

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Programa Académico de Ingeniería Civil



AMPLIFICACION SISMICA PARA LIMA METROPOLITANA
POR EFECTO DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

Tesis

para optar el título de:

Ingeniero Civil

ARTURO ELOY POLO SANCHEZ

PROMOCION 1974 - 2

LIMA - PERU

1977

I N D I C E

INTRODUCCION

RESUMEN

CAPITULO I : "CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LOS SUELOS"

A. Características	1
1. Masa del Suelo	1
2. Módulo de corte y velocidad onda de corte.	2
2.a Determinación del Módulo de corte o ve locidad onda de corte.....	2
2.a.1 Exploración sísmica in situ'	3
2.a.2 Prueba de compresión triaxial Di námica (Gabinete).....	4
2.a.3 Estimación por número de golpes.	5
2.b Dependencia entre deformación y Módulo de corte.....	6
3. Amortiguamiento del suelo.....	7
3.a Modelos de amortiguamiento	7
3.a.1 Características del modelo Voight	7
3.a.2 Características del modelo Max- well	9
3.b Amortiguamiento actual de los suelos..	11
3.c Dependencia entre deformación y fac- tor de amortiguamiento.....	13

CAPITULO II : "APLICACION DE TEORIAS DE AMPLIFI-
CACION SISMICA"

A. Generalidades

14

1. Teoría de amplificación unidimensional..	14
CAPITULO III: "ANALISIS DINAMICO DE LOS SUELOS COMO SISTEMA CONTINUO Y DISCRETO"	
1. Ecuación del movimiento como sistema contínuo.....	20
1.a Solución de la ecuación de movimiento para varios estratos de depósitos de suelos	22
1.b Función frecuencia de respuesta	26
2. Ecuación del movimiento como sistema discreto	29
2.a Respuesta a movimientos sísmicos	34
2.b Análisis paso a paso	35
2.c Procedimiento de análisis paso a paso, para encontrar la respuesta a movimientos sísmicos en la superficie del suelo a través de varios estratos desde la base rocosa o similar.....	37
CAPITULO IV: "ESPECTROS DE DISEÑO DE ALGUNAS ZONAS DE LIMA METROPOLITANA"	
1. Respuesta de estructuras a movimientos sísmicos	39
1.a Clasificación de los sismos por efectos en las edificaciones y su intensidad....	40
1.b Criterios de diseño sismo-resistente....	40
1.c Espectros de un sismo	41
1.d Espectros de diseño	42
2. Espectros de diseño obtenidos de algunas zonas de Lima Metropolitana.....	42

2.a Espectro de diseño de la zona del Centro de Lima	43
2.b Espectro de diseño de la zona de La Moli na	46
2.c Espectro de diseño de la zona del Callao.	50

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION

Lima Metropolitana presenta diferentes tipos de suelos, tanto blandos como duros y por lo tanto sus propiedades elasto dinámicas son diferentes. La amplificación sísmica en los suelos blandos (El Callao, La Molina) es mucho mayor que en los suelos duros (centro de Lima). Las ondas sísmicas no sufren mayor amplificación en suelos duros.

Por lo expuesto anteriormente, es que decidí hacer esta tesis. En este estudio se ha aplicado la teoría de amplificación sísmica unidimensional de los suelos.

La finalidad de esta tesis es de encontrar los espectros de diseño de algunas zonas de Lima Metropolitana, como: El Callao, La Molina y el centro de Lima. Se han escogido estas zonas porque sus edificaciones han sufrido daños de cierta consideración, unas más que otras, debido a sismos pasados.

Los espectros de diseño se muestran en forma de gráfi-
cos, los cuales están casi cerca de lo que se buscaba.

RESUMEN

Lima Metropolitana presenta diferentes tipos de suelos, tanto blandos como duros. Debido a los últimos sismos ocurridos en nuestra capital, se puede observar que las edificaciones cimentadas sobre suelos blandos, sufrieron mayores daños que las edificaciones cimentadas sobre suelos duros. Por lo expuesto es que decidí hacer la presente Tesis.

El objetivo principal es de encontrar los diferentes espectros de diseño de algunas zonas de Lima Metropolitana.

Las zonas que se han tomado en consideración, teniendo en cuenta los daños que sufrieron las edificaciones por sismos pasados y de acuerdo al tipo de suelo, son los siguientes: Zona del Centro de Lima (suelo duro), Zona de La Molina (suelo blando), Zona del Callao (suelo blando).

En los suelos blandos las ondas sísmicas se amplifican grandemente mientras que en los suelos duros la amplificación sísmica es menor.

Las principales características dinámicas de los suelos son: la masa del suelo, módulo de corte o velocidad onda de corte y factor de amortiguamiento del suelo.

La teoría de amplificación sísmica empleada es la teoría de amplificación sísmica unidimensional, considerando al suelo en un medio elástico, homogéneo y semi-infinito. Esta

II

teoría trata la amplificación de las ondas sísmicas a través de los estratos del suelo desde la base rocosa o similar hasta la superficie del suelo. Se considera que los estratos son horizontales.

La solución de la ecuación de movimiento puede ser por medio del sistema discreto o del sistema continuo. En el sistema continuo se trabaja a base de derivadas parciales y la solución es compleja y exacta. En el sistema discreto se trabaja a base de derivadas totales y es el sistema más usado en computación electrónica, los errores nunca exceden del 10% y por lo general están dentro del 3% a 5%, haciendo convenientemente las subdivisiones de los estratos del suelo.

El sistema empleado en la presente Tesis es el sistema discreto. Para encontrar la amplificación sísmica de la zona, desde la base rocosa o similar hasta la superficie del suelo se propone el método paso a paso.

Las curvas de los espectros de diseño se han normalizado, tomando en cuenta el criterio de diseño sismo resistente, así como también el equilibrio entre la economía y la seguridad de las estructuras.

Para la aceleración espectral mínima se ha tomado en cuenta los valores propuestos por las Nuevas Normas Peruanas de Diseño Antisísmico ($C = .16g$ suelo duro, $SC = .224g$ suelo blando).

En las curvas de espectro de diseño, se ha considerado

III

la amplificación sísmica del lugar.

La no linealidad del suelo ante sismos de gran magnitud se ha tomado en cuenta para los períodos predominantes de los suelos (T_s).

Para la zona del Centro de Lima, el espectro de diseño propuesto tiene la aceleración espectral máxima $C = .40g$ y $T_s \leq 0.4$ seg.

Para la zona de La Molina, el espectro de diseño propuesto tiene la aceleración espectral máxima $C = .60g$ y $T_s \leq 0.60$ seg.

Para la zona del Callao, el espectro de diseño propuesto tiene la aceleración espectral máxima $C = .60g$ y $T_s \leq 0.8$ seg.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

- El módulo de corte de los suelos ante sismos destructivos de crece al incrementarse las deformaciones del suelo.
- El factor de amortiguamiento en los suelos aumenta al incrementarse las deformaciones del suelo.
- El factor de amortiguamiento de los suelos es mucho más grande que el factor de amortiguamiento de los materiales estructurales.
- Las velocidades onda de corte son bajas en los estratos blandos y altos en los estratos duros.
- Las ondas sísmicas se amplifican grandemente en las zonas

IV

de La Molina y el Callao, mientras que la Zona del Centro de Lima no sufre mayor amplificación sísmica.

- Para calcular las aceleraciones, fuerzas, esfuerzos, deformaciones de las estructuras, habrá que dividir las aceleraciones espectrales entre el factor de ductilidad. La amplificación sísmica del lugar ha sido considerada dentro de cada espectro de diseño.
- Los valores obtenidos están casi cerca de lo que se buscaba.
- El tipo de suelo juega un papel muy importante al momento de decidir que tipo de estructura debe construirse.
- Se recomienda realizar un estudio completo de Microzonificación sísmica en Lima Metropolitana.
- Debe de haber una coordinación completa entre todos los proyectistas, al hacer los estudios de las edificaciones, desde el Ingeniero Geólogo hasta el Ingeniero encargado de la construcción.

La zona del Centro de Lima es propicia para hacer edificaciones altas ya que el suelo es duro y posee período corto.

En las zonas de La Molina y el Callao se recomienda hacer edificaciones de poca altura, simétricas y de períodos cortos.

CAPITULO I

CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LOS SUELOS

A. CARACTERISTICAS:

Los parámetros fundamentales, representativos y característicos de la Dinámica de Suelos, son los siguientes:

- a) Densidad de Masa (Q), ($t \times \text{seg}^2/m^4$) o Peso Unitario (p), (t/m^3).

$$Q = \frac{p}{9.8}$$

- b) Módulo de Corte (G), (t/m^2) o Velocidad Onda de Corte (V_s) (m/seg).

$$G = Q V_s^2$$

- c) Coefficiente de Viscosidad (n), ($t \times \text{seg}/m^2$) o Factor de Amortiguamiento (B).

1. Masa del Suelo.

El peso unitario de los suelos puede ser calculado con una aproximación de + 5% de error, tomando muestras de suelos en un bore-hole (perforación rotativa) o por excavación a tajo abierto.

Generalmente para computar el peso específico de un suelo sumergido en agua, la fórmula es la siguiente:

$$p' = p - 1$$

pero para efecto del análisis dinámico, se considera el peso unitario (p), ya que las partículas del suelo se mueven con el agua que los rodea.

El peso unitario puede ser encontrado de acuerdo a la siguiente fórmula de Mecánica de Suelos:

$$p = \frac{\text{Peso de la muestra in situ (t)}}{\text{Volumen de la muestra in situ (m}^3\text{)}}$$

$$Q = \frac{p}{9.8} \quad (\text{t} \times \text{seg}^2/\text{m}^4)$$

Para el propósito práctico del análisis dinámico de suelos y sin introducir mucho error, se dan los siguientes pesos específicos:

$$p = 1.85 \text{ t/m}^3 \quad \text{para arena pura.}$$

$$p = 1.50 \text{ t/m}^3 \quad \text{para arcilla pura.}$$

2. Módulo de Corte y Velocidad Onda de Corte:

El módulo de corte (G) y la velocidad onda de corte (V_s) se relacionan mediante la siguiente fórmula:

$$G = Q V_s^2$$

2.a. Determinación del Módulo de Corte o Velocidad Onda de Corte:

Hay diferentes pruebas para determinar el módulo de corte o velocidad onda de corte, tanto en el gabinete como en el campo (in situ), mencionaré las siguientes pruebas:

2.a.1. Exploración Sísmica (in situ).

La prueba de exploración sísmica (in situ) se emplea para determinar la velocidad onda de corte de cada estrato del subsuelo por estudiar.

El método generalmente empleado en esta prueba es el DOWN-HOLE, que consiste en tomar mediciones de velocidades de onda de corte en un pozo (representativo de la zona en estudio) por medio de un equipo geofísico. Las ondas sísmicas artificiales son generadas por medio de pequeños detonadores, los cuales pueden ser colocados a cada metro de profundidad en el pozo, para poder medir las diferentes velocidades de onda de corte de los estratos del subsuelo. En la Fig.Nº1, se muestra el esquema del método DOWN-HOLE.

Las deformaciones de corte (e) de los estratos del subsuelo generadas por exploración sísmica están en el siguiente rango:

$$e = 10^{-5} \sim 10^{-4} \%$$

tal como se muestra en la Fig.Nº2 (HARA,1972).

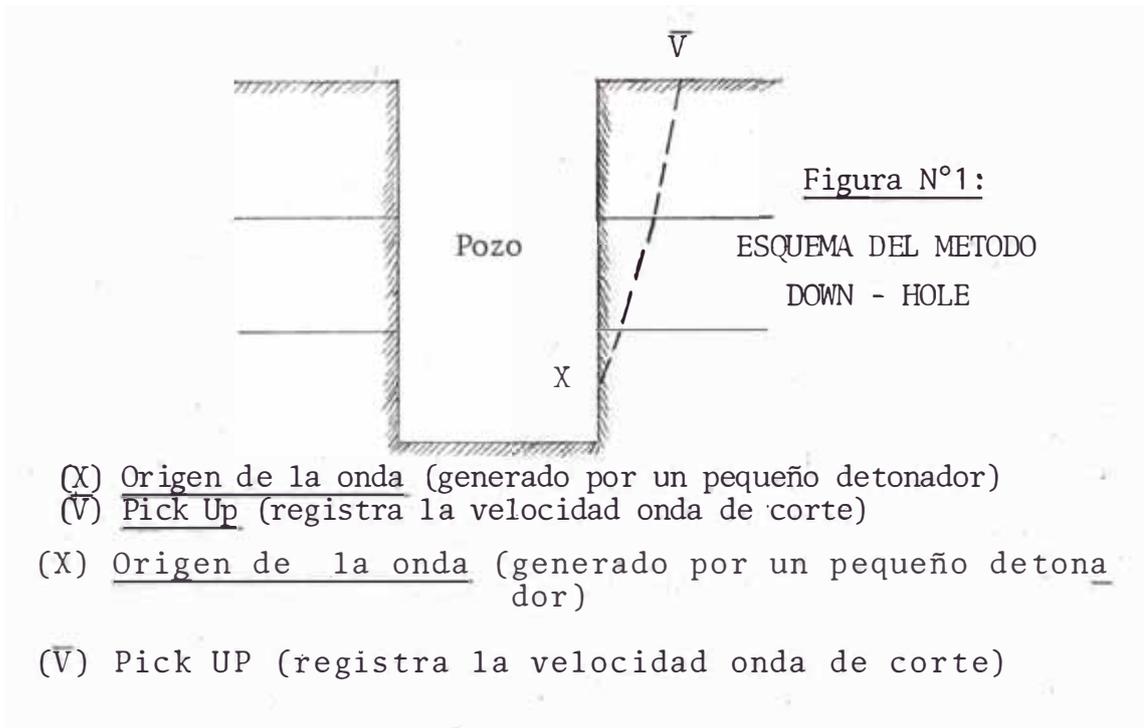


Fig.N° 1: ESQUEMA DEL METODO DOWN-HOLE.

2.a.2. Prueba de Compresión Triaxial Dinámica (GABINETE)

Esta prueba consiste en lo siguiente:

El esfuerzo axial (V_I) es aplicado a la muestra de un suelo, de forma cilíndrica, la cual está colocada dentro de una cámara, dicha cámara contiene líquido que ejerce una presión V_{III} sobre la muestra, tal como muestra la Fig.N°:3.a.

La deformación axial (e_1) y la deformación volumétrica (e_{vol}) de la muestra son calculados.

Por lo tanto:

$$\text{Esfuerzo de corte (V)} = \frac{V_I - V_{III}}{2}$$

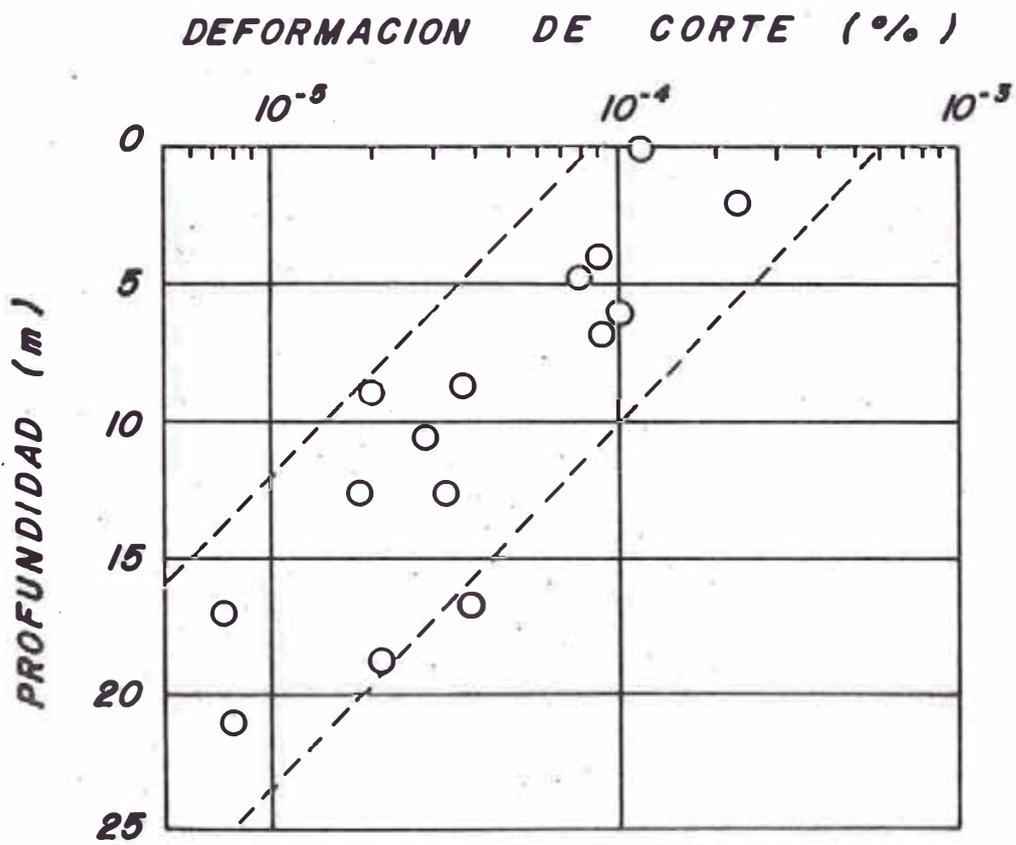


FIG. N° 2 DEFORMACION DE CORTE EN EXPLORACION
SISMICA

$$\begin{aligned} \text{Deformación de corte (e)} &= (1 + T) e_I \\ \text{Relación de Poisson (T)} &= \frac{e_{vol} - e_I}{2 e_I} \end{aligned}$$

La curva esfuerzo-deformación así obtenida, muestra una figura parecida a la elipse, como se aprecia en la Fig.N°3.b.

