzos cortantes.

En la prueba triaxial cíclica, las condiciones de esfuerzos antes mencionadas durante un sismo se reproducen en un plano a  $45^\circ$ , en la fig. 2.30 se muestran las condiciones a las cuales esta sometida una muestra de suelo durante este ensaye. La primera columna de esta figura representa el estado de esfuerzos en tres etapas sucesivas de la prueba triaxial, en un elemento de suelo.

En la parte (a) se aplica un esfuerzo confinante, el diagrama de Mohr para esta condición es un punto y el esfuerzo en el plano  $x-x$  es igual a la presión de confinamiento.

La parte (b) representa un aumento de la carga vertical y la disminución de la carga horizontal, en una cantidad  $\sigma_{dp}/2$  respectivamente. El esfuerzo normal en el plano  $x-x$  sigue siendo la presión de confinamiento, pero ahora aparece un esfuerzo cortante igual a  $\sigma_{dp}/2$ .

La parte (c) representa la condición inversa a la anterior. El esfuerzo normal sobre el plano  $x-x$  sigue constante, pero el esfuerzo cortante cambia de dirección.

En suelos saturados la condición (b) puede determinarse, aplicando a la muestra bajo ensaye las condi-

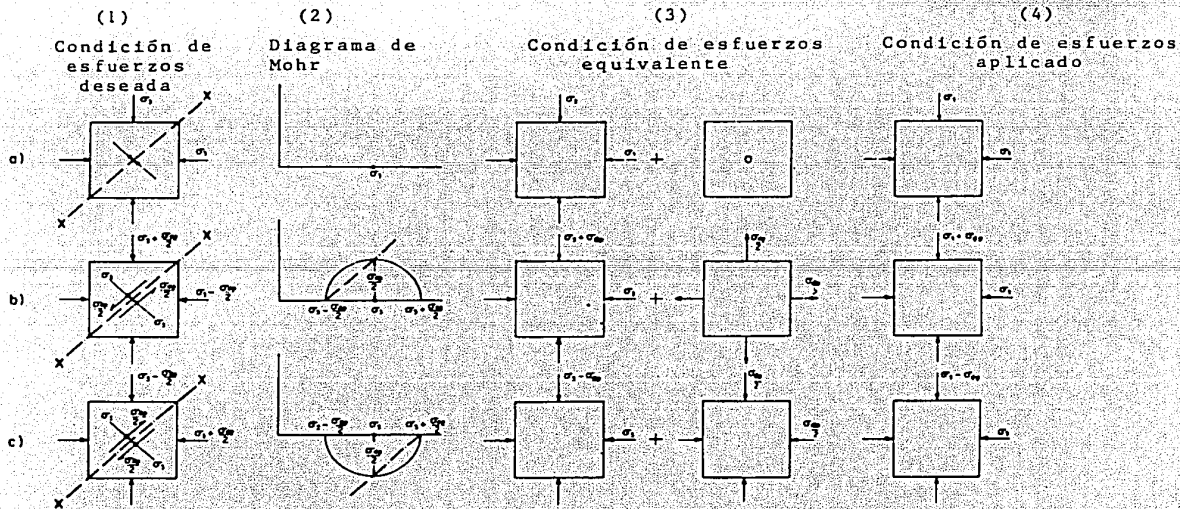


FIG. 2.30 CONDICION DE ESFUERZOS PARA LA PRUEBA TRIAXIAL CICLICA

(SEED Y LEE, 1966)

ciones representadas en la columna 4.

Existen dos formas de realizar la prueba:

a).- Ensaye a esfuerzo constante (esfuerzo controlado)

En este ensaye la amplitud de la carga axial cíclica se mantiene constante y se miden las deformaciones que dicha carga ocasiona en la muestra. En la fig. 2.31 se muestran resultados típicos obtenidos para una arena. En las tres gráficas, las abscisas representan el número de ciclos de carga. Las ordenadas en la gráfica superior representan la carga axial, en la gráfica central representan el aumento de la presión de poro y en la gráfica inferior la deformación axial de la muestra durante el ensaye. Al ir aumentando el número de ciclos de carga, la presión de poro aumenta sobrepasando la presión de confinamiento hasta estabilizarse y la deformación es casi igual a cero hasta el punto en el cual la presión de poro iguala a la de confinamiento, a partir de ese instante las deformaciones axiales alcanzan valores elevados que dependen de la densidad de la muestra.

b).- Ensaye cíclico a deformación constante.  
(deformación controlada)

En este ensaye el valor de la carga axial cíclica se varía de tal forma que la deformación de la mues



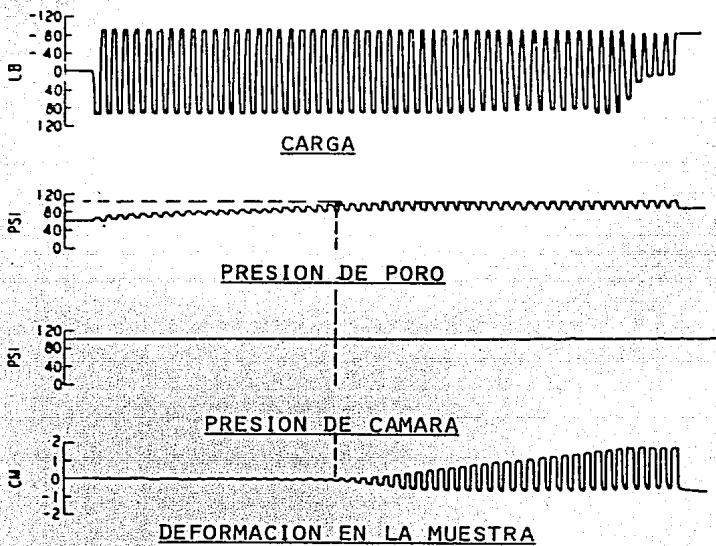
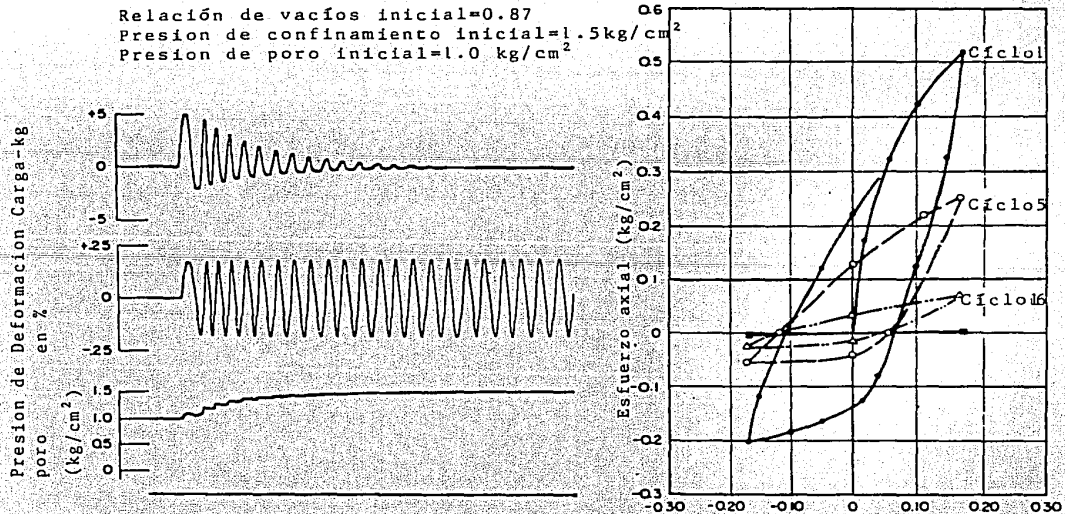


FIG. 2.31 DATOS DE LABORATORIO DE LA PRUEBA  
 TRIAXIAL-CICLICA A CARGA CONSTANTE  
 (ARANGO, 1980)

tra permanezca siempre constante. Un resultado típico de este ensaye se muestra en la fig. 2.32, en la gráfica superior se observa que la amplitud máxima de deformación permanece constante durante la prueba. La gráfica central muestra que la carga axial disminuye al aumentar el número de ciclo de carga (por fatiga del material). Por último, la presión de poro inducida aumenta. A la derecha de las gráficas se observa que las curvas de histéresis son asimétricas y disminuyen de altura al aumentar el número de ciclos, es decir, el módulo de corte disminuye, esta conducta puede explicarse como el resultado de la inelasticidad del material a altas deformaciones, Arango (1980).

Graficándose el esfuerzo normal versus deformación axial se puede calcular el módulo de Young,  $E$ . El módulo de rigidez al cortante,  $G$ , se puede determinar indirectamente si se conoce la relación de Poisson  $\nu$  por medio de la ec. (2.31). Así mismo, el coeficiente de amortiguamiento  $\lambda$ , se puede conocer a través de los ciclos de histéresis, como ya se explicó en el punto 2.2.2.

La prueba triaxial cíclica es la más sencilla y difundida dentro de los ensayos de laboratorio. Las deformaciones angulares inducidas al suelo en esta prueba son mayores que 10-2%.



a) Registro de una prueba a deformación controlada de una muestra de arena suelta.

b) Curvas de histéresis para la prueba de deformación controlada.

FIG. 2.32 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO A DEFORMACION CONSTANTE

(SEED Y LEE, 1966)

#### -PRUEBA DE PULSOS.

Es un ensaye de transmisión directa de ondas ultrasónicas, usado para evaluar las propiedades dinámicas E y G.

El equipo necesario es un generador de pulsos, un osciloscopio y dos sondas ultrasónicas, una transmisora y otra receptora.

Para generar las ondas ultrasónicas se utilizan cristales piezoeléctricos. Cuando estos son excitados eléctricamente producen un movimiento mecánico que genera tres tipos de ondas (compresionales, corte y superficie). Su comportamiento también es inverso, al excitarse mecánicamente genera una respuesta eléctrica.

La prueba se realiza en un espécimen de suelo sujeto a una presión de confinamiento. En sus extremos se colocan cristales piezoeléctricos, uno de ellos se excita mediante un pulso eléctrico para generar una onda que viaja a lo largo del espécimen y al llegar al extremo opuesto excita mecánicamente a otro cristal, el cual responde generando un pulso eléctrico. Por medio de un osciloscopio se registran ambas señales eléctricas, con lo cual se puede conocer el tiempo transcurrido entre el pulso de entrada y de salida,  $\Delta t$ . Con este dato y conociendo la longitud del espécimen,  $L$ , se obtiene la velocidad de propagación en el suelo del tipo de onda generada,

Vp o Vs.

$$V_p \text{ o } V_s = \frac{L}{\Delta t}$$

El tipo de onda producida (corte o compresional) depende de la posición de los cristales.

Si la onda generada es de corte, G se puede evaluar por medio de la ecuación (2.21) .

Cuando la onda generada es compresional, E se obtiene con la siguiente ecuación:

$$E = \frac{V_p^2 \rho (1 + \nu) (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \dots \dots \dots (2.34)$$

El valor de la relación de Poisson,  $\nu$ , en caso de tener ambas velocidades Vp y Vs , se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\nu = \frac{1 - 1/2 (V_p/V_s)}{1 - (V_p/V_s)} \dots \dots \dots (2.35)$$

Uno de los principales problemas de esta prueba es la identificación e interpretación del tiempo de llegada de las ondas.

**-ENSAYE EN MESA VIBRADORA.**

La diferencia entre esta prueba y las descritas anteriormente radica en que el tamaño de la muestra es considerablemente mayor, lo cual permite simular el efecto de sobrecarga (fuerzas de inercia).

En este ensaye la muestra de suelo se deposita dentro de un recipiente cuya geometría y característi-

cas de deformación pueden variar. Posteriormente, ambos se colocan sobre una mesa vibradora para ser excitados, con movimiento vertical u horizontal, o ambos. A continuación, se comentaran algunas investigaciones en las cuales se utilizó este método.

Pyke et al (1974), realizaron estudios sobre licuación y asentamientos en arenas secas. Utilizaron dos mesas vibratoras acopladas para producir una excitación multi-direccional. Una pequeña de 1.2x1.2 m. se colocó sobre otra de 6.1x6.1 m. Esta última capaz de moverse en dirección vertical y horizontal, un segundo movimiento en dirección horizontal se realiza por medio de la mesa pequeña, sobre ésta se colocó una muestra circular con una altura de 76 mm.

Llevaron a cabo tres tipos de pruebas. En la primera excitaron la muestra en una dirección horizontal, después utilizaron dos direcciones horizontales y por último tres, dos horizontales y una vertical. De estas pruebas llegaron a las siguientes conclusiones:

-El asentamiento causado por la combinación de movimientos horizontales y verticales es aproximadamente igual a la suma de los asentamientos causados por las componentes actuando separadamente.

-Cuando el movimiento vertical producido por una aceleración menor que  $1g$  actúa sólo, este no produ-

ce asentamiento.

-Mientras que la aceleración vertical sobrepuesta a los movimientos horizontales, incrementa los asentamientos.

Sin embargo, como la relación esfuerzo-asentamiento no es lineal, los esfuerzos cortantes requeridos para causar un asentamiento dado, o licuación a un determinado número de ciclos son 20% menores para la excitación multi-direccional en comparación a los requeridos para excitación uni-direccional.

De Alba et al (1975), realizaron estudios en mesa vibratoria para analizar el fenómeno de licuación en arenas. Utilizando muestras de forma piramidal con las siguientes dimensiones: base inferior 229 x 100 cm, base superior 188x76 cm y una altura de 10 cm. La inclinación de las paredes de la muestra fue para tratar de reproducir de una mejor manera las condiciones de corte simple en la parte central de la muestra. Los esfuerzos de corte se indujeron por medio de una aceleración cíclica horizontal aplicada en la base del espécimen. Las principales conclusiones que pueden obtenerse de sus estudios son:

-El potencial de licuación expresado en terminos de relación de esfuerzos  $\tau / \sigma_v$  varia linealmente para densidades relativamente menores a 80%.

-A altas densidades relativas la relación de esfuerzos necesaria para producir licuación inicial se incrementa rápidamente.

-La licuación inicial puede ser inducida aun en depósitos de arena densos, si la magnitud del sismo es grande.

La mayoría de las mesas vibratoras utilizadas por diferentes investigadores usan recipientes rígidos, lo cual impide conocer el esfuerzo cortante actuante en la muestra, que en gran parte es tomada por el recipiente. Una de las principales objeciones del uso de recipientes rígidos es que no representan las condiciones de campo impuestas por un sismo.

#### 2.4.3 Comparación de resultados entre los diferentes ensayos.

Se ha visto que existen discrepancias entre los resultados obtenidos por los distintos métodos señalados en los incisos anteriores y a su vez estas se pueden clasificar en dos grupos, Romo y Carels (19-82).

1) Variación entre las propiedades medidas en campo y laboratorio, a bajos niveles de deformación.

2) Discrepancias entre las propiedades obtenidas por los distintos métodos de laboratorio, en todo el intervalo de deformaciones.



Con respecto al primer grupo Cunny y Fry (1973) llevaron a cabo mediciones en 14 sitios, en suelos muy variados para evaluar  $G_{max}$  utilizando la prueba de oscilación forzada (generando ondas rayleigh) en el campo y la columna resonante en laboratorio. Los módulos  $G$  y  $E$  obtenidos en ambos métodos fueron comparados. Encontrando un intervalo de variación de +50% a -50%, esto indica que el módulo evaluado en laboratorio algunas veces fue mayor y otras menor al obtenido en campo.

El encontrar valores 50% mayores en laboratorio lo atribuyeron a variaciones en la presión de confinamiento y densidad con respecto al campo, pues al aumentar ambas en laboratorio se obtienen incrementos en los valores de  $E$  y  $G$ .

Cuando obtuvieron valores de laboratorio menores a los de campo, consideraron las siguientes causas:

1. La presión lateral usada en laboratorio fue menor a la presente en campo.
2. Las pruebas in situ no detectaron capas blandas, de las cuales fueron tomadas las muestras de laboratorio.
3. Las muestras no fueron representativas.

Anderson y Woods (1975). Para suelos cohesivos encontraron buenas aproximaciones entre el método de Cross-Hole y la columna resonante. Obtuvieron una variación entre ambos de +10%. Ellos mismos hacen re-

ferencia a estudios realizados por Stokoe, K.H. y Richard, F.E., en suelos no cohesivos. Utilizando los mismos métodos llegaron también a buenas correlaciones.

Dobry y Plobete (1969). Compararon mediciones de velocidad de onda de corte en campo y laboratorio. Utilizando para ello el método de Up-Hole y Pulsos respectivamente. Sus estudios los realizaron en depósitos arenosos de origen basáltico, encontrando buenas aproximaciones entre ambos métodos. Para niveles de deformación menores a  $10^{-4}\%$ .

Arango et al (1978) realizaron estudios para comparar los resultados de campo y laboratorio, llegando a las siguientes conclusiones:

-Los mejores resultados obtenidos del valor de la velocidad de onda de corte mediante ensayos de campo, para deformaciones pequeñas ( $<10^{-4}\%$ ), se logran con los métodos de Down-Hole y Cross-Hole.

-Los resultados de la prueba de columna resonante parecen ser 50% más bajos que los obtenidos en campo para deformaciones pequeñas ( $<10^{-4}\%$ ).

-Las velocidades de onda medidas en el campo a niveles bajos de deformación ( $<10^{-4}\%$ ) son de 2 a 2.5 mayores que las obtenidas a partir de la prueba triaxial cíclica a una deformación del orden de  $10^{-1}\%$ .

-Los datos de laboratorio a niveles de deformación

altos ( $>10^{-1}\%$ ) pueden ser usados para estimar la velocidad de campo a niveles de deformación bajos, sin embargo, parece ser que para la obtención de la variación del módulo de corte con la deformación por combinación de resultados de campo y laboratorio pueden causar un error significativo a niveles de deformación grandes, en particular, cuando se estudian materiales rígidos o muy densos.

-Velocidades a baja deformación ( $<10^{-4}\%$ ) determinadas en el campo por métodos Down-Hole y Cross-Hole dan aproximadamente los mismos resultados.

-La alteración de las muestras en el campo, la preparación de las mismas en el laboratorio y las condiciones de frontera impuestas por cada método, son las causantes de la diferencia entre las mediciones de los ensayos de campo y laboratorio. Los resultados de campo son un 25 y 100% mayores que los de laboratorio, a  $10^{-1}$  y  $10^{-4}$  por ciento de deformación, respectivamente.

En adición a este último estudio, podemos decir que la gran dificultad de reproducir el estado de esfuerzos de campo en laboratorio, es otro factor que influye en las discrepancias de campo y laboratorio.

En el segundo grupo, las discrepancias que se pueden presentar, se deben en gran medida a causas propias inherentes al equipo, procedimiento utilizado y método

do de muestreo.

De Alba et al (1975), encontraron buenas correlaciones entre mediciones realizadas en mesa vibradora y los ensayos de pruebas triaxiales y corte simple cíclico.

Romo y Carels (1982) encontraron buena compatibilidad entre los resultados de las triaxiales y las pruebas de corte simple cíclico en el intervalo de deformaciones de  $10^{-2}\%$  a  $1\%$ . Por otro lado, ambas pruebas no pueden representar confiablemente el estado de esfuerzos y deformaciones requerido para deformaciones pequeñas. Esto tiene su origen en la complejidad de los estados generados, que hacen que las propiedades obtenidas resulten distintas de las que se obtendrían con columna resonante (cuyo estado de esfuerzo y deformación es más simple y representativo de lo que ocurre en campo libre, para la condición de ondas de corte propagándose verticalmente). Además, resulta difícil inducir y medir pequeñas deformaciones en las triaxiales cíclicas y las pruebas de corte simple cíclico. Esto es otra causa de dispersión en los resultados dentro de la zona de traslape ( $10^{-2}\%$ ) de la aplicación de los distintos procedimientos, ver fig. 2.14b.

A altas deformaciones, los estados complejos dentro de las muestras se uniformizan más y por ello, las diferencias a  $\gamma=1\%$ , prácticamente desaparecen.

Otro factor que induce variaciones entre los resultados, a parte de los ya mencionados, es la manera de obtención de las propiedades. El módulo  $G$ , en la columna resonante se obtiene mediante una expresión analítica ( $G = V^2 \rho$ ), mientras que en las pruebas triaxiales y de corte cíclico, intervienen procesos de estimación de módulos (tangentes o secantes). El nivel de deformación juega, otra vez, un papel importante. De hecho las estimaciones de los módulos son muy delicadas a pequeñas deformaciones.

#### 2.4.4. Correlaciones Semiempíricas.

El módulo de rigidez al cortante  $G$ , es uno de los parámetros más importantes en el análisis de la respuesta sísmica de depósitos de suelo. Como ya se vió anteriormente, existen diversos métodos de campo y laboratorio para obtener este parámetro. Sin embargo, el uso de estos dos métodos no siempre se justifica ya que su realización necesita un lapso de tiempo considerable y requieren técnicas especializadas.

Muchas veces por restricciones económicas y de tiempo no se pueden llevar a cabo pruebas que nos permitan medir el módulo de rigidez al cortante, entonces nos vemos en la necesidad de estimar su valor, con este objeto se han desarrollado correlaciones semiempíricas.

Las correlaciones semiempíricas se obtienen generalmente de comparar la velocidad de propagación de ondas de corte y mediciones de campo, utilizando análisis estadístico.

La medición de campo que más se utiliza, es el número de golpes necesarios para penetrar 30 cm. de suelo en la prueba de penetración estándar.

La prueba de penetración estándar es simple y rápida, puede llevarse a cabo a profundidades considerables con limitaciones no muy serias. Esta puede ser una razón por la cual se utiliza para llevar a cabo la comparación.

La forma general de la correlación semiempírica considerando esta prueba es:

$$V_s = aN^b$$

Donde:

a y b son constantes.

N número de golpes necesarios para penetrar 30 cm de suelo en la prueba de penetración estándar.

$V_s$  velocidad de propagación de la onda de corte en el suelo.

Correlaciones semiempíricas de este tipo se han desarrollado principalmente en Japón.

Ohsaky e Iwasaki (1977) realizaron numerosas medi-

ciones de la velocidad de onda de corte utilizando el método Down-Hole y pruebas de penetración estándar en depósitos de suelos estratificados compuestos por arenas, arcillas y combinación de ambas. Llegando a obtener la siguiente expresión:

$$G=1200 N^{\circ.6} \quad (\text{ton/m}^2)$$

Los mismos autores hacen referencia de estudios realizados por los siguientes investigadores:

Imai y Yoshimura, 1970. Utilizando el método de Down-Hole en varios suelos estratificados formados por arcilla, arena, turba, limo, grava arenosa y marga. Con relación de Poisson aproximadamente de 0.4 a 0.5 llegaron a la siguiente relación:

$$V_s = 76 N^{\circ.57} \quad (\text{m/seg.})$$

Asumiendo un peso volumétrico  $\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$ , la ecuación anterior se puede escribir como:

$$G=1000 N^{\circ.70} \quad (\text{ton/m}^2)$$

Ohba y Toriumi, 1970. Realizaron mediciones de velocidad de ondas Rayleigh para depósitos de suelos aluviales compuestos por arcilla, arena y combinaciones de ambas.

Por medio de cierta manipulación de los resultados de velocidad de onda Rayleigh y los valores de N, llegaron a la siguiente ecuación:

$$V_s = 84 N^{\circ-3.1} \quad (\text{m/seg.})$$

Considerando un peso volumétrico de  $\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$  se llega a:

$$G = 1220 N^{\circ-4.2} \quad (\text{ton/m}^2)$$

Ohta, Hara, Niwa y Sakamo, 1977. Tratan estadísticamente alrededor de 100 datos de velocidad de onda de corte recopilados en 18 localidades y utilizando el método de mínimos cuadrados llegan a la siguiente ecuación de regresión:

$$G = 1390 N^{\circ-7.2} \quad (\text{ton/m}^2)$$

Tonouchi, Sakayama e Imai (1987). Utilizando el método de Down-Hole obtuvieron de 250 ciudades en Japón, usando 386 pozos con una profundidad promedio de 43 metros, un total de 1654 datos de la velocidad de onda de corte. Con ellos llegaron a la siguiente expresión:

$$V_s = 97 N^{\circ-5.14} \quad (\text{m/seg})$$

El conjunto de datos fué tomado de depósitos de sue los muy variados (aluviales y diluviales).

