

881215
1
204

UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA

Con estudios Incorporados a la Universidad Nacional Autónoma de México



"DINAMICA DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T E S I S
QUE PARA OPTAR POR 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
ARTURO ANDRES BLADINIERES CORREA MAGALLANES

ASESOR: ING. JAVIER VAZQUEZ TIRADO



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:

PREFACIO

CAPITULO I	pag. 1
El suelo del Valle de México	1
A.- Los movimientos tectónicos	2
B.- Formación del suelo	6
C.- Formación del las capas del subsuelo	9
D.- Estructura interna de los suelos arcillosos	13
a.- Panoide	14
b.- Floculenta	15
c.- Compuesta	16
d.- Castillo de nalpes	16
e.- Dispersa	17
E.- Las características dinámicas del subsuelo del Valle de México	21
a.- Módulo de rigidez al cortante	25
b.- Módulo de amortiguamiento	26

c.- Módulo de Young	27
d.- Módulo de compresibilidad volumétrica	28

CAPITULO II pág. 32

Métodos de obtención de las características dinámicas de los suelos	32
A.- Péndulo de torsión libre	35
a.- Fundamento	35
b.- Equipo utilizado	35
B.- Columna resonante a torsión	37
a.- Fundamento	38
b.- Equipo utilizado	38
C.- Cámara triaxial cíclica	43
a.- Fundamento	43
b.- Equipo utilizado	44
D.- Aparato de corte simple cíclico	47
a.- Fundamento	48
b.- Equipo utilizado	48

CAPITULO IIIpág. 52

Diseño de cimentaciones a sismo	52
A.- Las ondas sísmicas	52
1.- Ondas de cuerpo	54
a.- Ondas Compresionales	54
b.- Ondas equivolúmetricas	55
c.- Ondas convertidas	56
d.- Coda	56
2.- Ondas Superficiales	57
a.- Ondas de Raleigh	57
b.- Ondas de Love	57
3.- Ondas guiadas	58
B.- Período natural del suelo	58
C.- Distribución de esfuerzos en el suelo	63
a.- Matriz de influencia por carga vertical (MICAV) ...	65
b.- Matriz de influencia por carga horizontal (MICAH)	67
D.- Diseño dinámico de cimentaciones	70
1.- Cimentación rígida sin pilotes	73
a.- Cálculo del módulo de cimentaciones por	

rotación del muro	74
b.- Cálculo del módulo de cimentación por rotación de la base	78
c.- Diseño de la cimentación rígida	81
d.- Notas	84
2.- Caja de cimentaciones con pilas o pilotes	85
a.- Primer caso	86
b.- Segundo caso	87
3.- Momentos cortantes en pilas y pilotes	90
4.- Casos especiales	100
E.- Principales conclusiones de los estudios de la respuesta de pilotes a cargas laterales	104

Conclusiones pág. 111

Bibliografía pág. 116

Anexo 1 pág. 121

Anexo 2 pág. 130

PREFACIO:

El 19 de Septiembre de 1985 fué un día importante para todos los habitantes de la Cd. de México. El ingeniero civil, dentro del marco de responsabilidad social, debe comprender mejor el fenómeno sísmico: cómo se producen los temblores, cómo es el subsuelo del Valle y cómo reacciona con los sismos, cuáles son los parámetros dinámicos del suelo y cómo se miden; y sobre todo cómo poder aplicar este conocimiento para dar mayor seguridad a las estructuras.

El objetivo del presente trabajo es el de dar una respuesta sencilla a estas preguntas, presentando estos temas en forma pedagógica y a nivel de un ingeniero recién egresado de los Institutos de educación superior.

Existe material suficiente para hacer un libro por cada tema, así que para lograr eficientemente el objetivo propuesto, se establecen los siguientes alcances:

- 1.- Tratar sólo los suelos lacustres del Valle de México.
- 2.- Considerar exclusivamente los problemas dinámicos de las cimentaciones por sismos.

3.- Describir los métodos de estudio de dinámica de suelos más usuales en los laboratorios de Investigación mexicanos.

4.- La aplicación que se desarrolla en el presente trabajo consiste en el cálculo de las acciones horizontales a la que es sometida la cimentación debidas a un sismo.

Este trabajo busca saciar la curiosidad de aquél que desee comenzar a conocer el fenómeno sísmico, su forma de estudio y su aplicación.

CAPITULO I

EL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO

"Suelo" es una palabra muy utilizada tanto común como técnicamente. En lenguaje profano se refiere únicamente a la parte más superficial de la corteza terrestre. En lenguaje técnico representa distintas ideas según la ciencia de la que se trata. Así, la definición de suelo será distinta para un agrónomo, que para un geólogo o la que establecería un ingeniero.

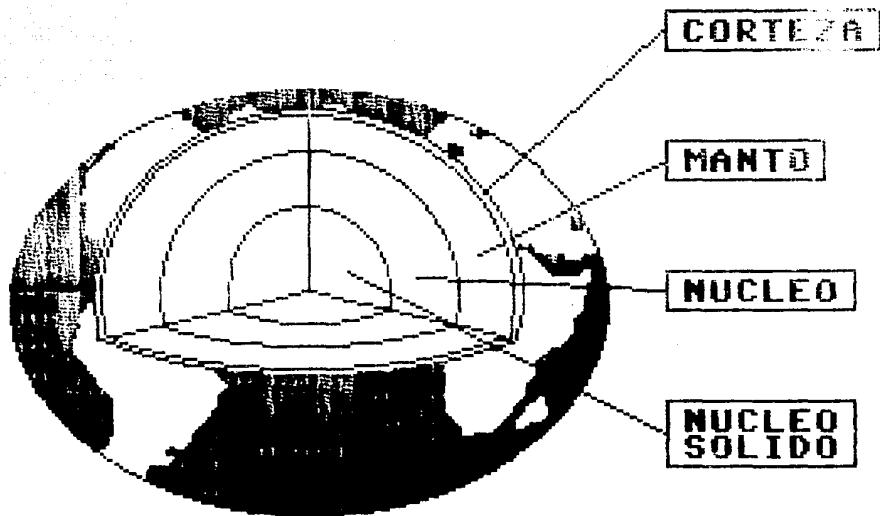
En Geotecnia, la definición de suelo es la siguiente: "agregado natural de partículas minerales, orgánicas o inorgánicas (incluyendo las de agua y aire), separables por medios mecánicos de poca intensidad". Hay que notar que los materiales "duros" de la corteza terrestre, como las rocas ígneas, las metamórficas o los sedimentos altamente cementados, están fuera de la definición. Esto se debe a que la Geotecnia estudia la mecánica de los materiales que son altamente deformables con la aplicación de esfuerzos relativamente pequeños de la corteza terrestre. Los materiales "duros" difieren de ellos en la forma de su estudio y son analizados por la Mecánica de Rocas.

En la formación y evolución del subsuelo del Valle de México han contribuido muy complejas fuerzas naturales y humanas, dando por resultado un material cuya descripción es muy difícil de detallar. Los principales de ellos son: los movimientos tectónicos, la erosión, la historia geológica y climática y la consolidación, tanto natural como la inducida por el hombre. En adelante se explicarán cada una de estas fuerzas para lograr una comprensión de las causas del comportamiento dinámico de las arcillas del valle.

A.- LOS MOVIMIENTOS TECTONICOS

El interior del planeta esta compuesto por una serie concéntrica de capas que se superponen unas con otras, a la manera de un bulbo de cebolla. El estudio de estas capas ha sido posible mediante el análisis científico de las ondas sísmicas, y básicamente se han dividido en tres: la Corteza, el Manto y el Núcleo (fig. IA-1).

a) La Corteza.- Esta compuesta por dos tipos de materiales diferenciados entre sí. La primera forma los continentes y es rico en silicio y aluminio, de ahí su nombre "SIAL". La segunda forma el fondo oceánico



(FIG. IA-1)

y también se encuentra bajo el SIAL. Es rica en silicio y magnesio, de donde toma su nombre "SIMA". El SIAL tiene una densidad de 2.7 gr/cm^3 y el SIMA 2.9 gr/cm^3 . Entre los 30 y 60 Km de profundidad bajo los continentes, y a sólo 10 Km bajo el fondo oceánico, existe una discontinuidad brusca de densidades, de 2.9 a 3.3 gr/cm^3 , llamado "Discontinuidad de Mohoróvicic", o sencillamente "Moho", donde comienza el Manto.

b) El Manto: Comienza entre los 30 y los 60 Km de profundidad y termina a los 2,900 Km. Se divide en manto superior y manto inferior. El manto inferior se divide en tres capas: la capa superior hasta los 100 Km, una capa plástica llamada "Astenósfera" hasta los 200 Km y una gruesa capa hasta los 700 Km de profundidad. La capa superior del manto superior junto con la corteza, reciben el nombre de "Litósfera", que esta dividida en placas. Estas placas "flotan" literalmente sobre la astenósfera, cuya presión y temperatura casi alcanzan el punto de fusión haciéndola fluída.

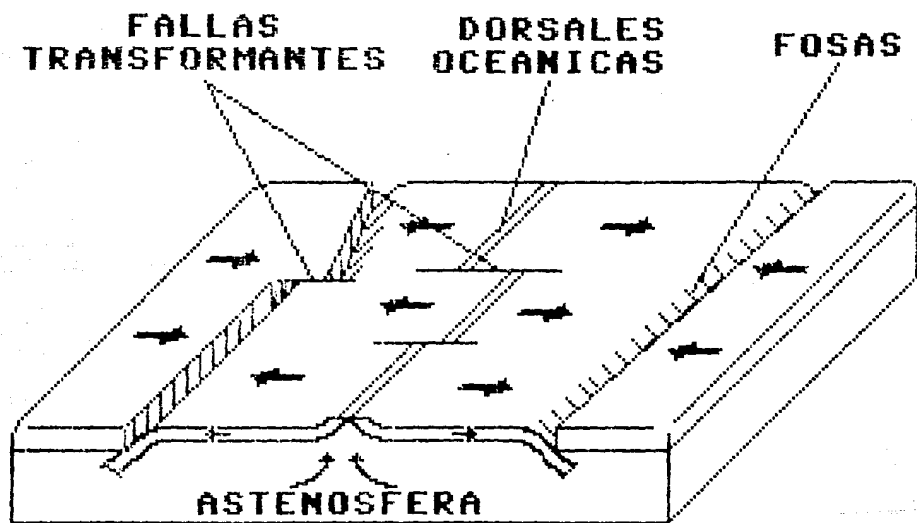
El manto inferior comienza a los 700 Km de profundidad donde existe una discontinuidad de 3.3 a 4.3 gr/cm^3 , llamada "de Repetti". Su límite inferior se encuentra a 2,900 km de profundidad.

c) El Núcleo.- Comienza a los 2,900 Km en la discontinuidad " de Gutenberg", donde se pasa de 4.3 a 9.5 gr/cm^3 . El núcleo se divide a su vez en dos capas, una superior y otra inferior. La superior es líquida. La densidad en esta capa va aumentando hasta los 12.3 gr/cm^3 a 5,150 km de profundidad; donde cambia bruscamente hasta los 15 gr/cm^3 en la discontinuidad " de Weichert" que divide las dos capas del núcleo.

La última capa es sólida. La densidad va en aumento conforme la profundidad. En el centro de la Tierra, a 6,371 Km la densidad llega a ser 18 gr/cm^3 .

La teoría de tectónica de placas establece que la corteza y la capa superior del manto (que juntos forman la "Litósfera"), están divididas en láminas rígidas que continuamente cambian su posición relativa entre sí. Bajo la Litósfera se encuentra la Astenósfera, zona de gran plasticidad. Los límites o fronteras de estas placas son de tres tipos: las dorsales oceánicas, las fosas y las fallas. (ver fig. 1A-2).

a) Dorsales oceánicas.- Se encuentran donde las placas se alejan unas de otras, dejando un hueco que constantemente es rellenado con material fundido de las capas inferiores. Esto produce un crecimiento



(FIG. IA-2)

del fondo oceánico que en el Pacífico alcanza una velocidad de 10 cm por año.

b) Las Fosas.- Se forman al encontrarse dos placas que avanzan una hacia la otra. Una de ellas se sumerge bajo la presión de la otra y penetra en el manto donde se funde. Así, esta placa se va destruyendo, compensando la que se va añadiendo en las dorsales oceánicas. La placa que es obligada a sumergirse empuja a la otra hacia arriba en forma de pliegues formando grandes cadenas montañosas como el Himalaya.

En muchas partes del mundo donde existen fosas se encuentran cadenas volcánicas paralelas a ellas, causadas por el ascenso del material fundido de la placa que se sumerge. Aunque el Eje Neovolcánico en la República Mexicana no es paralelo a la fosa, se le atribuye este origen.

c) Las Fallas Transformantes.- Se forman donde las placas se deslizan una al lado de la otra en sentidos contrarios. Este es el origen de la falla de San Andrés.

La historia geológica, el vulcanismo y la sismicidad del Valle de

México se explican por una fosa que se forma bajo la plataforma continental al sumergirse bajo ella la placa de Cocos, al sur del país. (figs. 1A-3 y 4).

Entre ambas placas existe una fricción que trata de oponerse al movimiento de ellas. Poco a poco, la energía acumulada va deformando la superficie de ambas placas. Cuando esta energía llega a exceder la capacidad de deformación de las placas, se produce un rompimiento entre ellas. La mayor parte de la energía liberada de esta manera se transmite en forma de ondas sísmicas. La sismicidad del Valle de México se debe a este mecanismo. Además, en esta cuenca se produce un aumento de la magnitud de las ondas debido a las especiales características dinámicas del subsuelo. Su origen y estructura se explicarán en los siguientes incisos.

B.- FORMACION DEL SUELO

La corteza de la Tierra no es estática o inmóvil. Todo lo contrario. Está en constante movimiento y evolución. Las fuerzas internas del planeta inician estos cambios con los grandes movimientos tectónicos

TECTONICA DE PLACAS DE MEXICO

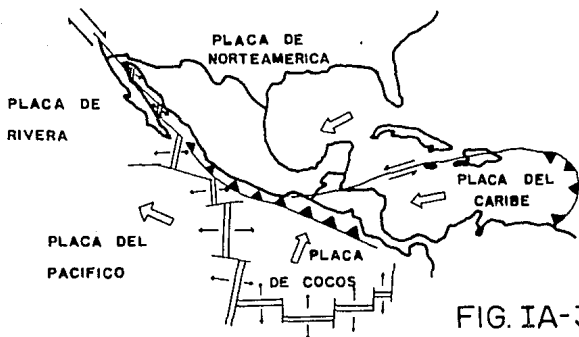


FIG. IA-3

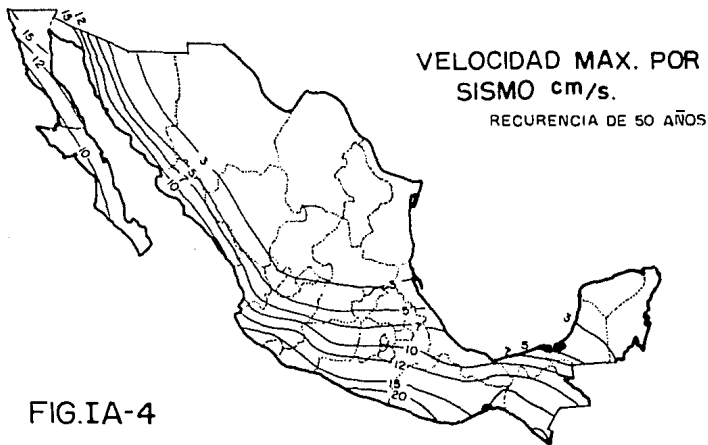


FIG. IA-4

que alteran su superficie con nuevas cordilleras, nuevos continentes, o la desaparición de ellos en grandes cataclismos. La eyección del magma ó la afloración de capas de magma solidificado en el interior de la superficie, producen rocas inalteradas que de inmediato sufren el ataque de las fuerzas de desintegración mecánica y de la descomposición química. Estos son los agentes de erosión de la corteza terrestre.

La desintegración mecánica se refiere al efecto del medio ambiente (intemperización) sobre las rocas por agentes físicos, como los cambios de temperatura, las grandes presiones que producen los glaciares, la congelación del agua en las grietas, la presión de las raíces de vegetales, las olas del mar, el viento o la gravedad terrestre.

Por descomposición química entendemos la acción de agentes que afectan a las rocas cambiando su constitución mineral o química. Los principales agentes de este tipo de erosión son: La atmósfera, el agua, y los vegetales; que producen oxidación, hidratación, o carbonatación respectivamente, de los minerales constitutivos de las rocas.

Las acciones de los agentes químicos de erosión producen que la roca, ya alterada, sea más sensible a los agentes mecánicos. A su vez, estos últimos ayudan a la acción de los primeros. Este proceso da por resultado la fragmentación de la roca original en partículas tan pequeñas como el tiempo y los agentes erosivos lo permitan. Estos materiales forman el suelo.

En general, la acción de los vegetales se refleja en los distintos tipos de erosión que actúan sobre la roca según el clima. Así, es frecuente encontrar suelos arcillosos (compuestos de partículas de tamaño igual o menor a 0.002 mm) en zonas húmedas y cálidas, y suelos arenosos o limosos (compuestos de partículas mayores a las arcillas) en los climas fríos.

Obviamente, los agentes erosivos no se presentan de la forma tan simple como la expuesta aquí, sino como un conjunto de factores que difícilmente se pueden detallar y dan como resultado una increíble variedad de suelos.

Los productos de la erosión pueden quedarse en su lugar de origen o

ser transportados por algún medio físico, como el agua, el viento, o la gravedad; a otro lugar donde son depositados. Los primeros producen suelos llamados "residuales", y los segundos suelos "transportados". El suelo del Valle de México es un suelo transportado en su gran mayoría.