El Módulo de Corte, es determinado por la pendiente del eje principal de la elipse. El área encerrada por la curva esfuerzo-deformación representa el amortiguamiento del suelo.

La Fig.N° 3.c, muestra un ejemplo de una curva esfuerzo-deformación (KRIZEK & FRANKLIN, 1967)

Por la prueba de la compresión triaxial dinámica, uno puede determinar módulos de corte (G) para cualquier magnitud de deformación del suelo, desde pequeñas deformaciones hasta grandes deformaciones en la vecindad de la ruptura del suelo.

2.a.3 Estimación por número de golpes.

El módulo de corte puede ser aproximadamente estimada por la prueba de número de golpes de penetración standard, mediante la siguiente fórmula:

$$G = 1200 N^{0.8} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

N: número de golpes de penetración standard.

la fórmula dada es indiferente del tipo de suelo

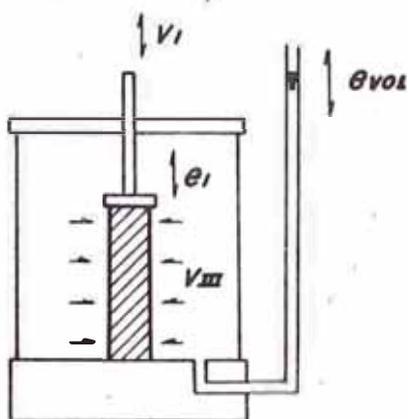


FIG N° 3 a

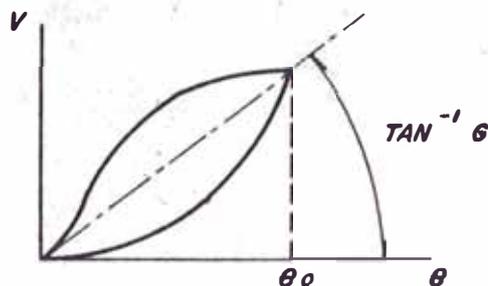


FIG N° 3 b

TEST DINAMICA DE COMPRESION TRIAXIAL

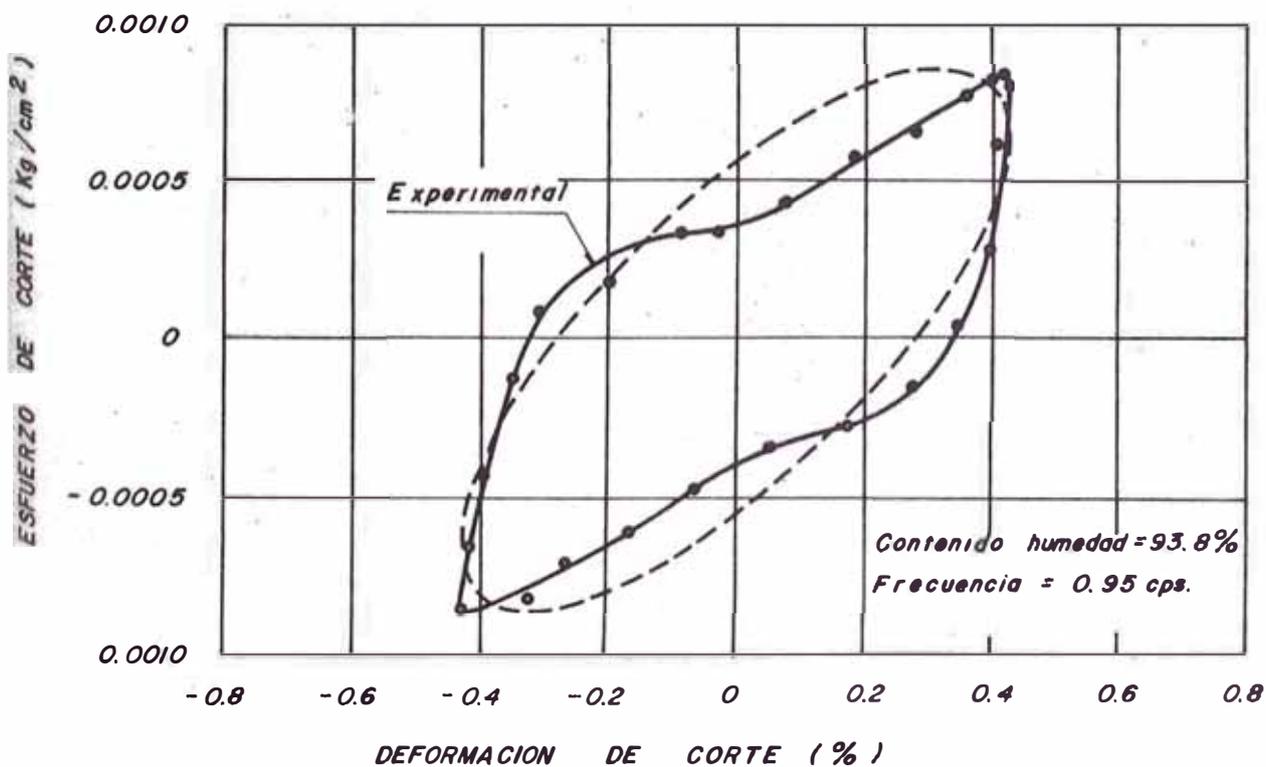


FIG. N° 3 c .- (CURVA HISTERESIS PARA ARCILLA CAOLINITA BLANDA)

y de la altura con respecto a la superficie del suelo que se ha sacado la muestra (OHSAKI & IWA-SAKI, 1973).

El módulo de corte así estimado corresponde a pequeñas deformaciones y aproximadamente igual a las deformaciones del suelo obtenidas en exploración sísmica.

La acción del agua sobre cualquier tipo de suelo no interfiere con la aplicación de la fórmula.

2.b. Dependencia entre Deformación y Módulo de Corte:

El módulo de corte decrece con el incremento de la deformación de corte.

Por resultados de pruebas de compresión triaxial dinámica se obtuvieron curvas reducidas como se muestra en la Fig.Nº4, para arcilla pura (HARA, 1972) y para arena pura (SEED, 1969).

Las deformaciones de corte de los estratos de suelo(e) obtenidas por exploración sísmica o por microtrepidaciones están en el siguiente rango:

$$e = 10^{-5} \sim 10^{-3} \%$$

y para sismos largos destructivos, las deformaciones de corte están aproximadamente en el siguiente rango:

$$e = 0.5 \sim 1\%$$

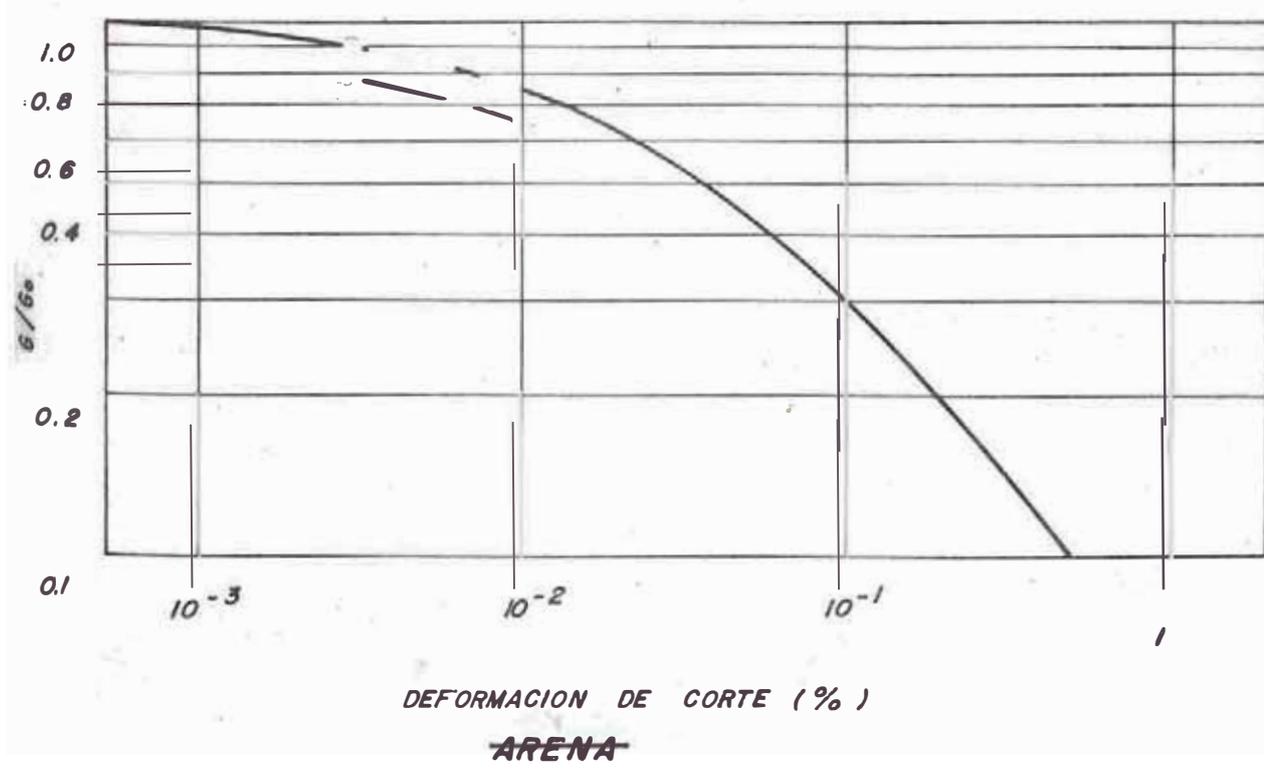
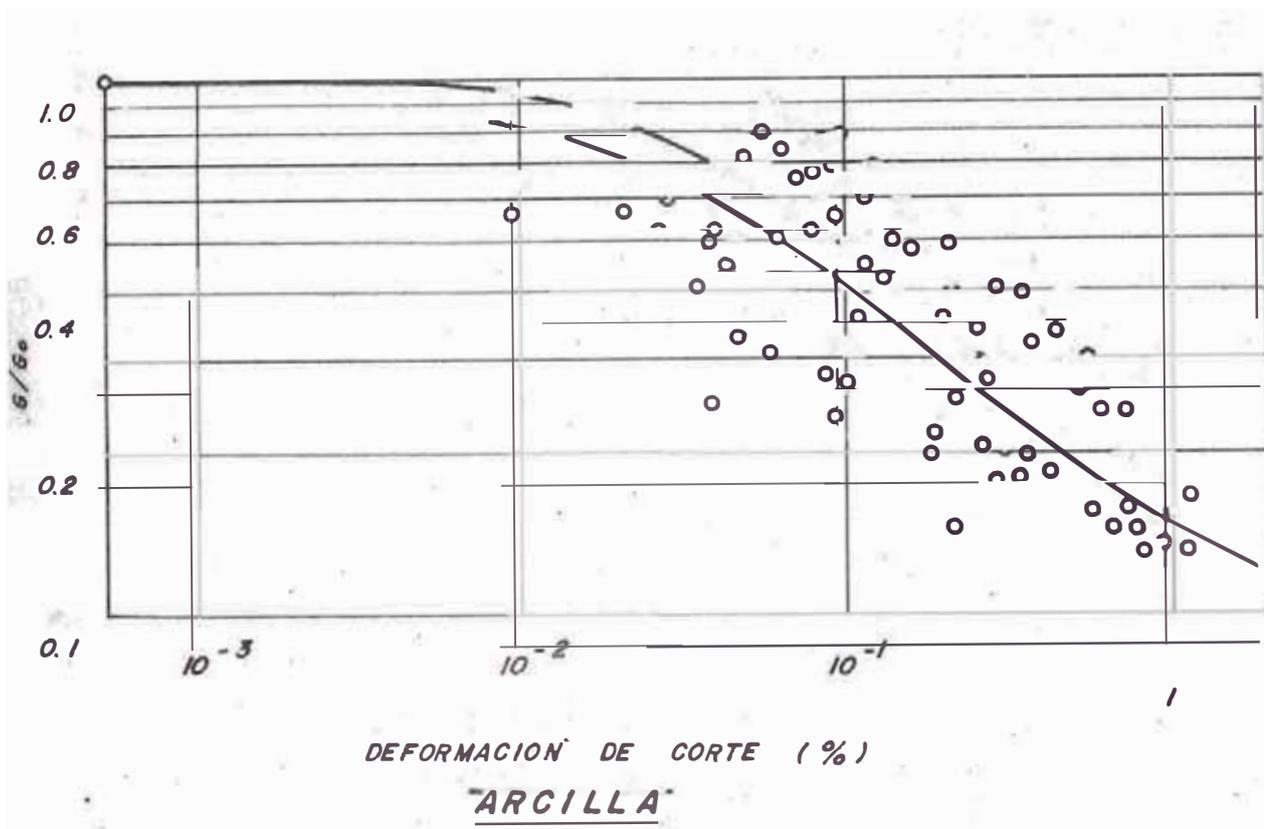


FIG. N° 4 DEPENDENCIA ENTRE DEFORMACION Y MODULO DE CORTE.

Además el módulo de corte se reduce:

a $1/3$ ó $1/5$ para arcilla.

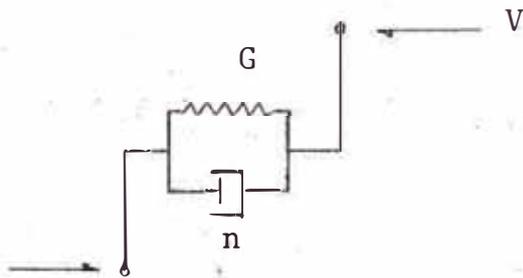
a $1/10$ ó menos para arena.

3. Amortiguamiento del Suelo:

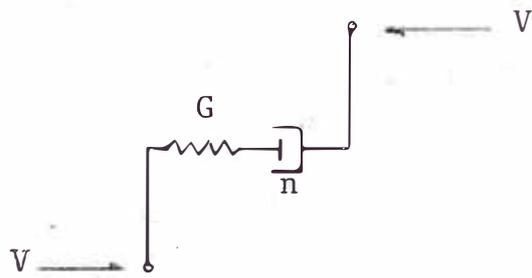
3.a. Modelos de Amortiguamiento:

Para representar el mecanismo de amortiguamiento en los suelos, se usan frecuentemente dos modelos diferentes, los cuales damos a continuación:

Modelo Voight



Modelo Maxwell



datos:

V: Esfuerzo de corte (T/m^2)

G: Módulo de corte (T/m^2)

n: Coeficiente de viscosidad.

3.a.1 Características del Modelo Voight.