Todas las expresiones anteriores son para estimar  $G$ , a pequeños niveles de deformación, menores que  $10^{-4}\%$  y a cualquier profundidad.

Respecto a estas relaciones semiempíricas conviene



señalar que se deben aplicar con precaución debido a que fueron desarrolladas para sitios específicos y con equipos de perforación con características particulares. Es bien sabido (Skepton.A.W,1986) que los resultados de los ensayos de penetración estándar dependen de una gran variedad de parámetros como la energía utilizada, el tipo de martillo, la forma en que se dan los golpes, la frecuencia de los golpes el tipo de cuchara, etc. Además, los resultados también son afectados por las características del suelo: tamaño máximo de partículas, contenido de finos y presencia del nivel freático. En rigor, antes de aplicar correlaciones semiempíricas como las mostradas, deberían hacerse consideraciones específicas para adecuarlas al sitio que se esté considerando, ó, de manera alternativa, estimar la variación potencial que resultaría en el valor de  $V_s$ , al tomar en cuenta los aspectos anotados arriba. Esta variación en  $V_s$  se puede considerar en los análisis de respuesta sísmica del suelo como se indicará en el capítulo 3.

## 2.5 Cambios inducidos a los suelos por los sismos.

Para el estudio del comportamiento dinámico de depósitos de suelos granulares, es necesario conocer los cambios que se producen en ellos, bajo la acción de los sismos, en especial cuando estos son intensos y

de larga duración.

Los sismos inducen principalmente dos fenómenos y estos son:

a).-Cambio de volumen (densificación) que produce asentamientos.

b).-Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante debido a un aumento de la presión de poro lo cual puede inducir el fenómeno de licuación en arenas.

Por lo cual, es importante distinguir las condiciones en que se encuentra el suelo ya sea suelto o compacto, en condiciones drenadas o no drenadas y el grado de saturación del mismo (seco, parcialmente saturado o saturado) debido a que estas condiciones influyen considerablemente en ambos fenómenos.

En lo siguiente se hará una breve descripción de los efectos que ocurren en los suelos no cohesivos bajo la acción sísmica.

#### 2.5.1. Suelos no cohesivos secos.

Los suelos granulares secos sufren cambios de volumen bajo la acción de esfuerzos cortantes. Las arenas sueltas disminuyen su volumen y las arenas densas por el contrario lo aumentan. Arthur Casagrande, tomando en cuenta lo anterior llegó a la conclusión de que el aumento y decremento de volumen en ambas

arenas tenderían a una misma relación de vacíos, en la cual la arena puede deformarse sin cambio de volumen, a la cual llamé "relación de vacíos crítica". Si la relación de vacíos del suelo es menor que la crítica el material tiende a dilatarse. En tanto que si su relación de vacíos es mayor que la crítica el material tiende a reducir su volumen. Estos cambios se deben a esfuerzos estáticos.

Al someterse un suelo granular seco o muy permeable a esfuerzos cortantes cíclicos debidos a un sismo sufre una disminución inmediata de volumen.

Barkan (1962) realizó estudios sobre los efectos de vibraciones en suelos granulares. Concluyó que la relación de vacíos final o de equilibrio ( $e_{r,n}$ ), de un suelo con relación de vacíos inicial,  $e$ , mayor que  $e_{r,n}$ , está dada por:

$$e_{r,n} = e_{min} + (e_{max} - e_{min}) \cdot \exp(-R \cdot A/g) \dots (2.36)$$

Donde:

$e_{min}$  relación de vacíos para el estado más denso.

$e_{max}$  relación de vacíos para el estado más suelto

$B$  parámetro que es función de la presión confinante.

$A$  amplitud de la aceleración aplicado.

$g$  aceleración de la gravedad.

Si  $e < e_{r,n}$ , el suelo no es afectado por la vibra-

ción, por lo cual no ocurre compactación y la relación de vacíos permanece invariable.

En esta teoría juega el papel de relación de vacíos crítica de Casagrande, pero con la diferencia que no se presentan dilataciones, para cualquier valor de la relación de vacíos inicial.

En suelos con granos muy finos como limos, por efecto de vibraciones se reduce su volumen y cuando el aire no puede escapar con suficiente rapidez, se pueden desarrollar grandes presiones de poro que originan la licuación del material.

Los asentamientos en depósitos de arena seca, producidos por los sismos son rara vez uniformemente distribuidos, y en general causan asentamientos diferenciales en las estructuras.

El ángulo de fricción interna sufre cambios debido a las vibraciones. Experimentos realizados por Barkan (1962) muestran que los cambios en el ángulo de fricción interna dependen de la energía cinética producida por la vibración; cuando la energía se incrementa, el valor del ángulo de fricción interna decrece, aproximadamente un 25 a 30 % menor que lo observado antes de las vibraciones, el ángulo de fricción interna decrece linealmente cuando la amplitud de vibración se incrementa. El mismo autor encontró que los efectos de la amplitud y frecuencia de vibración pueden expresarse mediante una ecuación

en la cual haciendo algunas simplificaciones se expresa como:

$$\tan \phi = \tan \phi_c \exp(-R_0 A/g) \dots \dots \dots (2.37)$$

Donde:

$\phi$  ángulo de fricción interna en vibración armónica de amplitud de aceleración A.

$\phi_c$  ángulo de fricción interna en carga estática.

$R_0$  coeficiente que toma en cuenta efectos de la vibración.

A amplitud de la aceleración aplicada.

g aceleración de la gravedad.

#### 2.5.2. Suelos no cohesivos parcialmente saturados

En suelos no cohesivos de grano muy fino, las fuerzas capilares producidas por el agua comunican a la arena una cohesión aparente que tiende a proteger al material contra la licuación. A su vez, este efecto hace más difícil el escape de aire al presentarse la reducción de volumen debido a la vibración, lo que aumenta la tendencia a que se presente el fenómeno de licuación, lo cual aumenta el riesgo de falla. Al aumentar el grado de saturación disminuyen los efectos capilares.

Parkan (1962), trata el comportamiento de suelos parcialmente saturados sujetos a vibración de la misma manera que los secos, aplicando la ecuación (2.36),

pero con la variante que el parámetro B es función del contenido de humedad.

En suelos formados esencialmente por granos de gran tamaño con contenidos de agua que no se aproximen al de saturación, la vibración provoca un aumento en las fuerzas de inercia, Reséndiz et al (1972).

Las vibraciones causan decremento en el ángulo de fricción interna en suelos parcialmente saturados, pero son menores que los observados en suelos secos, esto aparentemente puede ser atribuido a fuerzas capilares producidas por el agua, Barkan (1967).

### 2.5.3. Suelos no cohesivos saturados.

La condición de flujo de agua en el comportamiento de estos suelos es muy importante, lo cual hace necesario distinguir un suelo saturado impermeable de otro altamente permeable. Para el primer caso se tiene que los esfuerzos inducidos por el sismo se aplican en condiciones no drenadas, lo cual impide una disipación de presión de poro; en el segundo caso, el agua puede entrar y salir del material con suficiente velocidad lo cual permite una disipación importante de presión de poro originada durante el sismo. El comportamiento de estos suelos es similar a los parcialmente saturados.

En el primer caso, la tendencia de la masa de suelo a disminuir su volumen genera presiones de poro im-

portantes, las cuales provocan una disminución en los esfuerzos efectivos y por consiguiente en la resistencia al esfuerzo cortante. El incremento en la presión de poro puede ser tal que el suelo pierda su resistencia, presentándose el fenómeno de licuación.

Este fenómeno es complejo, al grado que se pueden encontrar interpretaciones diferentes.

Seed y Lee (1966) y Lee y Seed (1967) realizaron ensayos en pruebas triaxiales cíclicas no drenadas para estudiar el fenómeno de licuación, ellos distinguen la licuación inicial, parcial y total.

Licuación inicial: esta condición se presenta cuando la presión de poro inducida por la aplicación de carga cíclica después de cierto número de ciclos alcanza un valor igual a la presión de confinamiento.

Licuación parcial: una vez presentes las condiciones anteriores, las deformaciones aumentan rápidamente con el número de ciclos.

Licuación total: es la condición para la cual, la muestra alcanza una amplitud de deformación mayor o igual al 20%. Casagrande, A. en 1969, utiliza los términos de licuación y movilidad cíclica. Tiempo después (1976) define la licuación real y cíclica. La primera es la respuesta de una arena suelta y saturada cuando se le somete a impactos o deformaciones que dan como resultado una disminución sustancial de re

sistencia. La segunda se define cuando una muestra de arena se le ensaya en cámara triaxial cíclica y la presión de poro se incrementa hasta llegar a igualar la presión de confinamiento.

Principales factores que influyen en la incidencia de licuación, (See y Lee, 1966):

a).- Tipo de suelo.

Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles que los bien graduados a sufrir licuación. Dentro de los primeros las arenas finas se licuan más fácilmente que las gravas.

b).- Compacidad relativa ( $C_r$ ) o relación de vacíos ( $e$ )

Un depósito de arena suelta es más susceptible de sufrir licuación que un depósito de arena densa.

c).- Esfuerzo confinante inicial.

La susceptibilidad de licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante.

d).- Magnitud del esfuerzo repetido.

Cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su  $e_{cr}$  es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente.

e).- Número de ciclos de esfuerzos.

Todos los estudios de laboratorio indican que una



muestra sujeta a cargas repetidas, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número requerido de ciclos, siempre y cuando la magnitud del esfuerzo (o deformación) cortante exceda cierto umbral, que parece ser del orden de  $10^{-3}\%$  (deformación angular).

f).- Estructura.

Dado que es prácticamente imposible obtener muestras inalteradas de suelos granulares (a menos que se recurran a técnicas de congelación o inyección de algunos tipos de geles, lo cual resulta extremadamente costoso), se han hecho investigaciones (Mullis, 1977) experimentales para estudiar el efecto de estructura en la respuesta sísmica de arenas saturadas.

Los resultados mostraron claramente la dependencia del potencial de licuación de la estructura p.e., para igual densidad relativa, especímenes formados por pluviación en agua resultaron ser menos resistentes que los formados por pluviación en aire.

g).- Historia de esfuerzos (o deformación).

El efecto de la acción de esfuerzos cíclicos inducidos por sísmos anteriores en el potencial de licuación no es claro ya que puede ser benéfico o contraproducente dependiendo del nivel de los esfuer-

zos de corte cíclicos inducidos (Finn et al 1970).

h).- Esfuerzos de corte estáticos.

Se ha demostrado experimentalmente que si el suelo tiene un esfuerzo de corte estático (esfuerzo sostenido por inclinación de la superficie del terreno o la presencia de una estructura) es potencialmente más susceptible a licuarse (o a sufrir mayores cambios volumétricos) que uno sin esfuerzo de corte inicial.

En arenas finas y sueltas, la licuación inicial, parcial y total se desarrollan simultáneamente; es decir, se produce un colapso repentino de la estructura de suelo.

Las arenas en estado compacto exhiben un comportamiento diferente ya que al llegar a la licuación inicial no se presenta una deformación grande en forma súbita, sino que esta se incrementa gradualmente.

Las gravas y arenas permeables son muy estables ya que las presiones de poro se disipan rápidamente. Sin embargo, existen evidencias que muestran que si la distancia a la frontera de drenaje es grande (o que estratos de grava están confinados por estratos de suelo impermeables) se pueden generar presiones de poro altas que pueden incluso provocar la licuación de gravas.

El comportamiento de suelos granulares saturados bajo cargas dinámicas (sismo) puede explicarse con la fig. 2.34.

Las abscisas representan presiones efectivas y las ordenadas relaciones de vacíos. Considerando que se tiene una muestra saturada en las condiciones representadas por el punto A y si se le somete a vibración, aparece un incremento en la presión de poros,  $\Delta u$ , lo cual ocasiona un decremento en los esfuerzos efectivos, la relación de vacíos se mantiene constante, debido a que la aplicación de la carga es tan rápida que no se presentan cambios de volumen, punto C. Después del sismo las presiones de poro tienden a relajarse acompañadas por un decremento en la relación de vacíos, e, punto B.

Cuando el suelo está seco  $\Delta u = 0$ , el material pasa directamente del punto A al B, disminuyendo su volumen, y ocasionando asentamientos.

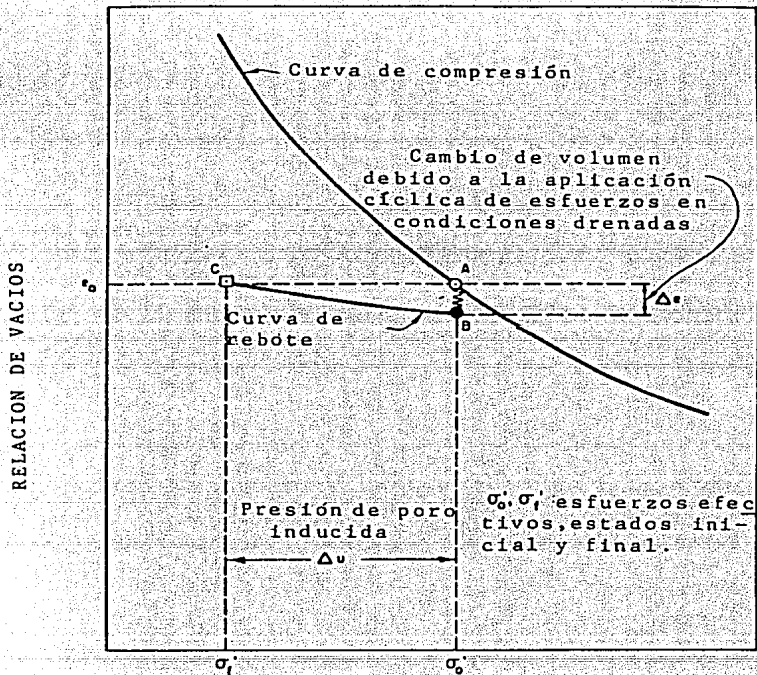


FIG. 2.33 MECANISMO DE GENERACION DE PRESION DE PORO DURANTE CARGA CICLICA. (MARTIN ET AL, 1975)

## CAPITULO III

### PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

Debido a la naturaleza aleatoria de los movimientos sísmicos, una de las mayores incertidumbres en el análisis de respuesta sísmica es la definición de la excitación.

Comunmente se utilizan procedimientos deterministas en los cuales la excitación está dada por un acelerograma. Se ha demostrado que la respuesta así obtenida depende significativamente del acelerograma utilizado, de aquí, que es necesario realizar el análisis con varias excitaciones de características similares, que sean representativas del tipo de movimiento que pueda esperarse en el sitio y posteriormente realizar un estudio estadístico de los resultados, lo cual resulta antieconómico.

Una segunda alternativa es tomar en cuenta la aleatoriedad de los movimientos sísmicos, considerando la excitación como un proceso estocástico, estacionario, gaussiano con media cero. Un proceso aleatorio de este tipo se puede caracterizar completamente

con un espectro de potencia.

Para nuestro análisis consideraremos esta última alternativa. Por lo cual, veremos algunos conceptos básicos de la teoría de vibraciones aleatorias para llegar a definir el espectro de potencia y otras relaciones importantes que posteriormente se implementan en un programa de computadora que utilizaremos para los análisis que se presentan en el siguiente capítulo.

### 3.1 FENOMENOS ALEATORIOS

Los fenómenos aleatorios son aquellos en los cuales no podemos predecir su valor instantáneo en cualquier tiempo. Si un sistema está vibrando, o de alguna manera moviéndose de un lado a otro, y este movimiento es impredecible, se dice que el sistema se encuentra en vibración aleatoria.

El estudio de las vibraciones aleatorias consiste en averiguar de que forma las características estadísticas (o promediadas) del movimiento de un sistema aleatoriamente excitado dependen de las características estadísticas de la excitación y de las propiedades dinámicas del sistema vibrante (masa, rigidez y amortiguamiento).

En la fig. 3.1 se muestra un conjunto de funciones aleatorias del tiempo típicas. A pesar del carácter irregular de las funciones, muchos fenómenos aleato-

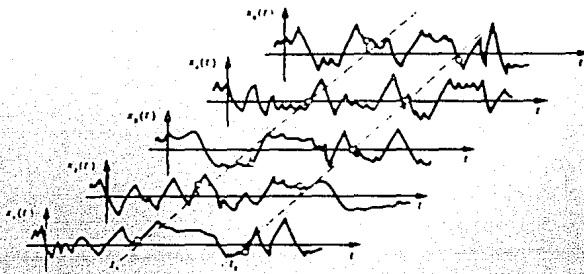


FIG. 3.1 CALCULO DE CARACTERISTICAS DE CONJUNTO  
(NEWLAND,1983)

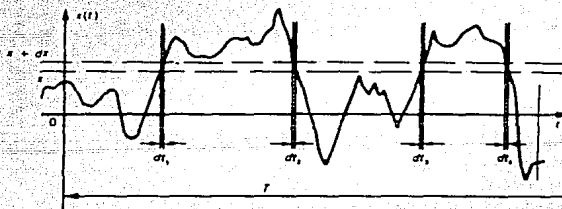


FIG.3.2 CALCULO DE LA FUNCION DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD  
 $P(x)$  PARA UN PROCESO ALEATORIO. (NEWLAND,1983)

rios exhiben cierto grado de regularidad estadística, y ciertos procedimientos pueden aplicarse para establecer características globales útiles en el diseño de obras Civil. Si consideramos el conjunto de muestras de la figura podremos obtener el promedio instantáneo de dicho conjunto en el tiempo  $t_1$  y posteriormente en el tiempo  $t_2$ . Si ambos promedios no difieren, entonces el proceso aleatorio descrito por el conjunto, es estacionario. Esto implica que todas las características estadísticas son independientes del tiempo. En teoría para que un proceso sea estrictamente estacionario se debe extender desde  $t_{-\infty}$  hasta  $t_{+\infty}$ .

Puesto que todos los procesos aleatorios encontrados en ingeniería deben tener un principio y un fin, no pueden ser completamente estacionarios; sin embargo, para los fines prácticos, muy frecuentemente es adecuado suponer que un proceso es estacionario durante la mayor parte de su duración, o que puede ser dividido en tramos, en los cuales es aproximadamente estacionario. Además, al considerar estacionariedad la respuesta que se calcula representa un límite superior ya que implícitamente en un proceso estocástico estacionario se tiene mayor energía que en uno no estacionario equivalente.

Se dice que un proceso estacionario es ergódico si el promedio del conjunto es igual al promedio en el



tiempo de cada una de las muestras del conjunto. Un proceso estocástico ergódico necesariamente es estacionario, pero uno estacionario no necesariamente es ergódico.

Así, para un fenómeno aleatorio ergódico, sus características estadísticas pueden tomarse de una función muestra. Aunque tales fenómenos pueden existir sólo teóricamente, su aceptación hipotética simplifica grandemente la tarea de tratar con variables aleatorias.

### 3.1.1 Promedio en el tiempo y valor esperado

El concepto de promedio en el tiempo y valor esperado de un proceso estocástico, sobre un largo periodo de tiempo  $T$ , nos proporciona información general de sus características y permite efectuar otras estimaciones estadísticas.

Si se tiene un proceso aleatorio  $x(t)$ , el valor medio de la historia  $x(t)$ , fig. 3.2, en el intervalo de tiempo  $T$ ,  $\bar{x}(t)$ , se define de la forma siguiente.

$\bar{x}(t)T$  = Área total comprendida bajo la curva  $x(t)$  durante el intervalo  $T$  (considerando negativas las áreas que están por debajo del eje horizontal).

$$= \int_0^T x(t) dt$$

y por lo tanto

$$\bar{x}(t) = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt$$

El valor anterior es también igual al valor espera-

do de  $x$  generalmente denotado por  $E[x]$ ,  
 por lo tanto

$$E[x] = \bar{x}(t) = \int_0^T \frac{x(t)}{T} dt \dots \dots \dots (3.1)$$

Podemos también conocer a partir del valor esperado  $E[x]$ , el valor medio cuadrado de  $x$ ,  $E[x^2]$ , el cual se encuentra integrando  $x^2(t)$  sobre un intervalo  $T$  y tomando su promedio de acuerdo con la ecuación (3.1).

$$E[x^2] = \bar{x}^2 = \int_0^T \frac{x^2(t)}{T} dt$$

Finalmente, es deseable considerar las fluctuaciones que se tienen con respecto al valor medio. Una propiedad de importancia, a partir de la cual podemos encontrar tal fluctuación, es la variancia, que se define mediante la ecuación.

$$\sigma^2 = E[(x - E[x])^2]$$

Es decir, la variancia es el valor medio cuadrado de la desviación de  $x$  con respecto a su nivel medio  $E[x]$ .

Desarrollando la ecuación anterior se obtiene:

$$\begin{aligned} \sigma^2 &= E[x^2 - 2xE[x] + (E[x])^2] \\ \sigma^2 &= E[x^2] - 2E[x] \cdot E[x] + (E[x])^2 \\ \sigma^2 &= E[x^2] - (E[x])^2 \end{aligned}$$

Así, la variancia es el valor medio cuadrado menos el cuadrado de la media. La raíz cuadrada positiva de la variancia es la desviación estándar.

La desviación estándar es una medida de la dispersión alrededor del valor medio.

### 3.1.2 Función de densidad de probabilidad y de distribución de probabilidad

Considerando el caso en que  $x(t)$  representa un proceso estocástico. La probabilidad de que  $x(t_0)$  se encuentre en la banda limitada por  $x$  y  $x+dx$  dependerá tan sólo de cuánto tiempo se encuentra  $x(t_0)$  en la banda de valores  $(dt_1 + dt_2 + dt_3 + \dots)$ , fig. 3.2) en el intervalo de tiempo  $T$ .

La función densidad de probabilidad  $p(x)dx$  nos proporciona tal probabilidad y viene dada por.

$p(x)dx =$  Fracción del tiempo total transcurrido durante el cual  $x(t_0)$  está entre  $x$  y  $x+dx$ .

$$= \frac{(dt_1 + dt_2 + dt_3 + \dots)}{T}$$

$$p(x)dx = \sum \frac{dt}{T}$$

El valor mismo de  $p(x)$  no es una probabilidad; solamente es una medida de la intensidad de probabilidad en ese punto. El valor medio y el valor medio cuadrado definidos en el inciso anterior en términos del promedio en el tiempo, están relacionados con la función de densidad de probabilidad, en la siguiente forma.

$$E[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} x p(x) dx$$

y  $E[x^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} x^2 p(x) dx$

Si ahora queremos conocer la probabilidad de obtener un valor menor que  $x_1$ , deberemos sumar los intervalos de tiempo  $t_i$ , durante los cuales  $x(t)$  es menor que  $x_1$  y ésta suma dividirla por el tiempo total (fig.3.3).

La función de distribución de probabilidad (distribución acumulada) de una variable aleatoria  $x$  es una función  $P(x)$  que proporciona la probabilidad de obtener una cantidad menor o igual que un valor  $x_1$ .

$$P(x_1) = \text{prob.} [x(t) < x_1]$$

$$P(x_1) = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1}{t} \sum \Delta t_i$$

$$P(x_1) = \int_{-\infty}^{x_1} p(x) dx$$

donde:

$P(x)$  función de distribución de probabilidad.

$p(x)$  función de densidad de probabilidad.