C.- FORMACION DE LAS CAPAS DEL SUBSUELO

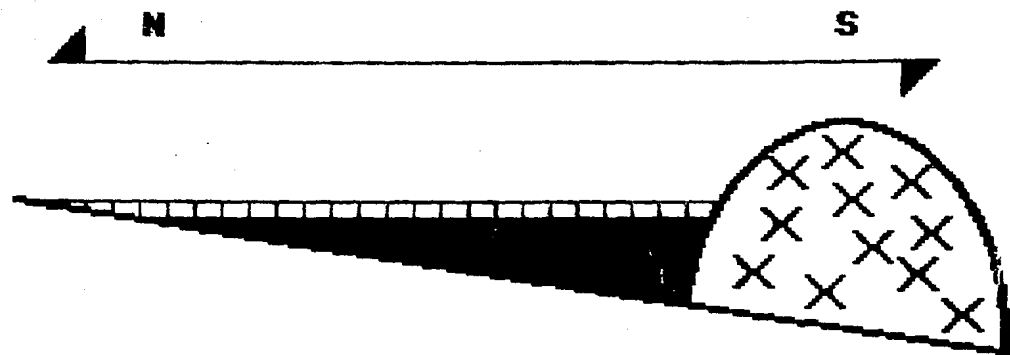
Hace aproximadamente medio millón de años, la cuenca del Valle de México comenzó a cerrarse por la formación basáltica de la Sierra de Chichinautzin, al sur. Las corrientes de agua de los ríos y arroyos quedaron encerradas dentro del vaso de la presa natural que se formó (lago de Texcoco). En ese momento el valle se convirtió en cuenca. Dado el uso común de llamar a esta cuenca como "valle", se le llamará así también a lo largo de este trabajo.

Los materiales que transportaban estos flujos de agua, de muy diversos tamaños, se fueron depositando en el lecho del lago que se formó en dos capas muy diferenciadas: la superior formada de arcillas lacustres, y la inferior de partículas de mayor tamaño derivadas de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes; llamados "clásticos" (del

griego klasticos= rompible). (fig.IC-1). Este conjunto tiene, a su vez, capas diferenciadas según el tipo de suelo transportado durante su formación. Las arcillas amarillas, producidas en ambientes fríos, dan paso a otras caféas o hasta rojizas, típicas de climas cálidos, o a capas de ceniza o piedra pómez que indican la actividad volcánica. Los cambios de clima se debieron a las glaciaciones que han ocurrido desde el cierre de la cuenca, hace 500 mil años.

Las glaciaciones influyeron en mayor medida en el nivel del lago, cambiando el litoral conforme lo hacía el clima que imperaba. Cuando existía una glaciación, el clima era frío, la evaporación y transpiración de los organismos vivos era menor que la precipitación pluvial y el nivel del lago era más alto. En las épocas interglaciales el clima era templado o subtropical, la evaporación y la transpiración aumentaban considerablemente y producían un decremento en el nivel del lago.

Así, el litoral del lago cambiaba con el clima, y cuando éste era más cálido, bajando el nivel del agua, se dejaban expuestos a la intemperie suelos formados en un ambiente lacustre sobre los cuales ahora se



ARCILLAS LACUSTRES.



DEPOSITOS CLASTICOS.



SIERRA CHICHINAUTZIN.

(FIG. IC-1)

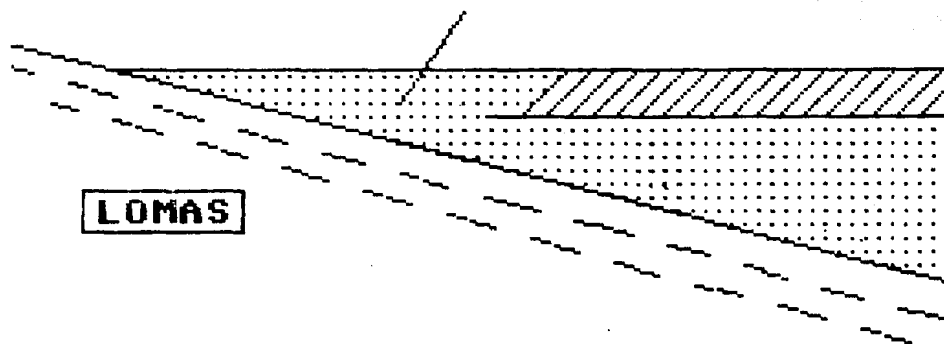
formaban suelos transportados secos que son más compactos y firmes que los húmedos (fig. IC-2).

Este fenómeno de fluctuación del nivel del lago (llamado "regresión y transgresión del lago ") no fué el único que determinó la estratigrafía del suelo en la orilla cambiante. También se observa en esta zona la formación de deltas en la desembocadura de ríos y arroyos transportando material clástico llamado "residuo aluvial". Estos deltas quedaron cubiertos de arcilla lacustre al subir de nuevo el nivel del agua. Este fenómeno se observa en la estratigrafía como una capa dura que se adentra en las arcillas. (fig. IC-3).

La tabla I-1 muestra una lista cronológica de las glaciaciones que influyeron en la formación del subsuelo del Valle de México.

Estos fenómenos dieron como resultado dos tipos de estratigrafía, uno para el fondo del valle, que siempre estuvo cubierto de agua; y otro en donde el litoral del lago fluctuaba. A los lugares donde se encuentra el primer tipo de estratigrafía se le llama " zona de lago ", y donde se encuentra el segundo tipo " zona de transición ". (figs. IC-4 y 5).

DEPOSITOS TRANSICIONALES



LOMAS



ARCILLAS LACUSTRES DEL HOLOCENO



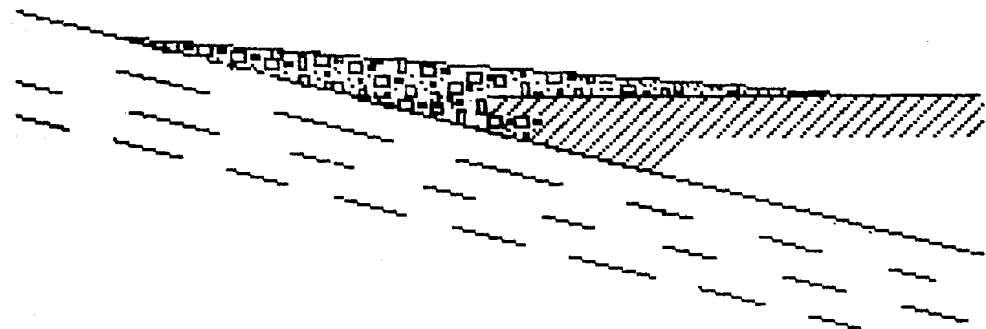
**SUELOS NEGROS LIMO-ARCILLOSOS
DEL PLEISTOCENO, MAX. 5 KM.**



FORMACION TARANGO

(FIG. IC-2)

3 KM



ARCILLA LACUSTRE DEL HOLOCENO

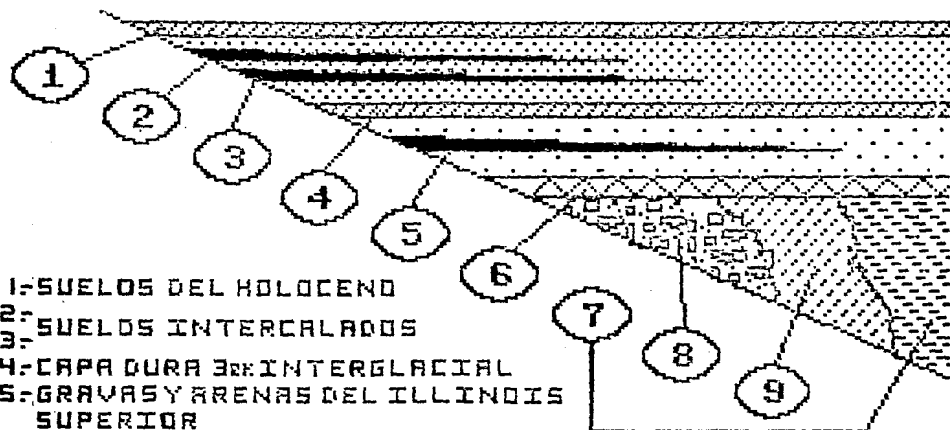


SUELOS NEGROS LIMO-ARCILLOSOS
DEL PLEISTOCENO, MAX. 5 KM.



FORMACION TARANGO

(FIG. IC-3)



- 1-SUELOS DEL HOLOCENO
- 2-SUELOS INTERCALADOS
- 3-CAPA DURA DE INTERGLACIAL
- 4-GRAVAS Y ARENAS DEL ILLINOIS SUPERIOR
- 5-ERUPCION DE ARENAS AZULES
- 6-GRAVAS Y ARENAS DEL ILLINOIS INFERIOR FINALES
- 7-MORRENAS DEL ILLINOIS INFERIOR
- 8-MATERIAL MORRENICO REDEPOSITADO

(FIG. IC-4)

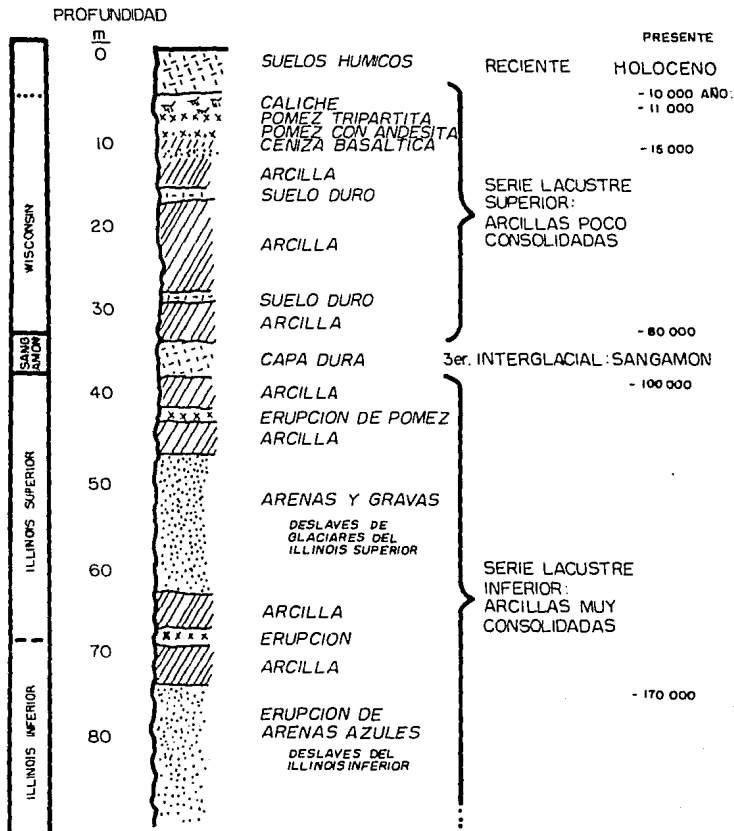


TABLA I-1

Años hace:	Evento
?	2 ^a Glaciación Kansas.
500,000	Cierre de la cuenca.
400,000	2 ^o Interglacial Yarmouth.
300,000	3 ^a Glaciación Illinois.
100,000	3 ^{er} Interglacial Sangamón.
80,000	4 ^{ta} Glaciación Wisconsin.
10,000	Epoca actual: Holoceno.

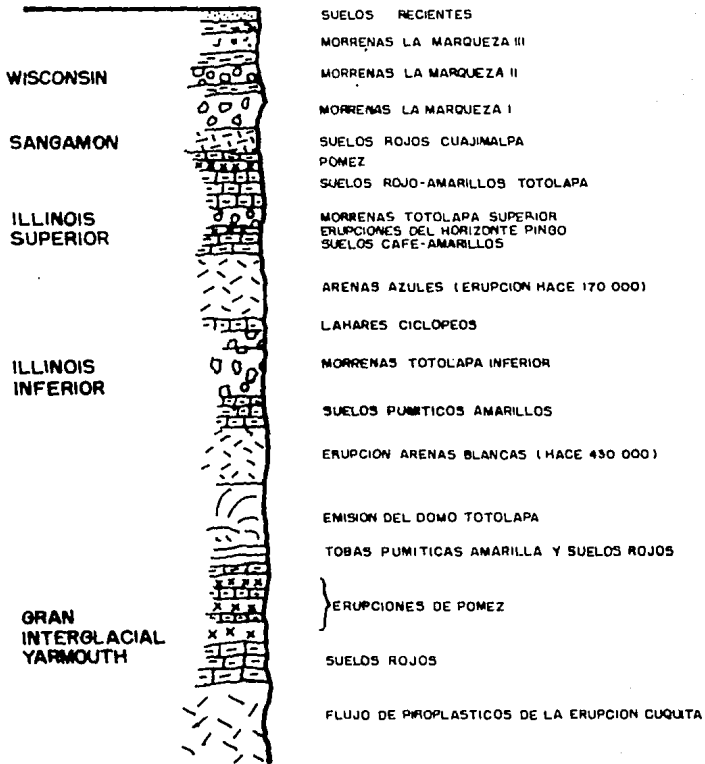
En los lugares donde no existen estos tipos de suelo de origen lacustre, en montes y montañas que rodean al valle, lleva el nombre de " zona de lomas ". En estas zonas la estratigrafía es muy diferente a las anteriores. Los estratos indican la acción preponderante de la erosión, especialmente la producida por los glaciares que formaron varias barrancas y depósitos de rocas (llamados " morrenas "). También se distinguen acumulaciones de residuos de erupciones volcánicas. Todo esto separado

por capas de suelo cementado rojo, café o amarillo, según el clima imperante durante su formación. (fig. 1C-6).

Los tres tipos de subsuelo descritos tienen un comportamiento distinto cuando se les somete a una carga o presión como un edificio o cualquier otra estructura. Cuando se les aplica cargas dinámicas, como las debidas a un sismo, el subsuelo de origen lacustre presenta un comportamiento de filtración y amplificación de la onda original, debido a su estructura.

D.- ESTRUCTURA INTERNA DE LOS SUELOS ARCILLOSOS

La forma como están acomodadas las partículas del suelo responden a fuerzas naturales que siguen leyes físicas y pueden ser analizadas. En los suelos granulares, formados con partículas relativamente grandes, como arenas y limos, la gravedad es la fuerza principal que determina su acomodo interno. El comportamiento mecánico de estos suelos es función de dos parametros: el acomodo de partículas (o "compactad") y su orientación.



Cuando las partículas son extremadamente pequeñas, la gravedad deja de tener importancia y comienzan a influir en ellas fuerzas de muy distinta índole, principalmente las cargas eléctricas. Estas fuerzas actúan a nivel molecular. El comportamiento mecánico de estos suelos es muy diferente al de los anteriores, y no siempre bien comprendido. Las arcillas forman suelos de este tipo.

Las arcillas están compuestas principalmente de silicatos de aluminio hidratados, con una estructura cristalina definida en láminas. Debido a que este mineral se forma de enlaces iónicos, presenta una carga negativa. Estas partículas forman los siguientes tipos de estructuras:

a) Paneloide.- Se presenta en partículas de alrededor de 0.002 mm, que tienden a sedimentarse por la acción de la gravedad en un medio continuo, normalmente agua, y sólo esporádicamente aire. La partícula, en su viaje al fondo, puede tocar a otra partícula y quedar sostenida por esta cuando la fuerza de adherencia desarrollada entre ambas nulifique la acción de la gravedad. A esta partícula se le pueden adherir otras más de la misma manera, formando una estructura con muchos vacíos en forma de panel. (fig. 1D-1).

b) Flocculenta.- Por medio de un mecanismo similar a la que forma la estructura paneloide, una partícula al precipitarse al fondo puede adherirse con otra y sedimentarse juntas. A su vez otra partícula o un conjunto paneloide de partículas, puede adherirse a ellas. Finalmente se va formando en el fondo una estructura paneloide de grado superior en complejidad, donde cada panel no esta formado por la unión de varias partículas individualmente, sino por estructuras adheridas de ellas.

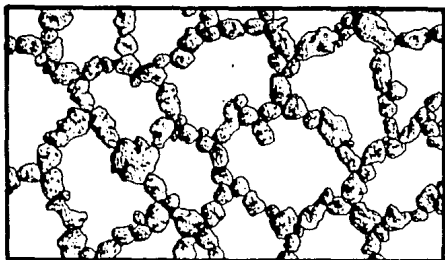
Las partículas de tamaño mucho menor a las anteriores, llamados "coloides", no pueden sedimentarse en condiciones normales. Esto es debido a su carga negativa, que es atraída por el polo positivo de la molécula de agua, y repelido por el polo negativo de la misma. Este juego de cargas produce un vaivén llamado " movimiento Browniano ", que impide la sedimentación de la partícula.

No obstante, la carga negativa de la partícula puede neutralizarse con la acción de electrolitos como un ácido, o como las sales del agua de mar. La salinidad del lago de Texcoco también pudo ayudar a producir este fenómeno. De esta manera, los coloides tambien pueden sedimentarse formando un grumo o flóculo.

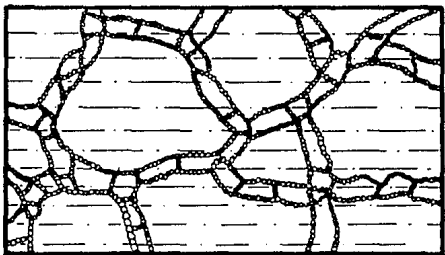
Esta estructura de arcillas y coloides tiene un volumen muy alto de oquedades ocupados por agua del orden de 90 a 95 % del total. La resistencia de este tipo de suelos aumenta conforme lo hace el peso de las capas superiores, pues el cambio de volumen o aplastamiento producido por este peso, acerca a las partículas floculadas entre sí. (fig. ID-2).

c) Compuesta.- En realidad estos dos tipos de estructuras mencionadas no se encuentran aisladas en la naturaleza, sino que conjuntamente se producen, dando una estructura de gran estabilidad.

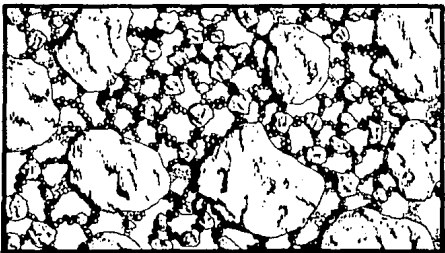
d) Castillo de naipes.- Los estudios de las arcillas muestran que las partículas con las que están compuestas son muy planas, esto es, que dos de sus dimensiones son mucho mayores relativamente a la tercera. Como ya se mencionó, la carga eléctrica de la superficie es negativa, pero en los filos de la partícula existe una concentración de cargas positivas. Es de suponer que la carga negativa de la parte plana de una partícula es atraída por la positiva de los filos de la otra, uniéndose. Reptiendo este fenómeno entre muchas partículas se obtiene una estructura que conserva las características de oquedad de las estructuras anteriores. (fig. ID-4).