En el modelo Voight, el resorte y el amortiguador (dash-pot) están sujetos a la misma defor

mación (e).

$$V_1 \text{ (esfuerzo que toma el resorte)} = Ge$$

$$V_2 \text{ (esfuerzo que toma el amortiguador)} = n\dot{e}$$

$$V \text{ (esfuerzo de corte total)} = V_1 + V_2$$

$$V = Ge + n\dot{e} \dots\dots\dots (1)$$

La ecuación (1) es la ecuación representativa del modelo Voight.

Ahora relacionando la deformación periódica con la frecuencia angular (ω).

$$e = e_0 \text{ sen } \omega t \dots\dots\dots (2)$$

aplicando (2) en (1) tenemos:

$$V = Ge_0 \text{ sen } \omega t + n\omega e_0 \text{ cos } \omega t \dots\dots\dots (3)$$

Si eliminamos (ωt) de la ecuación (2) y (3) tenemos:

$$\left(\frac{V}{Ge_0}\right)^2 - 2\left(\frac{V}{Ge_0}\right)\left(\frac{e}{e_0}\right) + \left[1 + \left(\frac{n\omega}{G}\right)^2\right]\left(\frac{e}{e_0}\right)^2 = \left(\frac{n\omega}{G}\right)^2 \dots\dots\dots (4)$$

La ecuación (4) es la ecuación de una elipse con respecto a las coordenadas V/Ge_0 y e/e_0 como muestra la Fig. N° 5.

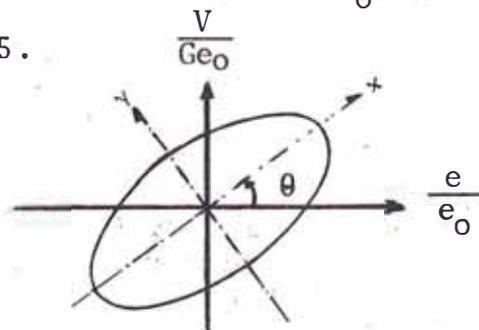


Fig. N° 5

Si los ejes coordenados son rotados por un ángulo:

$$\theta = \text{Tang}^{-1} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{n\omega}{G} \right)^2 + \sqrt{4 + \left(\frac{n\omega}{G} \right)^4} \right]$$

La ecuación normal de una elipse con respecto a sus nuevas coordenadas X é Y es la siguiente:

$$\frac{X^2}{\frac{2 \left(\frac{n\omega}{G} \right)^2}{2 + \left(\frac{n\omega}{G} \right)^2 - \sqrt{4 + \left(\frac{n\omega}{G} \right)^4}}} + \frac{Y^2}{\frac{2 \left(\frac{n\omega}{G} \right)^2}{2 + \left(\frac{n\omega}{G} \right)^2 + \sqrt{4 + \left(\frac{n\omega}{G} \right)^4}}} = 1$$

El área encerrada por la elipse es:

$$W = \pi \frac{n\omega}{G} \quad (5) \quad \text{si} \quad n = \frac{1}{\omega} \quad W = \text{Cte.}$$

la cual representa pérdida de energía por un ciclo, i.e. amortiguamiento. De la ecuación (5) se ha visto que el amortiguamiento del Modelo Voight es proporcional a la frecuencia (ω).

3.a.2 Características del Modelo Maxwell.

En el Modelo Maxwell, el resorte y el amortiguador (dash-pot) son accionados por el mismo esfuerzo (V).

Por consiguiente:

$$e_1 \text{ (Deformación que toma el resorte)} = \frac{V}{G}$$

$$e_2 \text{ (Deformación que toma el amortiguador)} =$$

$$\int \frac{V}{n} dt \quad \text{ó} \quad \dot{e}_2 = \frac{V}{n}$$

La deformación de corte total $(e) = e_1 + e_2$

$$e = \frac{V}{G} + \int \frac{V}{n} dt \quad \text{ó} \quad \dot{V} + \frac{G}{n} V = G\dot{e} \quad \dots\dots(a)$$

La ecuación (a) es la ecuación representativa del Modelo Maxwell.

Aplicando también la ecuación (2) al Modelo, la ecuación de la elipse es:

$$\left[1 + \left(\frac{G}{nw}\right)^2 \right] \left(\frac{V}{Ge_0}\right)^2 - 2 \left(\frac{V}{Ge_0}\right) \left(\frac{e}{e_0}\right) + \left(\frac{e}{e_0}\right)^2 = \frac{\left(\frac{G}{nw}\right)^2}{1 + \left(\frac{G}{nw}\right)^2}$$

Haciendo rotar los ejes coordenados por medio de un ángulo (θ) :

$$\theta = \text{Tang}^{-1} \frac{1}{2} \left[- \left(\frac{G}{nw}\right)^2 + \sqrt{4 + \left(\frac{G}{nw}\right)^4} \right]$$

La ecuación normal de una elipse con respecto a sus nuevas coordenadas X é Y es la siguiente:

$$\frac{X^2}{2 \left(\frac{G}{nw}\right)^2} + \frac{Y^2}{2 \left(\frac{G}{nw}\right)^2} = 1$$

$$\frac{X^2}{\left[1 + \left(\frac{G}{nw}\right)^2 \right] \left[2 + \left(\frac{G}{nw}\right)^2 - \sqrt{4 + \left(\frac{G}{nw}\right)^4} \right]} + \frac{Y^2}{\left[1 + \left(\frac{G}{nw}\right)^2 \right] \left[2 + \left(\frac{G}{nw}\right)^2 + \sqrt{4 + \left(\frac{G}{nw}\right)^4} \right]} = 1$$

El área de la elipse es:

$$W = \frac{\pi \left(\frac{G}{n}\right) w}{\left(\frac{G}{n}\right)^2 + w^2} \quad \dots\dots (b)$$

Por la ecuación (b) se ha visto que el amortiguamiento del Modelo Maxwell es también afectado por

el cambio de frecuencia (w).

3.b. Amortiguamiento Actual de los Suelos:

Aproximadamente las curvas esfuerzo-deformación actual de los suelos muestran la forma de una elipse bajo un ciclo de esfuerzo cortante aplicado.

Un ejemplo de curvas histerisis esfuerzo-deformación experimentalmente obtenidas en un rango de amplios ciclos de frecuencia, son mostrados en la Fig. N°6 (KRIZEX & FRANKLIN, 1967).

Las frecuencias cambian ampliamente de 0.095 a 9.5 ciclos/seg.; sin embargo todos los anillos presentan casi la misma forma y el mismo tamaño, es decir:

W (amortiguamiento) = constante
independiente de las frecuencias.

Se ha confirmado de muchos otros resultados de ensayo tales como se muestran en las Figs. N°7 y 8, que algunos tipos de suelos presentan aproximadamente las mismas características de amortiguamiento constante sobre una amplia extensión de frecuencias.

El amortiguamiento actual de los suelos no es amortiguamiento tipo Voight, ni tampoco amortiguamiento tipo Maxwell, como se aprecia en la Fig. N°9, pero es un tipo de amortiguamiento constante con respecto a las frecuencias.

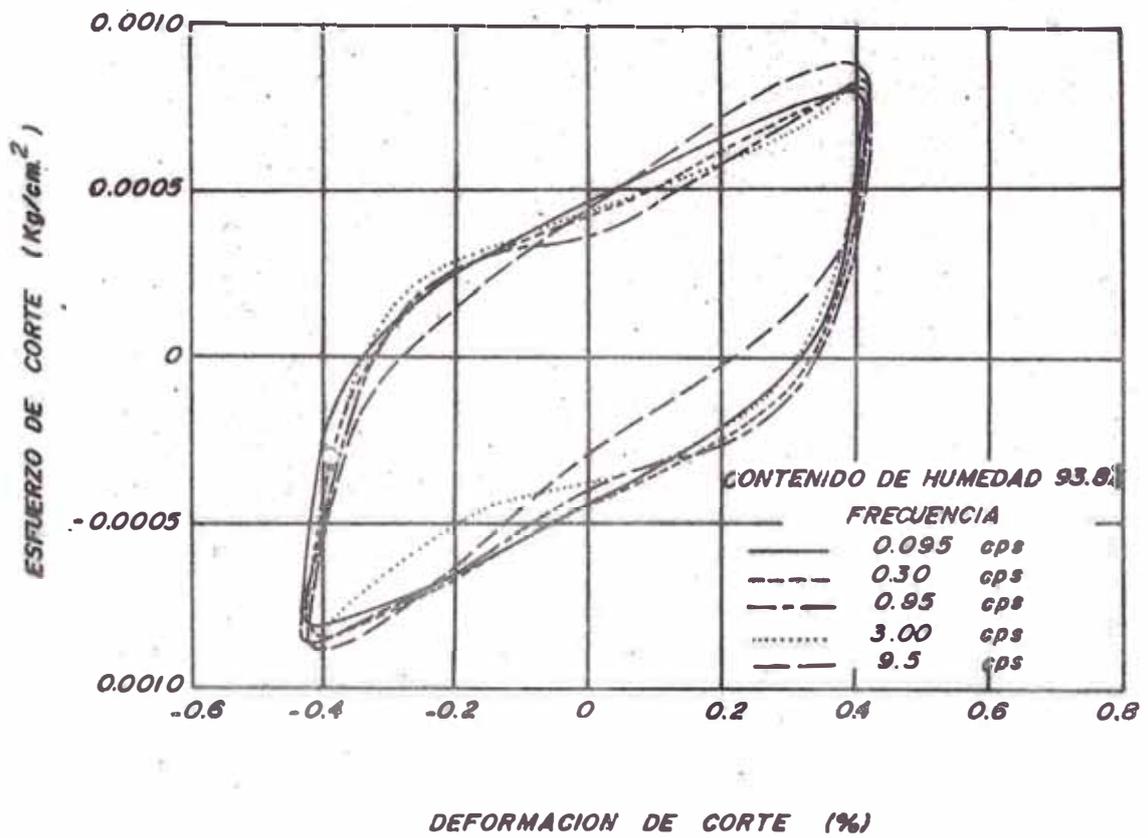


FIG. N° 6. — (CURVAS HISTERESIS PARA ARCILLA CAOLINITA BLANDA Y VARIAS FRECUENCIAS)

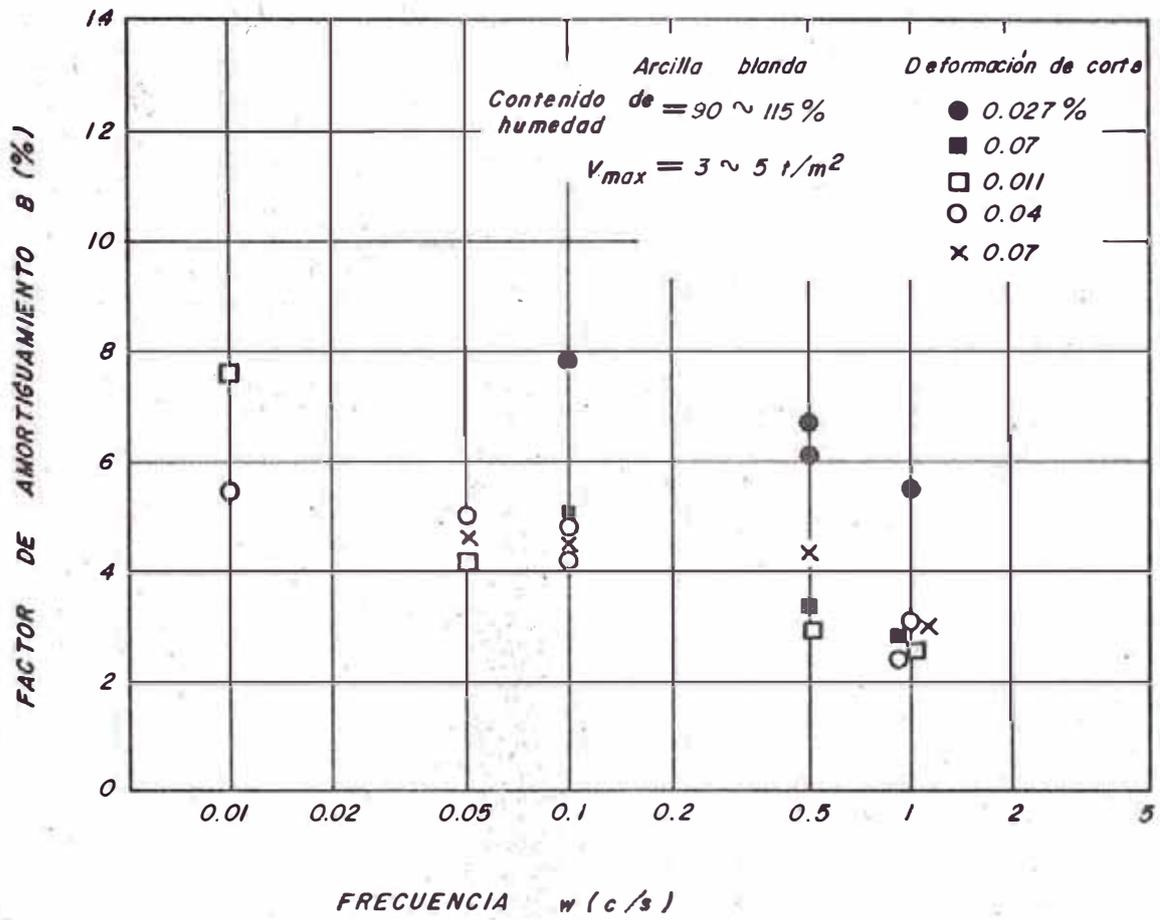


Fig. No 7 : FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO Y FRECUENCIA

VARIACION DE FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO

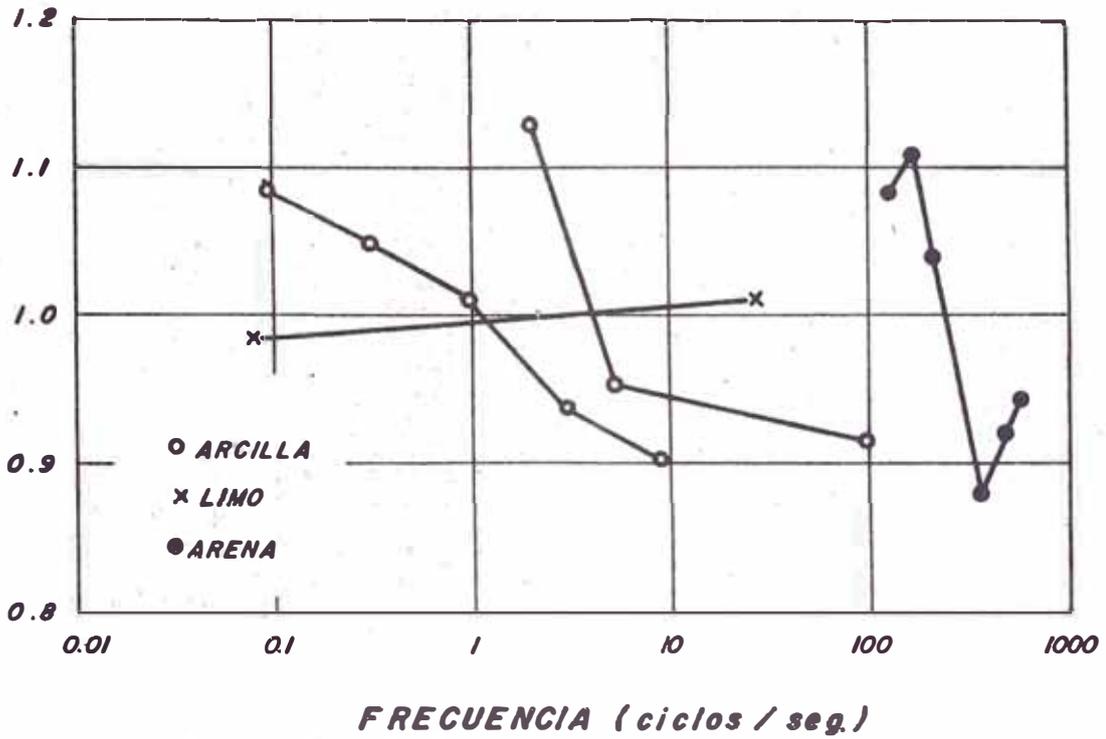


FIGURA N° 8 : FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO Y FRECUENCIA

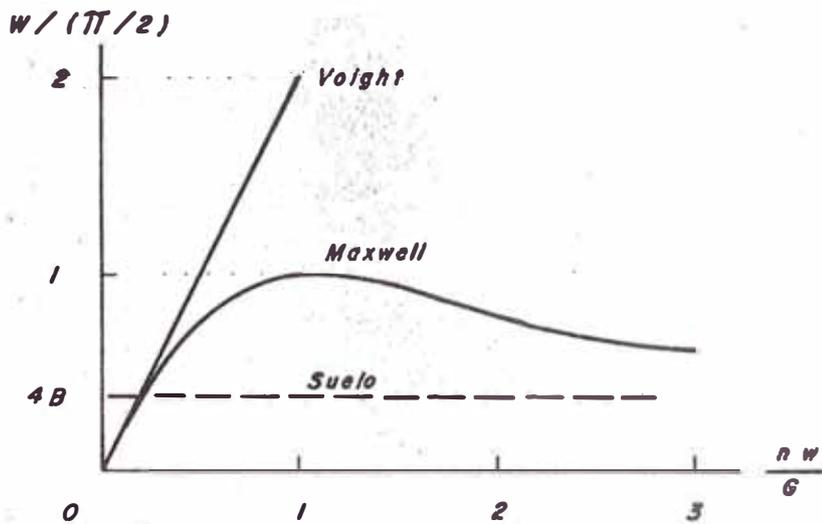


FIGURA N° 9 : MODELOS FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO Y FRECUENCIAS

El área de la curva histerisis es constante e independiente de las frecuencias, es una manera práctica asumir que el coeficiente de viscosidad (n) en el modelo Voight es inversamente proporcional a la frecuencia(w).

$$n = \frac{1}{w} \quad \text{ó} \quad \frac{nw}{G} = \text{Constante}$$

Por la ecuación (5)

$$W = \text{Constante.}$$

Si uno pone:

$$\frac{nw}{G} = 2B \quad \text{ó} \quad n = \frac{2BG}{w}$$

Es interesante hacer notar que el coeficiente B es adimensional y significa fracción de amortiguamiento crítico. B es usualmente llamado factor de amortiguamiento de suelos. Se puede verificar que, para $B \geq 1$, el modelo no produce vibraciones.