Es un hecho interesante que las vibraciones aleatorias que ocurren en la naturaleza tienen una distribución de probabilidad en forma de "campana" (fig.3.4). Si la forma de la campana responde a la ecuación.

$$P(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right]$$

donde  $m$  y  $\sigma$  son el valor medio y la desviación estándar respectivamente, se dice que la variable aleatoria  $x(t)$  tiene una distribución de probabilidad gaussiana o normal: ésta distribución es simétrica

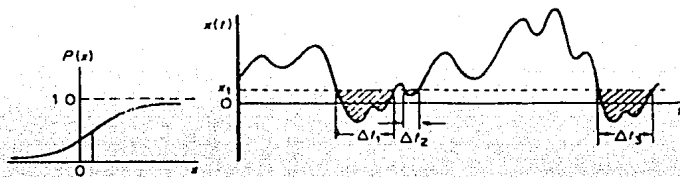


FIG.3.3 CALCULO DE LA PROBABILIDAD ACUMULADA  
(THOMSON,1983)

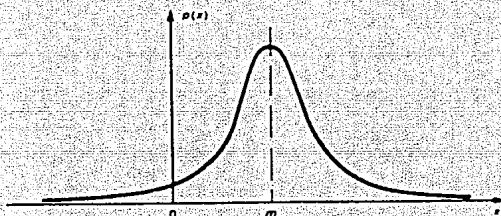


FIG.3.4 DENSIDAD DE PROBABILIDAD DE PRIMER ORDEN PARA  
UN PROCESO NORMAL (O GAUSSIANO).  
(NEWLAND,1983)

con respecto al valor medio  $m$ , y se utiliza ampliamente en la teoría de vibraciones aleatorias para aproximar las características de las excitaciones aleatorias.

### 3.1.3 Función de Autocorrelación.

Para definir la función de autocorrelación, partiremos del concepto de correlación entre dos registros.

Supongamos que tenemos dos registros  $x_1(t)$  y  $x_2(t)$ . La correlación entre ellos se obtiene multiplicando las ordenadas de los dos registros, en cada tiempo  $t$ , y calculando el valor medio  $E[x_1(t) \cdot x_2(t)]$  dividiendo la suma de los productos por el número de ellos. La correlación así encontrada será mayor cuando los dos registros sean similares o idénticos. Para registros distintos, algunos de los productos serán positivos y otros negativos así que su suma será más pequeña.

La función de autocorrelación designada por  $R_x(\tau)$  de un proceso aleatorio  $x(t)$  se define como el valor medio del producto  $x(t)x(t+\tau)$ , fig. 3.5.

$$\begin{aligned} R_x(\tau) &= E[x(t)x(t+\tau)] \\ &= \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t)x(t+\tau) dt \end{aligned}$$

Puesto que el proceso es estacionario, el valor  $R_x(\tau)$  será independiente del tiempo  $t$  y dependerá



solamente del parámetro  $\tau$ .

Si  $\tau=0$  tendremos correlación completa. Cuando  $\tau$  crece, la correlación decrece.

La función de autocorrelación nos proporciona información indirecta sobre las frecuencias presentes en un proceso aleatorio. El prefijo auto se refiere al hecho que la multiplicación de las ordenadas en los tiempos  $t$  y  $t+\tau$  se llevan a cabo sobre el mismo conjunto de funciones muestra.

### 3.1.4 Análisis de Fourier y Densidad espectral.

El matemático francés J. Fourier mostró que cualquier función periódica puede representarse por medio de una serie de senos y cosenos.

Si  $x(t)$  es una función periódica del tiempo, con período  $T$ , esta se puede expresar por medio de la serie de Fourier

$$X(t) = A_0 + A_1 \cos \omega_1 t + A_2 \cos \omega_2 t + \dots + b_1 \sin \omega_1 t + b_2 \sin \omega_2 t + \dots$$

donde:

$$\omega_1 = 2\pi / T$$

$$\omega_n = n\omega_1$$

o, en forma más compacta

$$x(t) = A_0 + \sum_{k=1}^{\infty} \left( A_k \cos \frac{2\pi kt}{T} + b_k \sin \frac{2\pi kt}{T} \right) \dots (3.2)$$

donde  $A_0$  y las  $A_k$  y  $b_k$  son los coeficientes de Fourier constantes, dados por



$$A_0 = 1/T \int_{-T/2}^{T/2} x(t) dt$$

$$A_k = 2/T \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \cos 2\pi k t dt \dots\dots\dots (3.3)$$

$$b_k = 2/T \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \sen 2\pi k t dt$$

Si suponemos que la función  $x(t)$  tiene media cero, entonces el coeficiente  $A_0$  será nulo.

Las condiciones matemáticas para la convergencia de (3.2) son muy generales y cubren prácticamente toda situación concebible de interés en Ingeniería. Como las vibraciones aleatorias son generalmente no periódicas, no es posible descomponerlas en componentes de frecuencias discretas. No obstante, con base en ciertas condiciones, se puede utilizar la misma idea: si bien la serie de Fourier ec. (3.2) se convertirá en una integral de Fourier o transformada inversa de Fourier que puede verse como un caso límite de la serie de Fourier, cuando el período tiende a infinito y los coeficientes de Fourier ec. (3.3) se convertirán en funciones continuas, denominadas transformadas de Fourier.

$$x(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\omega) \cos \omega t d\omega + 2 \int_0^{\infty} B(\omega) \sen \omega t d\omega \dots (3.4)$$

donde:

$$A(\omega) = 1/2\pi \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cos \omega t dt$$

$$B(\omega) = 1/2\pi \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \sen \omega t dt \dots\dots\dots (3.5)$$

Los términos  $A(\omega)$  y  $B(\omega)$  son las componentes de la transformada de Fourier de  $x(t)$  y la ecuación (3.4) es una representación de  $x(t)$  mediante una integral de Fourier. En la teoría de vibraciones aleatorias

se acostumbra escribir las ecuaciones (3.4) y (3.5) en forma compleja, para lo cual se utiliza el hecho de que

$$e^{i\phi} = \cos\phi + i\sin\phi$$

definiendo  $X(\omega)$  como

$$X(\omega) = A(\omega) - iB(\omega)$$

combinando las ecuaciones (3.5), resulta

$$\begin{aligned} X(\omega) &= 1/2 \pi \int_{-\infty}^{\infty} x(t) [\cos\omega t - i\sin\omega t] dt \\ &= 1/2 \pi \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad \dots\dots\dots (3.6) \end{aligned}$$

Esta última ecuación es la definición formal de  $X(\omega)$ , que recibe el nombre de transformada de Fourier de  $x(t)$ .

$x(t)$  se puede expresar mediante la integral o transformada inversa de Fourier a partir de  $X(\omega)$ , de la siguiente manera:

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

La transformada de Fourier descompone la función  $x(t)$  en componentes armónicas (senos y cosenos) y se ha convertido en la operación básica para el análisis moderno de las series del tiempo en el dominio de las frecuencias, mientras que la transformada inversa de Fourier sintetiza estas componentes armónicas a la función original  $x(t)$ .

La teoría clásica del análisis de Fourier introduce la condición

$$\int_{-\infty}^{\infty} |x(t)| dt < \infty \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

que debe cumplirse para que (3.4) y (3.5) sean ciertas, está condición significa que  $x(t)$  debe tender a cero. Para un proceso aleatorio estacionario,  $x(t)$  se continúa indefinidamente en el tiempo y la condición anterior no se satisface. Por lo cual hay que tomar precauciones especiales para encontrar la transformada de Fourier. Esta dificultad puede superarse analizando la función de autocorrelación  $R_x(\tau)$  de la función muestra del proceso.

En un proceso aleatorio estacionario con media cero se tiene que

$$R_x(\tau \rightarrow \infty) = 0$$

y se satisface la condición

$$\int_{-\infty}^{\infty} |R_x(\tau)| d\tau < \infty$$

Por lo tanto, podemos aplicar (3.6) y (3.7) con lo cual la transformada de Fourier de  $R_x(\tau)$  y su transformada inversa están dadas por

$$\begin{aligned}
 S_x(\omega) &= 1/2\pi \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau) e^{-j\omega\tau} d\tau \\
 R_x(\tau) &= \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) e^{j\omega\tau} d\omega \dots\dots\dots (3.9)
 \end{aligned}$$

Donde  $S_x(\omega)$ , llamada densidad espectral ó espectro de potencia del proceso  $x$ , es función de la frecuencia angular  $\omega$ .

La propiedad más importante de  $S_x(\omega)$  se hace evidente si en la ecuación (3.9) hacemos  $\tau=0$ . En ese caso

$$R_x(\tau=0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) d\omega = E[x^2]$$

Es decir, el valor cuadrático medio de un proceso aleatorio estacionario viene dado por el área comprendida bajo la curva de la densidad espectral  $S_x(\omega)$ .

### 3.2 ESPECTRO DE POTENCIA

Sea  $\{x(t)\}$  el proceso aleatorio estacionario que de fine la excitación del sistema. Si  $\{x_T(t)\}$  es un proceso estocástico estacionario de duración finita  $T$  que coincide con  $\{x(t)\}$  en el intervalo  $-T/2 < t < T/2$ , el miembro  $x_T(t)$  del proceso tiene una transformada de Fourier definida como:

$$F_T(\omega) = \int_{-T/2}^{+T/2} x_T(t) \cdot \exp(-i\omega t) dt$$

El proceso estocástico estacionario  $\{x_T(t)\}$  tiene un espectro de potencia  $P_x(\omega)$  que se define como:

$$P_x(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{E[|F_T(\omega)|^2]}{T} \dots \dots \dots (3.10)$$

Donde la esperanza se toma sobre toda la familia de señales  $x_T(t)$  en el proceso estocástico; Por consiguiente,  $P_x(\omega)$  depende del proceso completo y no sólo de una muestra particular.

El espectro de potencia proporciona el contenido de frecuencias de un proceso aleatorio, formado de un número infinito de historias del tiempo en términos de la densidad espectral y describe como la energía

está distribuida en las frecuencias.

El valor medio cuadrado,  $\sigma_x^2$  (variancia), del proceso estocástico  $\{x_T(t)\}$  en términos de su espectro de potencia,  $P_x(\omega)$ , se define como

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} P_x(\omega) d\omega \dots \dots \dots (3.11)$$

### 3.2.1 Relación entre el espectro de potencia de la excitación y el de respuesta.

La respuesta estacionaria de un sistema lineal, independiente del tiempo, se puede conocer en el dominio de las frecuencias una vez que se determina la función de transferencia compleja,  $H(\omega)$ , del sistema. Si  $F_T(\omega)$  es la transformada de Fourier de  $x_T(t)$ ; entonces, la respuesta está dada por:

$$Gr(\omega) = H(\omega)F_T(\omega)$$

Tomando el valor absoluto y elevando al cuadrado ambos lados de la ecuación,

$$|Gr(\omega)|^2 = |H(\omega)|^2 |F_T(\omega)|^2$$

y tomando la esperanza y límites en ambos miembros de esta relación, se obtiene

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \left[ \frac{E[|Gr(\omega)|^2]}{T} \right] = |H(\omega)|^2 \lim_{T \rightarrow \infty} \left[ \frac{E[|F_T(\omega)|^2]}{T} \right]$$

Note que  $H(\omega)$  es determinista e independiente del tiempo.

Sustituyendo la ec. (3.10) en esta expresión, se ob-

tiene la siguiente relación algebraica entre el espectro de potencia de la excitación,  $P_x(\omega)$  y el espectro de potencia de respuesta,  $P_r(\omega)$ :

$$P_r(\omega) = |H(\omega)|^2 P_x(\omega) \dots\dots\dots (3.12)$$

Es importante notar que en esta relación sólo se involucra la magnitud de la función de transferencia compleja,  $H(\omega)$ .

Usando la definición del valor medio cuadrado (ec. 3.11), el valor medio cuadrado de la respuesta,  $\sigma_r^2$  se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\sigma_r^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} |H(\omega)|^2 P_x(\omega) d\omega \dots\dots\dots (3.13)$$

Caba señalar que en la práctica sólo se trabaja con frecuencias positivas; por consiguiente, el límite inferior de la integral es cero.

### 3.3 ECUACION DE MOVIMIENTO

Los sistemas de Ingeniería que poseen masa y elasticidad están capacitados para tener movimientos relativos. Con objeto de cuantificar estos movimientos, por lo general, se realiza un estudio completo de la ecuación de movimiento del sistema en cuestión. Este es idealizado y simplificado en términos de masa, resorte y amortiguador, que representan la masa, la elasticidad y la fricción, respectivamente.

La ecuación de movimiento es simplemente otra forma

de la segunda ley de Newton,  $F=ma$ . En dinámica de suelos esta ecuación relaciona las fuerzas dinámicas del suelo con la excitación.

$$F_I + F_A + F_R = F_D(t)$$

Donde  $F_I$ ,  $F_A$  y  $F_R$  representan las fuerzas de inercia, amortiguamiento y restauradoras o elásticas, respectivamente.  $F_D(t)$  es el vector de carga dinámica aplicado al suelo.

Las fuerzas de inercia se expresan en términos de las aceleraciones por medio de la matriz de masa  $[M]$ :

$$F_I = [M] (\ddot{U})$$

Las fuerzas de amortiguamiento o disipadoras de energía se expresan a partir del vector de velocidad y la matriz de amortiguamiento  $[C]$

$$F_A = [C] (\dot{U})$$

Las fuerzas restauradoras o elásticas son función de los desplazamientos y de la matriz de rigideces  $[K]$

$$F_R = [K] (U)$$

Los puntos encima de las variables indican derivadas con respecto al tiempo.

En la fig.3.6 se presenta un modelo tridimensional

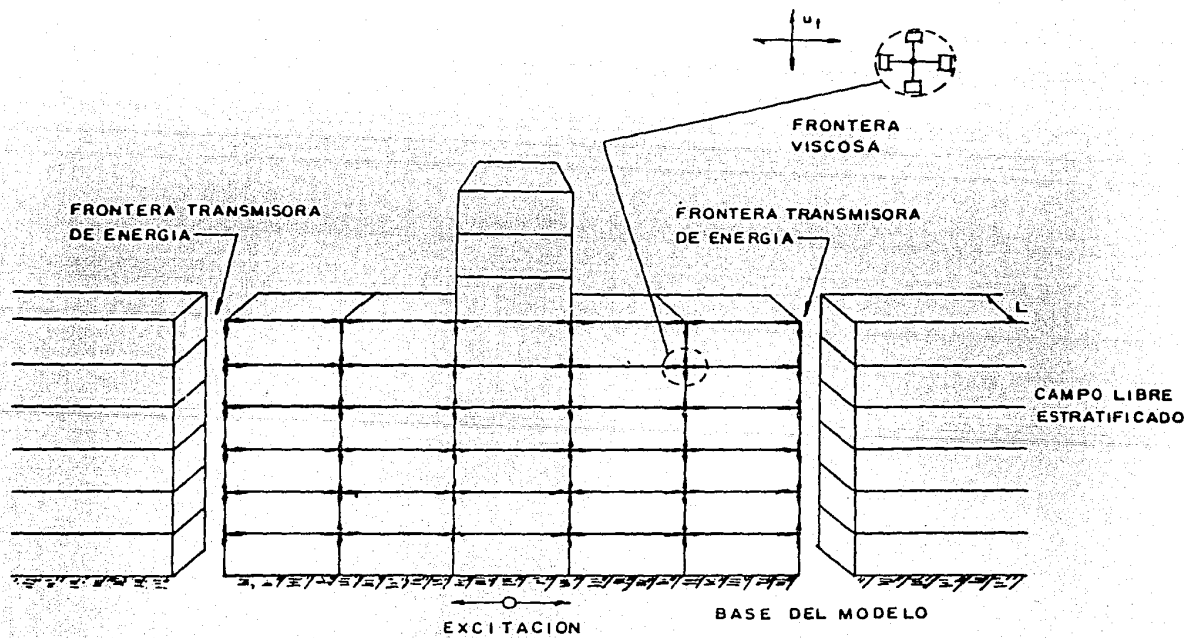


FIG. 3.6 MODELO PARA CAMPO LIBRE Y SISTEMAS SUELO-ESTRUCTURA



de un sistema suelo-estructura, que considera la propagación vertical de ondas de corte sísmicas. El efecto tridimensional se logra usando amortiguadores en los puntos nodales frontales y anteriores de la rebanada del modelo. Estos amortiguadores simulan la disipación de energía por medio de la propagación de ondas de corte en la dirección perpendicular al plano de análisis. Para reducir la extensión de la malla de elementos finitos (y consecuentemente el costo de análisis) el modelo tiene fronteras transmisoras de energía laterales que permiten representar el efecto dinámico, de manera exacta, del semiespacio viscoelástico. Con éstas dos condiciones de frontera se puede tomar en consideración la radiación de energía a partir de la estructura. La ecuación de movimiento para este modelo se puede expresar como:

$$M\ddot{U} + KU = -m\ddot{y} - V + F - T \dots\dots\dots (3.14)$$

Donde M y K son las matrices de masa y rigidez, respectivamente, de una rebanada de espesor unitario, U son los desplazamientos de los puntos nodales relativos a la base rígida y m es un vector relacionado con M y la dirección de la excitación,  $\ddot{y}$ , en la base rígida.

Las fuerzas V son debidas a las fronteras viscosas en los lados planos de la rebanada.

Las fuerzas  $F$  son aquellas que actúan en el plano vertical del campo libre y no involucran transmisión de energía de ondas. Por último, las fuerzas  $T$  están relacionadas con la transmisión lateral de energía.

Para solucionar la ec. (3.14) se deben calcular previamente los desplazamientos y velocidades en el campo libre. Los movimientos de campo libre se calculan separadamente con la hipótesis de que este está formado por estratos horizontales y la excitación de control ésta compuesta por ondas sísmicas  $P$  o  $S$  propagándose verticalmente.

El análisis de respuesta de un depósito de suelo involucra la determinación de la variación espacial y temporal de los movimientos de campo libre; por lo cual, nos avocaremos a estudiar sólo la ecuación de movimiento para el campo libre, la cual está dada por:

$$[M]\ddot{u} + [K]u = -m\ddot{y} \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

El amortiguamiento del material se incluye formando la matriz  $[K]$  con el módulo de rigidez complejo:  $G^* = G \exp(-2i\beta)$ , donde  $\beta$  es la fracción de amortiguamiento crítico.

La ecuación (3.15) se puede resolver con el método de respuesta compleja. En este método se supone que el sistema es lineal y que la excitación es periódica.

dica, en consecuencia el principio de superposición es aplicable y la excitación se puede expresar como una serie de armónicas, p.e. serie de Fourier truncada, Lysmer et al, (1974).

$$\ddot{y}(t) = \operatorname{Re} \sum_{c=0}^{N/2} \ddot{Y}_c \cdot \exp(i\omega_c t) \dots \dots \dots (3.16)$$

Donde:

N es el número de puntos digitizados para la excitación de control.

$\omega_c = 2\pi c / N\Delta t$ , es la frecuencia c.

$\Delta t$  = intervalo de tiempo entre los puntos digitizados.

$\ddot{Y}_c$  = amplitud de Fourier compleja la cual esta dada por:

$$\ddot{Y}_c = \begin{cases} 1/N \sum_{c=0}^{N-1} \ddot{y}_c \cdot \exp(-i\omega_c \Delta t) & \text{para } c=0 \text{ y } c=N/2 \\ 2/N \sum_{c=0}^{N-1} \ddot{y}_c \cdot \exp(-i\omega_c \Delta t) & \text{para } 1 < c < N/2 \end{cases} \dots (3.17)$$

En estas fórmula  $\ddot{y}_c = \ddot{y}(c, \Delta t)$ ,  $c = 0, 1, \dots, N-1$  son los valores digitizados de  $y(t)$ .

Las amplitudes de fourier complejas  $\ddot{Y}_c$ , pueden ser calculadas eficientemente usando el algoritmo de la transformada rápida de Fourier.

Substituyendo la ec. (3.16) en (3.15) obtenemos

$$M\ddot{u} + Ku = -m \operatorname{Re} \sum_{c=0}^{N/2} \ddot{Y}_c \cdot \exp(i\omega_c t) \dots \dots \dots (3.18)$$

Esto implica que la respuesta tambien puede ser expresada como una serie de fourier truncada.

$$u = \operatorname{Re} \sum_{c=0}^{N/2} U_c \cdot \exp(i\omega_c t) \dots \dots \dots (3.19)$$

Las amplitudes complejas de desplazamientos  $U_c$ .

pueden obtenerse al sustituir la ecuación (3.19) en (3.18)

$$[K - \omega_c^2 M] U_c = -m \ddot{Y}_c \dots \dots \dots (3.20)$$

Que es un sistema de ecuaciones lineales con coeficientes complejos que puede resolverse por eliminación de Gauss. Los desplazamientos nodales  $u$ , los cuales definen la respuesta del depósito de suelo, son calculados con la ec. (3.20) y (3.19). Las velocidades y aceleraciones pueden ser calculadas directamente en el dominio de las frecuencias a partir de la amplitud de desplazamientos  $U_c$  obtenidos en la ec. (3.20) para cada frecuencia  $\omega_c$ .

### 3.4 ESPECTRO DE RESPUESTA

Desde el punto de vista ingenieril es conveniente conocer la respuesta de una estructura en términos de valores máximos, p.e., máxima aceleración, velocidad, desplazamientos, etc. Por lo cual, los ingenieros han encontrado útil el concepto de espectro de respuesta, para fines de diseño.

Un espectro de respuesta es una gráfica formada por el lugar geométrico de las respuestas máximas de un oscilador simple, en función de la frecuencia natural del oscilador y para un amortiguamiento específico.

En situaciones de movimientos sísmicos, es a menudo

conveniente expresar el espectro de respuesta en términos de aceleraciones ( $S_A$ ). Los espectros de desplazamientos ( $S_D$ ) y de velocidades ( $S_V$ ) pueden entonces ser expresados a partir del espectro de aceleraciones dividiendo o multiplicando por  $\omega_n$ . Tales resultados son llamados pseudo-espectros.

$$S_V = \omega_n S_D$$

$$S_A = \omega_n^2 S_D$$

Donde  $\omega_n$  = frecuencia natural del oscilador simple.

El pseudo-espectro de desplazamientos, representa los desplazamientos relativos máximos.

El pseudo-espectro de velocidades es aproximadamente igual a la máxima velocidad relativa del sistema de un grado de libertad, mientras que el pseudo-espectro de aceleraciones encierra las máximas aceleraciones absolutas. A partir de este último se construye el espectro de diseño, el cual juega un papel fundamental en la solución de sistemas de muchos grados de libertad, bajo la acción de sismos.

### 3.4.1 Relación probabilista entre el espectro de respuesta y de potencia.

Para llegar a tal relación se utiliza la teoría del valor extremo. Esta teoría trata el problema de en-

contrar el valor extremo E (valor máximo absoluto), de un proceso aleatorio para el cual existe una probabilidad (o nivel de confianza), p, que E no sea excedido en un período de tiempo, T.

Si el proceso estocástico se representa por su espectro de potencia P(w), los valores extremos se pueden estimar utilizando los momentos espectrales, m<sub>1</sub>.

$$m_1 = \int_0^{\infty} w^2 P(w) dw,$$

la frecuencia característica,

$$a = (m_2/m_0)^{1/2}$$

y el factor de forma

$$q = [1 - m_1^2 / (m_0 m_2)]^{1/2}$$

Donde: a es una variable que nos indica donde están concentradas las amplitudes espectrales a lo largo del eje de las frecuencias, y q es una medida adimensional de la variabilidad en el contenido de frecuencias, p.e. la dispersión de P(w) respecto a la frecuencia central, tiene un rango de valores entre 0 y 1, incrementándose cuando el ancho de banda crece. Los parámetros a y q, caracterizan la forma del espectro de potencia; su área es denotada por m<sub>0</sub>. La solución del problema de valores extremos se presenta usualmente en la siguiente forma:

$$E(T, p) = Y_{T, p} \cdot \sigma \dots \dots \dots (3.21)$$

La función, Y<sub>T, p</sub>, se denomina factor de pico y es

el parámetro básico que se determina en el problema del valor extremo.

En la ec. (3.21),  $E(T,p)$  puede representar el valor máximo de cualquier variable aleatoria, p.e., la aceleración, y  $\sigma$  es la desviación estándar, definida por  $\sigma = (m_0)^{1/2}$ , del espectro de potencia correspondiente.

Existen varias aproximaciones para calcular  $Y_{T,p}$ . Pero la solución dada por Vanmarcke, (1976) parece ser la más adecuada para el intervalo de frecuencias que comúnmente ocurren en sismos.

$$Y_{T,p}^2 = 2 \ln [2n (1 - \exp(-q \sqrt{\pi \ln(2n)}))] \dots (3.22)$$

donde

$$n = (aT/2\pi) (-\ln p)^{-1}$$

Por lo tanto, conocido el espectro de potencia, el factor de pico se puede calcular para cualquier duración,  $T$  y nivel de confianza,  $p$ , y con la ec. (3.21) se obtiene el valor extremo de la variable de interés.