ID-1 PANELOIDE



ID-2 FLOCULENTA

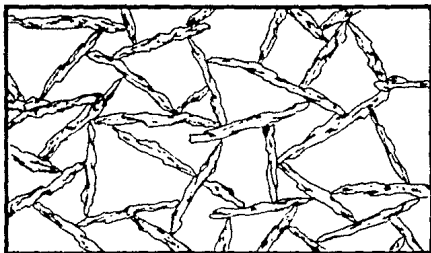


ID-3 COMPUESTA

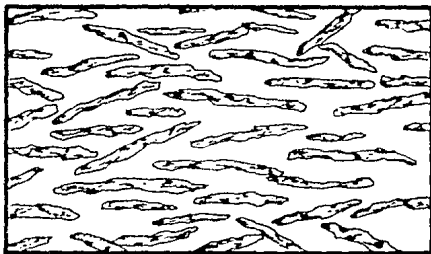
e) Dispersa.- La estructura de castillo de naipes no es tan estable como cabría pensar en un principio, pues cualquier deformación inducida disminuye el ángulo entre las dos partículas y en este momento actúa la presión osmótica. Esta presión tiende a separar las partículas con una fuerza que disminuye con la distancia. Así, resulta una estructura donde cada partícula es sostenida con la presión osmótica sin entrar en contacto con otra. Esta estructura es muy estable. (fig. ID-5).

En realidad todos los tipos de estructura mencionados se presentan en la naturaleza. Por los estudios con microscopio electrónico se ha comprobado que dos muestras de una misma arcilla, compactadas con la misma energía y teniendo ambas el mismo volumen de sólidos por unidad de volumen (el mismo peso volumétrico seco), puede tener dos porcentajes de humedad muy distintos. Esto se debe a que adopta una estructura floculenta o compuesta en el modo más seco, y una dispersa en el más húmedo.

Ahora bien, la teoría de las estructuras internas descritas se basan en la naturaleza dipolar de la molécula del agua; esto es, en el hecho de que presenta un extremo con carga positiva y otro con carga negativa. La razón de este fenómeno se explica a continuación.



ID-4 CASTILLO DE NAIPES



ID-5 DISPERSA

La molécula de agua está compuesta por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno. El átomo de hidrógeno tiene una sola "capa" alrededor de su núcleo donde gira un electrón, pero donde hay también un espacio para otro. La capa más exterior del átomo de oxígeno tiene espacio para ocho electrones, pero sólo giran seis. Estas capas a "medio llenar" no son estables, sus electrones energéticos guardan un precario equilibrio y se unen rápidamente con otros para llenar esos espacios vacíos y obtener estabilidad.

El átomo de oxígeno puede llenar su capa con la adición de los electrones de dos átomos de hidrógeno. Al mismo tiempo, dos electrones del oxígeno se unen a las capas de dos átomos de hidrógeno. El resultado es que los tres átomos alcanzan la estabilidad compartiendo entre ellos los electrones sobrantes y faltantes.

Esta molécula queda así firmemente unida y adquiere una forma irregular, pues los núcleos de hidrógeno forman un ángulo de 105° respecto al núcleo de oxígeno (Fig. ID-6). Esta irregularidad produce una distribución no uniforme de las cargas eléctricas. Las "puntas" donde se encuentran los dos átomos de hidrógeno tienen una carga positiva, y ne-



(FIG. ID-6)

gativa en el oxígeno. Esto produce que la molécula se comporte magnéticamente como una barra imantada, con un extremo positivo y el otro negativo.

Esta característica dipolar de la molécula de agua hace que pueda ser atraída por la carga eléctrica de una partícula. Como se mencionó anteriormente, las partículas de arcilla tienen en su superficie una carga negativa. Esta superficie atrae a las moléculas de agua por el "lado" del hidrógeno. El "lado" negativo de la molécula atrae a otras moléculas de agua formándose una cadena de moléculas unidas. Entonces se dice que la partícula "adsorbió" agua.

Esto sucede alrededor de la partícula hasta una distancia tal que la influencia magnética de la partícula deje de orientar a las partículas de agua.

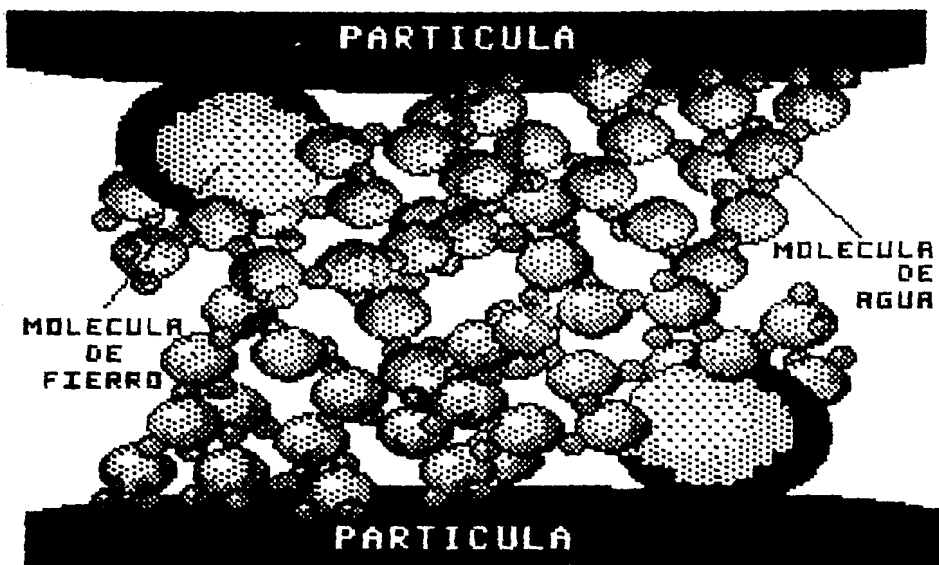
Se ha calculado que la presión que ejerce el agua adsorbida sobre la superficie de la partícula llega a ser de $20,000 \text{ kg/cm}^2$. Como el agua se congela a 30°C a una presión de $10,000 \text{ kg/cm}^2$, la que está alrededor de la partícula está en estado sólido.

A medida que se aleja de la superficie de la partícula, la presión va disminuyendo y el agua tiene un estado intermedio entre sólido y líquido, comportándose como un fluido de alta viscosidad. Las moléculas de agua que escapan a esta presión tienen un comportamiento normal y se le llama "agua gravitacional". Esto último sucede a 0.0001 mm. de distancia de la superficie de la partícula de arcilla. Así, se distinguen tres capas alrededor de la partícula correspondientes a sendos comportamientos del agua: la capa sólida, la viscosa y la gravitacional.

La influencia de esta atmósfera de adsorción aumenta grandemente por la cantidad de átomos y moléculas con cargas positivas (iones). Estas partículas son atraídas también por la superficie de la partícula de arcilla y, a su vez, producen a su alrededor adsorción de agua (fig. ID-7)

Cuando la atmósfera de adsorción de una partícula de arcilla roza con la de otra, sus campos de influencia magnética se intersectan y ambas quedan unidas. Así se explica la adherencia entre las partículas que producen sus estructuras internas.

Como se desprende de lo explicado, las arcillas tienen un comporta-



(FIG. ID-7)

miento mecánico difícil de prever. Este comportamiento depende de tantos factores diferentes que es poco probable encontrar dos iguales en distintos sitios.

El estudio del comportamiento de las arcillas del Valle de México a carga estática se ha desarrollado brillantemente en nuestro país. Debido a su estructura interna estas arcillas son difíciles de estudiar a carga dinámica; pero este estudio se hace urgente al recordar los daños sufridos en los sismos de 1957 y 1985.

E.- LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO

Hasta mediados del siglo XX, la sabiduría popular enseñaba que las arcillas del Valle de México servían como "almohada" de agua que amortiguaba los movimientos sísmicos, dando a la ciudad una gran seguridad. Desgraciadamente, los sismos de 1957 comprobaron la falacia de esta afirmación.

A pesar de que entonces no existían en la ciudad acelerógrafos que

permitieran el estudio detallado de los sismos, este temblor enseñó mucho a los investigadores. Al principio llamó mucho la atención el hecho de que los veladores del castillo de Chapultepec, construido sobre la colina más cercana al centro de la ciudad, ni siquiera se hayan percatado del movimiento telúrico, mientras que a unas centenas de metros en la colonia Roma, resultarían graves daños en algunos edificios. Lógicamente el subsuelo era la única gran diferencia entre ambos lugares. Esto fué comprobado relacionando dos estudios diferentes.

Pocos años antes del temblor de 1957 se realizó un estudio de los hundimientos del suelo del valle, este estudio incluía un mapa de la ciudad al que se le sobrepusieron las curvas de puntos que habían sufrido el mismo hundimiento en el lapso de tiempo que duró esta investigación. La curva que correspondía al hundimiento "cero" coincidió con exactitud con la curva que delimitaba las zonas que no sufrieron daños con las que sí lo sufrieron durante el sismo de 1957. Este hecho dió la pauta para estudiar como las arcillas saturadas podían "magnificar" la intensidad de un sismo.

Inclusive se llegó más lejos en aquella ocasión, mediante el estudio

de unos archiveros y libreros caídos, se determinó que el subsuelo entra en resonancia en este sitio con ondas sísmicas cuyo periodo sea de alrededor de dos segundos.

Estos hallazgos motivaron tanto el cambio de enfoque del reglamento de construcciones vigente entonces, como a los investigadores a estudiar las características dinámicas del suelo. Este estudio no ha terminado. Actualmente se estudia minuciosamente el subsuelo del Valle de México para realizar una microzonificación para tener una idea previa al diseño de la estructura de las fuerzas sísmicas que deberá soportar. (ver anexo 2).

Tomando en cuenta estos estudios, se ha llegado a la conclusión de que las ondas compresionales o "P" no producen grandes desplazamientos al suelo del valle debido a que este tipo de ondas inducen un cambio volumétrico. (una descripción de las ondas se hace en el inciso A del capítulo III). El agua es incompresible y la cantidad de aire diluido en el agua no afecta sensiblemente esta cualidad. Como la arcilla del valle está saturada de agua prácticamente hasta su superficie, se resiste a tomar cambios volumétricos instantáneos.

En cambio, las ondas cortantes o "S" no inducen cambios volumétricos instantáneos y, por lo tanto, son este tipo de ondas las que más daño producen. Las ondas "S" son transmitidas al suelo desde la base firme que está bajo los rellenos lacustres, subiendo verticalmente hasta la superficie. La fuerza cortante producida es perpendicular a la dirección del avance. Es por esto que los acelerógrafos indican movimientos preferentemente horizontales. La deformación que sufre el suelo es, por tanto, una deformación angular.

Así, las ondas sísmicas producen esfuerzos cortantes y éstos a su vez deformaciones angulares. La estructura interna de una muestra de suelo cambia según la deformación que sufre. Esto quiere decir que las partículas que forman dicha muestra de suelo cambian de posición y no regresan a su posición original cuando cesa la fuerza que actuaba sobre ellos.

Es por esto que los parámetros dinámicos que se mencionan dependen de una deformación dada, es decir, estos parámetros son constantes siempre y cuando la deformación inducida no cambie sensiblemente su estructura interna.

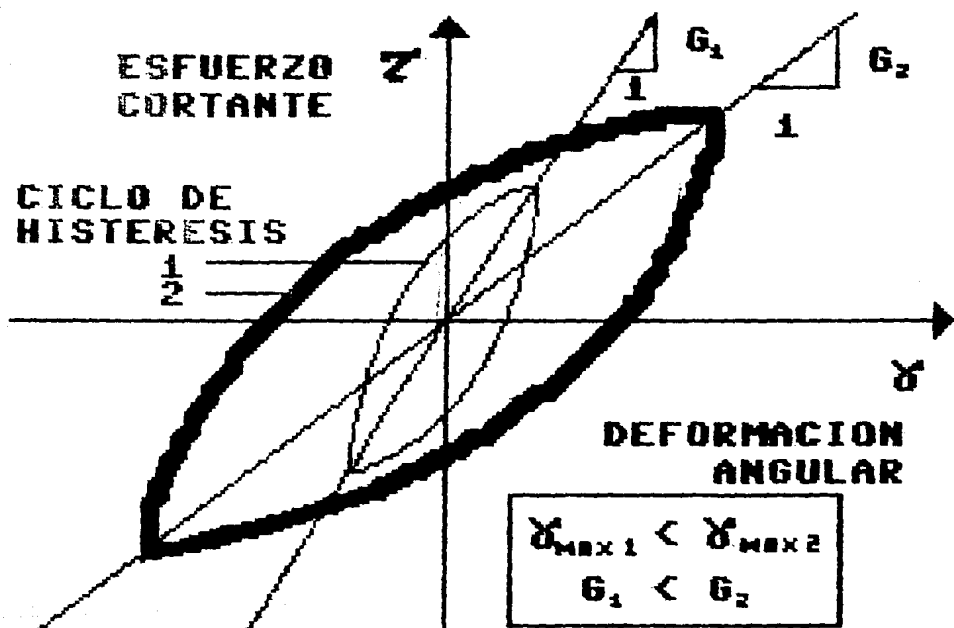
Los principales parámetros dinámicos del suelo son:

a) Módulo de rigidez al cortante (G o μ). - La mayoría de los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas, esto es, que al graficar el esfuerzo como ordenada y la deformación como abscisa, la línea obtenida será cóncava hacia dentro, durante la carga. Igualmente, durante la descarga, la curva obtenida será cóncava hacia afuera (fig. 10-8)

El espacio cerrado entre éstas dos curvas es el considerado como energía disipada por el suelo durante el ciclo, y se llama "histéresis". La tangente del ángulo formado por el eje de las abscisas y la línea que une los dos puntos extremos o vértices de la cuña de la histéresis, se llama "módulo de rigidez al cortante". Así:

$$\mu = \frac{\text{esfuerzo cortante}}{\text{deformación angular}} \quad (1)$$

La pendiente de esta línea disminuye considerablemente al aumentar las deformaciones, de manera que μ depende de la deformación. Se ha observado que para deformaciones angulares unitarias iguales o menores



(FIG. ID-8)

a 0.001 %, el valor de μ es prácticamente constante en un valor máximo.

b) Módulo de amortiguamiento (λ). - Este parámetro está relacionado con la pérdida de energía en un volumen de suelo durante un ciclo de histéresis, y con la energía potencial máxima del mismo. Así, el módulo de amortiguamiento es la razón que existe entre la energía disipada y la potencial máxima del material. Gráficamente es posible encontrar esta razón mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{A_c}{4 \pi A_t} \quad (2)$$

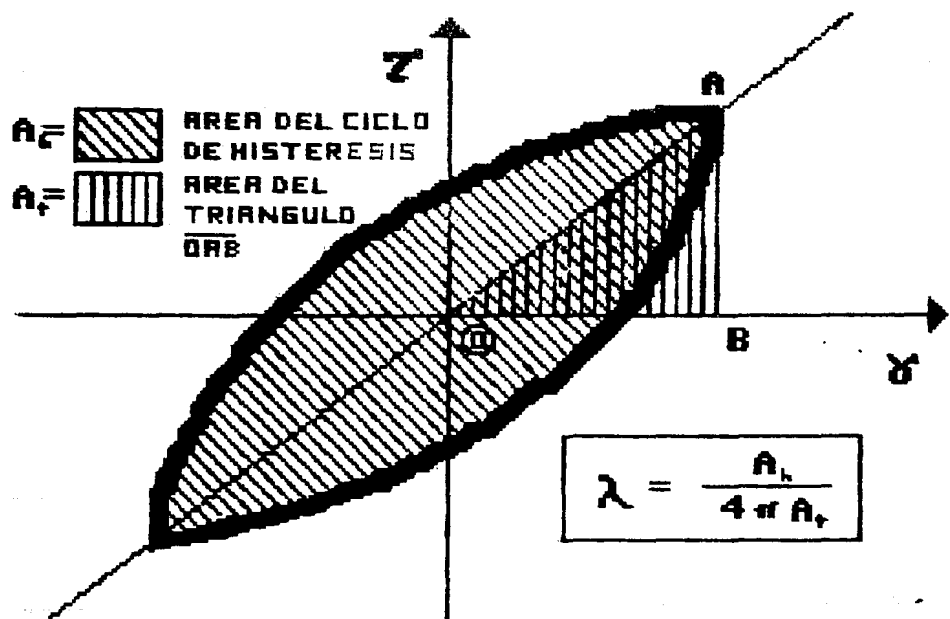
Donde:

λ = módulo de amortiguamiento.

A_c = área del ciclo de histéresis.

A_t = área del triángulo OAB (fig. ID-9).

El coeficiente de amortiguamiento varía con la deformación y la disipación de energía. Con respecto a la deformación, λ es directamente proporcional debido a que el área del ciclo de histéresis aumenta conforme lo hace dicha deformación. Este módulo mide el amortiguamiento



(FIG. ID-9)

Interno del suelo. La disipación de energía se manifiesta debido a los siguientes fenómenos:

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

c) Módulo de Young (E).- Este módulo describe el comportamiento elástico de un material. No existen en la naturaleza materiales completamente elásticos, pero teóricamente pueden simplificarse a una línea recta aquellas curvas de esfuerzo-deformación ligeramente curvas. La tangente del ángulo que forma esta línea con el eje de las abscisas se llama módulo de Young; así:

$$E = \frac{\text{esfuerzo}}{\text{deformación}} \quad (3)$$

d) Módulo de compresibilidad volumétrica (B).- Cuando se aplica a

una muestra de suelo, cilíndrica por ejemplo, un esfuerzo perpendicularmente a una de sus caras circulares, se produce una deformación que disminuye su altura. Igualmente existe un aumento del diámetro a la mitad de la altura de la muestra. La relación entre la deformación transversal y la normal esta dada por la relación de Poisson, que es la razón entre ambas.

Obviamente, el suelo real no soporta esfuerzos solamente a lo largo de un eje, sino en la combinación simultánea de varios ejes que para su análisis se reducen a tres ortogonales. La aplicación de esfuerzos normales y tangenciales para cada eje produce deformaciones en ese y en los demás ejes. Existe, de esta manera, un cambio de volumen que se mide como la razón entre el cambio de volumen producido y el volumen original. Cuando los valores de los esfuerzos aplicados a cada eje son iguales, la deformación volumétrica se define como:

$$B = \frac{\text{esfuerzo aplicado}}{\text{deformación volumétrica}} \quad (4)$$

Como la relación entre el esfuerzo y la deformación esta dada por el módulo de Young, y las deformaciones normales y transversales por la

relación de Poisson, B también puede escribirse en estos términos:

$$B = \frac{E}{3(1 + 2\nu)} \quad (5)$$

La tabla 2 muestra las características dinámicas de la arcilla del centro de la Ciudad de México con el método del péndulo torsionante (método descrito en el capítulo II).