En consecuencia, el modelo más razonable para suelos puede ser una combinación del resorte (G) y del amortiguador $n = \frac{2BG}{w}$, tal modelo de amortiguamiento es llamado, modelo de amortiguamiento Histerisis o modelo de Histerisis constante.

Y en combinación con un resorte lineal (G), el sistema completo mostrado en la Fig.N°10, es frecuentemente referido a un modelo de Histerisis Lineal.

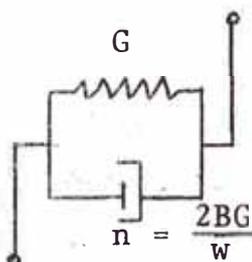


Fig.N°10: MODELO HISTERISIS LINEAL

3.c. Dependencia entre deformación y factor de amortiguamiento:

Similarmente al módulo de corte (G), el factor de amortiguamiento (B) también cambia considerablemente con el cambio de deformaciones. Cuando las deformaciones se incrementan, los factores de amortiguamiento para la arcilla y arena se incrementan como muestra la Fig.N°11, para deformaciones pequeñas:

$$B = 2\% \text{ (para arena o arcilla)}$$

Para deformaciones tales como 0.5 ~ 1% durante terremotos destructivos, el factor de amortiguamiento aumenta:

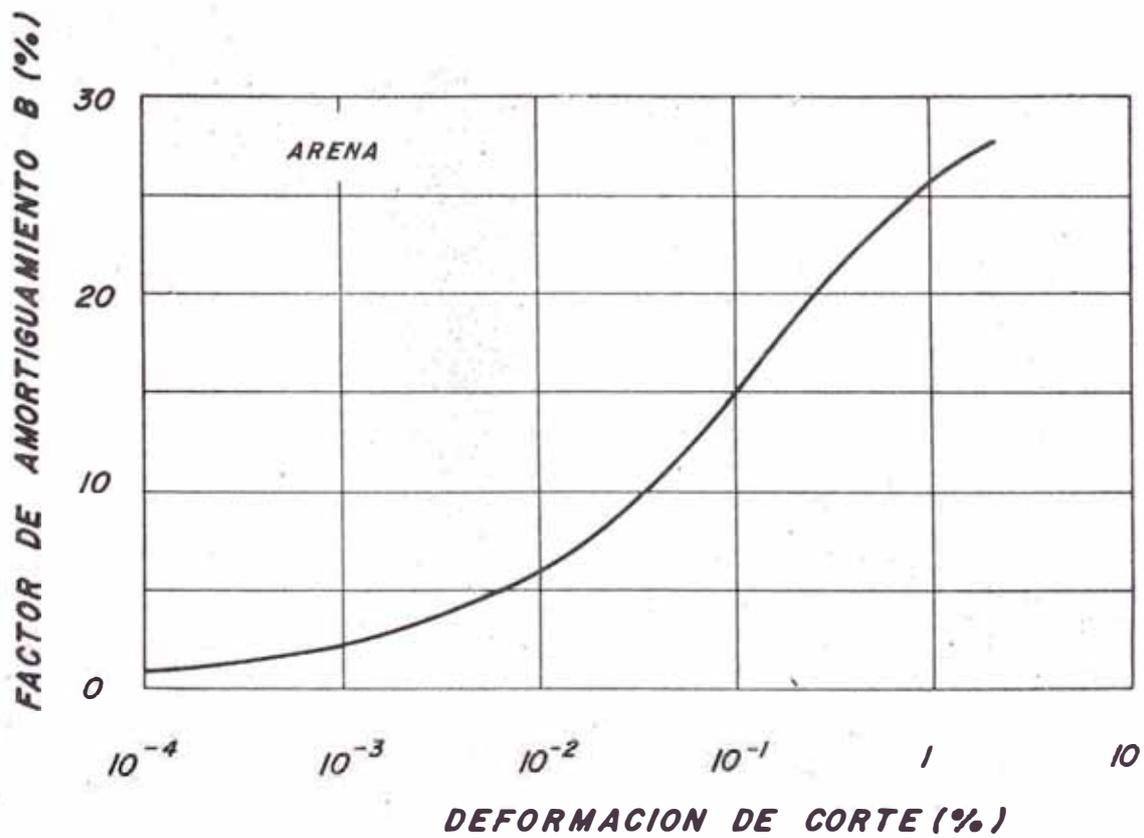
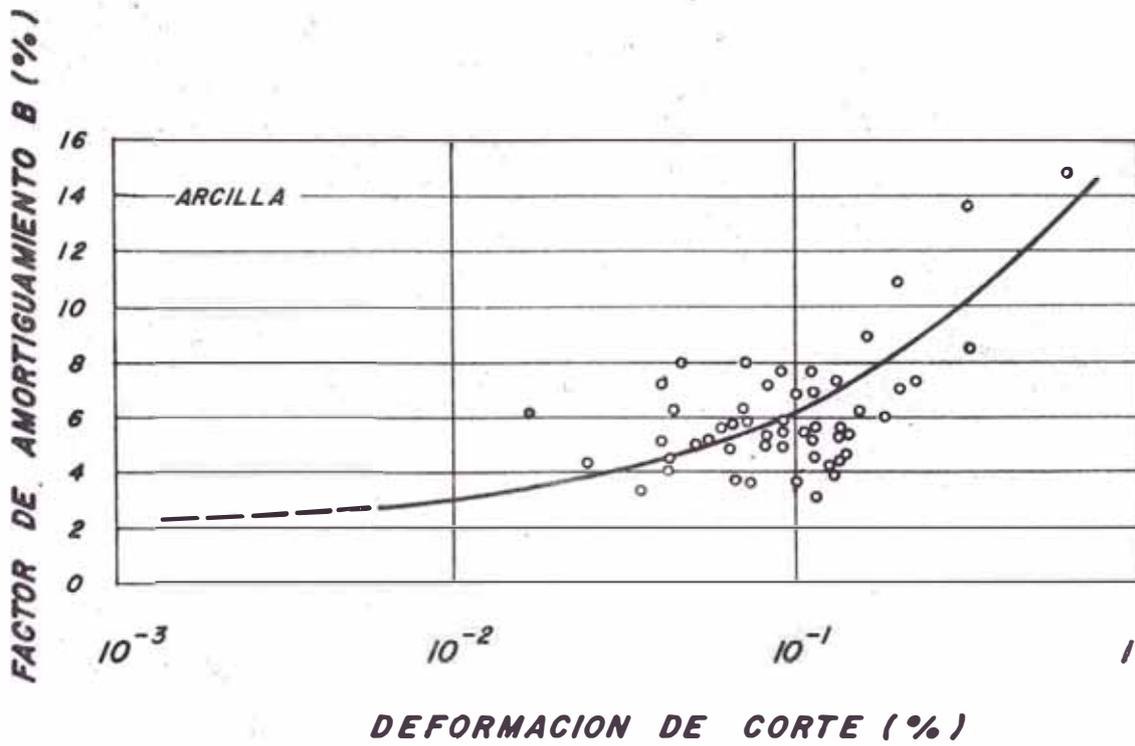
$$B = 12 \sim 15\% \quad \text{Para arcilla}$$

$$B = 20 \sim 25\% \quad \text{Para arena}$$

Se hace notar que estos valores son considerablemente grandes en comparación con los factores de amortiguamiento de otros materiales estructurales, tales como:

$$h = 2\% \quad \text{para acero}$$

$$h = 5\% \quad \text{para concreto.}$$



GRUPO N° 11: DEPENDENCIA ENTRE DEFORMACION Y FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO

CAPITULO II

APLICACION DE TEORIAS DE AMPLIFICACION SISMICA

A. GENERALIDADES.

Todos los problemas asociados con movimientos sísmicos son tridimensionales.

Sin embargo los ingenieros, para la solución de sus problemas de diseño y análisis de Ingeniería Antisísmica, usan el plano o sea de dos dimensiones, una componente horizontal y una componente vertical. La otra componente horizontal se considera separadamente.

En el presente trabajo aplicaré la teoría de amplificación unidimensional de las ondas sísmicas a través de los estratos del suelo, desde la base rocosa o similar, hasta la superficie del suelo.

1. Teoría de Amplificación Unidimensional.

En el análisis dinámico de los depósitos de suelos, hay numerosas razones para que uno pueda simplificar los problemas a un modelo unidimensional.

Frecuentemente nuestro mayor interés está en los terremotos destructivos. El centro de energía liberada de los terremotos destructivos está por lo general un poco cerca al

sitio o a la ciudad en solicitación sísmica.

Por lo tanto, las ondas sísmicas viajan haciendo un ángulo más pequeño con la componente vertical que con la componente horizontal.

Las ondas sísmicas viajan a velocidades diferentes. Estas velocidades dependen de las propiedades de transmisión del medio. En estratos aluvionales blandos (SOFT ALLUVIUM), las velocidades de ondas sísmicas pueden ser tan bajas como 480 mts/seg., y en estratos aluvionales duros (FIRM ALLUVIUM), las velocidades pueden alcanzar de 1450 mts/seg. a 1930 mts/seg.

La perturbación sísmica es propagada desde la falla en dos tipos de ondas principales:

Longitudinales de ondas P (dilatacional), y
Transversales o ondas S (corte)

Las Ondas Longitudinales (P):

Tienen características de vibración rarefacción-compresión de ondas sonoras, tales como frecuencias que son a veces oíbles.

Las Ondas Transversales (S):

Tienen como características las deformaciones por corte, vibrando las partículas del suelo en un plano normal a la dirección de propagación.

La velocidad de las ondas S es menor que la velocidad

de Ondas P.

Las velocidades teóricas de esos dos tipos de ondas, basada en la idealización de un medio elástico, homogéneo y semi-infinito, están dadas por las siguientes expresiones:

$$V_p = \sqrt{\frac{(1-T) E}{(1+T) (1-2T) Q}} \quad (\text{II.1})$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2 (1+T) Q}} \quad (\text{II.2})$$

Siendo:

$$G = \frac{E}{2 (1+T)} \quad (\text{II.3})$$

En las ecuaciones (II.1) y (II.2), V_p y V_s son las velocidades de las ondas P y S respectivamente. Para un medio particular:

(E) es el módulo de elasticidad.

(T) es la relación de Poisson

(Q) es la densidad de masa.

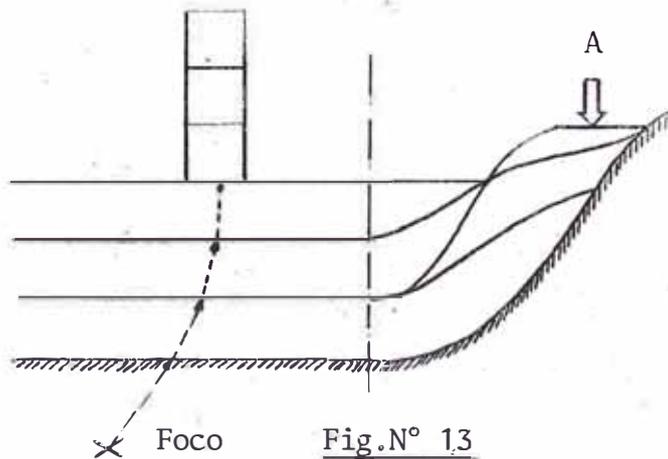
(G) es el módulo de corte.

Las velocidades de estos dos tipos de ondas en roca varía con la profundidad respecto a la superficie de la tierra, como se muestra en la Fig. N°12 (H. BENIOFF B. y GUTENBERG, 1952).

El núcleo con la posible excepción de una porción interior, no trasmite ondas S. Por esta razón el ploteo de las ondas S termina entre la interfase entre el manto y el nu-

cleo, como se parecía en la Fig.N° 12.

Las rocas y los estratos de suelos tienden a ser frecuentemente blandos cerca a la superficie del suelo. La dirección de propagación de las ondas sísmicas, se acercan bastante a la dirección vertical, cuando las mencionadas ondas pasan a través de los estratos blandos, de acuerdo con la Ley de Snell en óptica (Teoría de reflexión y refracción de ondas), como se aprecia en la Fig. N°13.



Sin embargo las condiciones de los suelos pueden cambiar a lo largo de la dirección horizontal, la razón de cambio en la dirección horizontal es mucho más pequeña que en la dirección vertical.

Un número grande de casos se ha encontrado, donde la horizontalidad de los estratos de los suelos asumida puede ser justificada.

Durante los movimientos sísmicos las ondas P y S llegan a la superficie cerca al epicentro generando otros dos

tipos de ondas, llamadas Ondas Superficiales, tales como: Ondas Rayleigh (R), donde las partículas vibran en un plano vertical, siguiendo una trayectoria elíptica con el eje mayor dirigido verticalmente.

Las Ondas Love, que son ondas de cortes horizontales, que producen vibraciones perpendiculares a la dirección de transmisión de la energía.

Las Ondas Rayleigh y Ondas Love viajan a lo largo de la superficie de los suelos y tienen gran amplitud, pero en general son de períodos largos; sin embargo no desarrollan grandes aceleraciones y su contribución de dañar estructuras potencialmente puede ser menor. Los grandes daños sobre las estructuras puede ser probablemente debido a las ondas de corte.

Las amplitudes de las ondas S, son generalmente mucho más grandes que las amplitudes de las ondas P. Las amplitudes de las ondas sísmicas en general decrecen rápidamente con la distancia de viaje, mientras los períodos se incrementan.

Sobre la base de estas razones, los movimientos sísmicos son frecuentemente gestionados por la propagación unidimensional de las ondas de corte, a lo largo de la dirección vertical.

Si los fundamentos mencionados no cumplen aproximadamente con el modelo asumido, cuando las condiciones del suelo cambian ex

traordinariamente en la dirección horizontal como la localización de A en la Fig.N°13, o cuando la especial atención puede ser debido a los efectos de las ondas superficiales, los análisis bi y tridimensionales por medio de elementos finitos serán usados en vez de la teoría de amplificación unidimensional; los análisis mencionados también tienen sus limitaciones.