Considerando un oscilador simple amortiguado. La función de transferencia compleja  $H(\omega)$ , para aceleraciones absolutas, se puede calcular fácilmente de la ecuación de movimiento.

$$\ddot{y}(t) + 2\zeta\omega_0\dot{y}(t) + \omega_0^2 y(t) = 2\beta\omega_0\dot{x}(t) + \omega_0^2 x(t)$$

$$\zeta = C/C_c, \quad C_c = 2m\omega_0 = 2\sqrt{K_m} \quad \text{y} \quad \omega_0 = \sqrt{k/m}$$

Donde  $x(t)$  son los desplazamientos de la base del oscilador simple;  $y(t)$  son los desplazamientos absolutos del oscilador;  $\beta$  es su relación de amortiguamiento crítico;  $\omega_0$  es su frecuencia natural.

Considerando movimiento armónico, la excitación (en términos de desplazamientos) es  $x(t) = \exp(i\omega t)$  y la respuesta es  $y(t) = H(\omega)\exp(i\omega t)$ . Sustituyendo estos valores en la ecuación de movimiento, se obtiene la siguiente relación:

$$H(\omega) = \frac{\omega_0^2}{\omega_0^2 - \omega^2 + 2i\omega_0\omega\beta} \dots \dots \dots (3.23)$$

donde  $i = \sqrt{-1}$

Tomando el valor absoluto complejo de la ec. (3.23) y elevándolo al cuadrado, se obtiene:

$$|H(\omega)|^2 = \frac{\omega_0^4}{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\beta^2 \omega_0^2 \omega^2} \dots \dots \dots (3.24)$$

Conocida la función de transferencia compleja,  $H(\omega)$ , se puede calcular la variancia de la respuesta  $y(t)$  utilizando la ec. (3.13). La integral se puede simplificar observando que para relaciones de amortiguamiento bajos, la función de transferencia tiene valores significativos únicamente en un intervalo de frecuencias muy estrecho en torno a  $\omega = \omega_0$ . Entonces suponiendo que el espectro de potencia de la excitación,  $P_x(\omega)$ , es suave alrededor de  $\omega_0$ , se puede sacar de la integral y ser sustituido por  $P_x(\omega_0)$ . Con esta aproximación la integral se puede evaluar



utilizando el método de los residuos. Para  $\beta \neq 0$ , el resultado en términos de aceleraciones es:

$$\sigma_x^2 = \frac{1 + 4\beta^2}{4\beta} \pi \omega_0 P_x(\omega_0) (1 - \exp(-2\beta \omega_0 T)) + \int_0^{\omega_0} P_x(\omega) d\omega - \omega_0/2 P_x(\omega_0) \dots (3.25)$$

Donde el factor  $(1 - \exp(-2\beta \omega_0 T))$  se introduce para tomar en cuenta la no-estacionaridad causada por la duración finita,  $T$ , y las condiciones iniciales del proceso aleatorio (Romo, 1976). Los dos últimos términos de la ecuación se incluyen para tomar en cuenta la posibilidad de que un intervalo de frecuencias significativo del espectro de potencia,  $P_x(\omega)$ , sea mucho mayor que  $\omega_0$ . El segundo término se obtiene truncando la ec. (3.11) en  $\omega = \omega_0$  y haciendo  $H(\omega) = 1$ . El tercer término se diseñó para que cancele el segundo, en caso que el primero proporcione la contribución más significativa.

Utilizando las ecuaciones (3.22) y (3.25) se puede establecer la siguiente expresión que relaciona explícitamente al espectro de respuesta,  $S_x(\omega_0)$ , en términos del espectro de potencia  $P_x(\omega_0)$ :

$$S_x(\omega_0) = Y_T$$

y sustituyendo

$$S_x(\omega_0) = Y_T \cdot \left[ \frac{1 + 4\beta^2}{4} \omega_0 \cdot P_x(\omega_0) (1 - \exp(-2\beta \omega_0 T)) + \int_0^{\omega_0} P_x(\omega) d\omega - \omega_0/2 \cdot P_x(\omega_0) \right]^{1/2} \dots (3.26)$$

Por otro lado Vanmarcke (1969) muestra que los espectros de potencia de la respuesta de osciladores simples poco amortiguados pueden ser caracterizados con los siguientes valores de  $a$  y  $q$  :

$$a = \omega_0 / \pi$$

$$y \quad q = \frac{4\beta / \pi}{1 - \exp(-2\beta \omega_0 T)}$$

Usando estos valores, el factor pico  $\gamma_{T,p}$  se puede calcular directamente con la ec. (3.22) y la variancia puede escribirse como:

$$\sigma_k^2 = Q(\omega_0) \cdot P_x(\omega_0) + \int_0^{\omega_0} P_x(\omega) d\omega$$

donde:

$$Q(\omega_0) = \left[ \frac{1 + 4\beta^2 \pi (1 - \exp(-2\beta \omega_0 T))}{4} - 1/2 \right] \omega_0$$

$$= \left[ \frac{1 + 4\beta^2}{q(\omega_0)} - 1/2 \right] \omega_0$$

Puesto que el espectro de respuesta de una señal es, por definición, la respuesta máxima de un oscilador simple amortiguado sujeto a tal señal, el valor extremo  $S_x(\omega_0)$ , es una estimación probabilista del espectro de respuesta para el proceso estocástico definido por el espectro de potencia  $P_x(\omega_0)$ . La naturaleza aleatoria de  $S_x(\omega_0)$  está contenida en el factor de pico,  $\gamma$ , el cual depende del nivel de confianza,  $p$ , y de la duración,  $T$ .

Ahora, resolviendo la ec. (3.26) para  $P_x(\omega_0)$  se obtiene la siguiente relación:

$$P_x(\omega_0) = \frac{P_a \left( \int_0^{\omega_0} S_x(\omega) d\omega \right)^2}{\gamma_{T,P}} - \int_0^{\omega_0} P_x(\omega) d\omega \quad \dots (3.27)$$

Donde

$$P_a = \frac{1}{\frac{(1 + 4B^2\pi [1 - \exp(-2B\omega_0 T)]) - 1/2}{4B} \omega_0}$$

Esta ecuación puede, en principio, utilizarse para calcular el espectro de potencia a partir de cualquier espectro de respuesta medio suponiendo que  $P_x(\omega_0=0)$ .

Es importante observar que mientras siempre es posible generar un espectro de respuesta a partir de un espectro de potencia, la operación inversa no siempre es posible pues se presentan algunos problemas, ya que no se puede obtener una relación explícita. Para resolver este problema se tiene que recurrir a un proceso iterativo.

### 3.5 METODO DE ANALISIS

La herramienta que se utilizara para obtener la respuesta sísmica de depósitos de suelos granulares es un programa de computadora que cuenta con el método de los elementos finitos para el análisis probabilístico de interacción sísmica suelo-estructura, el cual considera la aleatoriedad de los eventos sísmicos, propuesto por Romo (1974) y Romo et al, (1977). Este programa utiliza un modelo similar al propuesto por Lysmer et al, (1974), fig. 3.7 y soluciona la ecuación de movimiento (3.15) a través del método

de respuesta compleja, mismo que se presentó en el inciso 3.3 .

La excitación se específica como un espectro de potencia o un espectro de respuesta medio (con bandas de incertidumbre). En el último caso, el espectro de respuesta es convertido en un correspondiente espectro de potencia equivalente, utilizando la teoría del valor extremo, ec. (3.27).

La respuesta dinámica se obtiene por medio de la ec. (3.12), esta respuesta es válida sólo para sistemas lineales. Sin embargo, al ocurrir grandes deformaciones en el suelo debido a fuertes movimientos sísmicos se introducen efectos no lineales significativos.

Para resolver este problema, el programa cuenta con un método lineal equivalente (Seed e Idriss, 1969) que consiste en considerar el problema lineal pero iterando en una relación esfuerzo-deformación para incluir el cambio de rigidez del suelo con el nivel de deformaciones desarrollado para la excitación dinámica. En esta iteración se utilizan las curvas de variación de  $G$  y con respecto a la deformación angular.

En los análisis presentados en esta tesis se utilizaron las curvas propuestas por Seed e Idriss (1970), para arenas y arcillas.

El procedimiento de análisis, el cual se ilustra en

la fig.(3.7) envuelve cinco pasos básicos y pueden resumirse como sigue:

- i) A partir del espectro de diseño, especificado como una curva con niveles de incertidumbre y dado en alguna elevación del campo libre, se estima el espectro de potencia medio [excitación de control].
- ii) Por medio del proceso inverso de amplificación [deconvolución] el espectro de potencia medio se transfiere a la base del modelo.
- iii) Conocido el espectro de potencia medio en la base del modelo, se resuelve el problema de campo libre en términos de espectros de potencia medios.
- iv) De los espectros de potencia medios de la respuesta se estiman valores extremos, con cierto nivel de confianza especificado, de aceleraciones, desplazamientos, esfuerzos, etc.
- v) Para calcular los espectros de respuesta, los espectros de potencia medios calculados en el paso (iii) se utilizan como excitación para sistemas de un grado de libertad con diferentes frecuencias naturales. De los espectros de potencia de la respuesta de estos sistemas, se evalúan los espectros de respuesta en términos de límites de confianza especificados.

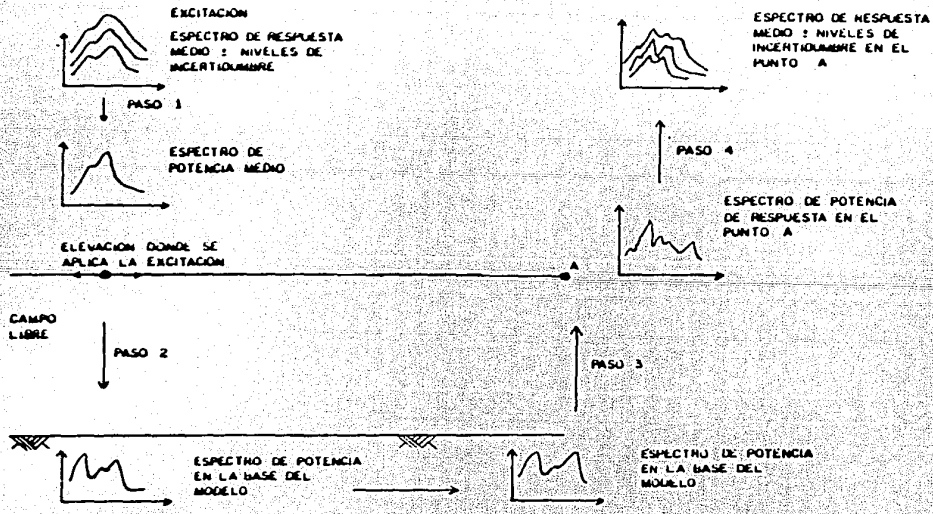


FIG.3.7 REPRESENTACION ESQUEMATICA DEL ANALISIS SISMICO DE DEPOSITOS DE SUELO.

### 3.6 ANALISIS PROBABILISTA DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS

Es necesario tener presente que las características de los suelos son muy variables debido a su proceso de formación; además, sus propiedades determinadas en el laboratorio pueden ser afectadas por las operaciones de perforación y muestreo y las determinaciones de sus propiedades in situ pueden ser poco confiables. Por consiguiente, deben de considerarse intervalos de propiedades (para tomar en cuenta la incertidumbre en su determinación) independientemente del método de análisis utilizado.

Romo (1980) desarrolló un procedimiento en el cual la incertidumbre que se tiene en la cuantificación de estas propiedades se toma en cuenta con parámetros de dispersión (coeficiente de variación) en torno al valor medio. Utilizando la teoría de perturbaciones como artificio, para transformar la ecuación de movimiento determinista en dos sistemas de ecuaciones (uno determinista y otro probabilista). Considerando la ecuación de movimiento en el dominio de las frecuencias.

$$([k] - w^2[m]) \{U\} = -\{m\}\ddot{y} \dots\dots\dots (3.28)$$

Supongamos que las características de rigidez  $[k]$  son aleatorias e introducimos una perturbación  $\{Q\}$ , para incluir la incertidumbre en su determinación;

es decir

$$[k] = [k]_0 + [Q] \dots\dots\dots (3.29)$$

donde  $[k]_0$  es el valor determinista de  $[k]$ . Suponiendo un sistema lineal, la respuesta será:

$$\{U\} = \{U\}_0 + \{U\}_1 \dots\dots\dots (3.30)$$

donde  $\{U\}_0$  es la respuesta determinista y  $\{U\}_1$  la aleatoria. Sustituyendo las ecs. (3.29) y (3.30) en la ec. (3.28) y ordenando los términos de acuerdo con el grado de perturbación se obtienen los dos sistemas de ecuaciones siguientes:

$$\{ [k]_0 - w^2[M] \} \{U\}_0 = -\{m\}\ddot{y} \dots\dots (3.31)$$

$$\{ [k]_0 - w^2[M] \} \{U\}_1 = -[Q]\{U\}_0 \dots\dots (3.32)$$

De las ecs. (3.31) y (3.32) se observa que la solución del problema perturbado (probabilista) es directa debido a que el vector de carga es la única diferencia en tales ecuaciones. Por consiguiente, se puede resolver para carga unitaria y después multiplicarla por el vector de carga correspondiente. Sumando las dos relaciones anteriores, resulta:

$$\{U\} = [\{U\}_0 + \{U\}_1] = -[ [k]_0 - w^2[M] ]^{-1} [ [Q]\{U\}_0 + \{m\}\ddot{y} ]$$

Sustituyendo el valor de  $\{U\}_0$ , se obtiene la solución final

$$\{U\} = [ -[I] + [L]^{-1}[Q] ] [L]^{-1} \{m\}\ddot{y} \dots\dots\dots (3.33)$$



Donde [I] es la matriz unitaria;

y  $[L]^{-1} = [[k]_0 - w^2[M]]$  es la solución del problema inicial (no perturbado) para excitación unitaria.

### 3.6.1 Generación de la matriz de rigidez estocástica

La ec. (3.33) es una expresión matricial algebraica con coeficientes estocásticos [Q] y para solucionar la se necesita generar una matriz probabilista [Q]. Esta matriz se forma de la misma manera que la matriz de rigidez determinista  $[K]_0$  (inciso 3.3), sólo que en lugar de utilizar los valores deterministas ( $G$  y  $\beta$ ) se utilizan valores probabilistas ( $\Delta G$ ,  $\Delta \beta$ ) que corresponden a las perturbaciones que se inducen en  $G$  y  $\beta$ .

Para evaluar las perturbaciones ( $\Delta G$ ,  $\Delta \beta$ ) se maneja el concepto estadístico de coeficiente de variación (Cv) de un parámetro, el que se define como la relación de la desviación estándar ( $\sigma$ ) entre el valor promedio ( $m$ ), dada una distribución de probabilidad. Así, se puede comprobar (Romo y Carels, 1983) que el módulo complejo perturbado está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta^* G = G^* [R_\alpha C_{V\alpha} + 2i R_\beta R_\beta C_{V\beta}] \dots (3.34)$$

Donde:

$R_\alpha, R_\beta$  números aleatorios con distribución normal ( $m=0$  y  $\sigma=1$ ).

$C_{V\alpha}, C_{V\beta}$  coeficiente de variación correspondientes de G y .

$G_0$  módulo complejo (ec.3.15)

Con lo cual se logra formar la perturbación [Q] de la matriz [k].

### 3.6.2 Solución Probabilista

Para generar las N soluciones probabilistas requeridas, se forman N matrices [Q] mediante N muestreos de  $\Delta\alpha$ . Lo anterior da lugar a N soluciones  $\{U\}_i$ . De este conjunto se determinan los valores medios y desviaciones estándar, para encontrar las bandas de confianza de la solución  $\{U\}$  de la siguiente manera:

Media

$$\langle m \rangle_N = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \langle U_i \rangle$$

Desviación estándar

$$\langle S_N \rangle = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n \langle U_i^2 \rangle}{N} - \langle m \rangle_N^2 \right]^{1/2}$$

Bandas de confianza:

límite superior

$$\langle U \rangle_{L_2} = \langle U \rangle_0 + \alpha \langle S_N \rangle$$

límite inferior

$$\langle U \rangle_{L_1} = \langle U \rangle_0 - \alpha \langle S_N \rangle$$

El parámetro  $\alpha$  rige el ancho de la banda y depende del grado de incertidumbre en las propiedades y del riesgo que se quiera admitir en la solución.

## CAPITULO IV

### EVALUACION DE LA RESPUESTA DE SITIOS ESPECIFICOS

Los análisis de respuesta sísmica que aquí se presentan fueron realizados considerando tres hipótesis básicas:

- a) Los movimientos cercanos a la superficie en un depósito de suelo se pueden atribuir a la propagación vertical de ondas de corte.
- b) La superficie del suelo, las interfaces entre estratos y la roca basal (base rígida) son esencialmente horizontales.
- c) El material de cada estrato es homogéneo y linealmente elástico o viscoelástico.

Resultados de investigaciones, Idriss y Seed (1968), Shnabel et al (1972), muestran que las dos primeras hipótesis son razonables para muchos sitios que involucran depósitos sedimentarios con estratificación horizontal. La suposición de linealidad puede ser inapropiada para movimientos sísmicos muy intensos. Sin embargo, se ha visto que el comportamiento no lineal del suelo puede ser tratado de manera práctica utilizando el método lineal equivalente,

Seed e Idriss, (1969). Además, de comparaciones con casos reales se ha demostrado que es confiable para deformaciones angulares menores de 1%, Idriss y Seed (1968).

#### 4.1 LOCALIZACION DE LA ZONA DE ANALISIS

La zona de estudio se ubica en la vertiente occidental de la sierra madre del sur en el área correspondiente a la ciudad de Lázaro Cárdenas, teniendo como coordenadas el paralelo 18°, latitud Norte y el meridiano 102°, longitud Oeste, en la desembocadura del río balsas, limitada al oriente y poniente por los brazos izquierdo y derecho del río balsas, fig. 4.1.

En esta área se proyecta contruir la terminal de recepción y manejo de carbón, para abastecer a la planta termoeléctrica que se construye en la población de Petlaco, Gro.

Dicha terminal se desarrolla a lo largo de una franja de aproximadamente 9.0 km de longitud, que tiene su inicio en el muelle de descarga, que se ubica en la margen izquierda del canal de acceso al puerto industrial Lázaro Cárdenas, mich., y que termina en la liga con la planta termoeléctrica.

Las principales estructuras que constituyen la terminal son: muelle, transportador C-2, patio de almacenamiento y transportador C-10, fig. 4.2.

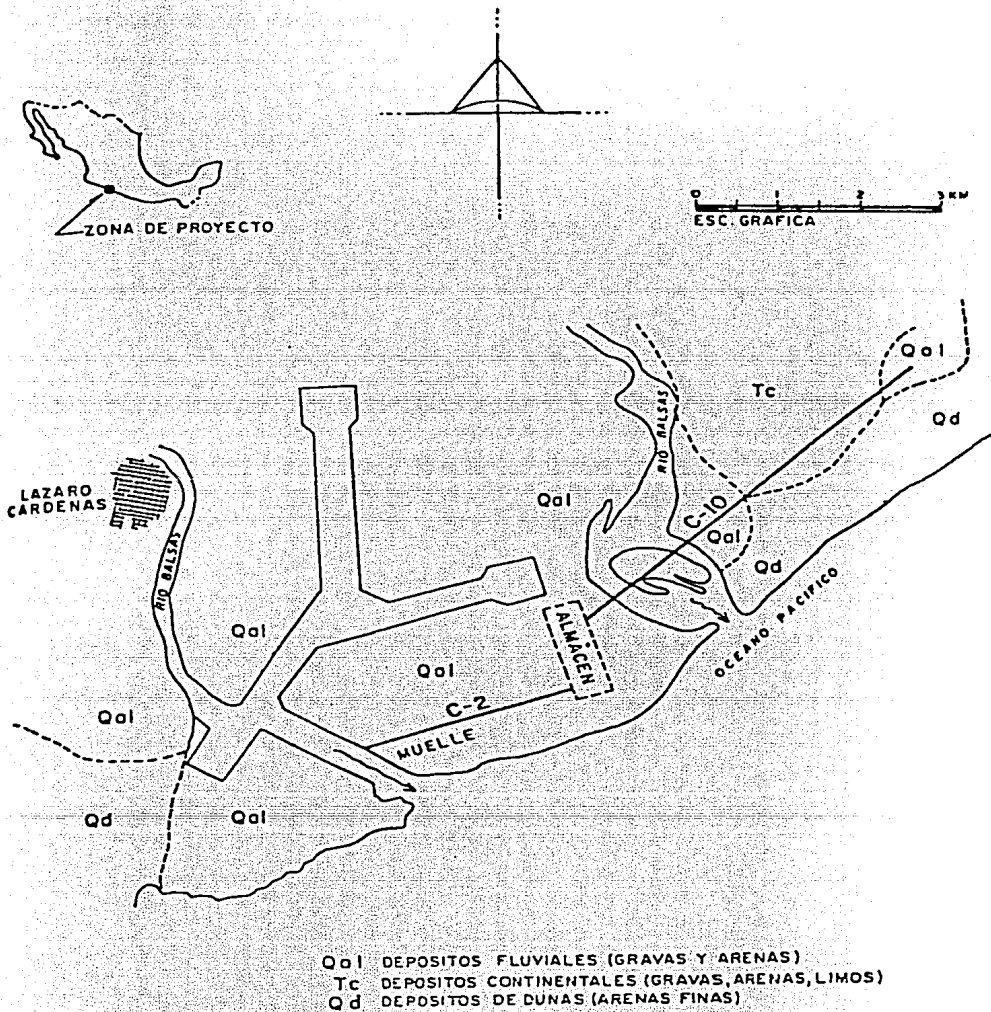


FIG. 4.1 CROQUIS DE UBICACION DEL PROYECTO Y ZONIFICACION GEOLOGICA



Los sitios que se escogieron para ser analizados se encuentran dentro del área de muelle y almacenamiento.

#### 4.2 ESTRATIGRAFIA

La estratigrafía del subsuelo en las dos zonas de análisis, así como los resultados obtenidos al practicarse el ensaye de penetración estándar, siguiendo el procedimiento ASTM D-1586, se presentan en forma detallada en las figs. 4.3 y 4.4.

Estos estudios Geotécnicos fueron encomendados a GEOSOL, S.A., por la COMPAÑIA MINERA CARBONIFERA RIO ESCONDIDO, S.A DE C.V. (MICARE)

Con el propósito de sintetizar esta información, a continuación se presenta, en forma resumida, una descripción al respecto, particularizada a cada zona de estudio.

##### 4.2.1 Zona de muelle

El subsuelo de esta zona presenta una gran heterogeneidad, en cuanto a la disposición y características de los estratos que lo constituyen, como consecuencia de su origen aluvial de naturaleza deltaica. Sin embargo, de una manera simplificada se pueden distinguir, dentro de la profundidad explorada, las cuatro unidades o paquetes, que se describen a continuación:







Primera capa o unidad.-Está constituida por los depósitos artificiales recientes producto del dragado en la zona del canal de acceso, el cual fluctuó a lo largo del muelle entre 3 y 7 m. De acuerdo al sistema unificado (SUCS), se trata de gravas mal graduadas, (GP), con altos contenidos de arena (30- 45%) y fragmentos chicos de roca en bajas proporciones (Fe), inferiores al 15%. El número de golpes en la prueba de penetración estándar, (SPT), resultó elevado, en general superior a 30 golpes.

Segunda capa o unidad.- Esta capa tiene un espesor relativamente uniforme a lo largo del eje del muelle, teniendo como límite inferior la elevación cercana a la cota -30. Está constituida por una serie de depósitos aluviales, predominantemente del tipo friccionante, consistentes en una sucesión de gravas y arenas (GM y SM). El contenido de finos presenta una variación importante, fluctuando entre los límites aproximados de 10 a 40%, siendo de características no plásticas.

En general, la resistencia a la penetración estándar resultó elevada, mayor que 30 golpes.