Finalmente, las principales conclusiones derivadas de varios estudios dinámicos de suelos son los siguientes:

1.- La arcilla se comporta casi como un cuerpo elástico con esfuerzos cortantes cíclicos hasta de 0.19 kg/cm^2 .

2.- Después de dos o tres ciclos de aplicación del esfuerzo, el suelo comienza a presentar deformaciones permanentes del orden de 0.015 a 0.15 % en la longitud original de la muestra.

3.- Estas deformaciones residuales son mayores cuando el esfuerzo

TABLA I-2

CLASIFICACION DEL SUELO	PROF. m.	d_i m.	γ Ton/m ³	μ Ton/m ²	U_s m/seg	$4\Sigma\Delta T$ seg
RELLENO	2.70	2.70	1.67	1000	76.6437	0.141
LIMO ARCILLOSO	5.50	2.80	1.60	800	70.036	0.301
LIMO ARENOSO	7.10	1.80	1.67	750	66.375	0.397
ARCILLA LIMOSA	10.00	2.90	1.20	175	37.824	0.704
LIMO ARCILLOSO	14.50	4.50	1.206	303	49.809	1.083
ARCILLA LIMOSA	18.70	4.20	1.14	215	43.013	1.456
ARCILLA LIMOSA	20.40	1.70	1.20	580	68.859	1.555
ARCILLA LIMOSA	22.50	2.10	1.18	600	70.627	1.674
LIMO ARCILLOSO	27.30	4.80	1.26	800	78.921	1.917
ARCILLA LIMOSA	32.20	4.90	1.209	1350	104.662	2.104
ARENA LIMOSA	36.40	4.20	1.70	9000	227.893	2.178
ARCILLA LIMOSA	37.80	1.40	1.29	2600	140.613	2.218
ARCILLA LIMOSA	39.60	1.80	1.25	2750	146.908	2.267
ARCILLA LIMOSA	43.00	3.40	1.27	2400	136.156	2.367
LIMO ARCILLOSO	45.00	2.00	1.45	3100	144.821	2.422

CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL CENTRO DE LA CD. DE MEXICO

cíclico aplicado es mayor o igual al 83 % de la resistencia de la prueba consolidada, no drenada, de la misma muestra.

4.- Al cesar los esfuerzos cíclicos, el suelo tiene una deformación permanente de entre 0.1 y 0.2 % de la longitud original.

5.- Se ha desarrollado una fórmula empírica para obtener el esfuerzo máximo que puede soportar un suelo que fué sometido al primer ciclo de esfuerzos cortantes en una prueba consolidada no drenada; siempre y cuando el esfuerzo cíclico sea menor al 83 % de la resistencia del suelo en el mismo tipo de prueba:

$$q_f = 1.7082 q_c \delta_c^{-0.62} \quad (6)$$

Donde:

q_f = esfuerzo máximo.

q_c = esfuerzo cíclico.

δ_c = deformación unitaria periódica en el primer ciclo.

Esta fórmula, así como el porcentaje de 83 % mencionado, se obtuvieron en pruebas específicas y conviene afinarlo con los resultados de futuras investigaciones.

6.- La deformación por carga cíclica acelera la deformación del suelo mediante un proceso que puede ser diferente al provocado por cargas estáticas, pero con resultados semejantes.

7.- La deformación de la arcilla bajo carga dinámica puede estimarse mediante la aplicación estática del esfuerzo dinámico correspondiente.

Existe una teoría que explica la magnificación de la intensidad de los sismos, y se basa en la pérdida de rigidez de las arcillas y su licuación, produciendo un "oleaje" del suelo como respuesta al temblor. Para comprobar esta teoría, deben detectarse ondas en la superficie de longitud de seis a diez mts. Actualmente no existen en el valle estos sensores, pues los existentes sólo detectan ondas cuya longitud es del orden de los 100 mts.

Están en proceso muchos otros estudios que darán mayor luz a este tema, por lo que se consideran a las conclusiones arriba expuestas, como sujetas a cambios.

CAPITULO I I

METODOS DE OBTENCION DE LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LOS SUELOS.

El comportamiento del suelo al recibir cargas estáticas es muy complejo, ya que el comportamiento esfuerzo-deformación no es lineal. Además, el suelo es un material heterogéneo y una descripción matemática de su comportamiento implica la utilización de un gran número de parámetros. Cuando al suelo se le aplican cargas dinámicas la descripción del fenómeno se complica. Las cargas dinámicas son aquellas cuyo ciclo de carga y descarga se repite muchas veces en un tiempo muy corto.

La importancia de este tipo de pruebas es que se aplican esfuerzos cortantes similares a los producidos en los sismos. Así, conocer el comportamiento de los suelos sometidos a cargas dinámicas nos ayuda a obtener diseños adecuados de estructuras que deberán soportar este tipo de fuerzas a lo largo de su vida útil.

Fundamentalmente en el estado actual de conocimientos, existen tres métodos para estudiar las características dinámicas de los suelos, a saber:

1.- Los que se basan en los registros de temblores (acelerogramas). Los aparatos que registran son los acelerógrafos y los sismoscopios. Los estudios a base de estos registros, basados en el fenómeno tal cual se presenta en la naturaleza, son directos y exactos; pero es difícil llegar a generalizaciones y se necesita esperar la ocurrencia de un temblor, lo que los hace imprácticos.

2.- Los que se basan en el análisis de pequeños temblores producidos artificialmente con detonaciones de gran potencia (microtemblores). Por su altísimo costo, este método queda fuera de la práctica de la geotecnia comercial.

3.- Los que se basan en métodos analíticos, que se apoyan en los estudios de campo y de laboratorio. Ahora bien, los métodos de campo tienen por objeto principalmente la determinación de la velocidad de onda sísmica al transmitirse por el suelo. Los métodos de laboratorio tienen por objeto determinar la respuesta del suelo a una excitación dinámica.

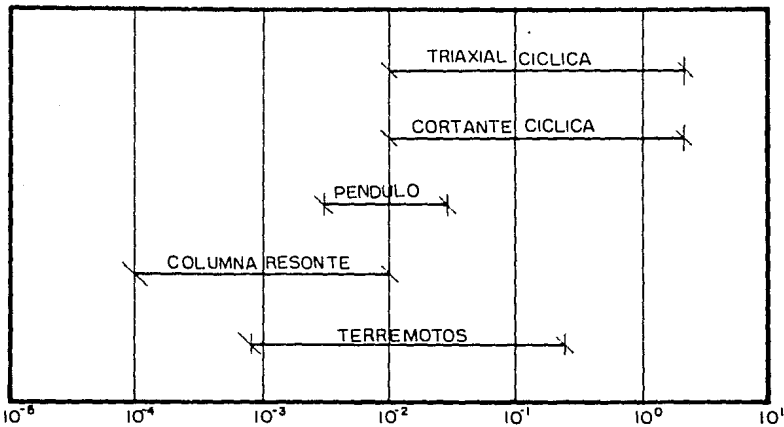
Los métodos de laboratorio más utilizados en México actualmente son:

- a) Péndulo de torsión libre.
- b) Columna de resonancia.
- c) Triaxial cíclica.
- d) Corte simple cíclico.

El objeto de la realización de estas pruebas es la de obtener los siguientes datos:

- a) Módulo de rigidez al cortante (G).
- b) Velocidad de las ondas compresionales (v_p).
- c) Velocidad de las ondas cortantes (v_s).
- d) Período de resonancia del suelo (T_1).

La principal diferencia en la aplicación de cualquiera de los métodos de laboratorio, es el rango de deformaciones a los que se ve inducida la muestra del suelo. La fig. IIA-1 muestra los rangos de deformación que produce cada prueba. La importancia de saber la deformación que sufre la muestra durante la prueba se explicó en el capítulo anterior, esto es, que tanto el módulo de rigidez al cortante como el de amortiguamiento



DEFORMACIONES PRODUCIDAS POR TIPO DE PRUEBA

II A - I

dependen sobre todo de esta deformación. La gráfica incluye el rango de deformaciones inducidos por un temblor.

A.- PENDULO DE TORSION LIBRE

1.- FUNDAMENTO:

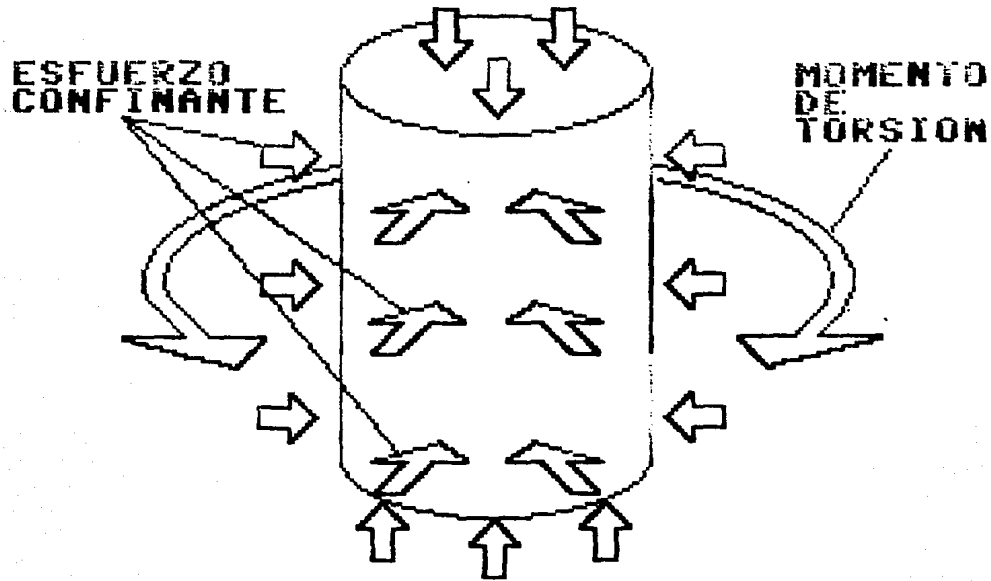
En esencia, este aparato somete una probeta de suelo a una presión confinante, tras de lo cual aplica un momento mediante un péndulo y se deja que oscile hasta que la muestra absorba toda la energía aplicada. Esta oscilación es registrada respecto al tiempo (fig. IIA-2).

2.- EQUIPO UTILIZADO:

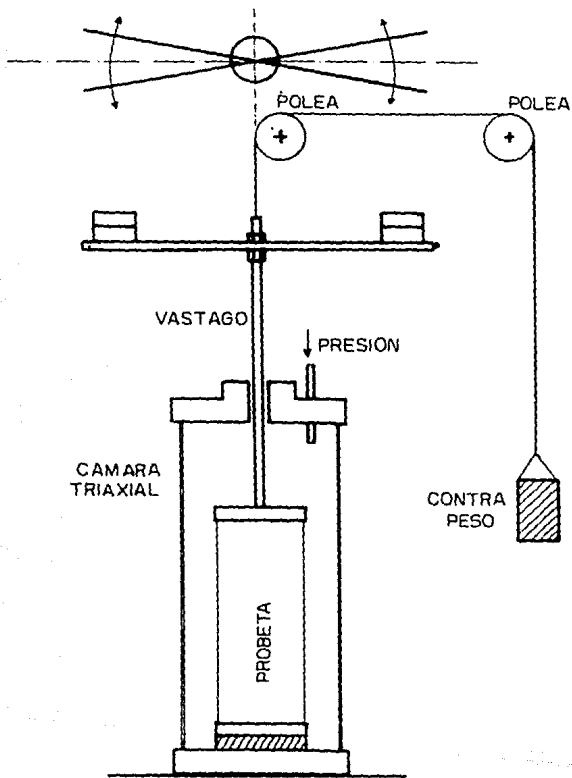
El péndulo de torsión simple comenzó a diseñarse como un instrumento simple, utilizando accesorios disponibles en un laboratorio de geotecnia normal (fig. IIA-3). Sus componentes principales son:

a) Una cámara triaxial estandar para dar a la muestra el esfuerzo confinante necesario.

MUESTRA DE SUELO



(FIG. IIA-2)



PENDULO DE TORSION LIBRE

II A - 3

b) Un vástago transmite la vibración torsional libre a través de la cabeza de la cámara triaxial.

c) La probeta está fija al vástago en su parte superior, y a la base de la cámara por la inferior.

d) Un brazo perpendicular al vástago y unido a él transmite el momento torsionante a la muestra. Se coloca de tal manera que se une al vástago en su centro de gravedad.

e) Sobre el brazo se colocan cuerpos cuyo centro de gravedad y masa son conocidas a ambos extremos del brazo y a una misma distancia del vástago para evitar momentos asimétricos.

f) El peso del vástago, el brazo y las masas, son equilibrados por un contrapeso que evita que la muestra se someta a un esfuerzo desviador.

g) Se da un impulso al brazo vibrante por medio de un presiómetro.

h) La vibración que se produce es graficada en una mesa registrado-

ra, sobre la cuál corre un papel a cierta velocidad constante compatible con el rango del período de vibración.

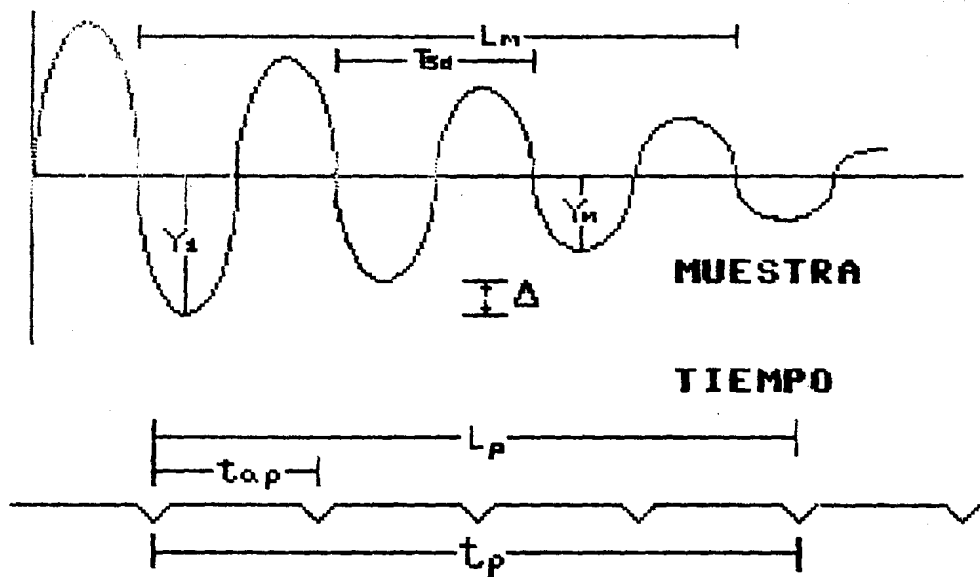
i) A lo largo de uno de los extremos del papel, se registra un pulso cada cierto tiempo determinado, así se sabe la velocidad real del papel. Un ejemplo de este registro de papel con los datos que de ella se obtienen se muestra en la figura IIA-4.

j) La presión en la cámara triaxial se aplica mediante agua desalada desde un tanque de aire comprimido, o desde una estación compresora usual en los laboratorios de geotecnia.

k) La figura IIA-5 es la hoja de registro y cálculo para la determinación de las constantes dinámicas con este aparato.

B.- COLUMNA RESONANTE A TORSION

A diferencia del péndulo de torsión, este aparato es más complejo, tanto por el equipo utilizado como por su manejo. Por otro lado produce deformaciones más pequeñas pero en un rango mucho más amplio, lo que



(FIG. IIA-4)

permite un estudio completo de la dinámica de los suelos a deformaciones pequeñas.

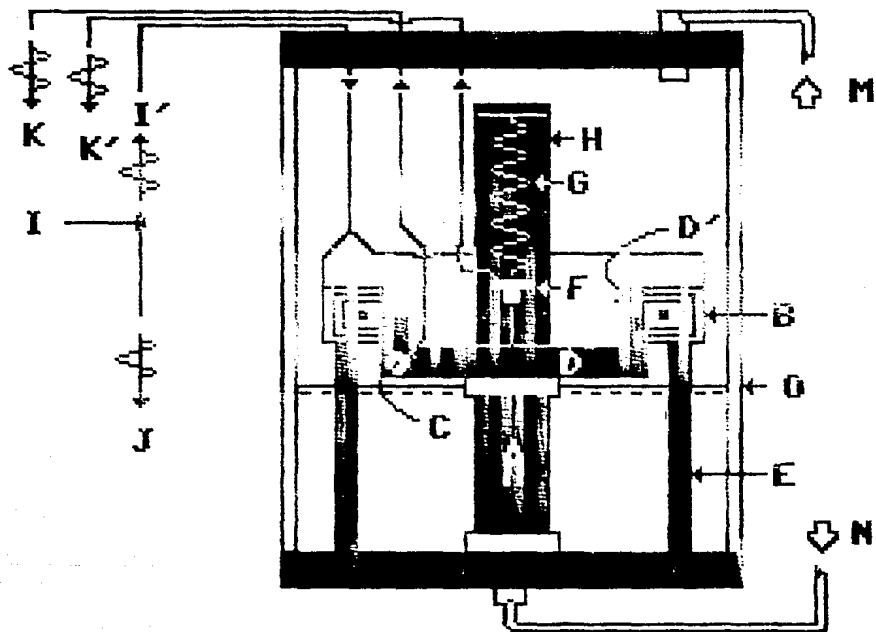
1.- FUNDAMENTO:

La muestra de suelo es sometida a la acción de un momento de torsión forzado, esto es, que es obligado a tener una deformación específica durante un cierto tiempo. Sin embargo se busca que la vibración de la probeta entre en resonancia con el momento cíclico que se le induce. En este punto se obtienen las características dinámicas del suelo.