CAPITULO III

ANALISIS DINAMICO DE LOS SUELOS COMO SISTEMA CONTINUO Y DISCRETO

1. ECUACION DEL MOVIMIENTO COMO SISTEMA CONTINUO.

Consideramos un pequeño elemento infinitesimal de un depósito de suelo, como se muestra en la Fig. N°14; el cual se encuentra a una profundidad (Z) y desplazado por E (Z,t) de su posición original en un tiempo (t). $\frac{D}{D}$ (derivada parcial)

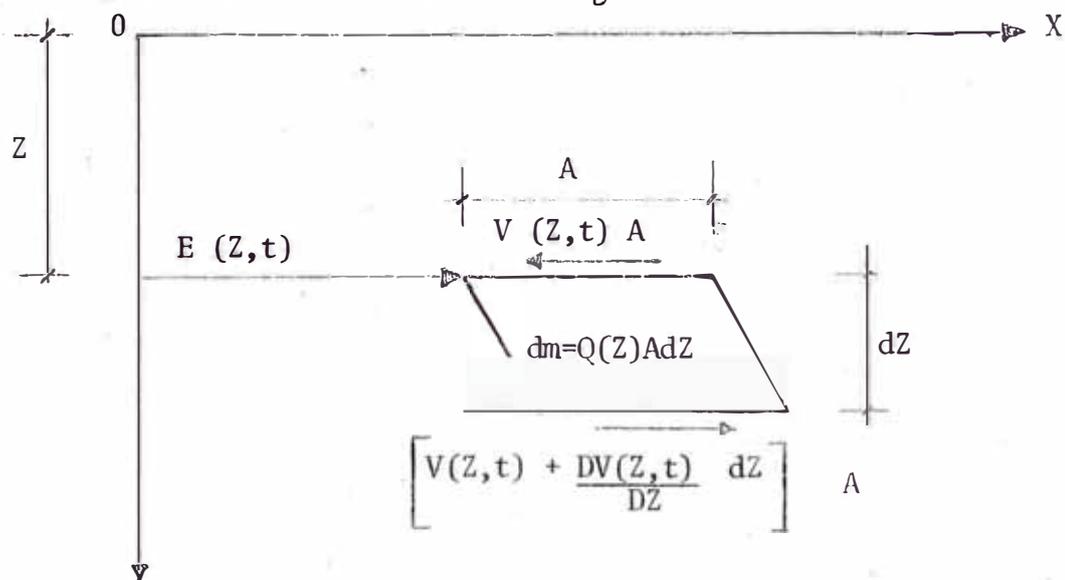


Fig. N° 14

Aceleración en la dirección X : $\frac{D^2 E(Z,t)}{Dt^2}$

Fuerza de la inercia en la dirección X: $-Q(Z) Adz \frac{D^2 E(Z,t)}{Dt^2}$

Equilibrio de fuerzas:

$$\frac{DV(Z,t)}{DZ} - Q(Z) \frac{D^2 E(Z,t)}{Dt^2} = 0$$

Deformación de Corte:

$$E(Z) = \frac{DE(Z, t)}{DZ}$$

Según la ecuación $V = Ge + n\dot{e}$ tenemos:

$$V(Z, t) = G(Z) \frac{DE(Z, t)}{DZ} + n(Z) \frac{D^2E(Z, t)}{DtDZ} \quad (\text{III.1})$$

derivando la ecuación (III.1) con respecto a $\frac{D}{DZ}$ y sustituyendo términos:

$$Q(Z) \frac{D^2E(Z, t)}{Dt^2} - \frac{D}{DZ} \left[n(Z) \frac{D^2E(Z, t)}{DtDZ} \right] - \frac{D}{DZ} \left[G(Z) \frac{DE(Z, t)}{DZ} \right] = 0 \quad (\text{III.2})$$

la ecuación (III.2) es la ecuación del movimiento de los depósitos de suelos como sistema de corte continuo.

Ahora, se asume que el desplazamiento del estrato de la base es $Y(t)$ y el desplazamiento relativo de los depósitos de suelos al estrato de la base es $X(Z, t)$:

$$E(Z, t) = X(Z, t) + Y(t) \quad (\text{III.3})$$

reemplazando la ecuación (III.3) en (III.2):

$$Q(Z) \frac{D^2X(Z, t)}{Dt^2} - \frac{D}{DZ} \left[n(Z) \frac{D^2X(Z, t)}{DtDZ} \right] - \frac{D}{DZ} \left[G(Z) \frac{DX(Z, t)}{DZ} \right] = -Q(Z) \frac{d^2Y(t)}{dt^2} \quad (\text{III.4})$$

además si asumimos que el depósito de suelo es uniforme, entonces, $Q(Z)$, $G(Z)$ y $n(Z)$ no cambian con la profundidad. Por lo tanto las ecuaciones (III.2) y (III.4) se transforman:

$$Q \frac{D^2E(Z, t)}{Dt^2} - n \frac{D^3E(Z, t)}{DtDZ^2} - G \frac{D^2E(Z, t)}{DZ^2} = 0 \quad (\text{III.5})$$

$$Q \frac{D^2X(Z, t)}{Dt^2} - n \frac{D^3X(Z, t)}{DtDZ^2} - G \frac{D^2X(Z, t)}{DZ^2} = -Q \frac{d^2Y(t)}{dt^2} \quad (\text{III.6})$$

1.a. Solución de la Ecuación de movimientos para varios estratos de depósitos de suelos:

Tomando las coordenadas x_k, z_k ($k=1,2,\dots,N$; N = número de la base del estrato) en cada estrato como se muestra en la Fig. N° 15, donde los parámetros Q_k, G_k, n_k , son uniformes y representan las características del suelo.

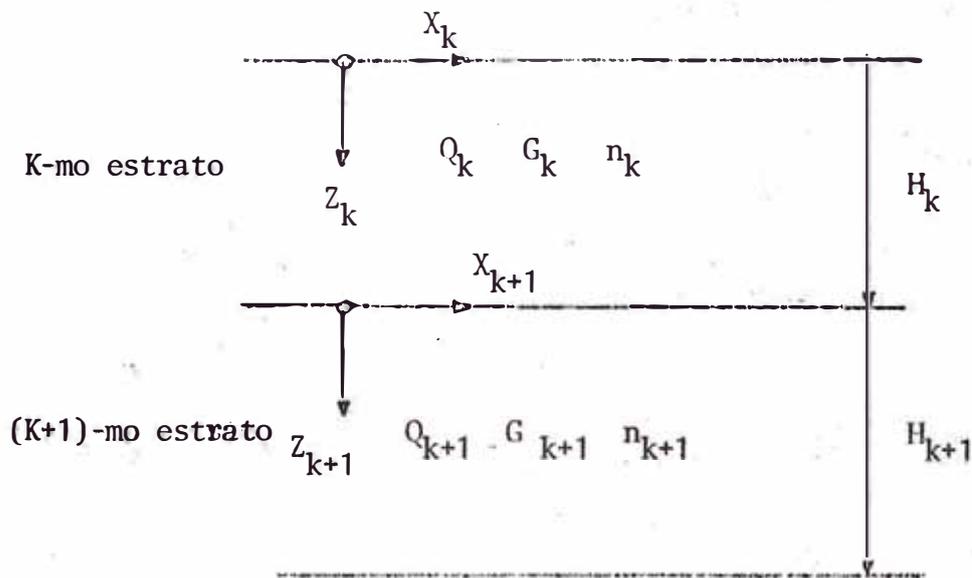


Fig. N° 15: SISTEMA DE ESTRATOS

De la ecuación (III.5) para cada estrato tenemos:

$$Q_k \frac{D^2 E_k(z_k, t)}{Dt^2} - n_k \frac{D^3 E_k(z_k, t)}{Dt DZ_k^2} - G_k \frac{D^2 E_k(z_k, t)}{DZ_k^2} = 0$$

ó

$$\left[G_k + n_k \right] \frac{D}{Dt} \frac{D^2 E_k(z_k, t)}{DZ_k^2} = Q_k \frac{D^2 E_k(z_k, t)}{Dt^2} \quad (III.7)$$

Si el depósito total del suelo es asumido para ser vibrado con frecuencia constante ($\bar{\omega}$), es realmente conocido que:

$$n_k = \frac{2B_k G_k}{\bar{w}} \quad (\text{III.8})$$

y uno puede poner:

$$E_k (Z_k, t) = u(Z_k) e^{i\bar{w}t} \quad (\text{III.9})$$

donde $u(Z_k)$ representa la forma de deflexión del estrato y se llama Forma de Modo.

Si las ecuaciones (III.8) y (III.9) se sustituyen en la ecuación (III.7) tenemos una ecuación diferencial respecto a $u(Z_k)$:

$$\frac{d^2 u(Z_k)}{dz_k^2} + \frac{Q_k \bar{w}^2}{G(1+2B_k i)} u(Z_k) = 0 \quad (\text{III.10})$$

donde $i = \sqrt{-1}$ y $G_k(1+2B_k i)$ es llamado módulo de corte complejo. Además si uno coloca en la ecuación (III.10):

$$\frac{Q_k \bar{w}^2}{G_k(1+2B_k i)} = P_k^2 \quad (\text{III.11})$$

la cual es a veces llamado constante de propagación, la ecuación (III.10) puede ser expresado como:

$$\frac{d^2 u(Z_k)}{dz_k^2} + P_k^2 u(Z_k) = 0$$

la solución de esta ecuación es:

$$u(Z_k) = A_k e^{ip_k Z_k} + B_k e^{-ip_k Z_k} \quad (\text{III.12})$$

Reemplazando la ecuación (III.12) en la ecuación(III.9)

$$(G_1 + \frac{2B_1 G_1}{\bar{w}} \frac{D}{Dt}) \frac{DE_1(o, t)}{DZ_1} = 0$$

Además:

$$A_1 = B_1 \quad (III.16)$$

b. En la interfase de estratos adyacentes $Z_k=H_k$, $Z_{k+1}=0$, las deformaciones serán iguales y los esfuerzos cortantes serán balanceados:

$$\left. \begin{aligned} E_k(H_k, t) &= E_{k+1}(o, t) \\ G_k \left(1 + \frac{2B_k}{\bar{w}} \frac{D}{Dt}\right) \frac{DE_k(H_k, t)}{DZ_k} &= G_{k+1} \left(1 + \frac{2B_{k+1}}{\bar{w}} \frac{D}{Dt}\right) \frac{DE_{k+1}(o, t)}{DZ_{k+1}} \end{aligned} \right\}$$

$$k = 1, 2, \dots, N-1$$

entonces:

$$\left. \begin{aligned} A_{k+1} &= \frac{1}{2} \left[(1+R_k) A_k e^{ip_k H_k} + (1-R_k) B_k e^{-ip_k H_k} \right] \\ B_{k+1} &= \frac{1}{2} \left[(1-R_k) A_k e^{ip_k H_k} + (1+R_k) B_k e^{-ip_k H_k} \right] \end{aligned} \right\} (III.17)$$

$$k = 1, 2, \dots, N-1$$

donde:

$$R_k = \frac{G_k p_k (1+2B_k i)}{G_{k+1} p_{k+1} (1+2B_{k+1} i)}$$

o

$$R_k = \sqrt{\frac{Q_k G_k (1+2B_k i)}{Q_{k+1} G_{k+1} (1+2B_{k+1} i)}} \quad (III.18)$$

$$k = 1, 2, \dots, N-1$$

En la ecuación (III.17), si uno primero asume por ejemplo, $A=B=1$, entonces todos los coeficientes A'_s y B'_s pueden ser computados sucesivamente hacia abajo.

1.b. Función Frecuencia de Respuesta:

Si colocamos $k=m$, $Z_m=0$ en la ecuación (III.13):

$$E_m(o,t) = (A_m + B_m) e^{i\bar{w}t}$$

el cual es el desplazamiento de la parte superior del m-ésimo estrato. Similarmente,

$$E_n(o,t) = (A_n + B_n) e^{i\bar{w}t}$$

representa el desplazamiento de la parte superior del n-ésimo estrato.

Tomando la relación de los dos desplazamientos;

$$H(\bar{w}) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n}$$

además, considerando la frecuencia como una variable y designada por w :

$$H(w) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad (a)$$

La ecuación (a) es referida a una función transferencia de frecuencia o función respuesta de frecuencia entre el m-ésimo y el n-ésimo estratos.

La expresión de la ecuación (a), relacionada entre el m-ésimo y el n-ésimo estratos puede ponerse de la siguiente manera:

$$H_{m/n}(w) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n}$$

Se ha visto de las ecuaciones (III.17) y (III.18) que:

$$A_{k+1} + B_{k+1} = A_k e^{ip_k H_k} + B_k e^{-ip_k H_k}$$

Es importante hacer notar que esta expresión no está relacionada con R_k , la cual es dependiente de Q_{k+1} , G_{k+1} y B_{k+1} . Así la respuesta de un punto cerca a la superficie de referencia, no está afectada por las propiedades de los estratos debajo de la mencionada superficie de referencia.

En el estricto sentido, la ecuación (a) representa el desplazamiento de la parte superior del m-ésimo estrato en relación al desplazamiento de la parte superior del n-ésimo estrato.

De la ecuación (III.13) tenemos:

$$\ddot{E}_k(z_k, t) = -\bar{w}^2 (A_k e^{ip_k z_k} + B_k e^{-ip_k z_k}) e^{i\bar{w}t}$$

por consiguiente:

$$\ddot{E}_m(o, t) = -\bar{w}^2 (A_m + B_m) e^{i\bar{w}t} \quad (b)$$

$$\ddot{E}_n(o, t) = -\bar{w}^2 (A_n + B_n) e^{i\bar{w}t}$$

además, la función frecuencia de respuesta aceleración a aceleración es:

$$H_{m/n}(w) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad (c)$$

la cual es de la misma forma que la ecuación (a).

De la ecuación (III.13), la deformación por corte es:

$$E_k(z_k, t) = \frac{DE_k(z_k, t)}{DZ_k} = ip_k (A_k e^{ip_k z_k} - B_k e^{-ip_k z_k}) e^{i\bar{w}t}$$

además, la deformación en el punto medio del m-ésimo estrato es:

$$E_m(H_m/2, t) = ip_m (A_m e^{ip_m H_m/2} - B_m e^{-ip_m H_m/2}) e^{i\bar{w}t} \quad (d)$$

tomando la relación de las ecuaciones (d) y (b) tenemos:

$$\tilde{H}_{m/n}(w) = \frac{ip_m (A_m e^{ip_m H_m/2} - B_m e^{-ip_m H_m/2})}{w^2 (A_n + B_n)} \quad (e)$$

la ecuación obtenida es la función frecuencia de respuesta de la deformación del punto medio del m-ésimo estrato en términos de aceleración de la parte superior del n-ésimo estrato.

El valor absoluto de la función frecuencia de respuesta, usualmente llamada función frecuencia de respuesta a aceleración a aceleración:

$$A_{m/n}(w) = |H_{m/n}(w)|$$

es llamado Relación de Amplificación o simplemente Ampli-

ficación entre el m-ésimo y el n-ésimo estratos. Cuando la amplificación $A_{m/n}(w)$ es ploteada con frecuencia circular (w) o frecuencia $f = \frac{w}{2\pi}$, es llamado (Espectro de Am-
plificación).

2. ECUACION DEL MOVIMIENTO COMO SISTEMA DISCRETO.

Consideramos un estrato de suelo uniforme de altura H con:

$$Q(Z) = \text{Constante} = Q$$

$$G(Z) = \text{Constante} = G$$

$$n(Z) = \text{Constante} = n$$

para cierto estrato, la ecuación de movimiento (III.6) fue previamente obtenida y es la siguiente:

$$Q \frac{D^2 x(Z,t)}{Dt^2} - n \frac{D^3 x(Z,t)}{DtDZ^2} - G \frac{D^2 x(Z,t)}{DZ^2} = -Q \frac{d^2 Y(t)}{dt^2} \quad (\text{III.b1})$$

donde $X(Z,t)$ denota el desplazamiento relativo a la base del estrato.