Tercera capa o unidad.-Subyaciendo a la capa anterior y hasta una elevación que fluctúa entre las cotas -55 y -70 m, se distingue esta unidad estratigráfica constituida por una sucesión de depósitos de

arcilla de diferentes tonalidades y de consistencia muy firme (CH), presentando una resistencia a la penetración estándar casi uniforme con la profundidad, cercana a los 20 golpes. La arcilla a determinadas profundidades acusó un contenido de materia orgánica apreciable.

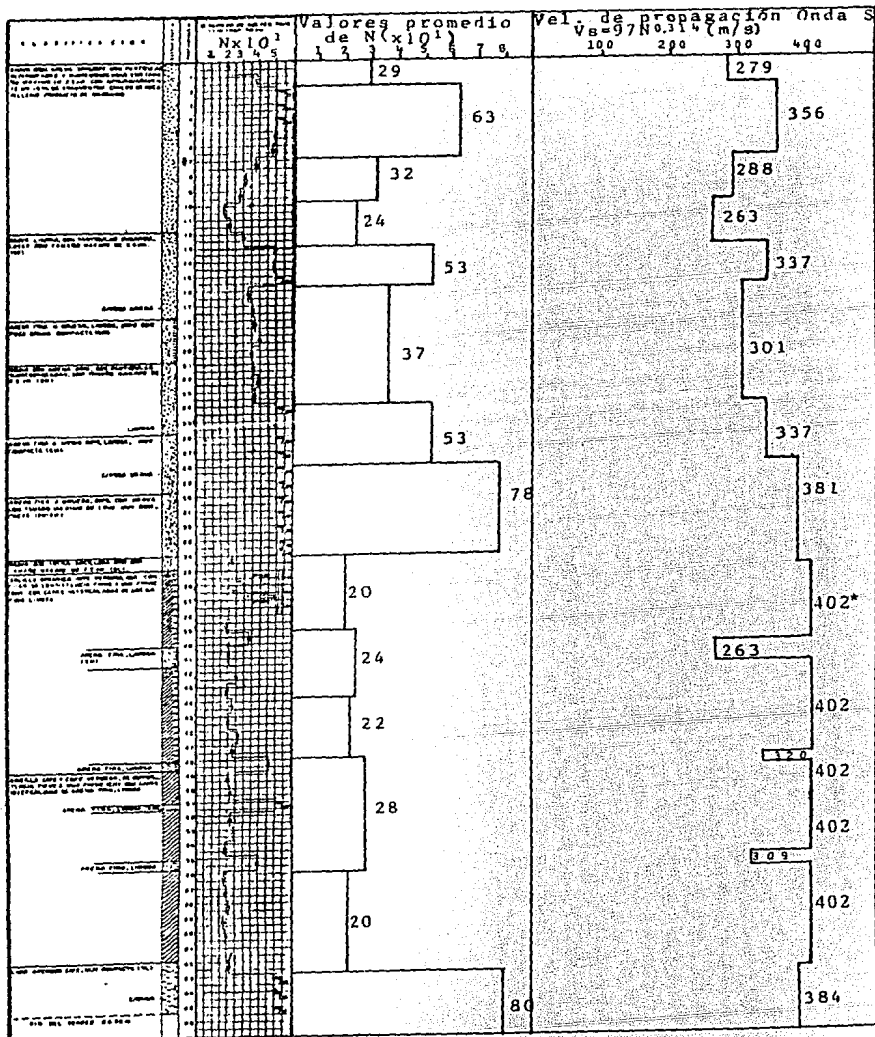
Cabe destacar en esta capa la presencia de intercalaciones de estratos de arenas (SM) y limos arenosos (ML), compactos, con espesores variables entre 1 y 2 m.

Cuarta capa o unidad.- De esta cuarta unidad se exploraron unos cuantos metros. Los materiales que constituyen esta unidad, corresponden a depósitos de arenas y gravas en proporciones muy variables, de alta compacidad y ligeramente cementadas con carbonato de calcio. El número de golpes en la SPT, resultó ser superior a 50.

En esta área se realizaron seis sondeos (fig. 4.3), de los cuales para nuestro análisis consideramos el número 5 (S-5), figura 4.5.

#### 4.2.2 Zona del patio de Almacenamiento

El subsuelo de esta zona, hasta la profundidad de 30m, que fue el alcance máximo de las exploraciones, puede decirse que está formado por una unidad estratigráfica constituida por una serie de depósitos en que predominan gravas y arenas, por lo general



$$*V_s = \sqrt{(G/\gamma)g} ; G_{\max} = 2200qu$$

FIG. 4.5 SONDEO S-5 EN AREA DE MUELLE, PERFIL ORIGINAL Y SIMPLIFICADO DE VALORES DE "N" EN LA PRUEBA SPT.

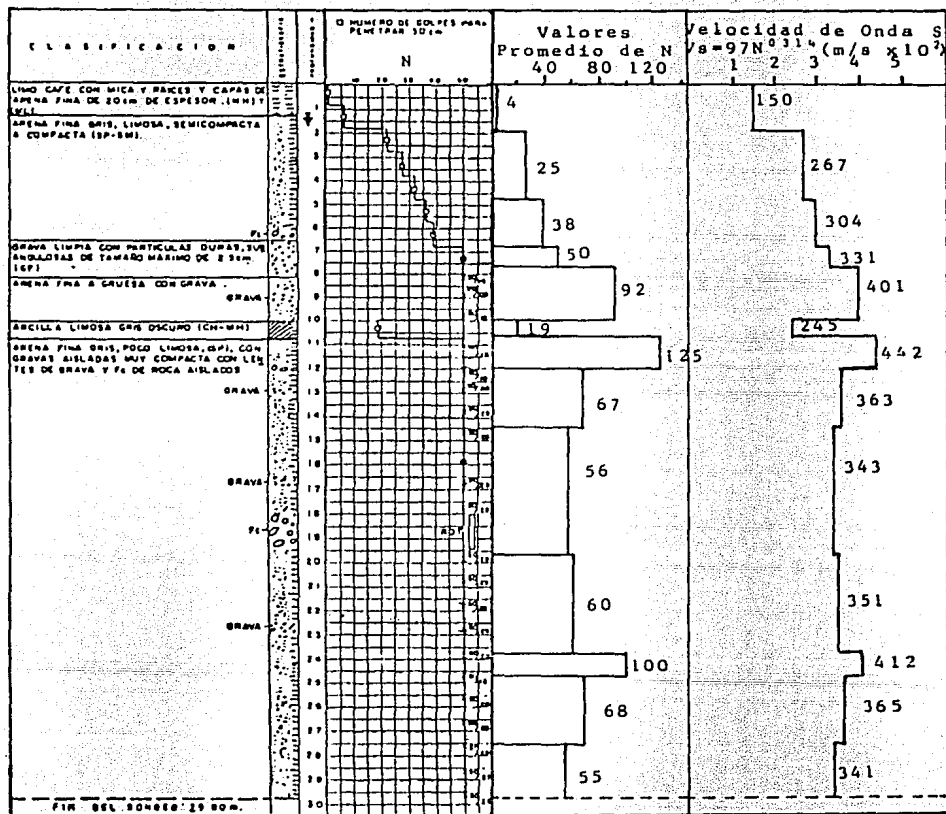
mal graduadas (GP y SP), con fragmentos chicos de roca aislados, compactos, a los cuales se intercalan ocasionalmente lentes delgadas de arcilla de consistencia firme (CH), y limos arcillosos (MH). A juzgar por los resultados de la (SPT), los depósitos en general se encuentran muy compactos, ya que el número de golpes excede de 35, y más frecuentemente de 50. Valores menores que 30, pero mayores que 15, en los depósitos granulares, sólo se aprecian en los mantos que se ubican a profundidades no mayores de 8 m. El peso volumétrico de este material, se ha estimado para fines de análisis en  $1.8 \text{ t/m}^3$ .

En resumen, podría concluirse que los materiales que constituyen esta unidad exhiben un comportamiento típicamente friccionante, y disponen de una alta compactidad.

En esta zona se llevaron a cabo nueve sondeos (fig. 4.4), de los cuales se tomó el sondeo siete (S-7) para realizar el presente análisis, fig. 4.6.

#### 4.3 ANTECEDENTES SISMICOS

Desde el año de 1932 se han obtenido registros de sismos, teniéndose conocimiento de que en los últimos 10 años han ocurrido 3 grandes sismos (1975, 1979 y 1985), con magnitud superior a 6.3 grados Richter, el último de los cuales tuvo verificativo el



dia 19 de septiembre, cuya magnitud alcanzó 8.1 grados en la escala de Richter, con epicentro a 60 km de la Ciudad de Lázaro Cárdenas.

La zona es considerada de alta sismicidad debido a que se localiza dentro de la trinchera Centroamericana, la cual se extiende paralelamente a la costa del pacífico, a una distancia aproximada de 45 km, desde Jalisco hasta la costa sureste de Chiapas, considerada zona de subducción de la placa de Cocos y la placa de Norteamérica.

Considerando lo anterior, es de gran importancia el estudio de la respuesta sísmica del subsuelo y su interacción con las estructuras al ocurrir sismos de magnitudes considerables. Para llevar a cabo ambos análisis se realizó un estudio de riesgo sísmico en la localidad de la "terminal de recibo y manejo de carbón de MICARE, S.A.", en la población de Lázaro Cárdenas, Michoacán (ref. 70).

El riesgo sísmico se define en términos de las aceleraciones y velocidades máximas esperadas en el terreno firme, a partir de las cuales se obtienen espectros de diseño sísmico. Para este análisis se recopiló, analizó y depuró la información de eventos sísmicos registrados entre 1932 y 1985, que pudieron haber afectado el área de interés.

Para fines del tratamiento estadístico de la información se distinguieron dos grupos de datos en los

que se consideran registrados todos los eventos ocurridos con magnitud mayor o igual que la magnitud  $M_0$ . Así, entre 1900 y 1944 se tienen 49 datos con  $M > M_0 = 7.0$ , mientras que entre 1945 y 1985 se disponen de 414 con  $m > M_0 = 5.8$ , distribuidas en las principales provincias sísmicas de México (ref.70).

#### 4.4 DESCRIPCION DE LOS DATOS

Para estimar el módulo de rigidez al cortante  $G$ , se utilizó la correlación semiempírica propuesta por Tonouchi, Sakayama e Imai, (1983):

$$V_s = 97 N^{0.3140} \quad (\text{m/s}) \quad \dots (4.1)$$

La cual relaciona el número de golpes  $N$ , de la prueba de penetración estándar con la velocidad de propagación de las ondas de corte, y considerando un peso volumétrico de  $\gamma = 1.8 \text{ (ton/m}^3\text{)}$  se llega a:

$$G = 1726 N^{0.420} \text{ (ton/m}^2\text{)} \quad \dots (4.2)$$

Para fines de análisis, los perfiles de los depósitos de suelo presentados en las fig. 4.5 y 4.6 fueron simplificados considerando valores promedio de  $N$ , a partir de los cuales se obtuvo el valor de  $V_s$  y  $G$ , correspondientes a cada estrato.

Cabe mencionar que, para las arcillas presentes en el sondeo S-5, el módulo de rigidez  $G$ , se calculó considerando la siguiente relación.



$$G/Su = 2200 \dots\dots\dots(4.3)$$

donde:

Su Resistencia al esfuerzo cortante en compresión simple, bajo condiciones no drenadas.

En vista que: (1) la rigidez se incrementa en general con la resistencia del suelo, (2) para condiciones de carga estática, la relación  $G/Su$  para arcillas saturadas no varía mucho, y (3) pruebas de laboratorio a muy bajos niveles de deformación indican una relación aproximadamente lineal entre  $G$  y  $Su$  (Wilson y Dietrich, 1960), se utilizó la expresión (4.3) para modelar las arcillas en los análisis dinámicos que se incluyen en esta tesis.

La resistencia al esfuerzo cortante representativa de estos materiales, en pruebas triaxiales, no consolidadas, no drenadas (UU), resultó ser de  $12 \text{ ton/m}^2$  y se consideró un peso volumétrico de  $1.6 \text{ ton/m}^3$ .

Como excitación sísmica se consideró un espectro de diseño (en términos de aceleraciones) para un amortiguamiento de 5% y periodo de recurrencia de 200 años. El cual se tomó de los resultados arrojados por el estudio de riesgo sísmico (ref.70), fig.4.7a. Este espectro se colocó en la base rígida de ambos depósitos.

El espectro de potencia asociado a el espectro de diseño se muestra en la fig.4.7b.

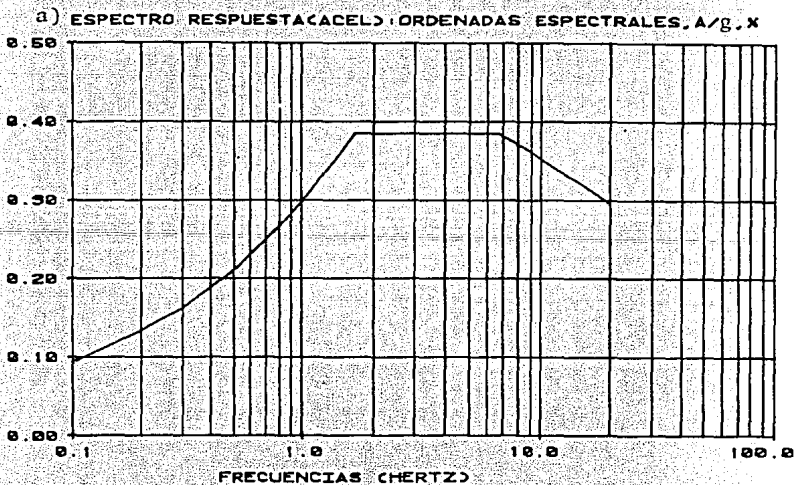
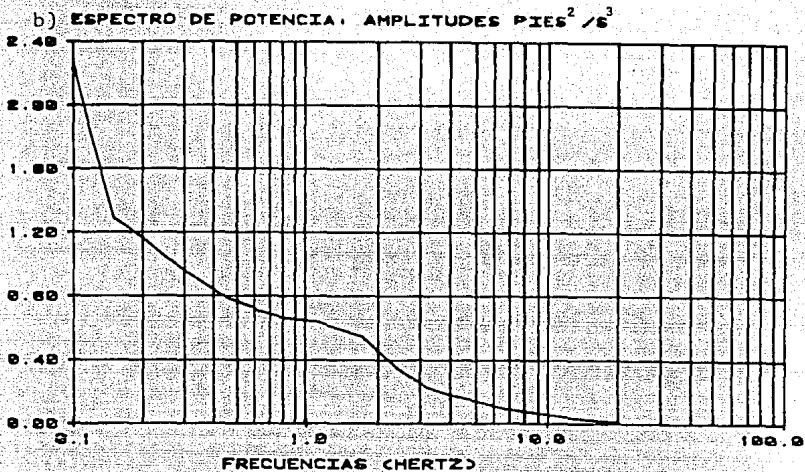


FIG. 4.7 ESPECTRO USADO EN EL ANALISIS DE RESPUESTA

Para la relación de amortiguamiento del suelo se consideró un valor medio con límites superiores e inferiores, asignando valores de 10, 13 y 7%, respectivamente. Los cuales se supusieron constantes en cada estrato.

Se asignaron valores de  $\nu=0.35$  y  $\nu=0.45$  para arenas y arcillas, respectivamente.

#### 4.5 ANALISIS EFECTUADOS Y RESULTADOS

##### 4.5.1 Análisis lineal

Para tomar en cuenta la incertidumbre en la determinación de las propiedades se consideró una banda alrededor de  $G$  y  $\lambda$ . Es decir, los módulos de rigidez calculados a partir de las correlaciones semiempíricas se consideraron como valores medios y a partir de ellos se estimaron límites superiores e inferiores,  $G_{med}+30\%G_{med}$  y  $G_{med}-30\%G_{med}$ , respectivamente.

Así mismo, se consideró un amortiguamiento medio constante en ambos sondeos de 10%, con límites superior e inferior de 13 y 7%, respectivamente.

El problema de respuesta sísmica se analizó nueve veces en cada sondeo, considerando para ello las siguientes nueve combinaciones de  $G$  y  $\lambda$ .

$G_{med}, \lambda=13\%$ ;  $G_{med}+30\%G_{med}, \lambda=13\%$ ;  $G_{med}-30\%G_{med}, \lambda=13\%$

$G_{med}, \lambda=10\%$ ;  $G_{med}+30\%G_{med}, \lambda=10\%$ ;  $G_{med}-30\%G_{med}, \lambda=10\%$

$G_{med}, \lambda=7\%$ ;  $G_{med}+30\%G_{med}, \lambda=7\%$ ;  $G_{med}-30\%G_{med}, \lambda=7\%$

De este conjunto de análisis se obtuvo el promedio y bandas de incertidumbre  $\pm \sigma$  (límites superior e inferior) en el dominio de las frecuencias.

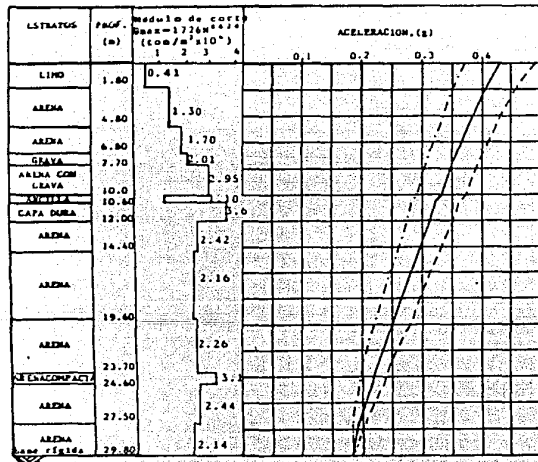
#### 4.5.2 Resultados de los análisis lineales

En la figura 4.8 se muestra el perfil de amplificaciones de las aceleraciones máximas calculadas y los valores medios de  $G$  ( $G_{med}$ ), utilizados. En ambos sondeos la aceleración en la base rígida fue de 0.19g.

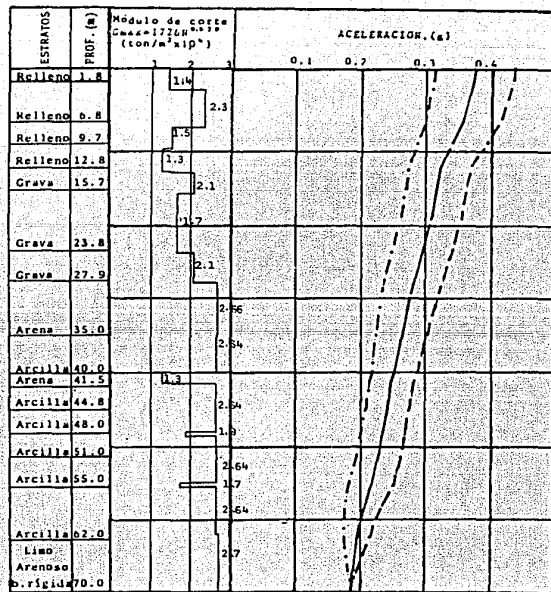
En esta figura se observa que:

- A medida que el módulo de rigidez disminuye, la amplificación aumenta. Es decir, para los casos analizados los estratos blandos amplifican más la aceleración que los duros.
- Se encontró una amplificación mayor en el sondeo S-7, esto se debe al efecto de la profundidad del estrato, pues a pesar de ser más rígido el suelo de éste con respecto al sondeo S-5, amplifica más.

El efecto de la profundidad a la cual se consideró la base rígida se estudió en ambos sondeos. Para ello, se fue variando la posición de la base rígida considerandose localizada a las profundidades de 50, 70 y 90 m en el área de muelle (sondeo S-5), y a 30, 50 y 70 m en el área de almacén (sondeo S-7). Como el alcance de la exploración geotécnica fue de



A) SONDADO S-7



B) SONDADO S-5

FIG. 4.8 PERFIL DE AMPLIFICACIONES (PROMEDIO Y LIMITES SUPERIOR E INFERIOR) DE LAS ACCELERACIONES MAXIMAS. LA ACCELERACION EN LA BASE RIGIDA FUE DE 0.19g EN AMBOS SONDEOS.

65 y 30 m de profundidad para los sondeos S-5 y S-7, respectivamente. Los valores del módulo de rigidez medio ( $G_{med}$ ), estimados al final de cada sondeo se consideraron constantes para profundidades mayores. Para todos los casos se consideró un amortiguamiento de 10%.

De estos estudios se puede decir que:

-En el sondeo S-5, para profundidades mayores a 70m ya no se tienen variaciones significativas en las aceleraciones espectrales en la superficie (ver fig. 4.8c). Por lo cual, el considerar la base rígida a los 70 m. de profundidad es aceptable para este sondeo.

-Para el sondeo S-7, se tienen pequeñas variaciones en las aceleraciones espectrales (ver fig. 4.8d) que deben considerarse en los espectros de diseño.

Las funciones de amplificación  $|H(w)|$ , a distintas profundidades se muestran en las fig. 4.9 y 4.11 para los sondeos S-5 y S-7, respectivamente. Estas funciones son adimensionales y nos muestran la frecuencia fundamental de vibración del depósito de suelo, la cual se encuentra para el sondeo S-5 alrededor de 1 (hertz) y para el sondeo S-7 entre 2.5 y 3 (hertz), aproximadamente.

De las figs. 4.9 y 4.11 podemos decir lo siguiente:

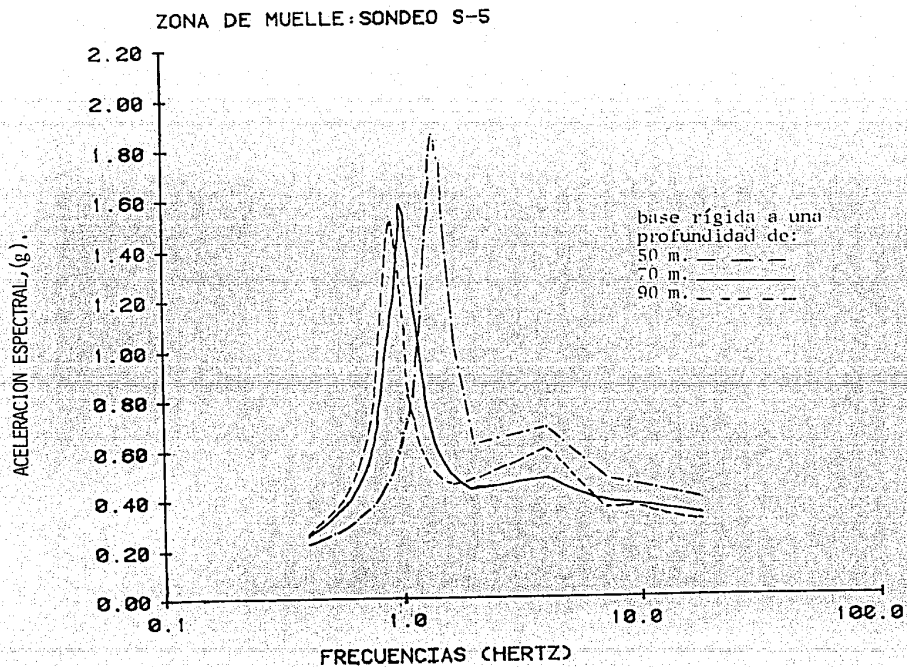


FIG. 4.8C ESPECTROS DE RESPUESTA EN SUPERFICIE CONSIDERANDO LA BASE RIGIDA A VARIAS PROFUNDIDADES EN EL SONDEO S-5.