2.- EQUIPO UTILIZADO:

El equipo esta compuesto por elementos mecánicos (fig. IIB-1) y electrónicos (fig. IIB-2) muy complejos lo que lo hace económicamente poco accesible. Sus partes son:

a) La probeta (A) puede ser hueca o maciza. Una probeta hueca hace que exista una distribución de esfuerzos cortantes más constante entre las partículas lo cual, teóricamente, ayuda a la exactitud de los da-



(FIG. IIB-1)

tos obtenidos. Sin embargo existe la opinión de que una muestra hueca no conserva la estructura natural, por lo que los datos serían poco exactos. La probeta queda fija en la parte inferior y libre en la superior.

b) Sobre la muestra se coloca un vibrador (D) provisto de cuatro imanes (D') distribuidos de dos en dos a ambos lados del vibrador. Al aplicarles corriente alterna se produce una fuerza magnética sobre estos imanes que hace que la probeta vibre.

c) También el vibrador esta unido a un acelerómetro (C). Este es un componente electrónico que manda una señal de corriente cuyo voltaje depende de la aceleración a la que se le someta.

d) Con el fin de que el centro de gravedad coincida con el centro del vibrador, es necesario balancear el sistema mediante un contrapeso.

e) La fuerza del momento torsionante se obtiene de los imanes mediante unas bobinas (B) a las que se les aplica una corriente eléctrica induciendo un campo magnético. Como la corriente aplicada es alterna, el sistema vibra.

f) Estas bobinas están fijadas a la base del aparato mediante unas barras de aluminio (E) o de algún otro material rígido cuya estructura química no reaccione con el agua.

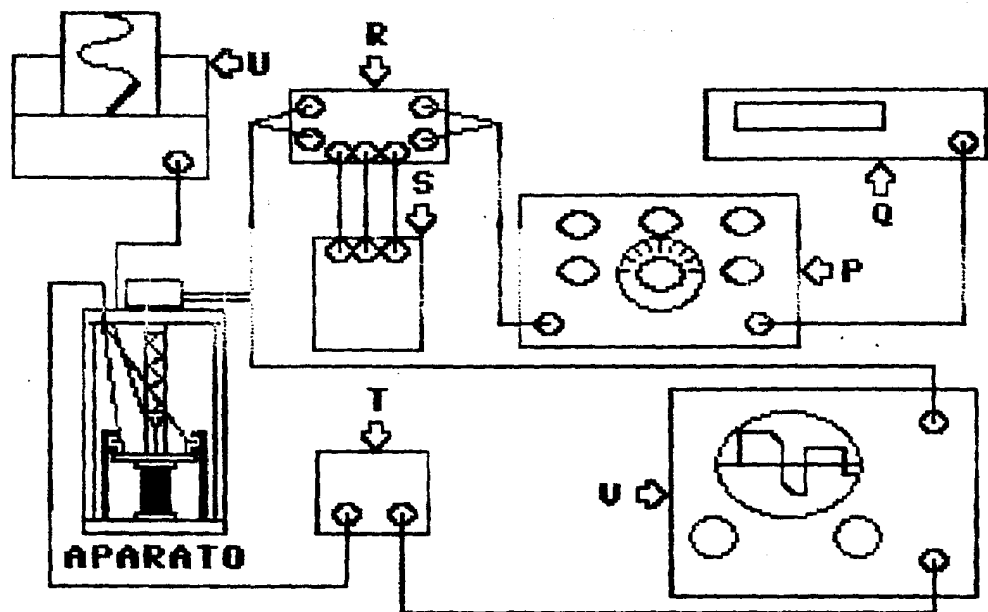
g) El vibrador tiene un agujero en el centro donde se inserta un vástago conectado a un transductor de deformaciones longitudinales (F).

h) Este transductor está unido a su vez a un resorte (G) cuya función es la de contrarrestar el peso del vibrador y sus componentes anexos para que no exista un esfuerzo vertical distinto al del confinamiento triaxial sobre la muestra.

i) Este resorte se ajusta desplazándolo a lo largo de la columna que lo sostiene (H) que cuenta con una corredera longitudinal donde se afianza el resorte y el transductor.

j) La corriente alterna que induce el campo magnético se produce en un generador de funciones (P) (fig. IIB-2).

k) Con el objeto de medir la frecuencia de esta señal con la mayor



(FIG. IIB-2)

exactitud posible, se cuenta con un frecuenciómetro (Q) que mide la señal de salida del generador de frecuencias.

l) La señal se conecta a un amplificador (R) y a una fuente de poder, esto es para que la señal sea lo suficientemente grande para inducir el campo magnético con la intensidad necesaria.

m) Esta señal (I) se bifurca en el dispositivo de entrada de corriente del aparato en dos señales iguales: una que será medida en un osciloscopio (J) y la otra que induce el campo magnético en las bobinas (I') (fig. IIB-1).

n) La señal eléctrica del acelerómetro es también captada por el osciloscopio. La señal del transductor de desplazamiento puede ser recogida por un graficador (U).

n) El esfuerzo confinante se transmite a la probeta por medio de agua destilada y desalada cuyo nivel debe ser tal, que la misma no debe producir cortos circuitos entre las instalaciones eléctricas dentro de la cámara.

o) La presión del agua se produce por la aplicación de aire comprimido y filtrado (M).

p) Para asegurarse de la saturación de la muestra de suelo, se aplica una contrapresión que reduce al mínimo las burbujas microscópicas que aun puede haber en el interior (N).

q) Finalmente, el osciloscopio (fig. IIB-2) (V) recibe la señal del generador de funciones (P) en el eje "X" de la pantalla, y la del acelerómetro en el eje "Y" de la misma. Cuando entre ambas se produce una elipse en la pantalla, se considera que las señales se encuentran en resonancia.

r) Con el objeto de graduar con mayor facilidad la frecuencia del generador de funciones, ambas señales se pueden visualizar en dos osciloscopios separados, o a uno de resolución múltiple. De esta manera, la resonancia se encuentra cuando la oscilación del acelerómetro tiene su máxima amplitud.

Aunque se están comparando señales de fuerza contra las de acele-

ración y no contra la deformación angular, resultan ambos directamente proporcionales para funciones senoidales.

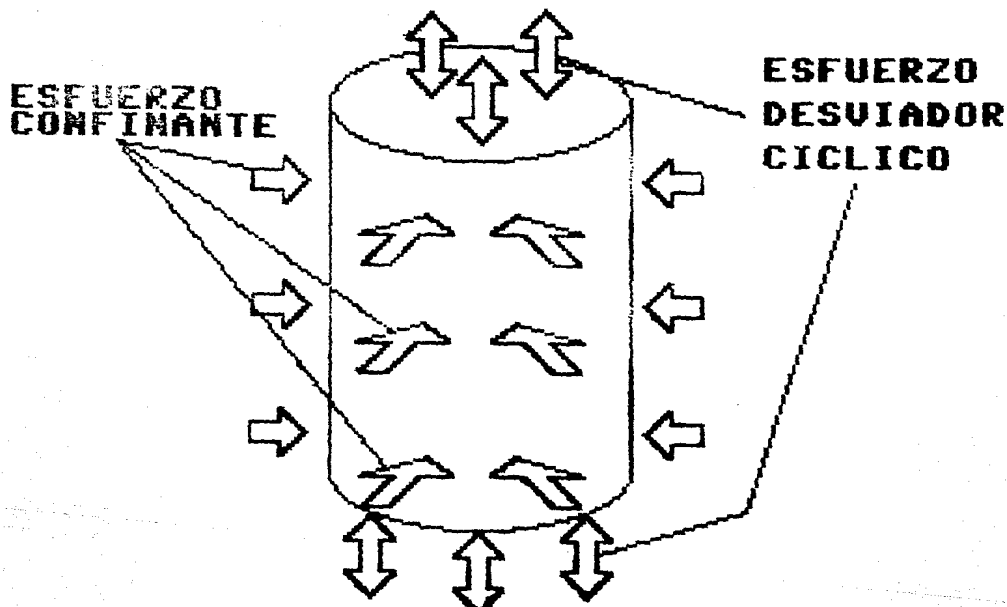
C.- CAMARA TRIAXIAL CICLICA

De los aparatos que se utilizan en el país en el medio de la mecánica de suelos, son estos aparatos los que presentan la mayor de las complejidades pero, al mismo tiempo, la mayor automatización. El aparato que aquí se describe esta computarizado, como otros modelos más recientes.

Estos aparatos resultan ser muy costosos y por esto no están al alcance de los laboratorios comerciales de geotecnia. El rango de deformaciones producidos por la cámara triaxial cíclica es alto (fig. IIA-1), su manejo es sencillo pero la interpretación de datos es muy compleja.

1.- FUNDAMENTO:

La idea que fundamenta a este aparato, es el de someter a una muestra de suelo a un esfuerzo desviador cíclicamente variable, por medio de una fuerza transmitida por un vástago móvil mientras la probeta está so-



(FIG. IIC-1)

metida a un esfuerzo confinante.

Esta muestra de suelo debe estar saturada y no drenada para poder medir la presión de poro respecto del tiempo. Esta medición, junto con la fuerza cíclica y la deformación se realiza mediante transductores cuya señal se registra en graficadores.

Por la comparación de las gráficas por cada instante, es posible obtener el esfuerzo aplicado y la deformación en carga y descarga. Con estas gráficas se puede conocer el módulo de rigidez dinámico y el amortiguamiento, como se vió en el capítulo I (figs. ID-8 y 9).

2.- EQUIPO UTILIZADO:

Este aparato esta compuesto por dos sistemas separados, a saber: uno mecánico-neumático que aplica la fuerza cíclica, y el otro eléctrico que realiza las mediciones necesarias. El sistema mecánico-neumático se compone de:

- a) Un sistema de alimentación de aire comprimido, usual en los la-

boratorios de geotecnia.

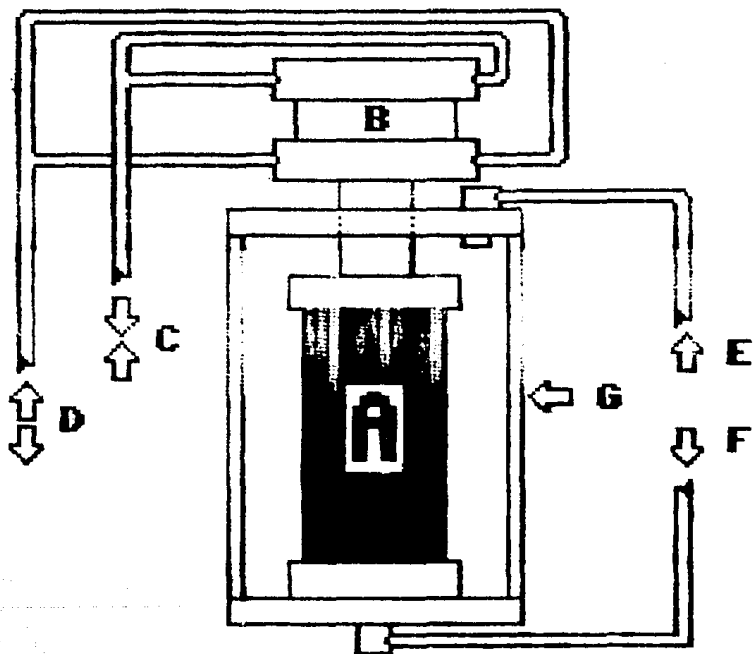
b) Esta alimentación se divide a su vez en un sistema que aplica presión confinante y otro que aplica la presión cíclica. Cada uno de estos sistemas tiene sus válvulas de regulación y de purga, así como manómetros. En especial el sistema que aplica la presión confinante debe contar con un manómetro de mercurio para lograr la mayor exactitud.

c) Mediante un motor eléctrico se manejan dos válvulas de manera que al abrir una, se cierre la otra.

d) Un reductor de velocidad posibilita la graduación de la frecuencia del motor.

e) Cada válvula alimenta la presión en dos ductos.

f) El pistón neumático (fig. IIC-2) (B) esta dividido en su interior en dos cámaras con una pared móvil. Cada una es alimentada por dos pares de ductos (C y D), de manera que cuando un par de ductos tenga presión, el otro par no la tenga. Esta diferencia de presiones hace que la



(FIG. IIC-2)

pared interior del pistón se mueva hacia arriba o hacia abajo conforme cambie cíclicamente la presión.

g) Este movimiento es transmitido a la muestra de suelo por medio de un vástago (A) por su cara superior.

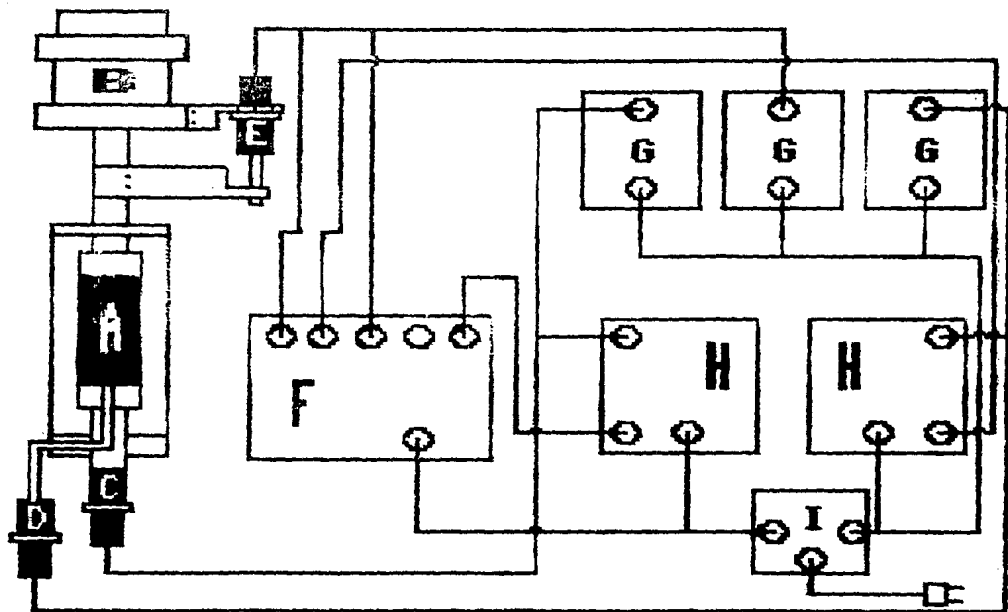
h) Para dar a la muestra una presión confinante, se la rodea de un cilindro de lucta (G) con entradas tanto para la presión confinante (E) como para una contrapresión por la parte inferior de la probeta (F).

i) El ducto de contrapresión esta conectado también a una bureta que mide los cambios volumétricos que sufra la probeta durante la prueba.

El sistema eléctrico de medición esta formado por los siguientes elementos (Fig. IIC-3):

j) Transductor de fuerza (C) conectado a la base de la muestra (A) y mide la magnitud de la fuerza cíclica aplicada.

k) Transductor de presión (D) que mide la presión de poro de la



(FIG. IIC-3)

muestra.

l) Transductor de desplazamiento (E) que mide la deformación de la muestra.

m) Un graficador (F) que registra las señales emitidas por todos los transductores mencionados con respecto al tiempo.

n) Dos aplicadores (H) que magnifican las señales de los transductores para que puedan ser registradas en el graficador.

n) Tres fuentes de poder (G) producen el voltaje necesario para el funcionamiento de sendos transductores.

o) Un regulador de voltaje (I) que protege a todo el sistema.

D.- APARATO DE CORTE SIMPLE CICLICO

Este aparato tiene un grado de complejidad intermedio entre la sim-

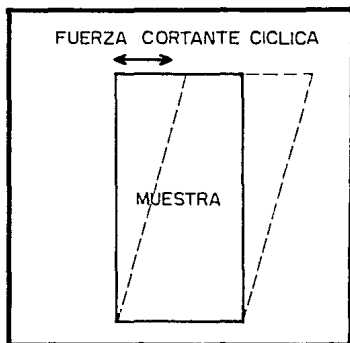
pleza del péndulo de torsión y los complicados y costosos sistemas que forman la columna resonante y la triaxial cíclica. Al igual que esta última, el proceso de medición y cálculo puede automatizarse por medio de computadoras, aunque esto no se ha realizado en la práctica.

1.- FUNDAMENTO:

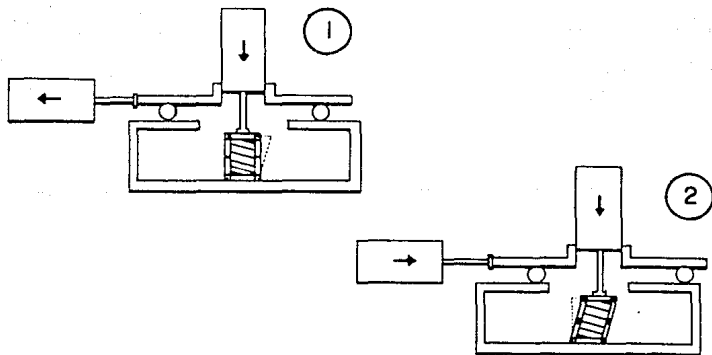
En los aparatos descritos anteriormente, el esfuerzo cortante se produce ya sea con deformaciones angulares o esfuerzos desviadores cíclicos. A diferencia de ellos, el aparato de corte simple cíclico somete a la cabeza de una muestra de suelo cilíndrica a deformaciones perpendiculares a su eje longitudinal de forma forzada, manteniendo la base firme (fig. IID-1).

No utiliza una cámara triaxial, y para simular el confinamiento se aplica un esfuerzo que comprime la muestra y que no varía durante la prueba, y se somete a un confinamiento a la probeta que no permite deformaciones de sus paredes.