Ahora, subdividimos el estrato en \bar{n} -subestratos con altura (h)

$$h = \frac{H}{\bar{n}}$$

y representamos el desplazamiento, velocidad y aceleración a $Z=0, h, 2h, \dots, \bar{n}h$ como:

$$\left. \begin{aligned} x_i &= x(ih, t) \\ \dot{x}_i &= \frac{Dx(ih, t)}{Dt} \\ \ddot{x}_i &= \frac{D^2 x(ih, t)}{Dt^2} \end{aligned} \right\} i = 0, 1, 2, \dots, N \quad (\text{III.b2})$$

para pequeños h , las diferenciaciones parciales pueden ser reemplazadas por diferencias representativas:

$$\left. \begin{aligned} \frac{D^2 x(ih, t)}{DZ^2} &\approx \frac{x_{i+1} - 2x_i + x_{i-1}}{h^2} \\ \frac{D^2}{DZ^2} \left[\frac{Dx(ih, t)}{Dt} \right] &\approx \frac{\dot{x}_{i-1} - 2\dot{x}_i + \dot{x}_{i+1}}{h^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.b3})$$

ahora sustituyendo las ecuaciones (III.b2) y (III.b3) en la ecuación (III.b1) tenemos:

$$Q\ddot{x}_i - n \frac{\dot{x}_{i-1} - 2\dot{x}_i + \dot{x}_{i+1}}{h^2} - G \frac{x_{i-1} - 2x_i + x_{i+1}}{h^2} = -Q\ddot{Y}$$

ó

$$Qh\ddot{x}_i - \frac{n}{h} (\dot{x}_{i-1} - 2\dot{x}_i + \dot{x}_{i+1}) - \frac{G}{h} (x_{i-1} - 2x_i + x_{i+1}) = -Qh\ddot{Y}$$

sabiendo que la expresión general de la ecuación de movimiento es:

$$m\ddot{X} + c\dot{X} + kX = -m\ddot{Y}$$

identificando cada término de estas dos últimas ecuaciones podemos poner:

$$Qh = m ; \frac{n}{h} = C ; \frac{G}{h} = K$$

entonces:

$$m\ddot{x}_i - C (\dot{x}_{i-1} - \dot{x}_i) + C (\dot{x}_i - \dot{x}_{i+1}) - K (x_{i-1} - x_i) + K (x_i - x_{i+1}) = -m\ddot{Y}$$

(III.b4)

la ecuación (III.b4) es la ecuación del movimiento para un sistema discreto o sistema de masas concentradas.

Es evidente que, si el número de subdivisiones \bar{n} incrementa, la solución converge a ser exacta por medio de la función frecuencia de respuesta.

El número de subdivisiones (\bar{n}) está de acuerdo a la siguiente:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{n} = 1 & \text{para } T^{(1)} \leq 0.2 \text{ seg.} \\ \bar{n} = 2 & \text{para } 0.20 \leq T^{(1)} \leq 0.35 \text{ seg.} \\ \bar{n} = 3 & \text{para } 0.35 \leq T^{(1)} \leq 0.40 \text{ seg.} \\ \bar{n} = \text{trunc.}(7.5 \times T^{(1)}) & \text{para } 0.40 \leq T^{(1)} \end{array} \right.$$

Donde el $T^{(1)}$ representa el período fundamental en segundos de cada estrato solo y puede ser computado por la siguiente fórmula:

$$T^{(1)} = \frac{2\pi}{\bar{w}^{(1)}} = \frac{4h}{V_s} \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{Q}} \quad \text{para el primer modo.}$$

donde V_s es la velocidad onda de corte.

$\bar{w}^{(1)}$ frecuencia natural.

Si tales números de subdivisiones son usados en modelar un sistema discreto, los errores en frecuencia están en el rango de 3 ~ 5%, pero nunca exceden del 10%, como se muestra en la Fig. N°16 (pág.32), cuando se compara con la solución exacta para un modelo continuo.

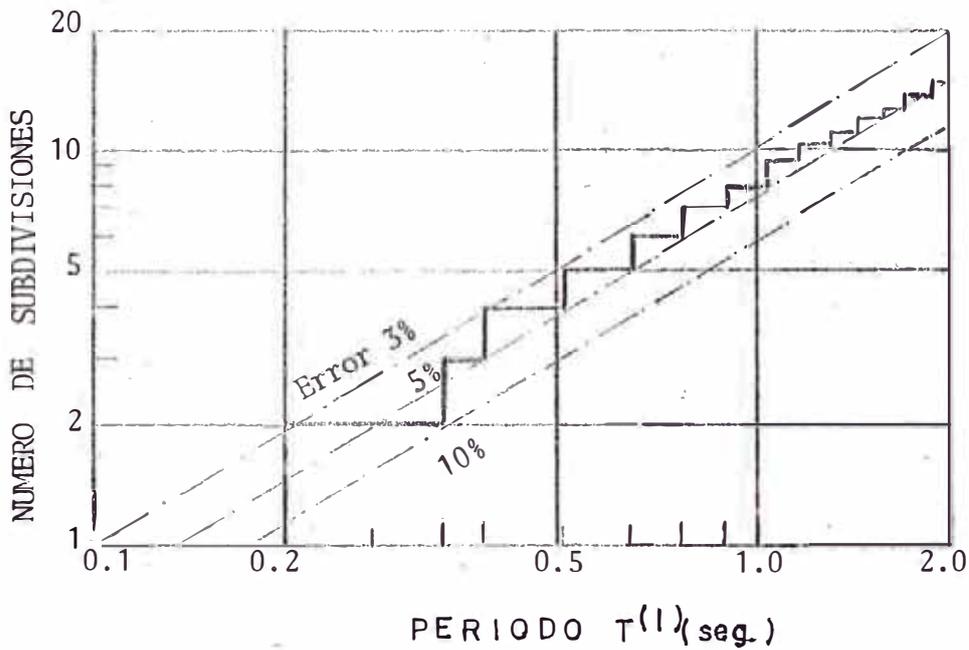


FIGURA N° 16

Ahora, consideramos un depósito de multi-estratos de suelos, siendo N el número de substratos y que los estratos originales están subdivididos adecuadamente.

El modelo de masas concentradas es asumido y se fija a la base del estrato:

$$\left. \begin{aligned}
 m_1 &= \frac{1}{2} Q_1 h_1 = \frac{1}{2g} p_1 h_1 \\
 m_i &= \frac{1}{2} (Q_{i-1} h_{i-1} + Q_i h_i) = \frac{p_{i-1} h_{i-1} + p_i h_i}{2g} \\
 i &= 2, 3, \dots, N
 \end{aligned} \right\}$$

$$K_i = \frac{G_i}{h_i} \quad i = 1, 2, \dots, N$$

$$C_i = \frac{n_i}{h_i} \quad i = 1, 2, \dots, N$$

Entonces, la ecuación de movimiento puede ser represen

tada por la siguiente forma matricial:

$$(M) \{\ddot{X}\} + (C) \{\dot{X}\} + (K) \{X\} = -\ddot{Y} (M) \{I\} \quad (III.b5)$$

donde:

$$(M) = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ 0 & 0 & \dots & m_N \end{pmatrix}$$

$$(C) = \begin{pmatrix} C_1 & -C_1 & 0 & \dots & 0 \\ -C_1 & C_1+C_2 & -C_2 & \dots & 0 \\ 0 & -C_2 & C_2+C_3 & \dots & 0 \\ \cdot & \dots & 0 \\ \cdot & \dots & 0 \\ \cdot & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & \dots & C_{N-2}+C_{N-1} & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & -C_{N-1} \\ 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & -C_{N-1} & \dots & \dots & \dots & C_{N-1}+C_N \end{pmatrix}$$

$$(K) = \begin{pmatrix} K_1 & -K_1 & \dots & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ -K_1 & K_1+K_2 & & -K_3 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ 0 & -K_2 & & K_2+K_3 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ \cdot & \dots \\ \cdot & \dots \\ \cdot & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & K_{N-2}+K_{N-1} & -K_{N-1} & \\ 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & -K_{N-1} & K_{N-1} & + K_N \end{pmatrix}$$

y $\{I\}$ = es un vector unitario

2.a. Respuesta a Movimientos Sísmicos:

Para encontrar la respuesta a movimientos sísmicos en la superficie del suelo a través de varios estratos desde la base rocosa o similar, utilizaré el procedimiento de análisis Paso a Paso; tomando en consideración la ecuación del movimiento como Sistema Discreto y todo lo relacionado al Sistema Discreto, la ecuación de movimiento en forma matricial es la siguiente:

$$(M) \{\ddot{X}\} + (C) \{\dot{X}\} + (K)\{X\} = -(M)\{I\}\{\ddot{Y}(t)\}$$

se asumirá que:

$$(C) = a_1(M) + a_2(K) \quad (III.2.1)$$

Amortiguamiento tipo RAYLEIGH.

Donde la matriz de amortiguamiento (C) es proporcional a las matrices de masa (M) y de rigidez (K). El amortiguamiento es de tipo viscoso.

Se sabe que:

$$\left. \begin{aligned} (C) &= 2 B_n w_n (M) \\ (K) &= w_n^2 (M) \end{aligned} \right\} \text{(III.2.2.)}$$

Reemplazando (III.2.2) en (III.2.1) tenemos:

$$\left. \begin{aligned} 2 B_n w_n (M) &= a_1 (M) + a_2 w_n^2 (M) \\ B_n &= \frac{a_1}{2w_n} + \frac{a_2 w_n}{2} \end{aligned} \right\} \text{(III.2.3)}$$

Es posible encontrar los coeficientes escalares a_1 y a_2 haciendo variar el factor de amortiguamiento (B) para dos frecuencias seleccionadas o sea que puede ser para el primer y segundo modo. Entonces la ecuación de movimiento puede ser de la siguiente forma:

$$(M) \{\ddot{X}\} + \left[a_1 (M) + a_2 (K) \right] \{\dot{X}\} + (K) \{X\} = -(M) (I) \{\ddot{Y}(t)\} \quad \text{(III.2.4)}$$

2.b. Análisis Paso a Paso.

En este análisis Paso a Paso la historia de respuesta es dividida en movimientos muy pequeños de tiempo y durante cada incremento el suelo es asumido a ser elástico linealmente.

Así tenemos:

$$\left[K(t) \right] dX(t) = -(M) d\ddot{Y}(t) \quad \text{(III.2.5)}$$

La ecuación (III.2.4) puede ser escrita incrementalmente

te:

$$(M) \ddot{dX} + \left[a_1 (M) + a_2 (K) \right] \dot{dX} + (K) dX = -(M) \ddot{dY}(t)$$

(III.2.6)

Donde cada término representa un cambio de fuerza ocurrido durante el incremento.

Si se asume que la aceleración varía linealmente durante el incremento de tiempo, la ecuación (III.2.6) puede ser solucionada.

El cambio de vector aceleración es:

$$\ddot{dX} = \frac{6}{dt^2} \dot{dX} + A(t) \quad (III.2.7)$$

Donde:

$$A(t) = - \frac{6}{dt} \dot{X}(t) - 3\ddot{X}(t) \quad (III.2.8)$$

dt es la longitud del incremento de tiempo.

El tiempo t en A(t) se refiere al inicio del incremento de tiempo.

Similarmente:

El cambio del vector velocidad es:

$$\dot{dX} = \frac{3}{dt} dX + B(t) \quad (III.2.9)$$

Donde:

$$B(t) = -3\dot{X}(t) - \frac{dt}{2} \ddot{X}(t) \quad (III.2.10)$$

2.c. Procedimiento de Análisis Paso a Paso para encontrar la respuesta a movimientos sísmicos en la superficie del suelo a través de varios estratos, desde la base rocosa o similar.

Conociendo las propiedades elasto-dinámicas de los estratos de los suelos y subdividiéndolos adecuadamente se dará comienzo al proceso.

PRIMERO: Se empieza con $A(t) = 0$ y $B(t) = 0$, los cuales se reemplazan en las ecuaciones (III.2.7) y (III.2.9) respectivamente.

$$d\ddot{X} = \frac{6}{dt^2} dX \quad (III.2.11)$$

$$d\dot{X} = \frac{3}{dt} dX \quad (III.2.12)$$

SEGUNDO: Las ecuaciones (III.2.11) y (III.2.12) se reemplazan en la ecuación (III.2.6) y tenemos:

$$(M) \frac{6}{dt^2} dX + \left[a_1 (M) + a_2 (K) \right] \frac{3}{dt} dX + (K) dX = -(M) d\ddot{Y}(t)$$

$$\underbrace{\left[(M) \frac{6}{dt^2} + \left[a_1 (M) + a_2 (K) \right] \frac{3}{dt} + (K) \right]}_P dX = -(M) d\ddot{Y}(t) \quad (III.2.13)$$

TERCERO: Si se encuentra la inversa de P y se multiplica por $-M d\ddot{Y}(t)$ tenemos:

$$dX = -(P)^{-1} (M) d\ddot{Y}(t) \quad (III.2.14)$$

(III.2.4) se reemplaza en (III.2.11) y (III.2.12) y se encuentra $d\ddot{X}$, $d\dot{X}$ respectivamente.

CUARTO:

$$\dot{X}(t) = (\dot{X} + d\dot{X}) \quad (\text{III.2.15})$$

$$\ddot{X}(t) = (\ddot{X} + d\ddot{X}) \quad (\text{III.2.16})$$

$$\ddot{X}(t) = (\ddot{X} + d\ddot{X}) \quad (\text{III.2.17})$$

QUINTO: Con los valores encontrados en los pasos tercero y cuarto se reemplazan en (III.2.8), (III.2.10), (III.2.9) y (III.2.6) respectivamente y así sucesivamente se repite el proceso.

Se debe considerar intervalos del orden $dt=0.02$ seg. para una mejor convergencia y pueden escogerse períodos entre 0 y 3. seg.

Las matrices (M) y (K) , pueden determinarse de acuerdo a (III.1.b).

La matriz (C) puede determinarse de acuerdo a (III.2.1).

El registro de un sismo sea real o estadístico digitizado se coloca en la base rocosa o similar. La aceleración de dicho registro sísmico está representado por $\ddot{Y}(t)$ en la ecuación de movimiento.

CAPITULO IV

ESPECTROS DE DISEÑO DE ALGUNAS ZONAS DE LIMA METROPOLITANA

1. RESPUESTAS DE ESTRUCTURAS A MOVIMIENTOS SISMICOS.

Dada la importancia que tienen las estructuras en nuestro país se plantea la necesidad de darles seguridad necesaria frente a movimientos sísmicos.

El análisis estructural que se hace actualmente es considerando las estructuras en forma dinámica, ya que el movimiento de las estructuras y del suelo son esencialmente dinámicas. El método que se adopta para conocer las fuerzas sísmicas es por medio de un diagrama espectral y en nuestro caso serán tres diagramas espectrales diferentes (Zona Centro de Lima, Zona de La Molina y Zona del Callao.

Si el diagrama espectral corresponde a un suelo duro, el período del suelo será corto y las estructuras de período corto, tendrán una aceleración o fuerza sísmica mayor que aquellos de período largo. Pero si las estructuras se acercan al período del suelo, éstas tienden a resonar.

En cambio las estructuras flexibles tienen período largo y toman menor fuerza sísmica, pero sufren grandes desplazamientos que ocasionan daños en la tabiquería o en otros elementos.

Si el diagrama espectral corresponde a un suelo blando, el período del suelo será largo y se recomienda estructuras de período corto para evitar resonancias.

Como se podrá apreciar el tipo de suelo juega un papel muy importante al momento de escoger que tipo de estructuras de be construirse.

1.a. Clasificación de los Sismos por efectos en las edificaciones y su intensidad:

Sismos Leves: Con intensidad igual o menor de V (M.M.).

Sismos Moderados: con intensidad entre VI-VII (M.M.).

Sismos severos: con intensidad igual o mayor que VIII (M.M.)

1.b. Criterios de diseño sismo-resistente:

El objetivo de diseño sismo-resistente es proyectar edificaciones de modo que se comporten ante sismos, según los siguientes criterios:

- Resistir sismos leves sin daño.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación. Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse (caerse) parcial o totalmente, su estructura con la posibilidad de ocurrencia de daños personales y/o materiales.