ZONA DE ALMACEN: SONDEO S-7

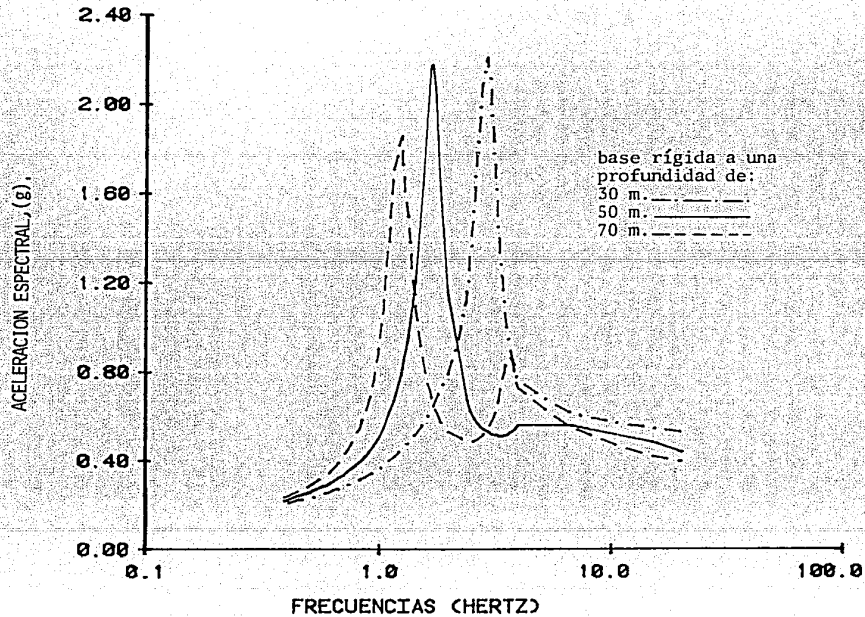


FIG. 4.8D ESPECTROS DE RESPUESTA EN SUPERFICIE CONSIDERANDO LA BASE RIGIDA A VARIAS PROFUNDIDADES EN EL SONDEO S-7.



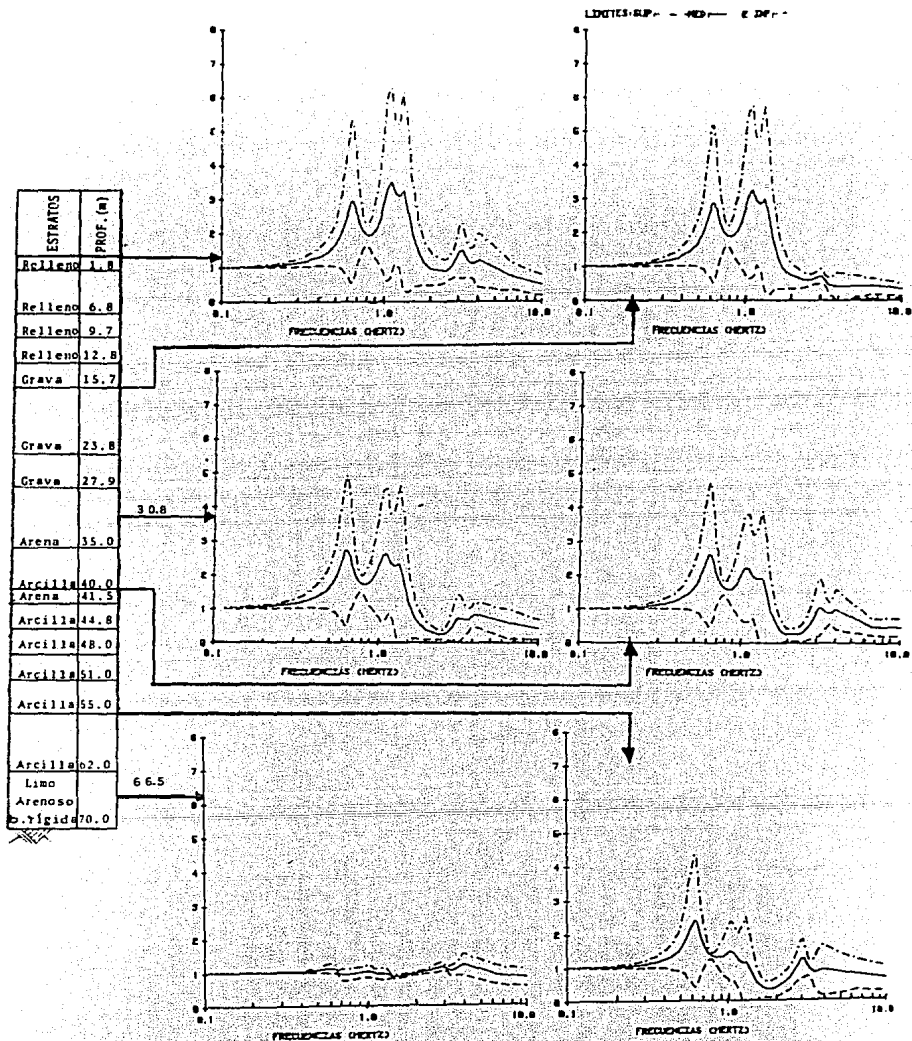


FIG. 4.9 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA  $|H(w)|$  A VARIAS PROFUNDIDADES. SONDEO S-5, COMPORTAMIENTO LINEAL, (ACELERACIONES TOTALES)

ESTRATOS	PROF. (m)
Repleno	1.8
Repleno	6.8
Repleno	9.7
Repleno	12.8
Grava	15.7
Grava	23.8
Grava	27.9
Arena	35.0
Arcilla	40.0
Arcilla	43.5
Arcilla	44.8
Arcilla	48.0
Arcilla	51.0
Arcilla	55.0
Arcilla	62.0
Lim. Arenoso rígido	70.0

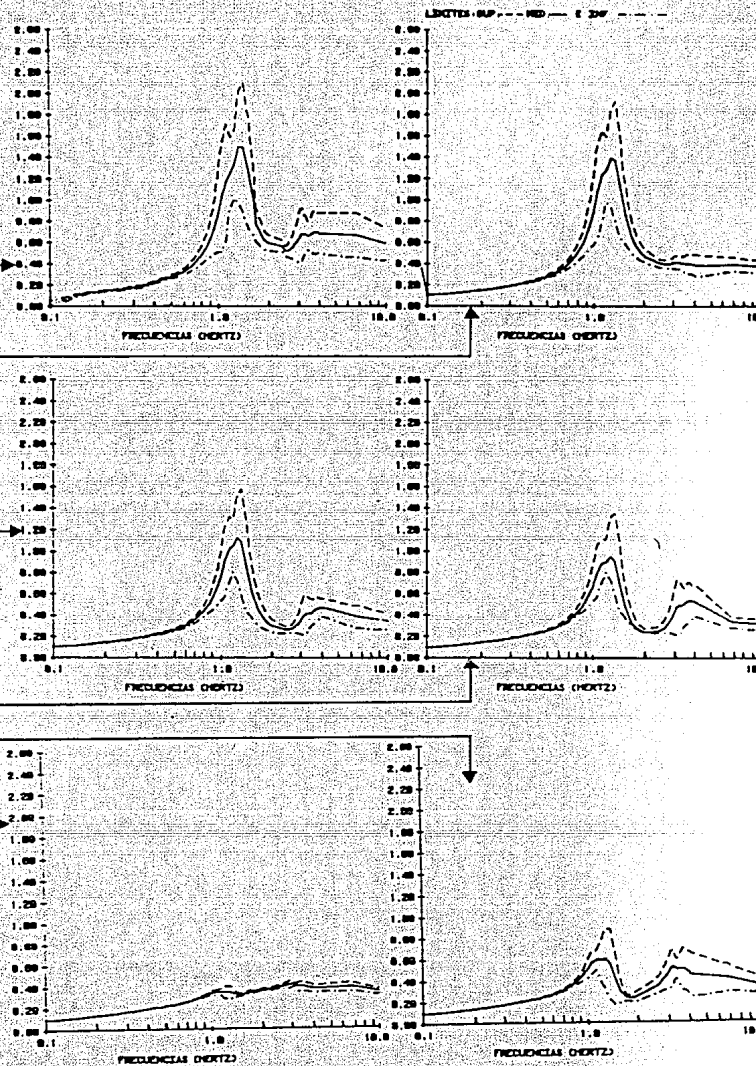


FIG. 4.10 ESPECTROS DE RESPUESTA EN TERMINOS DE ACELERACIONES A VARIAS PROFUNDIDADES (ACELERACIONES ESPECTRALES EN (g)), SONDEO S-5, COMPORTAMIENTO LINEAL.

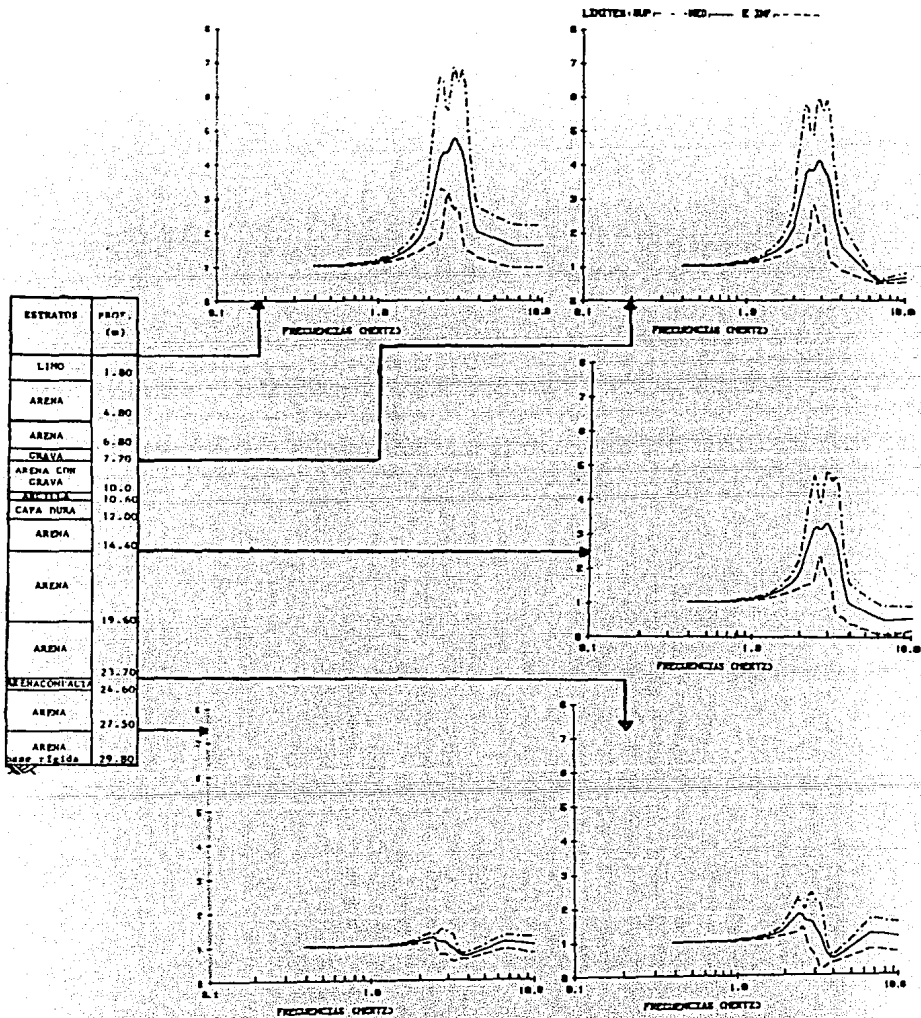


FIG. 4.11 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA  $|H(w)|$  A VARIAS PROFUNDIDADES. SONDEO S-7, COMPORTAMIENTO LINEAL. (ACELERACIONES TOTALES)

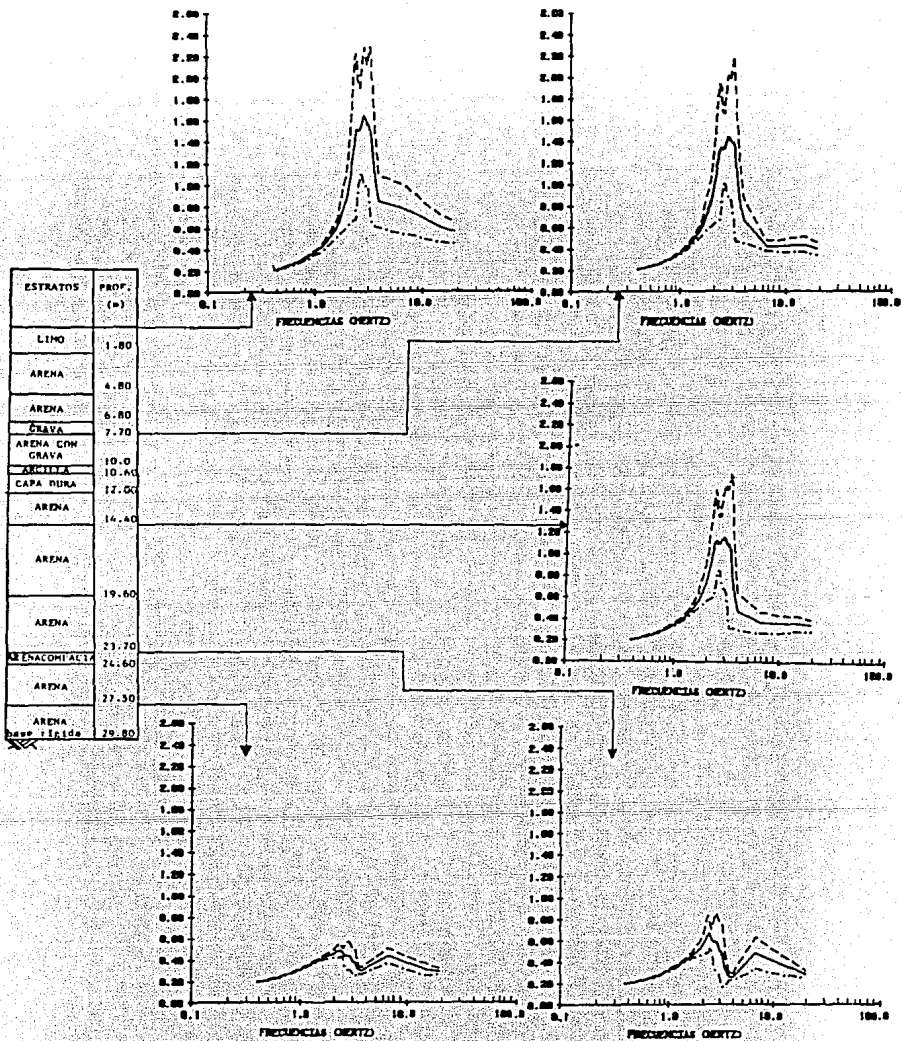


FIG. 4.12 ESPECTROS DE RESPUESTA EN TERMINOS DE ACELERACIONES A VARIAS PROFUNDIDADES. (ACELERACIONES ESPECTRALES EN (g)) SONDEO S-7, COMPORTAMIENTO LINEAL.

Las funciones de transferencia junto a la base rígida tienen una forma casi horizontal correspondiendo a un valor de  $|H(\omega)| \approx 1$ . Esto nos indica que la amplificación va a ser casi nula pues el espectro de potencia de respuesta va a resultar de multiplicar el espectro de potencia de la excitación por el cuadrado del valor absoluto de la función de transferencia  $|H(\omega)|^2 \approx 1$  (ver ec.3.12).

La variación de los espectros de respuesta con la profundidad se encuentran graficados en las figuras 4.10 y 4.12, para ambos sondeos. En ellas se puede ver que a profundidades cercanas a la base rígida se tienen dos picos y a medida que la distancia a la base rígida aumenta uno de ellos tiende a decrecer y otro a aumentar.

La presencia de los dos picos se debe a que el suelo tiene varios modos de vibración y estos se pueden calcular con la teoría de la viga cortante usando la siguiente ecuación:

$$f = \frac{V_s}{4h} (2n+1) \dots \dots \dots (4.4)$$

Donde:

$V_s$  Velocidad de propagación de la onda S.

$h$  espesor del estrato.

$n$  modos de vibración ( $n=1,2,3,\dots$ )

$f$  frecuencia de fundamental vibración.

Considerando lo anterior:

para el sondeo S-5 se tienen dos picos uno a 1.3 (hertz) y otro a 3.9 (hertz), entonces:

$$\text{Primer modo } n=0 \quad f_1=1.3[2(0)+1]=1.3 \quad (\text{hertz})$$

$$\text{Segundo modo } n=1 \quad f_2=1.3[2(1)+1]=3.9 \quad (\text{hertz})$$

Así mismo, para el sondeo S-7 se tienen dos picos aproximadamente a 2.4 y 7 (hertz).

$$\text{Primer modo } n=0 \quad f_1=2.4(1)=2.4$$

$$\text{Segundo modo } n=1 \quad f_2=2.4(3)=6.8$$

Por otro lado, el hecho que el segundo pico disminuya y el primero aumente se debe a que el depósito de suelo tiende a vibrar a su frecuencia fundamental, misma que se encuentra a la frecuencia del primer pico, como se vió anteriormente en las funciones de transferencia (figs. 4.9 y 4.11).

Por otro lado, el espectro de respuesta a una profundidad de 66.5 m. (sondeo S-5) se asemeja mucho al espectro de control (fig. 4.7a). Esto se debe a que el suelo es muy rígido a esa profundidad y por consiguiente la amplificación es casi nula.

En las figuras 4.13 y 4.14 se encuentran graficados los espectros de respuesta en la superficie de ambos sondeos para los nueve casos analizados.

De estas figuras se puede concluir lo siguiente:

-Para un módulo de rigidez dado, al variar el amortiguamiento se tienen sólo efectos en la amplitud espectral. A medida que el amortiguamiento disminuye la amplitud espectral aumenta considerablemente

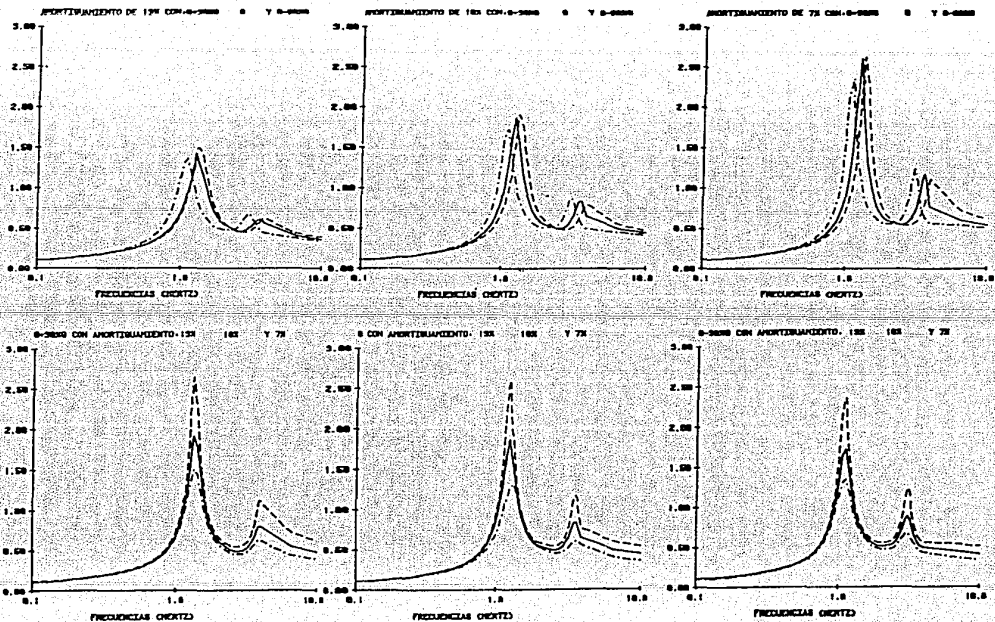


FIG.4.13 EFECTO DEL MODULO DE RIGIDEZ  $G$ , Y EL AMORTIGUAMIENTO  $\lambda$ , EN LOS ESPECTROS DE RESPUESTA EN SUPERFICIE, SONDEO S-5 (ACELERACIONES ESPECTRALES EN (g)), COMPORTAMIENTO LINEAL.

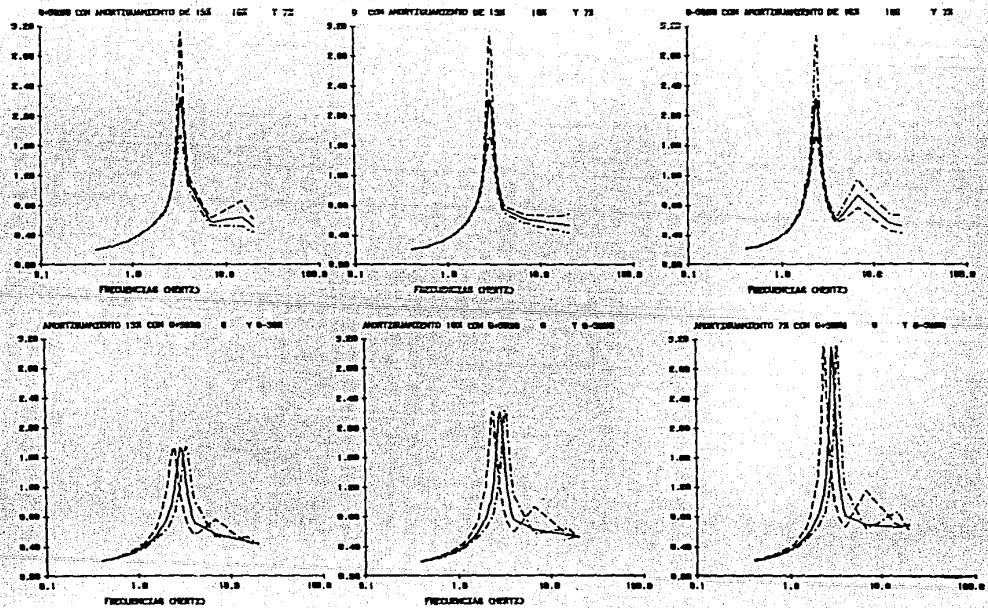


FIG.4.14 EFECTO DEL MODULO DE RIGIDEZ  $G$ , Y EL AMORTIGUAMIENTO  $\lambda$ , EN LOS ESPECTROS DE RESPUESTA EN LA SUPERFICIE, SONDEO S-7 (ACELERACIONES ESPECTRALES EN (g)), COMPORTAMIENTO LINEAL.



y viceversa.

-Para un amortiguamiento constante, al ir disminuyendo el módulo de rigidez  $G$ , la amplitud espectral se mantiene constante (sondeo S-7) o disminuye muy poco (sondeo S-5), mientras que la frecuencia fundamental del suelo tiende a disminuir.

#### 4.5.3 Análisis no lineal.

En este caso sólo se realizaron tres análisis considerando  $G_{med}$ ,  $G_{med}+30\%G_{med}$  y  $G_{med}-30\%G_{med}$  y un amortiguamiento inicial de 10%.

Para realizar el ajuste de las propiedades con el nivel de deformación angular se utilizaron los valores medios de las curvas de variación propuestas por Seed e Idriss (1970) para arenas y arcilla (ver figs. 2.7 y 2.9).

No se realizaron los análisis con 7 y 13% de amortiguamiento debido a que en el caso no lineal, los valores iniciales no afectan la respuesta final, (sólo el número de iteraciones que realizara el programa) pues estos valores se van ajustando en función del nivel de deformaciones angulares inducidas por el sismo.