2.- EQUIPO UTILIZADO:



FUNDAMENTO APARATO CORTE CICLICO
II D-1



CICLO DE CARGA CORTANTE
II D-2

a) Un resorte plano confina al espécimen.

b) Tres barras biarticuladas rodean al resorte, de tal manera que siga teniendo sus paredes paralelas al eje principal de la muestra cuando ésta se deforma por la aplicación de una fuerza lateral en su parte superior.

c) Un gato neumático aplica una fuerza vertical a la muestra desde su cara superior por medio de un vástago.

d) El gato de carga vertical se sostiene por una placa que tiene libertad de movimientos horizontales pues descansa sobre rodamientos.

e) Otro gato neumático con un vástago horizontal, aplica una fuerza a la placa móvil en forma cíclica. Gracias a esta fuerza, el vástago del gato vertical también aplica carga cíclica horizontal a la muestra.

f) Como al aplicar la carga lateral cíclica la muestra se deforma y pierde algo de su altura, el vástago del gato vertical está libre respecto a la placa móvil mediante otro rodamiento.

g) La placa móvil debe, también, soportar la reacción vertical que presenta la muestra. Para esto es que corre por un canal en forma de "C" con rodamientos en la parte superior e inferior del mismo.

h) Una válvula de cuatro vías controla al gato horizontal. Esta se acciona mecánicamente por medio de una leva y un motor eléctrico de velocidad regulable por medio de un reductor.

i) La presión neumática se controla por medio de una válvula de regulación de aire a presión.

j) La tapa y la base de la muestra están conectadas por medio de mangueras a unas buretas que miden el cambio volumétrico. Las válvulas de ellas deben ser de cambio volumétrico nulo para no afectar las mediciones.

k) La fuerza cortante, a tensión y compresión, es medida por medio de un transductor de fuerza alojado en el vástago del gato que aplica la carga lateral.

l) Otro transductor semejante se aloja en el vástago del gato vertical y mide la carga aplicada al espécimen.

m) La deformación horizontal de la muestra se mide con un transductor de desplazamiento de tal manera que su pistón móvil se conecta al vástago vertical, y el pistón fijo al canal inmóvil por donde corre la placa.

n) Todos los transductores mencionados se conectan a graficadores que registran los cambios producidos respecto al tiempo.

CAPITULO III

DISEÑO DE CIMENTACIONES A SISMO

Puesto que los terremotos son fenómenos inevitables e impredecibles, debemos aprender a convivir con ellos. Esto significa para el Ingeniero de cimentaciones el conocimiento de las fuerzas que se producen durante el sismo sobre la estructura con un margen de seguridad suficientemente alto para resguardar la seguridad y la vida de las personas que se encontrarán o dependerán de ella.

A.- LAS ONDAS SISMICAS:

Como se vio en el capítulo I, el movimiento de convección del magma es la fuente de energía que produce los cambios de posición de las placas tectónicas de la corteza terrestre y, a su vez, de los sismos. Entre los bordes de dos placas vecinas que tienen distinto movimiento se producen fricciones que se oponen a este desplazamiento. A su vez las placas se comprimen cuando la energía así almacenada vence a la fricción, se produce una liberación de energía.

Parte de la energía elástica almacenada se gasta en crear la falla, esto es, en romper la roca y vencer la fricción entre ambas caras de la fractura. Otra parte se queda almacenada en la roca como esfuerzo residual. El resto, que es la mayoría, se libera en forma de ondas sísmicas.

Esta energía sísmica produce una deformación elástica, esto es, que las partículas del medio se desplazan, deformando el medio, y después regresan a su posición original. Este movimiento produce deformaciones similares en las partículas vecinas debido a la adherencia que existe entre ellas. De esta manera se transmite la energía y se produce una onda. El tipo de onda producido se llama "onda elástica" y si el medio a través del cual viaja es la tierra, se llama "onda sísmica".

La onda más sencilla es la senoidal debido a que es regular, constante en amplitud y constante en frecuencia. Las ondas sísmicas no se presentan en la naturaleza como senoidales, son irregulares. El teorema de Fourier establece que una onda de cualquier forma es posible de construir mediante la suma, a veces infinita, de ondas senoidales distintas entre sí. Al conjunto de componentes senoidales de una onda sísmica se le llama

ma " espectro ". La teoría elástica define dos tipos principales de ondas: las de cuerpo y las superficiales.

1. ONDAS DE CUERPO:

Son aquellas que viajan a través de la tierra y pueden ser compresionales o equivolumétricas.

a) **Ondas compresionales.** Son aquellas cuya deformación viaja paralelamente a la dirección de la onda. Un ejemplo de las ondas compresionales son las de un resorte (fig. IIIA-1) al cual se empuja y jala en uno de sus extremos de manera que vuelve a su posición original. La deformación producida entre las partículas vecinas es de compresión, y hacen que el volumen varíe conforme viaja la onda.

Estas ondas son las más rápidas (5km/seg. en rocas graníticas y 11 km/seg. en el interior de la Tierra), es por esto que son las primeras en llegar a los registros de sismos, por esto llevan también el nombre de "ondas primarias" o simplemente ondas "P" (en inglés se relaciona con la palabra "push").

EJEMPLO DE ONDAS "P"

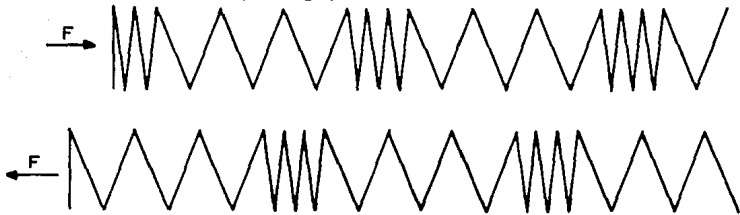


FIG. III A-1

EJEMPLO DE ONDAS "S"

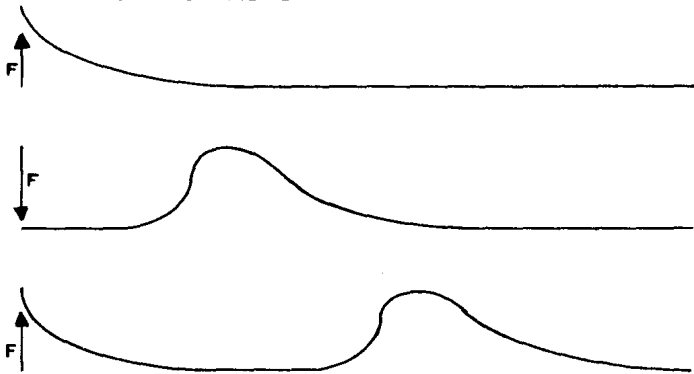


FIG. III A-2

b) **Ondas equivolumétricas.** Son aquellas cuyas partículas del medio se desplazan en forma perpendicular a la dirección de propagación. Puede visualizarse este tipo de ondas con las que viajan por una cuerda tenida horizontal a la cual se le aplica en uno de sus extremos un movimiento vertical (fig. IIIA-2). Cada partícula de la cuerda se mueve hacia arriba y hacia abajo al pasar la onda. Como las partículas vecinas no sufren compresión ni dilatación, el volumen no varía. Es por esto por lo que estas ondas se llaman "equivolumétricas". Debido a que el movimiento de las partículas es ocasionado por una fuerza cortante, también se les llama "ondas cortantes".

Su velocidad es menor a las ondas P (aproximadamente igual a la velocidad de las ondas P entre la raíz de tres). Por esto llegan después que las ondas compresionales, así, se les llama también "ondas secundarias" o simplemente ondas "S" (en inglés se asocia con la palabra "shake").

Las ondas S no pueden pasar por los líquidos ni por ningún fluido en general, pues estos no pueden soportar esfuerzos cortantes. Las ondas S tienen usualmente mayor amplitud que las ondas P y por esto producen mayores deformaciones superficiales.

c) **Ondas convertidas.** Cuando una onda de cuerpo pasa de un medio elástico a otro de distintas características, parte de la energía se transmite al segundo medio (refracción) y otra parte es reflejada (fig. IIIA-3). Los ángulos de reflexión (α_1) y refracción (α_2) son función de las velocidades de onda que se presentan en cada medio conforme a las leyes de Snell:

$$\frac{\text{Sen } \alpha_1}{\text{Sen } \alpha_2} = \frac{v_1}{v_2}$$

$$\text{Para Sen } \alpha_2 = 1 \quad \therefore \alpha_1 = 90^\circ$$

Esto último indica que en este caso la onda ha sido críticamente refractada, moviéndose paralelamente a la frontera de los medios. Al hacerlo, una onda P producirá ondas P o S en el segundo medio, y una onda S producirá ondas P o S en la misma capa. Estas son las llamadas "ondas convertidas" u "ondas de cabeza" debido a que es frecuente que por viajar en un medio que permite mayor velocidad, estas ondas estén en la cabeza del sismograma.

d) **Coda.** Después de la llegada de las ondas P y S la señal del

energía sísmica después de reflejarse en las heterogeneidades del terreno. La forma como ésta señal decae; ayuda a la medición de las características dinámicas del suelo, y de la magnitud del sismo. A estas ondas se les llama "coda".

2.- ONDAS SUPERFICIALES:

Son aquellas cuya amplitud disminuye con la profundidad, y su amplitud máxima está en la superficie. Estas ondas son causadas por la interferencia de las ondas S y P, y su velocidad depende de su frecuencia. Existen dos tipos principales: las ondas de Raleigh y las de Love.

a) **Ondas de Raleigh.** Se deben a la interacción de las ondas P y la componente vertical de la onda S. El movimiento de la partícula al paso de la onda es de la forma de una elipse retrograda. Viajan de 1 a 4 km/seg. y tienen varios modos de propagación.

b) **Ondas de Love.** Se deben a la interacción de la componente

horizontal de las ondas S solamente. Su comportamiento es similar al de las ondas de Raleigh, pero son algo más rápidas, de 1 a 4.5 km/seg. Estas ondas requieren de al menos una capa sobre el medio por la que viajan donde pueda quedar atrapada parte de la energía sísmica.

3.- Ondas Guiadas:

Cuando una capa de rocas se encuentra rodeada por otras rocas que permiten velocidades de ondas sísmicas mayores a la primera, algunas de las ondas que viajan en la primera capa no podrán escapar a las otras. Serán transmitidas a lo largo de éste estrato con muy poca pérdida de energía. Esta estructura se conoce como guía de ondas. La superficie de la Tierra es una guía para las ondas de Raleigh y Love.

B.- PERIODO NATURAL DEL SUELO

Mediante el ejemplo que ha dado la experiencia, y para fenómenos sísmicos de gran intensidad a relativamente corta distancia de la superficie y bajo un comportamiento estable del suelo, la influencia de las condiciones locales del suelo no son el factor más importante en las

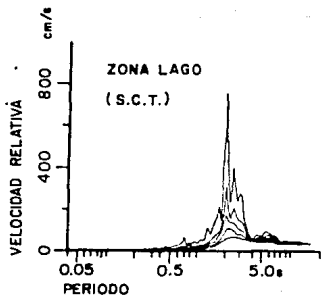
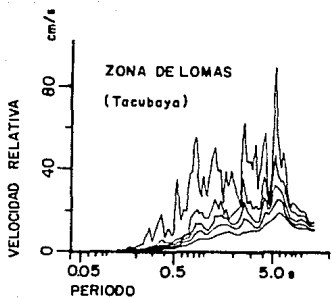


FIG. III B-1

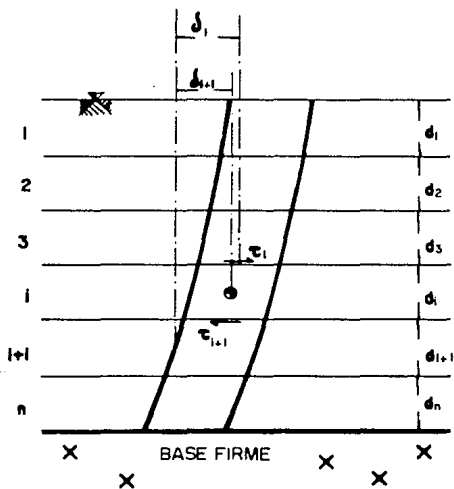


FIG. III B-2

características finales del movimiento en la superficie.

Esta situación puede ser trágicamente diferente para movimientos de menor intensidad, grandes distancias al epicentro y estilográficas caracterizadas por cambios repentinos de las características dinámicas. En estos casos puede suceder una amplificación de las ondas sísmicas. El área de la Cd. de México cumple con estas características, donde la relación de velocidades del espectro de respuesta entre un sitio con subsuelo de arcilla compresible y otro de subsuelo rígido, llega a ser hasta de 23 veces mayor para períodos de 2 y 2.5 segundos (fig. IIIB-1).

Para encontrar, entonces, la respuesta sísmica del suelo, se tienen muchos tipos de modelos matemáticos. Sin embargo, la mayoría de ellos son muy complejos y se utilizan para la investigación. Un método sencillo es el que se presenta a continuación.

Como las ondas P necesitan cambios volumétricos grandes casi instantáneamente, no pueden transmitirse con gran amplitud en las arcillas lacustres de la cuenca de México, debido a que están saturadas

de agua y no pueden cambiar su volúmen instantáneamente. Así, sólo las ondas equivolométricas o S pueden producir grandes desplazamientos en la superficie. También las ondas superficiales pueden transmitirse en este tipo de suelo, pero las deformaciones superficiales que producen son despreciables en comparación con las de las ondas S.

La transmisión de las ondas S a la cuenca de México se realiza, según las observaciones, verticalmente desde la base firme hasta la superficie. La velocidad con la que cruza un estrato i se calcula así:

$$v_{S_i} = \sqrt{\frac{\mu_i}{\rho_i}}$$

Donde:

v_{S_i} velocidad de la onda S del estrato i .

μ_i módulo de rigidez dinámica al cortante del estrato i (ver caps. I y II).

ρ_i masa unitaria del estrato i .

El tiempo que tarda en cruzar un estrato i se calcula:

$$\Delta t_i = \frac{d_i}{v_{S_i}}$$

Donde d_i espezor del estrato i .

Para una onda regular (como la senoidal), el tiempo en recorrer todos los estratos es $\frac{1}{4}$ del período fundamental del suelo T_s ; por lo tanto:

$$T_{S_i} = 4 \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{s_i}}$$

Donde: n número de estratos del suelo.

Para afinar este cálculo y para conocer los esfuerzos y desplazamientos horizontales relativos del suelo, se utilizan las siguientes expresiones (fig. IIIB-1):

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i$$

$$A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i}$$

$$B_i = \frac{d_i}{(1 + N_i) \mu_i}$$

$$C_i = \frac{1}{2} \rho d_i \omega_i^2$$

$$N_i = \frac{\rho d_i^2 \omega_i}{4 \mu_i}$$

Donde ω_i es la frecuencia circular del estrato i .

Este es un método iterativo, los valores para aplicar el primer ciclo de cálculos se obtienen de la siguiente manera:

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{T_{s_1}} ; \delta_{s_0} = \frac{G_a}{\omega_1^2} ; \tau_{s_0} = 0$$

Donde: G_a aceleración máxima del suelo (asignada).

$$\tau_s = 0.0$$

T_{s_1} = valor supuesto

Con estos valores se calculan $\delta_{i+1} = \delta_2$ y $\tau_{i+1} = \tau_2$, que a su vez serán los nuevos valores para la siguiente iteración. Así, se va calculando la configuración de desplazamientos δ y esfuerzos cortantes τ hasta la base firme donde $\delta_b = 0$ y $\tau_b = \tau_{max}$; si esto no llega a suceder, debe ajustarse ω_1 supuesta hasta que satisfaga las condiciones. Otros períodos pueden obtenerse con el mismo procedimien-

to. En

caso de querer obtener los desplazamientos totales para varios períodos simultáneos se utiliza la expresión:

$$\delta_{s_1} = C_{p_1} \delta_1 + (1 - C_{p_1}) \delta_2$$

Donde:

δ_{s_1} desplazamiento total por los modos 1 y 2 de vibrar.

δ_1 desplazamiento por el modo 1.

δ_2 desplazamiento por el modo 2.

C_p coeficiente de participación, igual a:

$$C_p = \frac{(\sum_{i=1}^n \rho_i d_i \delta_{1_i})^2}{(\sum_{i=1}^n \rho_i d_i \delta_{1_i}^2) (\sum_{i=1}^n \rho_i d_i)}$$

C.- DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS EN EL SUELO.

Tanto para el estudio estático como dinámico de las

cimentaciones, el conocimiento de la distribución de esfuerzos en el suelo es muy importante. El desplazamiento vertical del suelo debido al incremento de carga es la suma de todos los incrementos de desplazamientos de cada sección diferencial del subsuelo, directamente bajo el punto de la superficie en cuestión.

Al aplicar una carga sobre el suelo, la distribución de esfuerzos se realiza en forma de bulbos (fig. III C-1). Cada sección del suelo se comprime en forma distinta según sus propias características físicas.

Normalmente no se encuentra solamente una carga aplicada al suelo, sino varias. La acción del bulbo de esfuerzos que produce cada una se suma a la de las otras, resultando una distribución irregular (fig. III C-2). Para poder resolver este problema se establece una matriz formada por los valores de las influencias que cada carga produce en cada sección del suelo en que se subdivide el subsuelo para este
para cada
sección en que se
subdividió el suelo. Esta matriz se llama "de influencia" y puede ser tanto para cargas verticales como horizontales. Para el caso de cargas

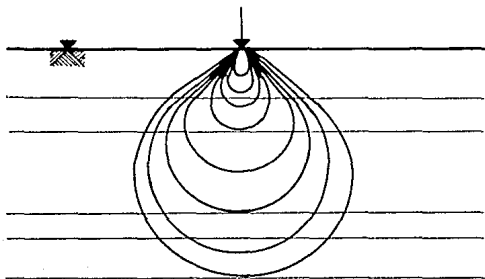


FIG. III C-1

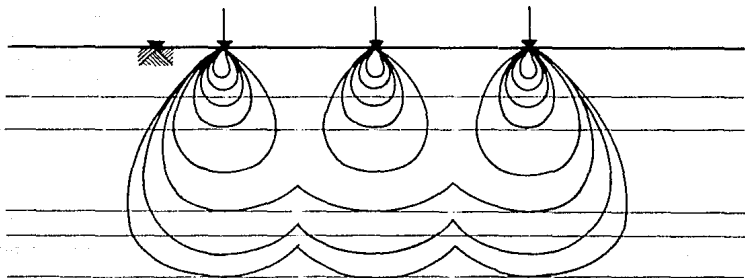


FIG. III C-2

propósito. Esta matriz es llamada "de influencia" y puede aplicarse tanto para cargas verticales como horizontales.

a) MATRIZ DE INFLUENCIA POR CARGA VERTICAL (MICAV).

Supongamos un esfuerzo uniforme q_i aplicado en una área tributaria a cuyo centro es el punto i sobre la superficie del suelo. Se desea saber los efectos resultantes bajo el punto j de la superficie del suelo (fig. IIIC-3).