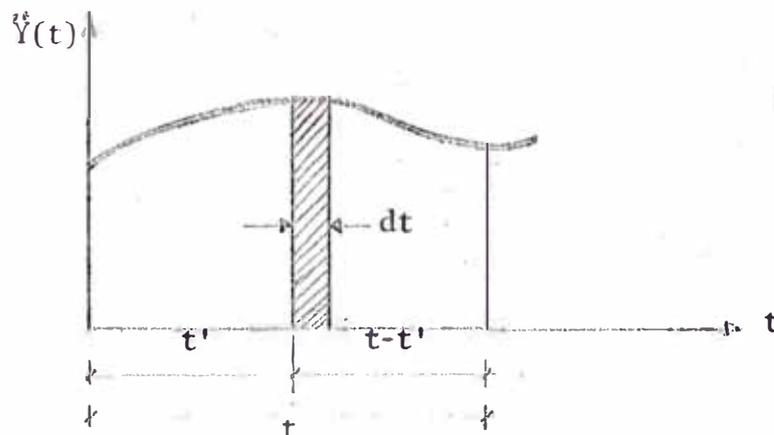
1.c. Espectro de un sismo:

El espectro de un sismo es la envolvente a las máximas respuestas (desplazamiento, velocidad o aceleración) de una estructura elástica de un grado de libertad, con o sin amortiguamiento, cuyo período natural de vibración se hace variar dentro del rango de los períodos de vibración de las estructuras reales, cuando estas estructuras modelos son sometidas a la acción del registro de un sismo dado.

Se acostumbra a considerar:

- Períodos comprendidos entre 0.1 seg. y 3. seg.
- Amortiguamiento entre 0 y el 10% del valor crítico.

Considerando el amortiguamiento de las estructuras los espectros de desplazamiento (S_d), velocidad (S_v) y aceleración (S_a), pueden ser calculados respectivamente por las fórmulas siguientes:



Curva Tiempo vs aceleración

$$S_d = X_{\max} = \left[\frac{T}{2\pi} \int_0^t \ddot{Y}(t) e^{-\frac{2\pi}{T} B(t-t')} \times \text{Sen} \frac{2\pi}{T} \sqrt{1-B^2} (t-t') dt' \right]$$

$$S_v = \dot{X}_{\max} = \left[\int_0^t \ddot{Y}(t) e^{-\frac{2\pi}{T} B(t-t')} \times \text{Sen} \frac{2\pi}{T} \sqrt{1-B^2} (t-t') dt' \right]$$

$$S_a = \ddot{X}_{\max} = \left[\frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{Y}(t) e^{-\frac{2\pi}{T} B(t-t')} \times \text{Sen} \frac{2\pi}{T} \sqrt{1-B^2} (t-t') dt' \right]$$

1.d. Espectros de Diseño:

En el método de análisis sísmico llamado Espectral, el análisis de una estructura específica se realiza utilizando el espectro representativo promedio de los sismos registrados en la zona a estudiarse o también de sismos estadísticos, cuyas características serán similares a las de un sismo real.

Estos sismos registrados deberán ser seleccionados a criterio del diseñador. En nuestro caso el espectro representativo de la zona deberá estar dentro de los lineamientos que se plantea en (1.a) y (1.b) de este capítulo.

2. ESPECTROS DE DISEÑO OBTENIDOS DE ALGUNAS ZONAS DE LIMA METROPOLITANA.

Los espectros de diseño que se han obtenido son de algunas zonas de Lima Metropolitana, como: La Zona del Centro de Lima, la Zona de La Molina y la Zona del Callao. Se han considerado estas zonas porque sus edificaciones han sufrido daños estructurales debido a sismos pasados. Por ejemplo las edificaciones de las zonas de La Molina y el Callao, han sufrido da-

ños mucho mayores que los del Centro de Lima, y esto es debido al diferente tipo de suelo en que se encuentran cimentadas las edificaciones.

2.a. Espectro de Diseño de la zona del Centro de Lima:

El Centro de Lima está situada en la parte central del Valle del Rimac y a más de 2 kms. de distancia de cerros, acantilados y bordes de ríos.

El suelo de Lima es casi plano y está formado por conglomerado seco compacto, napa freática profunda y su resistencia portante es de $\sigma_t = 5.00 \text{ Kg/cm}^2$. La roca madre se encuentra aproximadamente entre 300 a 400 mts. de profundidad. La intensidad probable que se espera es de grado VII (Escala Mercalli Modificada).

Las velocidades de onda que se han encontrado en la roca del basamento de Lima están en el orden de los $V_p = 6,000$ mts/seg. La velocidad de onda de corte del conglomerado de Lima debe estar aproximadamente en el orden de $V_s = 1,000$ mts/seg. por lo tanto el período predominante del suelo es corto.

El primer acelerógrafo instalado en el Perú fue en el año de 1944, marca USCGS y se le ubicó en el centro de Lima. 23 registros sísmicos fueron obtenidos por el acelerógrafo antes mencionado entre (1946 y 1972). Solamente 4 Registros Sísmicos de los que fueron obtenidos presentan un pico de aceleración mayor de .05 g. y corresponden a

los siguientes sismos:

31 de Enero de 1951, 17 de Octubre de 1966, 31 de Mayo de 1970, 29 de Noviembre de 1971.

En 1974, Lima tuvo 3 terremotos (5 de Enero, 3 de Octubre, 9 de Noviembre) y sus registros sísmicos fueron obtenidos por 2 acelerógrafos (USCGS y un nuevo acelerógrafo SMA-1 instalado en Lima).

Para trazar nuestra curva de espectro de diseño se han escogido tres registros sísmicos ya digitizados y que presentan aceleraciones máximas altas con espectros de respuesta (CHARLES F. KNUDSON y VIRGILIO PEREZ).

<u>Fecha del Sismo</u>	<u>Magnitud</u>	<u>Estación</u>	<u>Distancia Epicent. (Km)</u>	<u>Máxima Aceleración</u>
17.10.1966	7.5	Ins.Geofís.	205	L = .27g T = .40g
31.5.1970	7.6	Ins.Geofís.	370	L = .12g T = .13g
03.10.1974	7.6	Ins.Geofís.	85	L = .25g T = .21g

En estos espectros de respuesta ($h=5\%$) se aprecia la presencia de frecuencia inusitadamente altas y períodos $T \leq 0.15$ seg.

Como se puede apreciar las ondas sísmicas en esta clase de suelos no sufren mayor amplificación.

Teniendo en cuenta el criterio expuesto en (1.a) y (1.b) del presente capítulo y también el equilibrio de seguridad y economía de las estructuras, se ha standarizado la

curva de envolvente del espectro en $C=0.40g$. Se ha considerado la envolvente del espectro como una línea horizontal hasta 0.4 seg. debido al posible incremento del período natural de vibración del suelo por comportamiento no lineal del mismo ante sismos de gran intensidad en la zona y también al espectro de respuesta (03.10.74)

La línea de espectro para períodos mayores de 0.4 seg. sigue una curva casi paralela a los espectros de respuesta propuestos de sismos reales. Y a partir de 2 seg. la curva se vuelve casi asintótica; pero debido a que en las nuevas Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, el mínimo valor de coeficiente sísmico que se propone es $C= 0.16$ seg. ya que el factor de suelo $S=1.00$, y por lo tanto nuestra curva de espectro a partir de 1.3 seg. se hace asintótica.

La Fig.NºA, muestra el espectro de diseño ($h=5\%$) propuesto para esta zona, así como también los espectros de respuesta de los sismos (17.10.66, 31.05.70, 3.10.74).



2.b Espectro de Diseño de la Zona de la Molina:

La Molina está situada en el extremo oriental del Valle de Lima, de forma casi cuadrada y superficie más o menos plana delimitada por montañas.

El suelo es de arcilla arena limosa, hasta una profundidad aproximada a 10 mts., depositada sobre grava. El basamento rocoso se encuentra a una profundidad aproximada de unos 30 mts. Por las características mencionadas en el suelo de La Molina, se produce el fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas. La amplificación se ha podido constatar durante los terremotos de 1966, 1970 y 1974. En todos estos casos las intensidades observadas corresponden de 1 a 2 grados más que las que corresponderían si el suelo fuera firme. La intensidad probable que se espera en esta zona es de grado IX (M.M.)

Casi a fines del año 1974, se instaló un acelerógrafo marca SMA-1, en la estación de La Molina, el cual pudo registrar un sismo, cuyas características damos a continuación:

Fecha del sismo	Magnitud	Estación	Distancia Epicentral(KM)	Máxima Aceleración
9.11.74	7.2	La Molina	105	L = .11g T = .10g

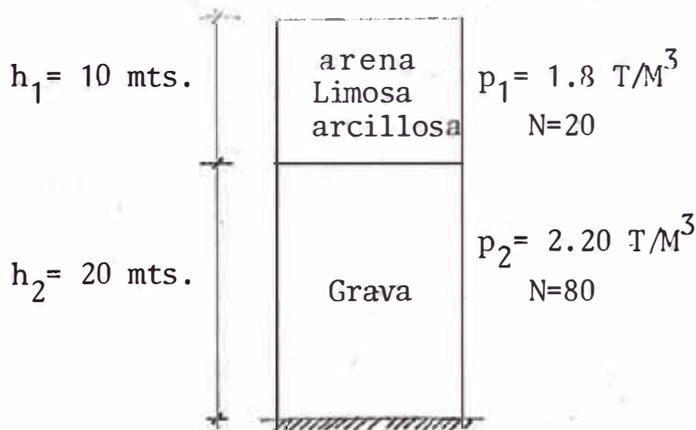
Dicho registro sísmico fue ya digitizado y encontrado el espectro de respuesta (CHARLES F. KNUDSON y VIRGILIO PEREZ).

Este espectro de respuesta nos da idea clara de como

es la forma de las ordenadas espectrales.

Aprovechando de un pozo hecho en la Universidad de La Molina, podemos determinar las propiedades elasto-dinámicas del suelo.

El período predominante del suelo se determinó haciendo un análisis modal.



El módulo de corte puede ser calculado en función del número de golpes.

$$G = 1200 N^{0.8}$$

$$G_1 = 1200 \times 20^{0.8} = 13183 \text{ T/M}^2$$

$$G_2 = 1200 \times 80^{0.8} = 39962 \text{ T/M}^2$$

$$V_{s1} = \sqrt{G_1 \times \frac{g}{p_1}} = 265 \text{ mts/seg.}$$

$$V_{s2} = \sqrt{G_2 \times \frac{g}{p_2}} = 465 \text{ mts/seg.}$$

Como se está trabajando en sistema discreto será necesario chequear si se subdivide el pozo en más estratos para calcular el período del suelo con más precisión.

De acuerdo al Capítulo III (2.) tenemos:

$$T = \frac{4h}{V_s}$$

$$T_1 = \frac{4 \times 10}{265} = 0.15 \quad \bar{n}=1$$

$$T_2 = \frac{4 \times 20}{420} = 0.19 \quad \bar{n}=1$$

Entonces podemos apreciar que no es necesario seguir subdividiendo el pozo.

Sabiendo que:

$$K_1 = \frac{G_1}{h_1} = \frac{13183}{10} = 1318 \text{ T/M}^2/\text{M}$$

$$K_2 = \frac{G_2}{h_2} = \frac{39962}{20} = 1998 \text{ T/M}^2/\text{M}$$

$$m_1 = \frac{1}{2} \frac{p_1 h_1}{g} = \frac{1}{2} \times \frac{1.8 \times 10}{9.8} = 0.92 \frac{\text{T} \times \text{seg}^2}{\text{M}} / \text{M}^2$$

$$m_2 = \frac{1}{2} \frac{p_1 h_1}{g} + \frac{1}{2} \frac{p_2 h_2}{g} = 0.92 + \frac{1}{2} \times \frac{2.2 \times 20}{9.8} = 3.16 \frac{\text{T} \times \text{seg}^2}{\text{M}} / \text{M}^2$$

$$[M] \ddot{X} + [K] X = 0$$

Solucionando la ecuación tenemos que el período predominante para los 2 primeros modos es:

$$T_s = 0.30 \text{ seg.}$$

Haciendo una comparación entre la aceleración máxima (.105g) obtenida en la Estación de La Molina (9.11.74) y la aceleración máxima obtenida (.058g) en el Instituto Geo

físico (9.11.74) vemos que las diferencias de aceleraciones es debido a la amplificación sísmica en la Zona de La Molina con respecto a la Zona de Lima. La amplificación es aproximadamente de 1.81.

El espectro de respuesta ($h=5\%$) obtenida del sismo real (9.11.74) presenta período predominante de $T= .3\text{seg.}$ el cual coincide con el período del suelo obtenido por el análisis modal.

Las velocidades ondas de corte obtenidas son bajas por lo cual las ondas se amplifican grandemente y es una de las características de los suelos blandos.

Teniendo en cuenta el criterio expuesto en (1.a) y (1.b) del presente capítulo y también el equilibrio de seguridad y economía de las estructuras, se ha standarizado la curva de envolvente del espectro en $C=.60g$.

Se ha considerado la envolvente del espectro como una línea horizontal hasta $.60\text{ seg.}$, debido al incremento del período natural de vibración del suelo, por comportamiento no lineal del mismo ante sismos de gran intensidad en la zona.

La línea de espectro para períodos mayores de $.60\text{ seg.}$ sigue una curva casi paralela al espectro de respuesta obtenido de sismo real. Y a partir de más o menos 2.00 seg. la curva se vuelve casi asintótica. Se considera como valor mínimo $SC = 1.4 \times 0.16 = .224g$. (Nuevas Normas Perua-

nas de Diseño Antisísmico).

La Figura N°B (ver sgte.pág.), muestra el espectro de diseño (h=5%) propuesto para esta zona, así como también el espectro de respuesta del sismo real (9.11.74).

2.c. Espectro de Diseño de la Zona del Callao:

El Callao está situado hacia el Oeste de la zona Centro de Lima y limita por uno de sus lados con el Océano Pacífico, presenta las características de un suelo blando y está formado en su mayoría por una capa superficial de relleno y grava de más o menos 10 mts. de espesor y más abajo presenta capas de arena, arcilla, gravas. Debido a la estratigrafía del suelo, las velocidades de propagación de ondas de corte son bajas y por lo tanto el período natural de vibración del suelo se amplifica. La intensidad probable que se espera es de grado IX (M.M.). Conociendo las propiedades elasto-dinámicas del suelo podemos determinar el período del suelo.

Aprovechando de que una compañía consultora efectuaba estudio dinámico de la Escuela Naval, sito en La Punta-Callao (Febrero de 1977), solicité la oportunidad de participar en dicho estudio, el cual fue aceptado.

Se hizo un pozo tubular de 40 mts. de profundidad en la zona y la información bajo los 40 mts. se estima en base a los perfiles de un pozo de agua de 120 mts. existente en la zona.

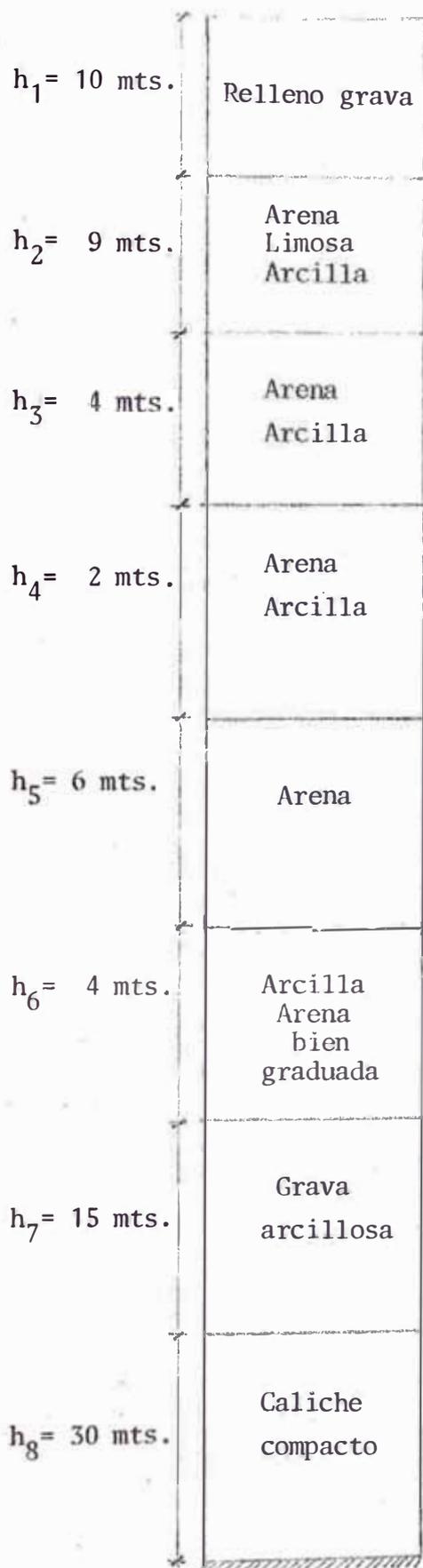
Hecho el pozo tubular, se determinaron los pesos específicos y espesores de cada estrato. Con la ayuda de un equipo geofísico (PS-5 HANDY Seis de la OYO CORPORATION) se pudo determinar las velocidades ondas de corte aplicando el método DOWN HOLE.