#### 4.5.4 Resultados de los análisis no lineales.

En las figuras 4.15 y 4.17 se muestran las funciones de amplificación a varias profundidades, para

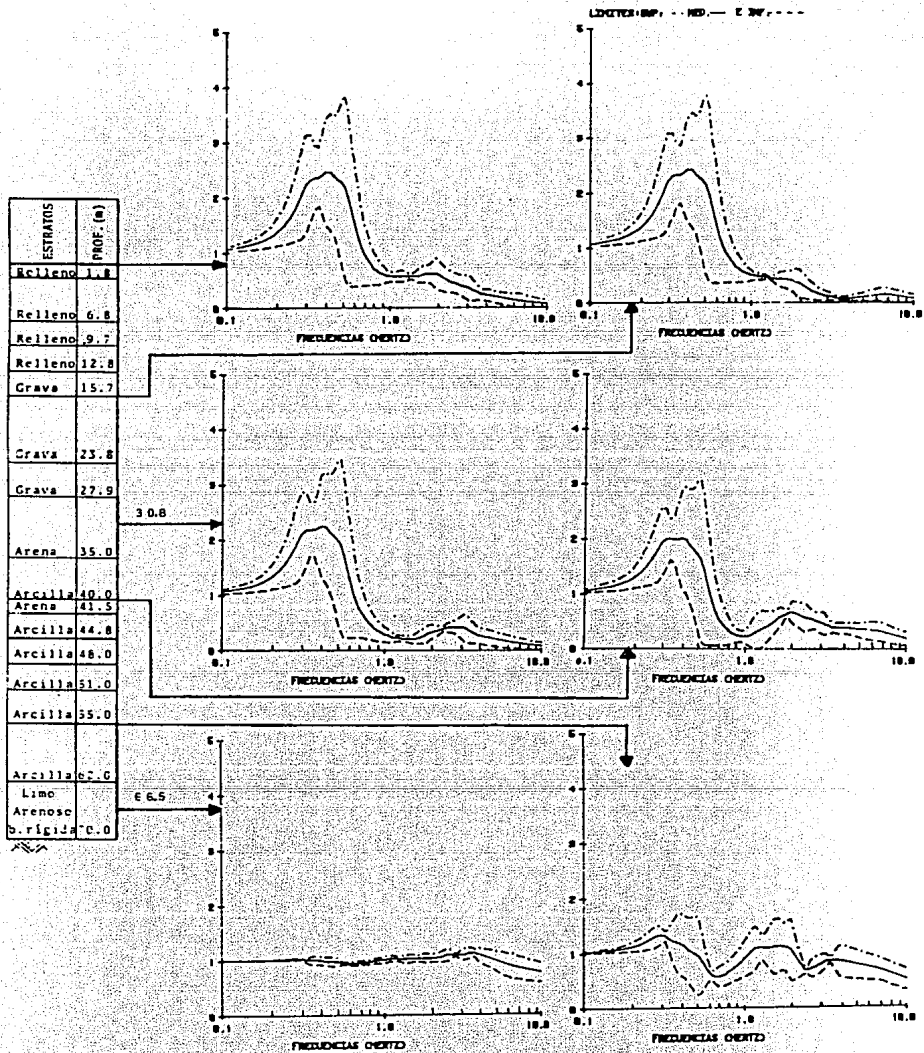


FIG. 4.15 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA  $H(\omega)$  A VARIAS PROFUNDIDADES.  
 SO: DEC S-5, COMPORTAMIENTO NO LINEAL, (ACELERACIONES TOTALES)

ESTRATOS	PROF. (m)
Relleno	1.8
Relleno	6.8
Relleno	9.7
Relleno	12.8
Grava	15.7
Grava	23.6
Grava	27.9
Arena	35.0
Arcilla	40.0
Arcilla	41.5
Arcilla	44.8
Arcilla	48.0
Arcilla	51.0
Arcilla	55.0
Arcilla	62.0
Limo Arenoso	66.5
Argila	70.0

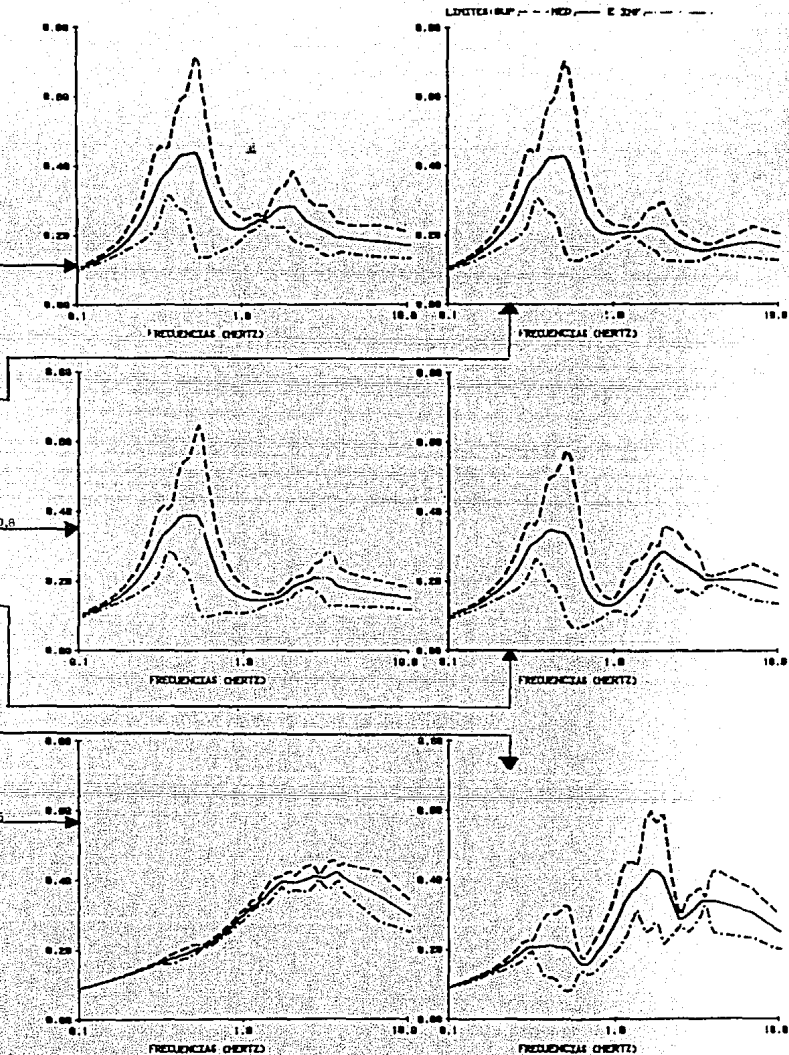


FIG. 4.16 ESPECTROS DE RESPUESTA EN TERMINOS DE ACELERACIONES A VARIAS PROFUNDIDADES (ACELERACIONES ESPECTRALES EN(g)), SONDEO S-5, COMPORTAMIENTO NO LINEAL.

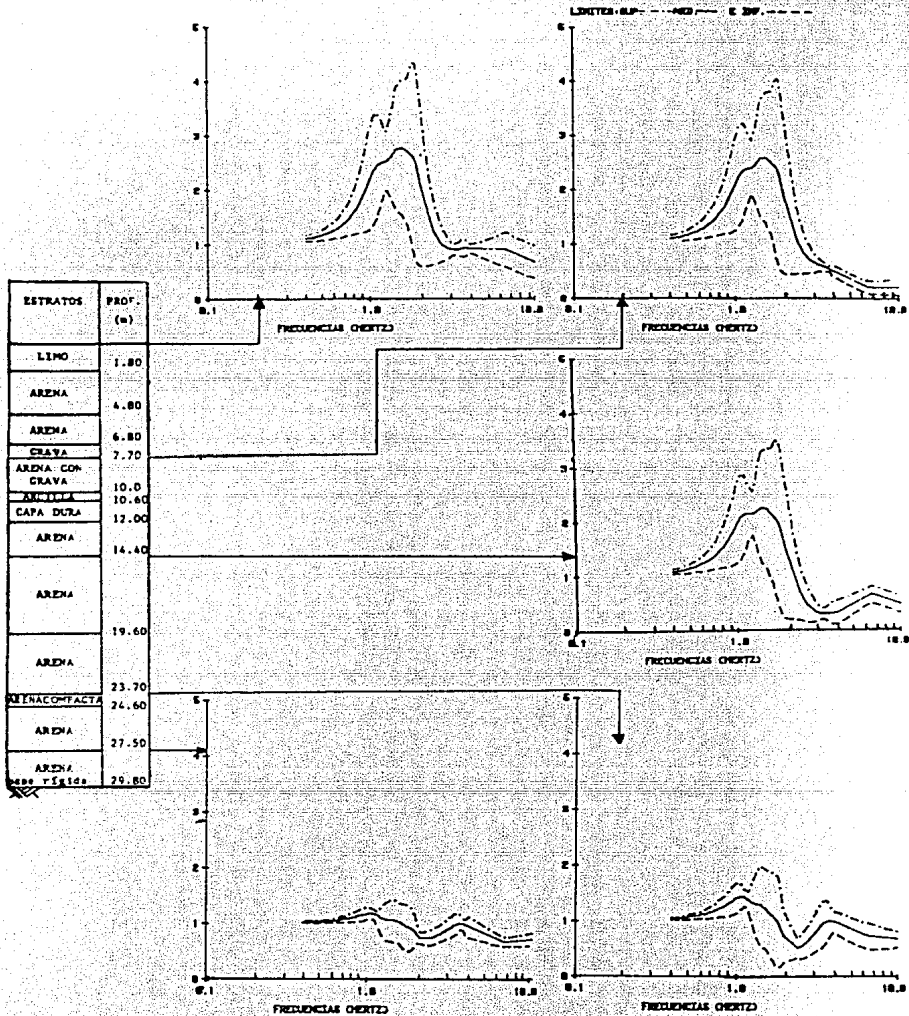
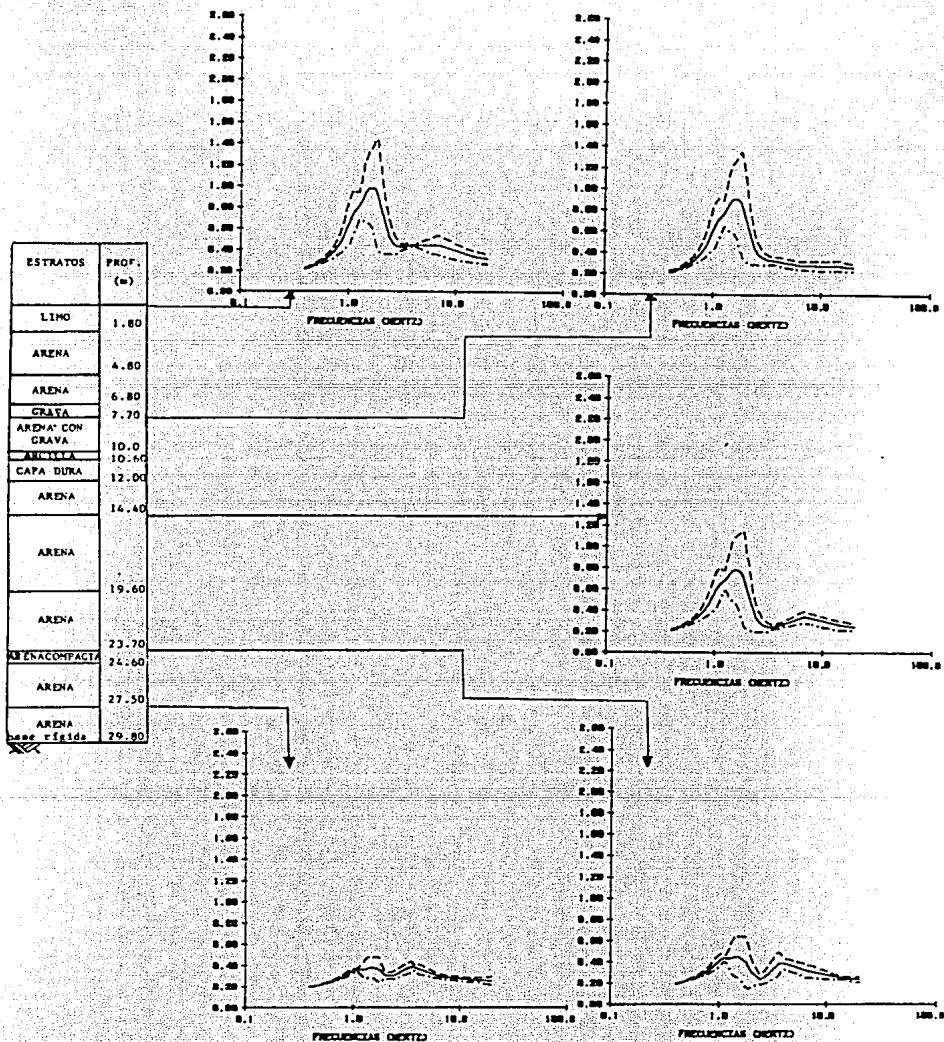


FIG. 4.17 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA  $|H(w)|$  A VARIAS PROFUNDIDADES.  
 SONDEO S-7, COMPORTAMIENTO NO LINEAL. (ACELERACIONES TOTALES)



ambos sondeos. En estas figuras se tiene que la frecuencia fundamental de vibración se encuentra entre 0.3 y 0.45 (hertz) para el sondeo S-5 y para el S-7 entre 1 y 1.5 (hertz).

Los espectros de respuesta a varias profundidades se muestran en las figuras 4.16 y 4.18.

En la figura 4.19 se grafican los espectros de respuesta en la superficie para los tres análisis realizados en cada sondeo, donde se observa una variación importante en la amplitud espectral para los distintos módulos.

Figuras 4.20 y 4.21:

En la columna (1) se muestra el nivel de deformación angular promedio alcanzado en cada estrato. La relación de amortiguamiento para ese nivel de deformación se presenta en la columna (2).

En la columna (3) se tienen graficados los módulos de rigidez al cortante promediados; con línea discontinua el módulo lineal y con línea continua el módulo compatible con el nivel de deformaciones de la columna (1).

El perfil de aceleraciones máximas para el comportamiento no lineal se muestran en la columna (4).

Por último, los desplazamientos absolutos generados en el suelo se presentan en la columna (5).

#### 4.5.5 Comparación de los análisis realizados.

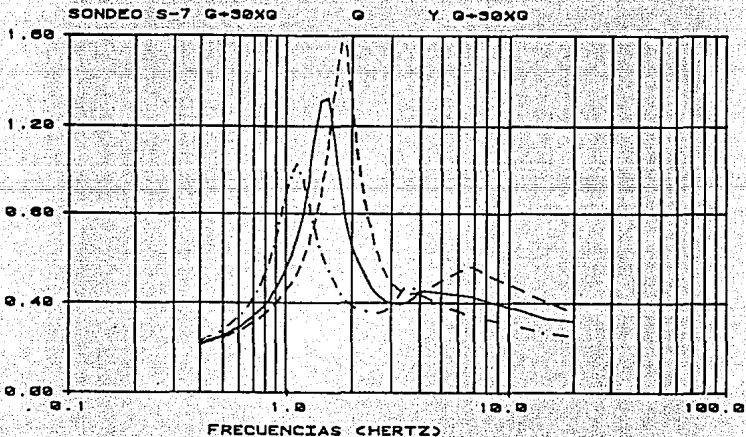
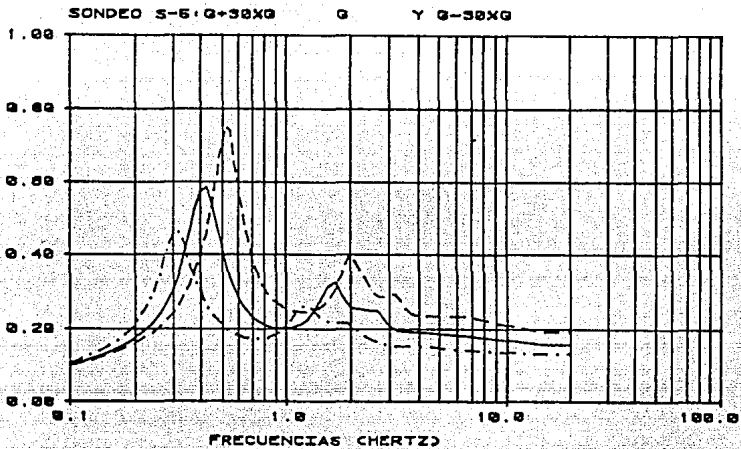


FIG.4.19 VARIACION DEL ESPECTRO DE RESPUESTA EN SUPERFICIE  
 CON EN MODULO DE RIGIDEZ G (ACELERACIONES ESPECTRA-  
 EN (g)), COMPORTAMIENTO NO LINEAL.

lineal -----  
 módulos; No lineal ———

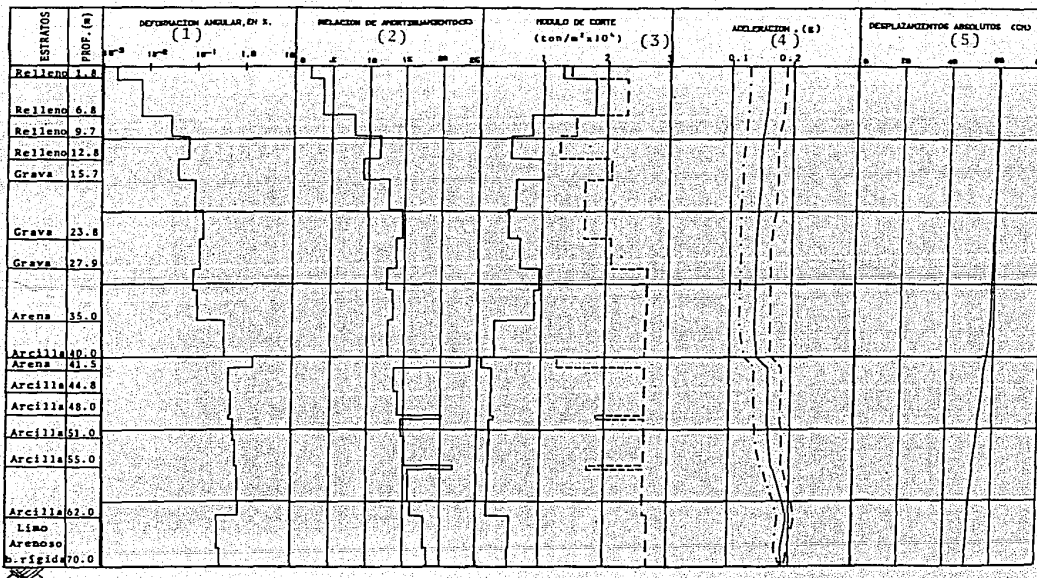


FIG. 4.20 DEFORMACIONES ANGULARES, AMORTIGUAMIENTOS Y MODULOS DE RIGIDEZ PROMEDIOS PARA LA ULTIMA ITERACION EN EL ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL, SONDEO S-5.



Lineal -----  
 módulos: No lineal ———

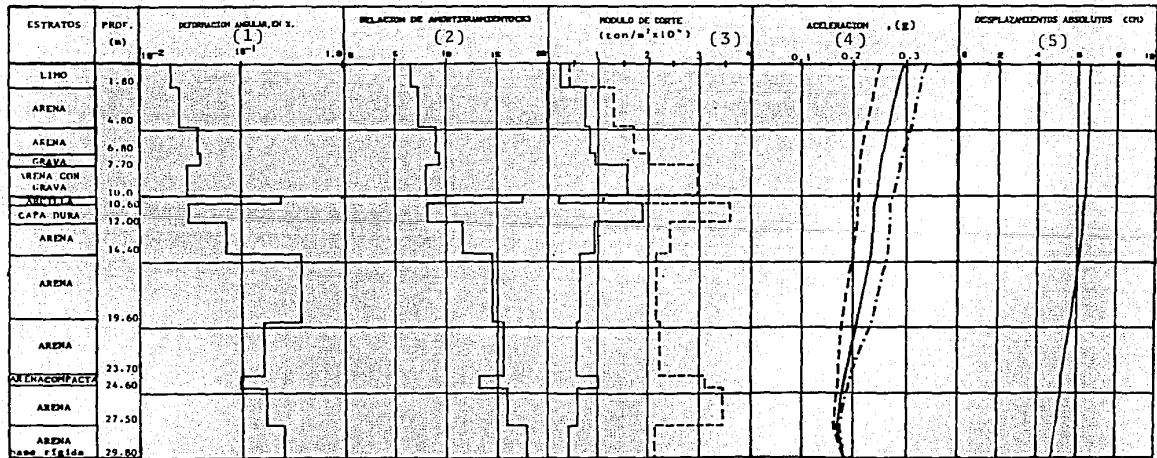


FIG. 4.21 DEFORMACIONES ANGULARES, AMORTIGUAMIENTO Y MODULOS DE RIGIDEZ PROMEDIOS PARA LA ULTIMA ITERACION EN EL ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL, SONDEO S-7.

En la fig.4.22 se presentan los espectros de respuesta en superficie para los dos comportamientos estudiados en los sondeos S-5 y S-7 (lineal y no lineal). En esta figura se observan altas amplificaciones para el caso lineal, y para el comportamiento no lineal estas se reducen considerablemente. Esto puede verse claramente en la fig.4.23 donde se presentan los espectros de respuesta medios en superficie.

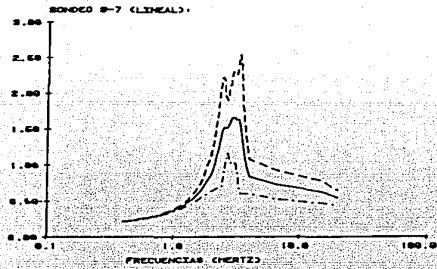
La disminución de la amplificación observada se debe a:

Por efecto de sismos muy intensos, los cuales se reflejan en la excitación utilizada (fig.4.7) el suelo desarrolló grandes deformaciones angulares [fig. 4.20(1)] entrando en el intervalo de comportamiento no lineal y por consiguiente aumentando su capacidad para disipar energía [fig.4.20(2)].

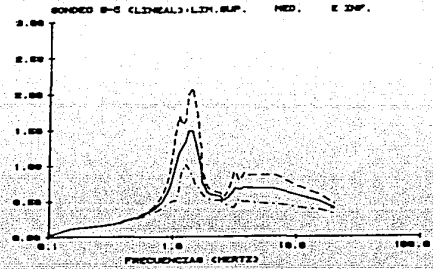
En la fig. 4.24 se presentan los valores medios de las funciones de transferencia  $|H(w)|$ , en la superficie. En esta figura se aprecia como la frecuencia fundamental de ambos depósitos disminuyó por efecto del comportamiento no lineal, y a su vez los movimientos de alta frecuencia fueron filtrados.

#### 4.6 ESPECTROS DE DISEÑO.

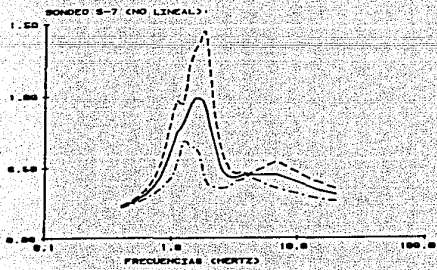
Un espectro de diseño sísmico es una gráfica que relaciona la envolvente de las respuestas máximas es-



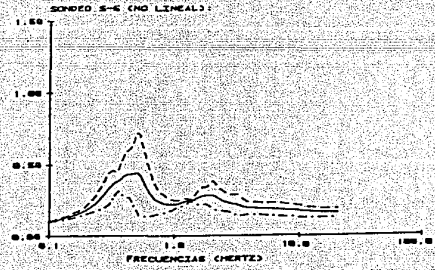
(A)



(B)



(C)



(D)

FIG. 4.22 ESPECTROS DE RESPUESTA EN SUPERFICIE PARA LOS COMPORTAMIENTOS LINEAL Y NO LINEAL, ACCELERACIONES ESPECTRALES EN (g).SONDEOS S-5 Y S-7.

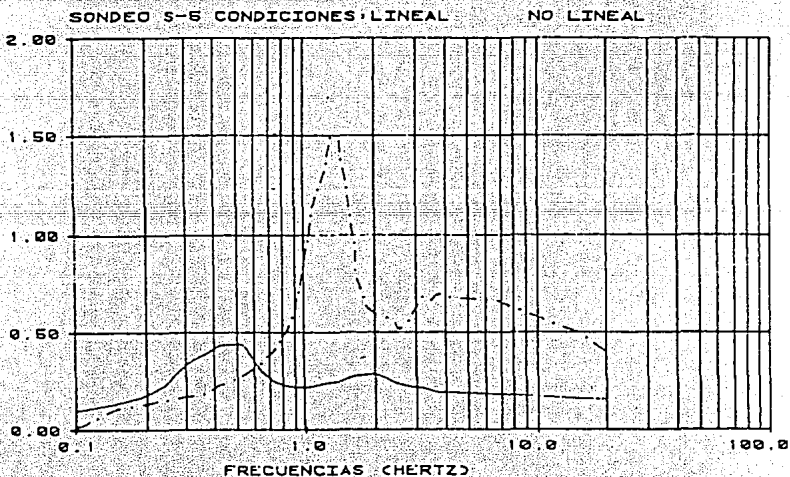
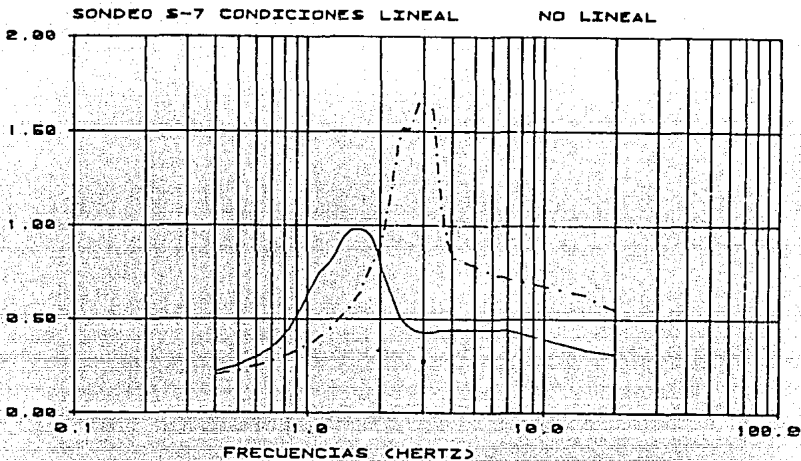


FIG. 4.23 COMPARACION DE COMPORTAMIENTO LINEAL Y NO LINEAL, ESPECTROS DE RESPUESTA MEDIOS EN LA SUPERFICIE, ACCELERACIONES ESPECTRALES EN (g).