Se secciona convenientemente el subsuelo en forma cuadrículada, de tal manera que un rectángulo no ocupe dos estratos distintos; se llamará " I_{ji}^N " a la influencia en el estrato N bajo el punto j debido a la carga unitaria ($q=+1$) aplicada en i (fig. IIIC4). Esta influencia es igual a:

$$I_{ji}^N = \frac{\Delta\sigma_{ji}^N}{q_i}$$

Donde:

- $\Delta\sigma_{ji}^N$ Incremento de esfuerzos en el estrato N bajo el punto j por la carga q_i aplicada en i .
- q_i carga aplicada en el punto i .

Para el cálculo de estas influencias se utilizan las siguientes

fórmulas:

$$(1) \quad I_{Jl}^n = \frac{1}{\Pi} (\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{Sen } 2\alpha_0) (\text{Sen}\psi_1 - \text{Sen}\psi_2)$$

$$(2) \quad I_{Jl}^n = \frac{3}{2\Pi} \left(\text{Sen}\alpha_0 - \frac{\text{Sen}^3\alpha_0}{3} \right) \left[(\psi_1 - \psi_2) + \dots \right. \\ \left. \dots + \text{Sen}(\psi_1 - \psi_2) \text{Cos}(\psi_1 + \psi_2) \right]$$

$$(3) \quad I_{Jl} = \frac{1}{\Pi} \left(\frac{3}{4} \alpha_0 + \frac{3}{4} \text{Sen}^2\alpha_0 + \text{Sen}\alpha_0 \text{Cos}^3\alpha_0 \right) * \dots \\ \dots * \left[(\text{Sen}\psi_1 - \text{Sen}\psi_2) - \frac{1}{3} (\text{Sen}^3\psi_1 - \text{Sen}^3\psi_2) \right]$$

Donde:

$$\alpha_0 = \text{Tan}^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}$$

$$\psi_1 = \text{Tan}^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z}$$

$$\psi_2 = \text{Tan}^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z}$$

B mitad de la longitud de fondo del area tributaria

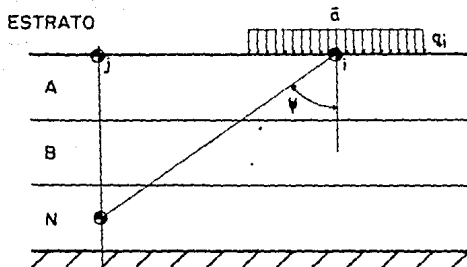


FIG. III-3

	λ	$i=1$	2	3	j
A		I_{11}^A	I_{21}^A	I_{31}^A	I_{j1}^A
B		I_{11}^B	I_{21}^B	I_{31}^B	I_{j1}^B
N		I_{11}^N	I_{21}^N	I_{31}^N	I_{j1}^N

FIG. III-4

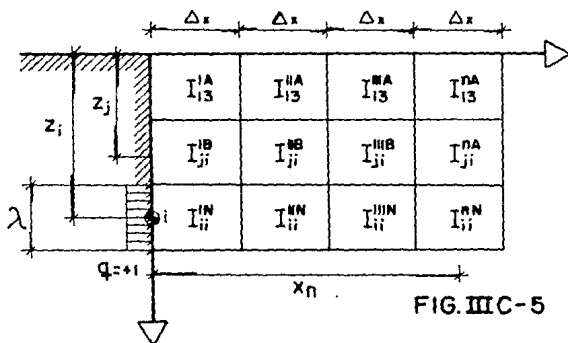


FIG. III-5

de carga.

- x distancia horizontal desde el centro del area tributaria i y el punto en cuestión j .
- λ largo del área tributaria de carga.
- z profundidad entre el punto i y el j .

La ec. (1) se utiliza para suelos compuestos de varios estratos con distinta deformabilidad cada uno. La ec.(2) para un suelo homogéneo e isotrópico (solucion de Boussinesq) y la ec. (3) para suelos homogéneos cuya compresibilidad disminuye con la profundidad (arenas).

b) MATRIZ DE INFLUENCIA POR CARGA HORIZONTAL (MICAH)

Seccionando convenientemente el subsuelo a intervalos regulares Δx desde la línea vertical donde se aplica la carga (fig. IIIC-5), se llega a calcular, de manera similar a la anterior, las influencias para cada punto.

De esta manera, " I_{jn}^{nN} " es la influencia de la carga unitaria $q_i = +1$ aplicada en el punto i (de profundidad z_i), medida horizontalmente al punto j (de profundidad z_j), al centro del cuadrado n del estrato N . Esta

Influencia e calcula de la siguiente forma:

$$I_{ji} = \frac{3}{2\pi} \left\{ \left(\text{Sen} \alpha_o - \frac{\text{Sen}^3 \alpha_o}{3} \right) \left[(\psi_1 - \psi_2) + \text{Sen} (\psi_1 - \psi_2) * \dots \right. \right. \\ \left. \left. \dots * \text{Cos} (\psi_1 + \psi_2) \right] + \left(\text{Sen} \alpha_o' - \frac{\text{Sen}^3 \alpha_o'}{3} \right) * \dots \right. \\ \left. \dots * \left[(\psi_1' - \psi_2') + \text{Sen} (\psi_1' - \psi_2') \text{Cos} (\psi_1' + \psi_2') \right] \right\}$$

Donde:

$$\alpha_o = \text{Tan}^{-1} \frac{r_o}{\sqrt{(z_i - z_j)^2 + x^2}} \quad \alpha_o' = \text{Tan}^{-1} \frac{r_o}{\sqrt{(z_i + z_j)^2 + x^2}}$$

$$\psi_1 = \text{Tan}^{-1} \frac{(z_i - z_j) + \lambda/2}{x} \quad \psi_1' = \text{Tan}^{-1} \frac{(z_i + z_j) - \lambda/2}{x}$$

$$\psi_2 = \text{Tan}^{-1} \frac{(z_i - z_j) - \lambda/2}{x} \quad \psi_2' = \text{Tan}^{-1} \frac{(z_i + z_j) + \lambda/2}{x}$$

r_o radio de la pila o pilote (mitad de la longitud de fondo del área de carga tributaria a).

- z_i profundidad del punto de carga i .
- z_j profundidad del punto en cuestión j .
- x distancia horizontal desde el punto de carga i al centro de la sección en cuestión.
- λ espesor de la área tributaria.

Si sumamos todas las influencias que actúan horizontalmente sobre el punto j y lo multiplicamos por el ancho de cada dovela (Δx), se obtiene:

$$A_{ji} = (I_{ji}^{1N} + I_{ji}^{2N} + \dots + I_{ji}^{nN}) \Delta x = \bar{I}_{ji} \Delta x$$

Donde A_{ji} es el área de influencia del esfuerzo unitario aplicado en i .

Así, para una carga en i se arreglan los valores $A_{ji}/\Delta x$:

$$\begin{array}{c} \bar{I}_{1i} \\ \bar{I}_{2i} \\ \vdots \\ \bar{I}_{ji} \\ \vdots \\ \bar{I}_{ni} \end{array} = \begin{array}{c} (I_{1i}^{1A} + I_{1i}^{2A} + \dots + I_{1i}^{nA}) \\ (I_{2i}^{1A} + I_{2i}^{2A} + \dots + I_{2i}^{nA}) \\ \vdots \\ (I_{ji}^{1I} + I_{ji}^{2I} + \dots + I_{ji}^{nI}) \\ \vdots \\ (I_{ni}^{1N} + I_{ni}^{2N} + \dots + I_{ni}^{nN}) \end{array}$$

Si se van variando los puntos de aplicación i desde el punto 1 hasta el punto N para N estratos, se formará una matriz cuadrada de $N \times N$ de influencia por carga horizontal "MICAH". En la mayoría de los casos se logra una aproximación suficiente haciendo:

$$n = 5$$

$$\Delta x = 1.5 (2r_0)$$

D.- DISEÑO DINAMICO DE CIMANTACIONES.

En esta sección se describirán métodos para el cálculo de esfuerzos cortantes y los momentos producidos durante un sismo. Los métodos son matriciales y describen el comportamiento de la cimentación en base a las características dinámicas del suelo y de la estructura. Estas características son:

- * Período fundamental de la estructura T_e .
- * Amortiguamiento crítico de la estructura λ_e .
- * Período fundamental del suelo T_s .
- * Amortiguamiento crítico del suelo λ_s .

La forma para obtener el período fundamental del suelo T_s se describió en el apartado "b" de este mismo capítulo, y el amortiguamiento crítico del suelo a lo largo del capítulo II.

La forma de obtener el período fundamental y el amortiguamiento crítico del edificio queda fuera de los alcances de este trabajo, baste decir que en la actualidad son varios los programas de diseño de estructuras que incluyen la obtención de estos datos. Para el análisis de la cimentación y del subsuelo se puede suponer que la superestructura del edificio es muy rígida, de esta manera el período fundamental de él será igual al período de rotación de la cimentación T_θ .

Durante el sismo se producen fuerzas horizontales en la cimentación que se transmiten por rigidez a toda la estructura, este sistema de fuerzas es equivalente al de una sola fuerza cortante V_m aplicada en el centro de masa del edificio. Esta fuerza puede calcularse mediante la fórmula siguiente:

$$V_m = M f_a a_m \quad (1)$$

Donde:

M masa del edificio.

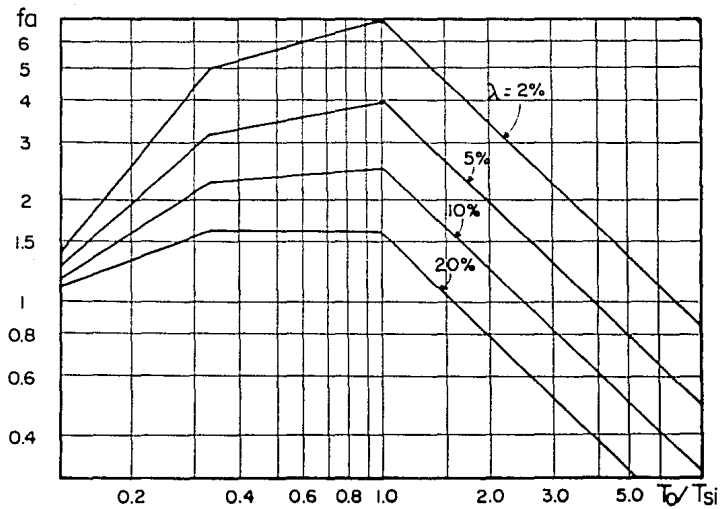


FIG. III D-1

a_m aceleración máxima esperada.

f_a factor de amplificación.

La aceleración máxima esperada se asigna según la historia sísmica del lugar y con un factor de seguridad adecuado. El factor de amplificación se obtiene de la fig. IIID-1, donde para un valor de T_o/T_s y λ_o se obtiene el valor de f_a . T_o y λ_o son el período y amortiguamiento acoplado entre suelo y estructura. Su cálculo se realiza como sigue:

$$T_o = \sqrt{T_\theta^2 + T_e^2} \quad (2)$$

$$\lambda_o = \sqrt{1 - \frac{\xi_e \xi_\theta T_o^2}{\xi_e T_\theta^2 + \xi_\theta T_e^2}} \quad (3)$$

Donde:

$$\xi_e = 1 - \lambda_e^2 \quad (4)$$

$$\xi_\theta = 1 - \lambda_\theta^2 \quad (5)$$

De las anteriores fórmulas sólo es desconocido el período de rotación de la cimentación que se calcula como sigue:

$$T_{\theta} = 2 \pi h_m \sqrt{\frac{M}{K_{\theta}}} \quad (6)$$

Donde:

h_m distancia vertical desde el nivel de desplante de de una cimentación rígida (cajón de cimentación o zapata), al centro de masa de la estructura.

M masa de la estructura.

K_{θ} módulo de cimentación por rotación, igual a:

$$K_{\theta} = \frac{O_t}{\theta} \quad (7)$$

O_t momento de inercia del edificio.

θ ángulo de giro de la cimentación (fig. III D-2).

Es el módulo por rotación de la cimentación el dato cuyo cálculo depende del tipo de cimentación y de las características del suelo.

1.- Cimentación rígida sin pilotes:

Un cajón de cimentación es el caso típico de esta clase de cimentaciones donde al actuar el sismo se generan esfuerzos en las

paredes y en la losa de la misma, como lo indica la fig. IIID-3. Si se le llama O_t al momento de volteo que una estructura sufre durante un sismo, la cimentación rígida reaccionará de tal manera que se produzca un momento igual en magnitud pero en sentido contrario a O_t . Este momento reaccionante es el producto de la suma de los momentos producidos tanto en las paredes de la cimentación como en la losa; así, se llamara O_{tw} a la parte del momento reaccionante de las paredes y O_{tb} a la parte de la losa; así:

$$O_t = O_{tw} + O_{tb} \quad (8)$$

Puede definirse también los respectivos módulos de cimentación por rotación según la fórmula (7) como sigue:

$$K_{\theta w} = \frac{O_{tw}}{\theta} \quad ; \quad K_{\theta b} = \frac{O_{tb}}{\theta} \quad (8)$$

Con las fórmulas (7), (8) y (9) es fácilmente deducible que:

$$K_{\theta} = K_{\theta w} + K_{\theta b} \quad (10)$$

a) Cálculo del módulo de cimentación por rotación del muro

($K_{\theta w}$). Su cálculo depende de las características de la cimentación.

1.- Cimentación superficial: en este caso la cimentación

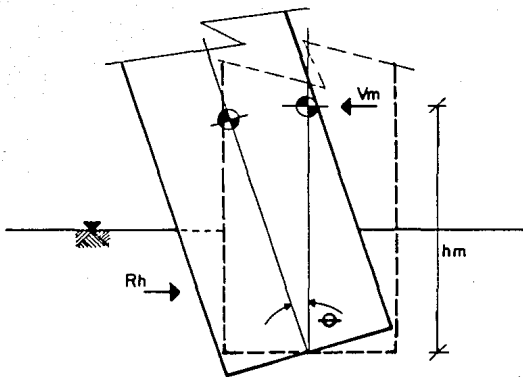


FIG. III D-2

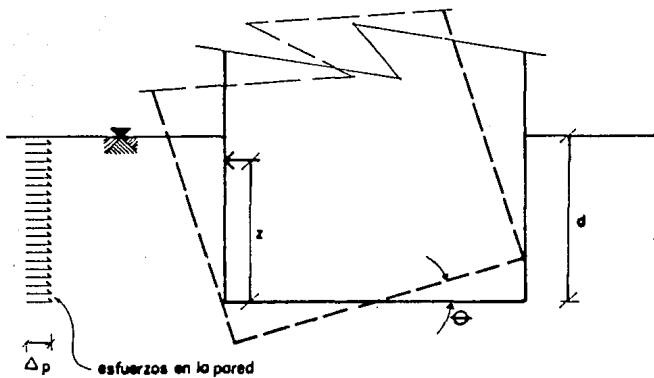


FIG. III D-3

tiene una profundidad desde el nivel de desplante muy corto, que permite considerar con suficiente aproximación una distribución uniforme de esfuerzos en las paredes, como lo muestra la fig. IIID-3. Para estos casos el coeficiente $K_{\theta w}$ se calcula de la siguiente manera:

$$K_{\theta w} = (1 + \nu) d^2 \mu \quad (11)$$

Donde:

- ν módulo de Poisson, (igual a 0.5 en arcillas).
- d longitud de desplante de la cimentación.
- μ módulo dinámico de rigidez al cortante del estrato de suelo lateral al muro.

11.- Cimentación profunda: en este caso se supone una distribución de esfuerzos que disminuye conforme aumenta la profundidad en las paredes y proporcional a la deformación horizontal de la cimentación como lo indica la figura IIID-4.

Puede observarse como el esfuerzo en un punto depende del ángulo de deformación θ y de la altura del punto desde el nivel de desplante z . Para el cálculo del módulo de cimentación de la pared $K_{\theta w}$ se utiliza una ecuación matricial de desplazamientos horizontales (MDH). Antes de

definir esta matriz, se define uno de sus miembros, la matriz $\{\bar{\delta}_i\}$:

$$|\bar{\delta}_{ji}| = Me_j \Delta x \sum_{l=1}^n I_{jl}^n \quad (12)$$

Donde:

I_{ji}^n coeficiente de influencia por una carga horizontal aplicada en i , medida en j a la mitad de sección n considerada (ver matriz MICAH, apartado C de este capítulo).

Δx longitud de cada sección n considerada (ver matriz MICAH, apartado C de este capítulo).

Me_j módulo elástico de deformación unitaria horizontal de la capa de subsuelo donde se encuentra el punto j , y es igual a:

$$Me_j = \frac{1}{2(1+\nu)\mu} \quad (13)$$

{ notación de variables ver ec.11 }

Esta matriz $\{\bar{\delta}_i\}$ indica la deformación que existe en un punto i por unidad de esfuerzo en el mismo punto. De la fig. III D-4 se deduce que la deformación medida geoméricamente es igual a la medida con los

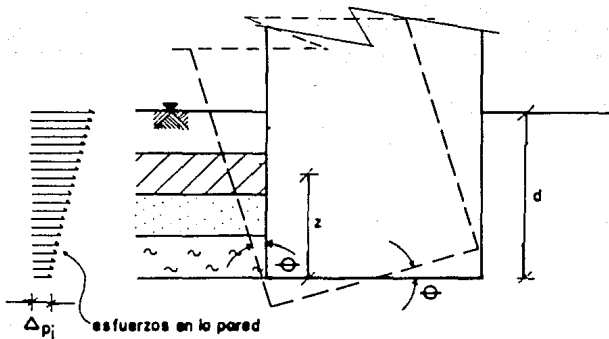


FIG. III D-4

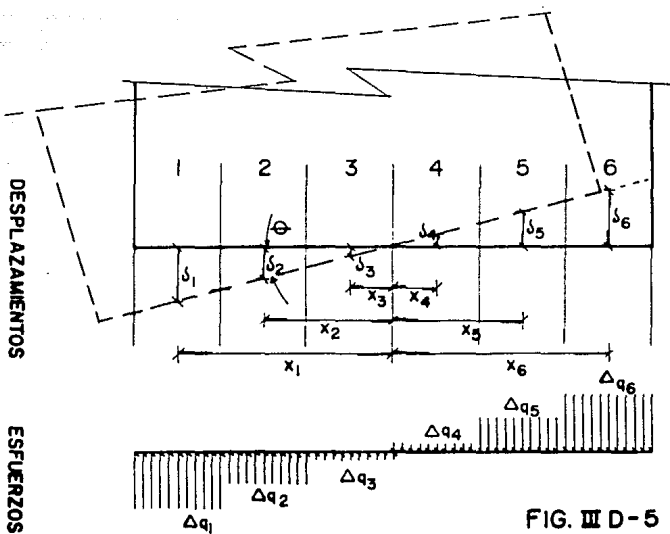


FIG. III D-5

esfuerzos reaccionantes, esto es:

$$z_i \theta = \delta_i \Delta p_i \quad (14a)$$

Aplicando esta ecuación a cada punto i en forma matricial y despejando $|z_i|$ queda:

$$|z_i| = |\delta_i| \cdot \left| \frac{\Delta p_i}{\theta} \right| \quad (14b)$$

Esta es la ecuación matricial MDH, de cuya resolución se obtienen los valores $\Delta p_i/\theta$. En caso de encontrar valores negativos, se considera que se está sometiendo a esta capa de suelo a tensión. Como el suelo no puede hacerlo, los renglones y columnas de la matriz a los que corresponden dichos valores se anulan de la ecuación matricial. Y se vuelve a calcular nuevos valores de $\Delta p_i/\theta$ con esta modificación.