El método DOWN HOLE, el cual se hizo en el pozo tubular, se basa en la generación de ondas artificiales por medio de detonadores, las ondas mencionadas llegan a la superficie unas tras otras.

Conociendo las velocidades ondas de corte, podemos calcular el módulo de corte de cada estrato y también chequear si es necesario seguir haciendo más subdivisiones en el perfil estratigráfico del pozo con sus propiedades elasto-dinámicas: (Ver Perfil Estratigráfico en la Pag.52)

Aplicando lo mismo que para el espectro anterior y haciendo un análisis modal, encontramos que el período predominante para los 5 primeros modos es de $T_s = 0.60$ seg.

Debido a la falta de sismos reales registrados en la zona en estudio se procedió a la generación de un sismo estadístico artificial en función de las propiedades sismológicas de la zona como son: La magnitud sísmica esperada, distancias epicentrales variables, períodos predominantes y aceleraciones máximas esperadas; con estos valores se obtuvo el registro sísmico estadístico. Las propiedades del sismo estadístico generados fueron los siguientes (pág.53):



$$V_{s1} = 250. \text{ mts/seg}$$

$$p_1 = 2.20 \text{ T/M}^3$$

$$G_1 = 14030. \text{ T/M}^2$$

$$T_1 = \frac{4h_1}{V_{s1}} = 0.16 \text{ seg.}$$

$$\bar{n} = 1$$

$$V_{s2} = 220. \text{ mts/seg}$$

$$p_2 = 1.75 \text{ T/M}^3$$

$$G_2 = 8643. \text{ T/M}^2$$

$$T_2 = \frac{4h_2}{V_{s2}} = 0.16 \text{ seg.}$$

$$\bar{n} = 1$$

$$V_{s3} = 400. \text{ mts/seg}$$

$$p_3 = 1.80 \text{ T/M}^3$$

$$G_3 = 29388. \text{ T/M}^2$$

$$T_3 = \frac{4h_3}{V_{s3}} = 0.04 \text{ seg.}$$

$$\bar{n} = 1$$

$$V_{s4} = 200. \text{ mts/seg}$$

$$p_4 = 190 \text{ T/M}^3$$

$$G_4 = 7755. \text{ T/M}^2$$

$$T_4 = \frac{4h_4}{V_{s4}} = 0.04 \text{ seg.}$$

$$\bar{n} = 1$$

$$V_{s5} = 600. \text{ mts/seg}$$

$$p_5 = 1.90 \text{ T/M}^3$$

$$G_5 = 69796. \text{ T/M}^2$$

$$T_5 = \frac{4h_5}{V_{s5}} = 0.04 \text{ seg.}$$

$$\bar{n} = 1$$

$$V_{s6} = 266. \text{ mts/seg}$$

$$p_6 = 1.90 \text{ T/M}^3$$

$$G_6 = 13718. \text{ T/M}^2$$

$$T_6 = \frac{4h_6}{V_{s6}} = 0.06 \text{ seg.}$$

$$\bar{n} = 1$$

$$V_{s7} = 571. \text{ mts/seg.}$$

$$p_7 = 1.90 \text{ T/M}^3$$

$$G_7 = 63212. \text{ T/M}^2$$

$$T_7 = \frac{4h_7}{V_{s7}} = 0.11 \text{ seg.}$$

$$\bar{n} = 1$$

$$V_{s8} = 1000. \text{ mts/seg}$$

$$p_8 = 2.30 \text{ T/M}^3$$

$$G_8 = 234694. \text{ T/M}^2$$

$$T_8 = \frac{4h_8}{V_{s8}} = 0.12 \text{ seg.}$$

$$\bar{n} = 1$$

- Banda de frecuencias : 0 - 25 cps.
- Amplitud promedio de frecuencia (vel.): 40 m/seg.
- Frecuencia predominante : toda la banda.
- Aceleración máxima : 20% g.

El sismo generado es de tipo no estacionario epicentral cercano (después de Jennings), que es el que causa mayores efectos en suelos y las edificaciones.

El sismo estadístico se coloca en la base del perfil o sea en un estrato más o menos duro para ver la amplificación sísmica que hay cuando la onda sísmica llega a la superficie a través de varios estratos y se aplicó el análisis paso a paso, que se explica en el Capítulo III (2c).

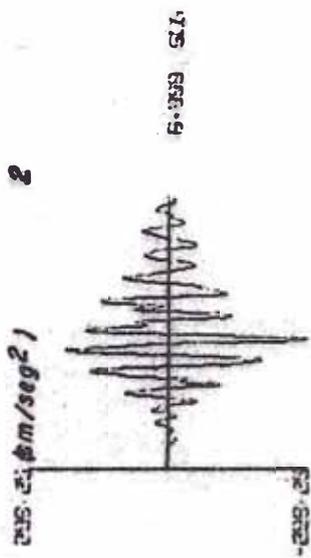
La Fig.N°C-1, muestra la variación del sismo estadístico; cruzando por el modelo representativo, se puede apreciar que la amplificación sísmica es de 1.81 veces entre el primer estrato y la base del perfil.

Para encontrar el espectro de respuesta del sismo artificial ($\eta=5\%$) en el primer estrato se utilizaron las fórmulas propuestas en (1.c) del presente capítulo.

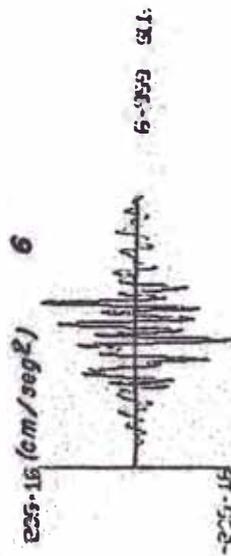
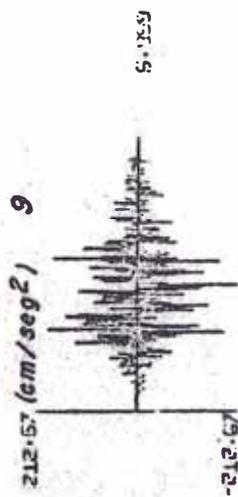
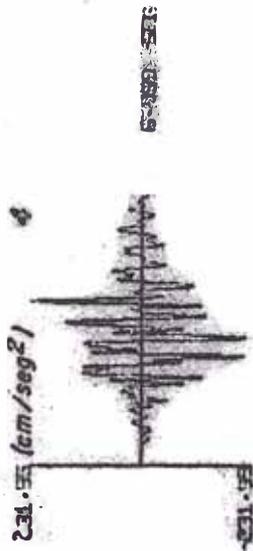
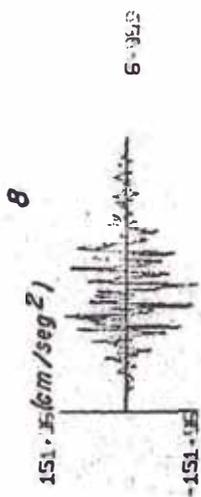
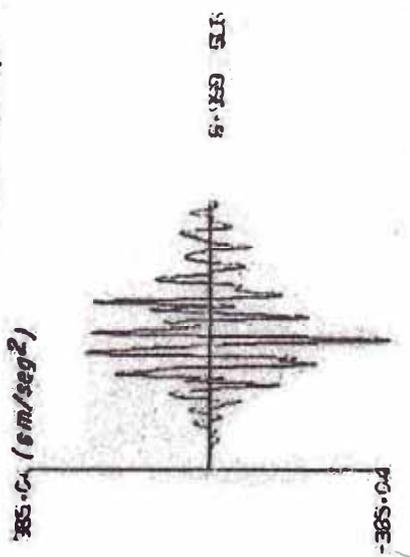
El sismo estadístico en la superficie resultó tener una aceleración máxima $a = .39g$.

El espectro de respuesta obtenido, presenta un período $T=.55$ seg., característica de los suelos blandos.

Teniendo en cuenta el criterio expuesto en (1.a)y(1.b)



6. LIB. 1 (Sup)



VARIACION DEL SISMO ESTADIST
CRUCE POR MODELO REPRESENT.

FIGURA N° C-1

del presente capítulo y también el equilibrio de seguridad y economía de las estructuras, se ha standarizado la curva de envolvente del espectro en $C=.60g$.

Se ha considerado la envolvente del espectro como una línea horizontal hasta .80 seg. debido al incremento del período natural de vibración del suelo por comportamiento no lineal del mismo ante sismos de gran intensidad en la zona.

La línea de espectros para períodos mayores de .80 seg. sigue una curva casi paralela al espectro de respuesta del sismo artificial; pero debido a que en las Nuevas Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, $SC = 1.4 \times .16 = .224g$, la curva sufre una pequeña modificación y a partir de 1.6 seg. la línea de espectro de diseño se vuelve asintótica.

La Figura N°C-2, muestra el espectro de diseño ($h=5\%$) propuesto para la zona, así como también el espectro de respuesta del sismo artificial.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se puede apreciar en la Fig. N°4, que el módulo de corte decrece al incrementarse las deformaciones de corte del suelo. Las deformaciones de corte están en el rango de $e = 0.5 \sim 1\%$ (durante sismos largos destructivos).

La curva variación del módulo de corte versus deformaciones decrece más en suelos arenosos que en suelos arcillosos.

Durante sismos destructivos el módulo de corte decrece: a $1/3 \sim 1/5$ (arcilla) y a $1/10$ o menos (arena).

- El Factor de amortiguamiento en los suelos aumenta cuando las deformaciones se incrementan y se puede apreciar en la Fig. N°11.

La curva Factor amortiguamiento versus deformaciones aumenta más en suelos arenosos que en suelos arcillosos. Durante sismos destructivos el factor de amortiguamiento aumenta:

$B = 12 \sim 15\%$ (arcilla) y $B = 20 \sim 25\%$ (arena).

El factor de amortiguamiento del suelo es mucho más grande que el factor de amortiguamiento de los materiales estructurales.

- Al aplicarse la teoría de amplificación sísmica unidimensional se ha supuesto la horizontalidad de los estratos, considerando el rango elástico y trabajando en un medio semi-infinito.

nito. Las velocidades de ondas de corte son las que se propagan a lo largo de la dirección vertical y causan grandes daños estructurales durante sismos destructivos. La dirección de propagación de las ondas sísmicas se acercan bastante a la dirección vertical, cuando estas ondas pasan a través de estratos blandos (Teoría de Reflexión y Refracción de ondas).

- La solución de la ecuación de movimiento obtenida como sistema continuo, es bastante compleja y la más exacta, toma en consideración las derivadas parciales.

La solución de la ecuación de movimiento obtenida como sistema discreto es menos compleja y generalmente es la más usada en computación electrónica. En este sistema se trabaja a base de derivadas totales y haciendo subdivisiones de los estratos del suelo, de acuerdo a una tabla dada (Capítulo III) los errores en frecuencia nunca exceden del 3% al 5%.

- Los espectros de diseño obtenidos para cada zona son diferentes debidos a los tipos de suelos que presentan.

La amplificación sísmica del lugar ha sido considerada dentro de cada espectro. En las zonas del Callao y La Molina, la aceleración máxima sísmica espectral propuesta es de $C=60\%$ y en la zona del Centro de Lima $C= 40\%$.

- Se puede apreciar que las velocidades onda de corte son bajas en los estratos blandos y por lo tanto la amplificación sísmica es mucho mayor.
- Los períodos del suelo obtenidos en las zonas del Callao y

La Molina son largos, mientras que en el suelo del Centro de Lima es corto.

- En los espectros de diseño se ha considerado también la decisión de equilibrio entre la seguridad y economía de las estructuras.
- Los valores obtenidos están casi cerca de lo que se buscaba.
- Para calcular las aceleraciones, fuerzas, esfuerzos, deformaciones de las estructuras, habrá que dividir las aceleraciones espectrales entre el factor de ductilidad. El Factor de ductilidad corresponde básicamente a la ductilidad global de la estructura, involucrando además consideraciones sobre amortiguamiento y comportamiento en niveles próximos a la fluencia.

La ductilidad es la relación entre las deformaciones correspondientes a la rotura y la correspondiente al límite elástico, del material del elemento o de la estructura.

- El tipo de suelo juega un papel muy importante al momento de decidir que tipo de estructura debe construirse.
- Se recomienda realizar un estudio completo de Microzonificación Sísmica de Lima Metropolitana.
- Debe de haber una coordinación completa entre todos los proyectistas, al hacer los estudios de las edificaciones, desde el Ingeniero Geólogo hasta el Ingeniero encargado de la construcción.

En la zona del Centro de Lima se recomienda los siguientes:

- Construir edificaciones con un período mayor que el del suelo ($T_s = 0.25$ seg.), teniendo en cuenta que las edificaciones no sean muy flexibles, porque ocasionarían daños en la tabiquería, además deben ser ductibles.

El Factor de ductilidad puede ser $R_d = 5.00$.

- En cuanto a las edificaciones bajas rígidas se debe diseñar muy bien los elementos estructurales, porque su período está cerca al período del suelo.
- El suelo del Centro de Lima es propicio para hacer edificaciones altas por su gran resistencia $\sigma_t = 5\text{Kg/cm}^2$ y tener un período corto.
- Para el diseño se deberá seguir las Nuevas Normas de Diseño Antisísmico a excepción del espectro de diseño que se propone en esta Tesis.

En las zonas de La Molina y el Callao se recomienda lo siguiente:

- Las edificaciones a construirse deberán ser de poca altura y rígidas en lo posible, teniendo en cuenta que los períodos predominantes de las edificaciones no sean mayores de $T = 0.20$ seg. (para la Molina) y $T = 0.25$ seg. (para el Callao).

- La cimentación debe ser adecuada para evitar que los elementos tengan vibraciones independientes.
- Simetría tanto arquitectónica como estructural.
- Se debe emplear un factor de ductilidad R_d no mayor de 4.
- Si bien se ha recomendado los períodos de las edificaciones lejanas al del suelo, los altos modos del suelo pueden contribuir a una mayor amplificación sísmica.
- Para el diseño se deberá seguir las Nuevas Normas de Diseño Antisísmico a excepción de los espectros de diseño que se propone en esta Tesis.

BIBLIOGRAFIA

- SHUNZO OKAMOTO. "Introduction to Earthquake Engineering".
Chapter 5.
- Y.OHSAKI. "Dynamic Characteristics and One-Dimensional Amplification Theory of Soils Deposits", Report 75-01. Department Engineering of Architecture Faculty of University of Tokyo.
- RAY W.CLOUGH. "Earthquake Response of Structures". Chapter 12.
- WILLIAN W. SETO. "Theory and Problems of Mechanical Vibrations".
- HWEI P.HSU. "Análisis de Fourier".
- JULIO KUROIWA. Copias de Clase.
- DANIEL D.MC. CRAKEN. "Programación Fortran IV Programming".
- SHAN S. KUO. "Numerical Methods and Computers".
- LOCKHEED AIRCRAFT CORPORATION and HOLMES & NARVER. "Nuclear Reactors and Earthquakes" (1963).
- "Segundas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica". Volumen II, 1976.
- JULIO KUROIWA. "Protección de Lima Metropolitana ante Sismos Destructivos". (1976)
- "Sexta Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica". Volu-

men 2. Celebrado en LA INDIA-NUEVA DELHI. Enero
10-14, 1977.

- NUEVAS NORMAS DE DISEÑO ANTISISMICO. 1977.