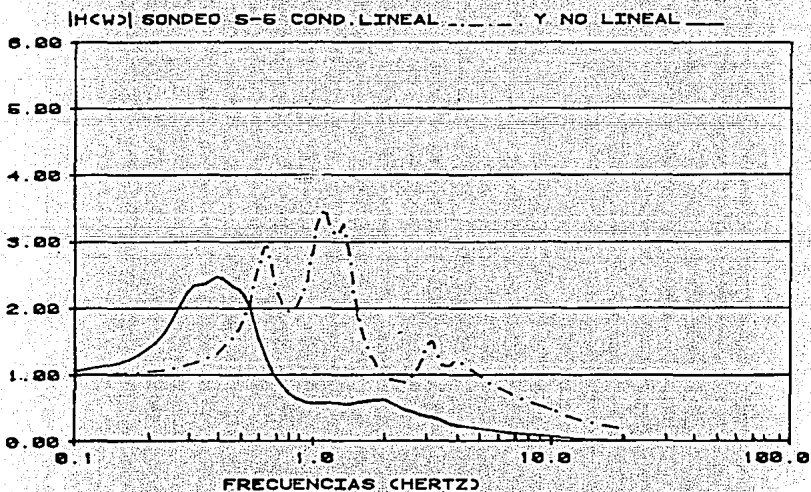
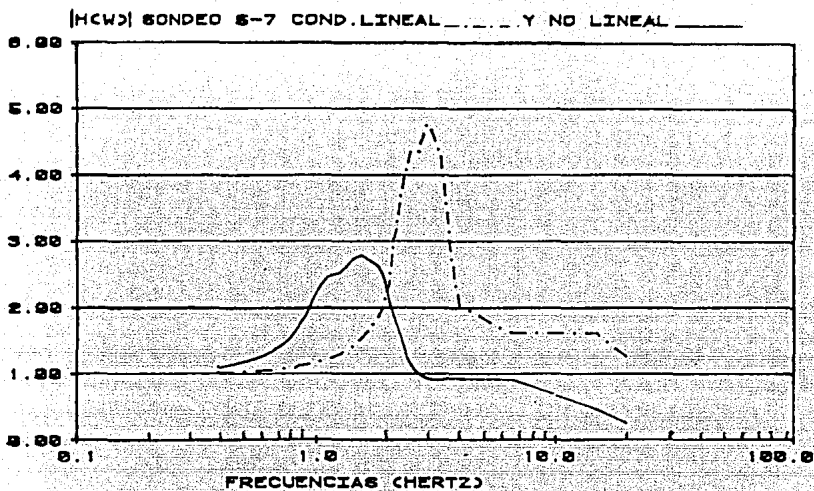


FIG. 4.24 COMPARACION DE COMPORTAMIENTO LINEAL Y NO LINEAL.  
VALORES MEDIOS DE LA FUNCION DE TRANSFERENCIA  $|H(w)|$ ,  
EN LA SUPERFICIE.

peradas de un sistema de un grado de libertad excitado por diferentes temblores. Estos espectros deben considerar el efecto de las condiciones locales correspondientes a la estratigrafía del sitio de interés.

En la tabla 2 y la fig. 4.25 se presentan los espectros de diseño propuestos. El criterio que se siguió para definir la forma de estos espectros se basó en las expresiones propuestas en la referencia 69.

Dichas expresiones son:

$$a = a_0 + (S_a - a_0)T/T_1, \text{ para } T < T_1$$

$$a = S_a, \text{ para } T_1 < T < T_2$$

$$a = S_a (T_2/T)^r, \text{ para } T > T_2$$

Donde:

$a_0$  aceleración espectral para  $T=0$ .

$a$  aceleración espectral esperada para cualquier,  $T$ .

$S_a$  aceleración espectral máxima.

$T$  periodo natural de interés.

$T_1$  y  $T_2$  periodos característicos del espectro de diseño.

$r$  parametro en función del tipo de suelo (firme, intermedio o blando).

Se tomaron valores de  $r=2/3$  y  $r=1$  para los espectros de diseño lineales y no lineales, respectivamente.

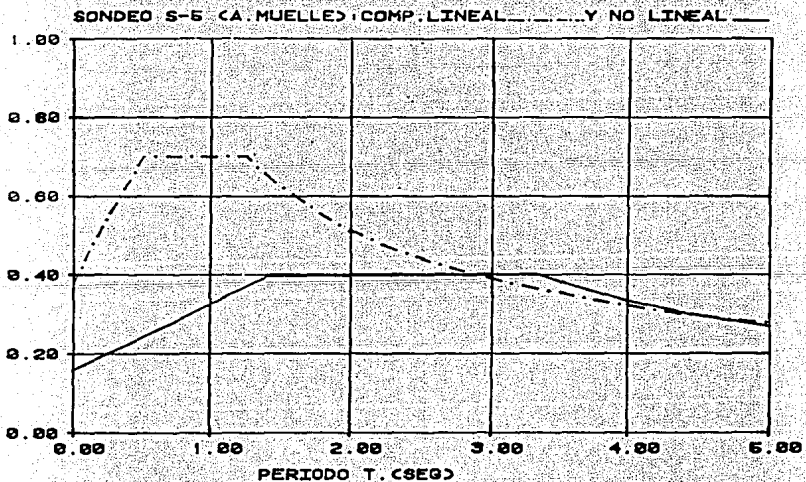
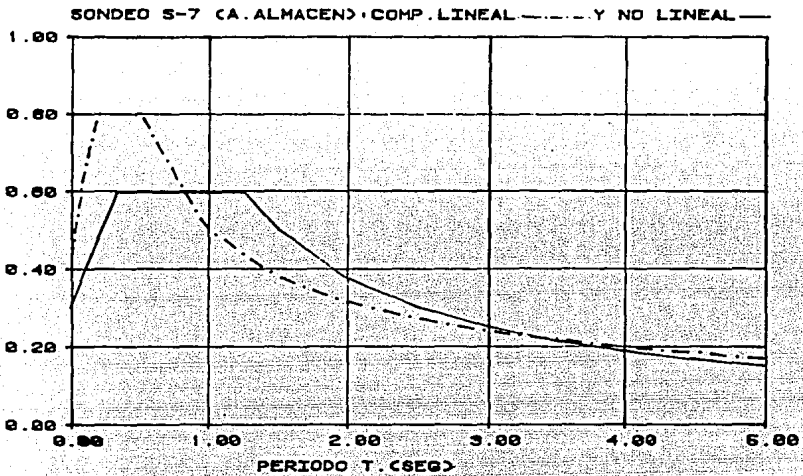


FIG. 4.25 ESPECTROS DE DISEÑO PARA EL AREA DE ALMACEN (SONDEO S-7) Y DE MUELLE (SONDEO S-5) EN LA TERMINAL DE RECIBO Y MANEJO DE CARBON.

Para establecer valores para diseño sísmico se suele efectuar estudios costo-beneficio, donde se involucran estimaciones para los costos esperados de la construcción, de su diseño, de las posibles fallas y sus consecuencias, de los beneficios que se derivan del uso de la construcción y de la probabilidad de ocurrencia de intensidades sísmicas. Este criterio hace uso de desarrollos teóricos, información estadística, antecedentes sobre aplicaciones previas en otros sitios y razonamiento ingenieril, Esteva (1968). Dado que no se disponía de información para realizar estudios en términos de beneficio costo, en este trabajo la selección de los coeficientes de diseño se basó en los espectros de respuesta obtenidos en superficie (fig. 4.22) [que resultaron de considerar los efectos locales utilizando un modelo unidimensional de propagación de ondas de corte y la incertidumbre en la estimación de las propiedades] y al mismo tiempo de la confianza que se tenía en los resultados por efecto de la profundidad de la base rígida.

Por último, estos espectros de diseño no cubren el fenómeno de licuación.

TABLA No.2 COEFICIENTES Y ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO PARA  $Q=1$  y  $\zeta=0.05$

SONDEO	COMPORTAMIENTO	COEFICIENTE SISMICO $S_a$	ORDENADA PARA $T=0$	PERIODO T, (seg.)	
				$T_1$	$T_2$
S-7	LINEAL	0.8	0.43	0.20	0.50
	NO LINEAL	0.6	0.30	0.33	1.25
S-5	LINEAL	0.7	0.38	0.50	1.25
	NO LINEAL	0.4	0.16	1.43	3.33



## CAPITULO V

### CONCLUSIONES

En la primera parte del presente trabajo se enfatizaron las propiedades dinámicas del suelo y los procedimientos para determinarlas. Se compararon resultados obtenidos para distintos procedimientos. Se presentaron correlaciones semiempíricas, que permiten estimar las propiedades dinámicas. Por último, se mostraron los efectos que pueden inducir los sísmos en suelos granulares.

En la segunda parte, se propuso utilizar un modelo analítico que toma en cuenta la aleatoriedad de los movimientos sísmicos, se vió la teoría y el procedimiento para considerar la incertidumbres en las propiedades.

En la tercera parte, se trabajó con un programa probabilista de computadora llamado PLUSH (Romo et al, 1977), que incorpora el modelo analítico considerado en el capítulo 3 y se utilizó un procedimiento alternativo para considerar la incertidumbre en las propiedades.

A continuación se resumen las conclusiones obtenidas en cada una de las partes de este trabajo:

### 1.- Primera parte

- Existe una gran dispersión en las propiedades dinámicas del suelo.
- Las dispersiones debidas a los distintos procedimientos para obtener las propiedades, se pueden reducir considerablemente utilizando un solo tipo de prueba confiable.
- El tipo de prueba más adecuado para la evaluación de las propiedades, parece ser la columna resonante (utilizando muestras huecas de dimensiones grandes), por ser la más representativa.
- En el campo, el método más versátil y confiable para obtener las propiedades a deformaciones pequeñas parece ser el de suspensión (o el "Down-hole y el "Cross-hole si se evalúan las desviaciones del sondeo con respecto a la vertical.

### 2.- Segunda parte

- El modelo analítico utilizado permite considerar adecuadamente la aleatoriedad de los movimientos sísmicos, al considerarlos como procesos estocásticos estacionarios gaussianos con media cero.

### 3.- Tercera Parte

-El procedimiento utilizado para considerar la incertidumbre en las propiedades, el cual consistió en analizar varias veces el mismo problema (cada vez con propiedades distintas) y posteriormente realizar un análisis estadístico con el conjunto de resultados, permite obtener una evaluación aproximada de los efectos de la dispersión en las propiedades. Este análisis paramétrico, aunque válido y racional, resulta muy costoso, ya que el tiempo de computo requerido es grande.

-Para reflejar adecuadamente la incertidumbre en las propiedades y reducir considerablemente el costo del análisis se tendrá que desarrollar un modelo analítico que incorpore al mismo tiempo el modelo y la teoría de perturbaciones vista en el capítulo 3.

-La combinación de comportamiento elástico y amortiguamiento pequeño explica las altas amplificaciones observadas en los depósitos granulares (figs. 4.22a y 4.22b).

-Considerando las curvas medias de variación de  $G$  y  $\lambda$ , con la deformación angular propuestas por Seed e Idriss, (1970), se obtuvieron amplificaciones altas cuando el nivel de deformaciones fue pequeño, del orden de ( $10^{-4}\%$ ). Para deformaciones grandes (mayores que  $10^{-1}\%$ , el suelo entrará en el intervalo

de comportamiento inelástico, lo que aumentará su capacidad para disipar energía y como resultado las amplificaciones disminuyeron [en particular los movimientos de alta frecuencia fueron filtrados].

## BIBLIOGRAFIA

-----  
-----

- 1-American Society for Testing and Materials, (1977).  
"Dynamic Geotechnical Testing".ASTM,STP 654.
- 2-Anderson, D.G. and Woods, R.D., (1975). "Comparison  
of field and laboratory shear modulus of clay".  
Proceeding conference On in situ measurement of  
soil properties. ASCE,Raleigh,N.C.,Vol. 1.
- 3-Arango, I., (1980). "Comportamiento y propiedades  
dinámicas de suelos y gravas". II Seminario colom-  
biano de geotécnica, Bogota, Tomo 1.
- 4-Arango, I., Moriwaki, Y. and Brown, F., (1978). "In situ  
and laboratory shear velocity and modulus", Geo-  
technical engineering division, ASCE, Pasadena, Ca-  
lifornia, June 19-21, Vol. 1.
- 5-Ballard, R.F., jr. and Mclean, F.G. (1975). "Seismic  
field measures of soil properties". Proceeding  
Conference On in situ measurement of soil proper-  
ties, ASCE, Raleigh, N.C., Vol 1.

- 6-Barkan, D.D., (1962). "Dynamic of bases and foundations". McGraw-Hill Book company, New York.
- 7-Bishop, A.W. and Hight, D., (1977). "The value of Poissons ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions". Geotechnique, Vol. 27, No. 3.
- 8-Casagrande, A., (1976). "Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review". Harvard soil mechanics series, No. 88, Cambridge, Massachusetts. Presented at fifth panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, Buenos Aires, Argentina, November 1975.
- 9-Christian, J.T., (1980). "Probabilistic Soil Dynamics: state of the art". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 6T4, April.
- 10-Crandall, S.H. et al (1970). "Dynamic properties of modelling clay", Report No. 76205-3, Acoustic and vibrations Laboratory, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- 11-Cunny, R.W. and Fry, Z.B., (1973). "vibratory In-Situ and laboratory moduli compared". Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 99, No. SM-12.

- 12-De Alba, P., Chan, C. and Seed, H.B., (1975). "Determination of soil liquefaction characteristic by large scale test", University of California, Berkeley. Report EERC-75-14.
- 13-Diaz Rodriguez, J.A., (1987). "Dinámica de suelos". Apuntes de clase, división de estudios de posgrado, facultad de Ingeniería.
- 14-Dorby, R. and Plobete, M., (1969). "Discussion", Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 95, No. SM2.
- 15-Esteva, M.L., (1968). "Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico". Publicación 182, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 16-Esteva, M.L., (1970). "Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería". Publicación 246, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 17-Finn, W.D.L., Bransby, P.L. and Pickering, D.J., (1970). "Effect of the strain history on liquefaction of sands". Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 96, No. SM6, November.
- 18-Hardin, B.O., (1965). "The nature of damping in sands". Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE. Vol. 91, SM1.

- 19-Hardin, B.O. and Black, W.L., (1968). "Vibration modulus of normally consolidated clay", Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 94, SM2.
- 20-Hardin, B.O. and Black, W.L., (1969). Clousure to "Vibration Modulus of normally consolidated clays", Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 95, SM6.
- 21-Hardin, B.O. and Drenevich, V.P., (1972). "Shear modulus and damping in soils": I. Measurement and parameter effects, II. Design equations and curves. Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 98, SM6 and SM7.
- 22-Hardin, B.O. and Richart, F.E., (1963). "Elastic wave velocities in granular soils", Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 89, No. SM1.
- 23-Idriss, I.M. and Seed, H.B., (1968). "Seismic response of horizontal soil layers. Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 94, No. SM4., july.
- 24-Jaime, A., (1980). "Comportamiento dinámico de los suelos", X reunion nacional de mecánica de suelos, Morelia, Michoacan.



- 25-Kagawa,T., Mejia,H.L., Seed,H.B. and Lysmer,J., (1981). "TLUSH:a computer program for the 3-D dynamic analysis of earthquake dams". University of California, Berkeley, Report EERC-81/14.
- 26-Juarez,B. y Rico,R., (1976). "Mecánica de suelos", tomo 1 y 2, Editorial, limausa.
- 27-Kramer, R.W., MacDonald, R.B., Tiedeman,D.A. and Viksne A., (1975). "Dynamic Analysis of Tsengwen Dam Taiwan, Republic of China". United State Department of The Interior Bureau of Reclamation.
- 28-Kitsunezaki,C., (1980). "A new method for shear-wave logging". Geophysics, Vol. 45, No. 10, october.
- 29-Lambe, T.W. and Whitman, R.V., (1969). "Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc., New york.
- 30-Lee, K.L. and Seed, H.B., (1967). "Cyclic stress conditions causing liquefaction of sands". Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 93, SM1.
- 31-Lysmer, J., Udaka, T., Seed, H.B. and Hwang, R. (1974). "LUSH, a computer program for approximate 3-D analysis of Soil-Structure Interaction problems". Report EERC 75-30, University of California, Berkeley, November.

- 32-Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B., (1977). "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading". Journal of Geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 101, No. 6T5.
- 33-Meirovitch, L., (1967). "Analytical Methods in vibrations". The Macmillan company, New York.
- 34-Meirovitch, L., (1975). "Elements of vibrations analysis". McGraw-Hill Book company, New York.
- 35-Miller, R.P., Troncoso, J.H. and Brown, F.R., Jr., (1975). "In situ impulse test for dynamic shear modulus of soils". Proceeding of the conference On in situ soils properties, ASCE, Raleigh, N.C., Vol. 1.
- 36-Mulilis, J.P., Seed, H.B. and Chan, C.K., (1977). "Effects of sample preparations on sand liquefaction". Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 103, No. 6T2, february.
- 37-Newland, D.E. (1983). "Vibraciones aleatorias y análisis espectral". Editorial AC, Madrid.
- 38-Newmark, N.M. y Rosenblueth, E., (1971). "Fundamentos de ingeniería sísmica". Editorial Diana, México.

- 39-Ohsaki, Y. and Iwasaki, R., (1973). "On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits". Soils and foundations, Vol. 13, No.4.
- 40-Prakash, S. (1981). "Soil Dynamics"  
McGraw-Hill Book company. New York.
- 41-Pyke, R., Seed, H. B. and Chan, C. K., (1975). "Settlement and liquefaction of sands under multi-directional shaking". University of California, Berkeley, Report EERC 74-2.
- 42-Rascon, O., Nieto, J., Dyer, J. y Mora, I., (1972). "Estudio de las vibraciones de la estructura y cimentación de un turbogenerador de la planta termoeléctrica de Celaya, Gto." Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a Comisión Federal de Electricidad, Agosto.
- 43-Reséndiz, D., Rosenblueth, E. y Mendoza, E., (1972). "Diseño sísmico de presas de tierra y enrocamiento. Estado del arte". Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación No. 300.
- 44-Richert, F., (1977). "In situ Measurement of Shear wave velocity". Proceedings Dynamical Methods in soil and rock mechanics, Karlsruhe, 5-16 september. Vol. I: Dynamic response and wave propagations in soils. Prange B. Editor, A. A. Balkema/Rotterdam.

- 45-Richart, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D., (1970). "Vibrations of soils and foundations". Prentice-Hall International, Englewood Cliffs, New Jersey.
- 46-Romo Organista, M.P., (1976). "Soil Interaction in a Random Seismic Environment". Ph.D. Dissertation, University of Berkeley, Ca.
- 47-Romo, M.P., Chen, J.H., Lysmer, J. and Seed, H.B., (1977). "PLUSH: a computer program for probabilistic finite elements analysis of seismic Soil-Interaction". Report UCB/EERC/77/01, September, Berkeley, Ca.
- 48-Romo, M.P., (1980). "Análisis Dinámico de Sistemas Suelo-Estructura y presas de tierra," X reunion nacional de mecánica de suelos, Morelia, Michoacan
- 49-Romo, M.P. y Carels, P., (1982). "Influencia de la dispersion de los parametros del suelo en la evaluación del comportamiento dinámico de presas de tierra", reporte interno, Instituto de ingeniería, UNAM.
- 50-Romo, M.P y Carels, P., (1983). "DARE: un programa de elementos finitos para análisis sísmico de estructuras terreas con propiedades aleatorias, Publicación 368, Instituto de Ingeniería, Junio.

- 51-Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B., (1972).  
"SHAKE-A computer program for earthquake response analysis of horizontal layered sites. Report EERC 72-12, University of California, Berkeley, December
- 52-Seed, H.B. and Lee, K.L., (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading". Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 92, SM6.
- 53-Seed, H.B. and Idriss, I.M., (1969). "Influence of the soil conditions on ground motions during earthquakes". Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol. 95, SM1, January.
- 54-Seed, H.B. and Idriss, I.M., (1970). "Soil moduli and damping factor for dynamic response analysis". University of California, Berkeley, Report EERC 70-10.
- 55-Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K., (1984). "Moduli and damping factor for dynamics analyses of cohesionless soils". Journal of geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 112, No. 11, November.
- 56-Seto, W.W., (1977). "Vibraciones Mecánicas"  
Mc Graw-Hill, Mexico.

- 57-Skepton, A.W., (1986). "Standard penetration procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Geotechnique, vol. 36, No. 3, September.
- 58-Thomson, W.T., (1981). "Theory of vibrations with applications". Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- 59-Tonouchi, K., Sakayama, T. and Imai, T. (1983). "S wave velocity in ground and the damping factor". Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 26-27, Paris.
- 60-Uchiyama, S., tonouchi, K. and Imai, T. (1984). "Measurement of S wave velocity of the ground and application of S wave velocity data for civil engineering". OYO technical report No. 4162, OYO Corporation, Tokyo, Japan.
- 61-Van Marcke, E.H., (1969). "First passage and other failure criteria in narrow band vibration: A discrete Approach", M.I.T., Department of Civil Engineering Research Report No. R 69-68, October.
- 62-Van Marcke, E.H., (1976). "Structural Response to Earthquakes." chapter 8 of "Seismic Risk and Engineering Decisions," C. Momintz and Rosenblueth, eds., Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 15, Elsevier Scientific Publishing Company.

63-Villarraga, M.R., Rodriguez, E., y Sierra, C. (1983).

"Análisis dinámico de presas terreas". Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Colombia, Bogota, tomo 1.

64-Wilson, S.D. and Dietrich, R.J., (1960). "Effectt of consolidation pressure on elastic and strenght properties of clay". Proceeding of the research conference on shear strenght of cohesives soils, ASCE, Boulder, Colorado.

65-Woods, R.D. (1978). "Measurement of Dynamic Soil Properties", Proceeding of the Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, Cal., June 19-21.

66-Yorihiko, O. and Iwasaki, R., (1973). "On dynamic shear moduli and Poisson's rations of soils deposits". Soils and foundations, Vol. 13, No. 4, Japanese society of soil mechanics and foundations engineering, Tokyo, Japan.

67-Zeevaert, L., (1967). "Free vibration torsion test to determine the shear modulus of elastic of soils". Proceeding 3rd. panamerican conference on soil mechanics and foundations engineering, Caracas, Venezuela, Vol. 1.

68-Zeevaert, L., (1973). "Foundations engineering for difficult subsoil conditions". Van Nostrand Reinhold Company, New York.

- 69-Anónimo, (1977). "Manual de diseño por sismo según el reglamento de construcciones para el Distrito Federal", publicación 406, Instituto de Ingeniería
- 70-Ingeniería Conceptual, (1985). "Terminal de recibo y manejo de carbón de MICARE en el puerto de Lázaro Cárdenas, Análisis de riesgo sísmico".
- 71-Ingeniería Conceptual, (1985). "Estudios geotécnicos de la terminal de recibo y manejo de carbón, Lázaro Cárdenas, Michoacán".