Finalmente, el módulo de cimentación del muro se calcula como sigue:

$$K_{\theta w} = L \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta p_i}{\theta} \right) z_i \lambda_i \quad (15)$$

Donde:

L largo del muro.

z_i distancia desde el centro del estrato al nivel de desplante de la cimentación.

λ_i ancho del estrato i .

n número de estratos cortados por la cimentación.

b) Cálculo del módulo de cimentación por rotación de la base ($K_{\theta b}$). El procedimiento de cálculo de este módulo es igual para cimentaciones profundas y superficiales. Para este caso se construye una ecuación matricial similar a la anterior; esto es, una donde se relacionen la deformación medida geoméricamente y la medida por medio de los esfuerzos producidos. Otra vez es necesario definir la matriz que representa la deformación por unidad de esfuerzo vertical:

$$|\delta_j| = |1_{ji}|^T \cdot |\alpha_d^n| \quad (16)$$

Donde:

$|1_{ji}|^T$ es la transversa de la matriz de coeficientes de influencia por carga vertical aplicada en i , medida en j , a la mitad de cada sección n considerada (ver apartado C de este capítulo, matriz MICAV).

α_d^n es la deformación dinámica elástica unitaria del estrato n , de espesor d . Es igual a:

$$\alpha_d^n = \left[\frac{d}{2(1+\nu)\mu} \right]_n \quad (17)$$

(notación de variables, ver ec. 11)

De la fig. IIID-5 se desprende que los esfuerzos producidos en la base de una cimentación rígida sometida a rotación se repiten, con distinto signo, a distancias iguales del centro de gravedad, esto es:

$$\begin{aligned} \Delta q_l &= -\Delta q_m \\ \delta_l &= -\delta_m \\ \text{para } x_l &= -x_m \end{aligned}$$

Así:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= -\delta_6 = \theta x_1 \\ \delta_2 &= -\delta_5 = \theta x_2 \\ \delta_3 &= -\delta_4 = \theta x_3 \end{aligned}$$

De esta manera la matriz $|\delta_{ji}|$ que tiene 6x6 elementos en el caso de la fig. IIID-5 que es:

ESTA TESIS NO PUEDE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$|\bar{\delta}_{ji}| = \begin{vmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} & \bar{\delta}_{14} & \bar{\delta}_{15} & \bar{\delta}_{16} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{24} & \bar{\delta}_{25} & \bar{\delta}_{26} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} & \bar{\delta}_{34} & \bar{\delta}_{35} & \bar{\delta}_{36} \\ \bar{\delta}_{41} & \bar{\delta}_{42} & \bar{\delta}_{43} & \bar{\delta}_{44} & \bar{\delta}_{45} & \bar{\delta}_{46} \\ \bar{\delta}_{51} & \bar{\delta}_{52} & \bar{\delta}_{53} & \bar{\delta}_{54} & \bar{\delta}_{55} & \bar{\delta}_{56} \\ \bar{\delta}_{61} & \bar{\delta}_{62} & \bar{\delta}_{63} & \bar{\delta}_{64} & \bar{\delta}_{65} & \bar{\delta}_{66} \end{vmatrix} \quad (18)$$

queda reducido a la siguiente expresión:

$$|\bar{\delta}_{ji}| = \begin{vmatrix} \bar{\delta}_{11} - \bar{\delta}_{16} & \bar{\delta}_{12} - \bar{\delta}_{15} & \bar{\delta}_{13} - \bar{\delta}_{14} \\ \bar{\delta}_{21} - \bar{\delta}_{26} & \bar{\delta}_{22} - \bar{\delta}_{25} & \bar{\delta}_{23} - \bar{\delta}_{24} \\ \bar{\delta}_{31} - \bar{\delta}_{36} & \bar{\delta}_{32} - \bar{\delta}_{35} & \bar{\delta}_{33} - \bar{\delta}_{34} \end{vmatrix} \quad (19)$$

Finalmente, como también se deduce de la ec. IIID-5, la deformación medida geoméricamente es igual a la deformación que se obtiene mediante esfuerzos reaccionantes, esto es:

$$\theta x_i = \bar{\delta}_i \Delta q_i$$

Aplicando esta ecuación a cada punto i , en forma matricial, y

despejando $|x_i|$ queda:

$$|x_i| = |\bar{\delta}_{ji}| \cdot \left| \frac{\Delta q_i}{\theta} \right| \quad (20)$$

Esta ecuación matricial representa a un sistema de ecuaciones de cuya resolución se obtienen los, valores de $\Delta q_i/\theta$. Recordando que estos valores se repiten con signo contrario en dos puntos equidistantes del centro de gravedad, se conoce el módulo de cimentación por rotación de la base como sigue:

$$K_{\theta b} = \bar{a} \sum_{i=1}^n \left| \frac{\Delta q_i}{\theta} x_i \right| \quad (21)$$

Donde:

\bar{a} área tributaria en que se dividió la base de la cimentación.

n número de secciones en que se dividió la base de la cimentación.

x_i distancia del punto i al centro de gravedad.

c) **Diseño de la cimentación rígida.** Una vez encontrados los módulos de cimentación por rotación de muro y base, es posible encontrar el período de rotación de la cimentación T_{θ} conforme a las

ecs. (6) y (10). El modo de calcular el período fundamental del suelo T_s se describió en el apartado A de este capítulo.

Con los datos anteriores, T_θ y T_s , se calcula el período acoplado T_o y el amortiguamiento equivalente λ_o conforme a las ecs. (2) y (3) respectivamente.

En la gráfica de la fig. IIID-1 puede obtenerse el factor de amplificación de la aceleración del edificio f_o . Con todos los valores obtenidos hasta aquí se encuentran los siguientes datos:

I.- Fuerza de inercia del edificio por sismo aplicado en el centro de masa V_m con la ec. (1).

II.-Momento de volteo O_t según la siguiente expresión:

$$O_t = V_m h_m \quad (22)$$

(notación de variables, ver ecs. 1 y 6)

III.- Amplitud del ángulo de rotación θ al nivel de desplante conforme la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{O_t}{K_{\theta w} + K_{\theta b}} \quad (23)$$

(notación de variables, ver ecs. 10 y 6)

iv.-El incremento de presión sobre el muro Δp dependiendo del tipo de cimentación.

* Para cimentaciones superficiales se utiliza:

$$\Delta p = \frac{K_{\theta w}}{K_{\theta w} + K_{\theta b}} \cdot \frac{2 O_t}{d^2} \quad (24)$$

(notación de variables, ver ecs. 10, 6 y fig. IIID-3)

* Para cimentaciones profundas la expresión:

$$\Delta p_i = \left(\frac{\Delta p_i}{\theta} \right) \cdot \frac{O_t}{K_{\theta}} \quad (25)$$

(notación de variables, ver ecs. 6, 15 y 22)

v.- El incremento de presión en la base Δq se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\Delta q_i = \pm \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \cdot \frac{O_t}{K_{\theta}} \quad (26)$$

(notación de variables, ver ecs. 6, 20 y 22)

$$\theta = \frac{O_t}{K_{\theta w} + K_{\theta b}} \quad (23)$$

(notación de variables, ver ecs. 10 y 6)

iv.-El incremento de presión sobre el muro Δp dependiendo del tipo de cimentación.

* Para cimentaciones superficiales se utiliza:

$$\Delta p = \frac{K_{\theta w}}{K_{\theta w} + K_{\theta b}} \cdot \frac{2 O_t}{d^2} \quad (24)$$

(notación de variables, ver ecs. 10, 6 y fig. IIID-3)

* Para cimentaciones profundas la expresión:

$$\Delta p_i = \left(\frac{\Delta p_i}{\theta} \right) \cdot \frac{O_t}{K_{\theta}} \quad (25)$$

(notación de variables, ver ecs. 6, 15 y 22)

v.- El incremento de presión en la base Δq se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\Delta q_i = \pm \left(\frac{\Delta q_i}{\theta} \right) \cdot \frac{O_t}{K_{\theta}} \quad (26)$$

(notación de variables, ver ecs. 6, 20 y 22)

2.- Caja de cimentación con pilas o pilotes.

Este tipo de subestructuras utiliza dos sistemas de cimentación: la caja de cimentación y las pilas o pilotes. Estos constituyen las cimentaciones profundas y son elementos prismáticos de concreto simple o reforzado, madera, acero o mixtos.

Como elementos estructurales, se comportan transmitiendo las cargas de la estructura verticalmente al suelo, ya sea por medio de la fricción en las paredes a lo largo del fuste del elemento, o directamente a un estrato profundo. Las estructuras cuyo diseño incluye tener estos dos comportamientos no son raros. En lo sucesivo se generalizará a estos elementos como pilotes.

La forma como influyen estos elementos en la distribución de esfuerzos en la caja de cimentación depende de la compresibilidad de los estratos inferiores a la base del pilote. En este sentido se tienen dos casos: cuando el pilote queda firmemente apoyado en un depósito de baja compresibilidad y gran espesor, y cuando el depósito en el cuál se apoya es de espesor limitado y con estratos compresibles bajo el resistente donde se apoya. En esta sección se explica el cálculo de los esfuerzos producidos en la caja de cimentación. El cálculo de los producidos en los

pilotes se explicará en la sección 3.

a) primer caso, pilotes cuyas bases quedan firmemente apoyadas en un depósito de baja compresibilidad y gran espesor.

Inicialmente se toma en consideración las líneas de pilotes perpendiculares a la dirección de la aceleración del sismo. Como en este caso se considera a la unión de la cabeza del pilote con la caja de cimentación como muy rígida, el movimiento del edificio será función del orden y dimensiones de los pilotes despreciando la acción de los muros. Para encontrar el módulo de cimentación de una línea de pilotes se utiliza la siguiente expresión:

$$K_i = \frac{(n_p a_p)_i}{L M_p + 1.9 r_o M_c} \quad (29)$$

Donde:

- n_{pi} número de pilotes en la línea i .
- a_{pi} área de cada pilote en la línea i .
- L longitud de los pilotes de la línea i .
- M_p módulo de deformación unitaria del material de los pilotes (recíproca del módulo de elasticidad).

- r_o radio del pilote (o mitad del lado mayor).
 M_c módulo de deformación unitaria media del suelo (recíproca del módulo de elasticidad).

Una vez conocidos los módulos de cimentación de cada línea i de la subestructura, se obtiene el módulo combinado mediante la siguiente fórmula:

$$K_{\theta} = \sum_{i=1}^n K_i x_i^2 \quad (30)$$

Donde:

- x_i distancia del eje centroidal de la estructura al punto i .
 n número de líneas de pilotes.

El período de rotación de la cimentación se obtiene mediante al ec. (6) y se calcula la respuesta de la subestructura conforme lo explicado en el apartado III-D-1-c.

b) **Segundo caso.** Si la punta del pilote queda firmemente apoyada en un estrato resistente de espesor limitado bajo el cual existen capas compresibles.

En este caso la deformabilidad de la caja de cimentación queda

superditado a los hundimientos de los pilotes, pero siempre existe un incremento de la rigidez. Este incremento se toma en cuenta mediante la construcción de la siguiente ecuación matricial:

$$|\bar{\delta}_{ji}^k| = \begin{vmatrix} \bar{\delta}_{11} + \frac{1}{K_1} & \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{13} & \bar{\delta}_{14} & \bar{\delta}_{15} & \bar{\delta}_{16} \\ \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{22} + \frac{1}{K_2} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{24} & \bar{\delta}_{25} & \bar{\delta}_{26} \\ \bar{\delta}_{31} & \bar{\delta}_{32} & \bar{\delta}_{33} + \frac{1}{K_3} & \bar{\delta}_{34} & \bar{\delta}_{35} & \bar{\delta}_{36} \\ \bar{\delta}_{41} & \bar{\delta}_{42} & \bar{\delta}_{43} & \bar{\delta}_{44} + \frac{1}{K_4} & \bar{\delta}_{45} & \bar{\delta}_{46} \\ \bar{\delta}_{51} & \bar{\delta}_{52} & \bar{\delta}_{53} & \bar{\delta}_{54} & \bar{\delta}_{55} + \frac{1}{K_5} & \bar{\delta}_{56} \\ \bar{\delta}_{61} & \bar{\delta}_{62} & \bar{\delta}_{63} & \bar{\delta}_{64} & \bar{\delta}_{65} & \bar{\delta}_{66} + \frac{1}{K_6} \end{vmatrix}$$

$$\frac{1}{a} * |\bar{\delta}_{ji}| + \left| \frac{1}{K_i} \right| \cdot \left| \frac{x_i}{\theta} \right| = |x_i| \quad (31)$$

Donde:

- $|\bar{\delta}_{ji}|$ Matriz de desplazamientos unitarios (ec. 16)
- $|1/K_i|$ Matriz de las recíprocas de los módulos de cimentación para cada línea de pilotes (ec.29)

$\left| \frac{X_i}{\theta} \right|$ reacción de cada línea de pilotes i entre el ángulo de rotación.

$|x_i|$ distancia de la línea de pilotes i al eje centroidal.

a área tributaria de carga alrededor de una línea de pilotes.

Resolviendo este sistema de ecuaciones, cuyas incógnitas son las reacciones X_i/θ , puede obtenerse el módulo combinado de cimentación:

$$K_{\theta} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i}{\theta} \right) x_i \quad (32)$$

(notación de variables, ver ec. 31)

De donde, con la ec. (6) se obtiene el período de rotación. El incremento de cargas por línea de pilotes se obtiene:

$$X_i = \left(\frac{x_i}{\theta} \right) \frac{O_t}{K_{\theta}} \quad (33)$$

Donde:

$$O_t = V_m h_m$$

(notación de variables, ver ecs. 7, 31 y 32)

El cálculo de acciones sobre la caja de cimentación se realiza conforme a lo descrito en el apartado 1-b de esta sección.

3.- Momentos cortantes en pilas y pilotes:

El incremento del esfuerzo axial en un pilote por la acción del sismo esta contemplado en la parte final del apartado anterior. Así que sólo resta hablar del incremento de esfuerzo horizontal accidental en el pilote.

El cálculo comienza dividiendo el pilote en secciones conforme la estratigrafía de la masa del suelo. En caso de estratos de gran espesor atravesados por la subestructura, es recomendable subdividir en secciones de igual características y menor espesor.

Se idealizan los esfuerzos que la masa de suelo produce en cada sección del pilote como una fuerza concentrada a la mitad de la misma. Esta fuerza será igual a la reacción del pilote en esa sección. Así se nota como X_i a la reacción de la sección i del pilote.

Es posible pensar, entonces que el pilote actúa como una viga cargada con los esfuerzos del suelo que son constantes en cada sección; con las fuerzas cortantes y con los momentos aplicados en la base y cabeza del pilote según los grados de libertad que existan en estos puntos y de la rigidez entre pilote y estructura, en la cabeza; y entre pilote y suelo en la base.

Esta viga es hiperestática y se resuelve estableciendo la siguiente ecuación matricial:

$$\bar{A} \cdot \bar{X}_t = \bar{\Delta}_t \quad (34)$$

Donde:

- \bar{X}_t matriz de fuerzas de reacción del pilote.
- \bar{A} matriz de desplazamientos unitarios.
- $\bar{\Delta}_t$ matriz de desplazamientos totales.

La matriz de desplazamientos unitarios \bar{A} es dependiente de las características geométricas del pilote (inercia), de sus características elásticas (E) y de las características del suelo (K). Este último factor se conoce por medio de iteraciones y conociendo la distribución de esfuerzos en el suelo por una carga horizontal, esto es la matriz de

influencia por carga horizontal o MICAH (ver sección C de este capítulo). La matriz de desplazamientos horizontales se encuentra con la siguiente ecuación:

$$|\bar{\delta}| = |\bar{I}_{jn}| \cdot \alpha_j \cdot \left| \frac{X_i}{a_i} \right| \quad (35)$$

Donde:

$|\bar{\delta}|$ matriz de desplazamientos horizontales.

$|\bar{I}_{jn}|$ matriz MICAH (ver ap.2, secc. C).

$$|\alpha_j| = \left[\frac{\Delta x}{2(1 + \nu)\mu} \right] \quad (36)$$

Δx longitud de la sección en que se dividió el suelo en sentido horizontal (ver fig. IIIC-5).

(notación de variables ver ec. 11)

a_i área tributaria de la sección i (ver fig. IIIC-5).

Para cada iteración, el valor del módulo de cimentación (K) está dado por:

$$K_i = \frac{X_i}{\delta_i} \quad (37)$$

(notación de variables, ver ecs. 34 y 35)

De la forma como se calculan las matrices de desplazamientos unitarios ($|\bar{A}|$) y totales ($|\Delta_t|$) se hablará más adelante, baste decir por ahora que es necesario el módulo de cimentación ($|K_i|$) para obtenerlos. Así, la iteración sigue esta secuencia: Con los valores de $|K_i|$ se calculan las fuerzas $\{X_i\}$ con la ec. (34). Después, con la ec. (35) se calculan los desplazamientos $\{\delta\}$ y finalmente se vuelve a la ec. (37) para calcular de nuevo los módulos de cimentación $|K_i|$. Cuando estos valores obtenidos no cambian substancialmente respecto a los utilizados al principio de esta iteración, se considera a los últimos como los valores reales y se calcula finalmente con la ec. (34) las fuerzas buscadas $\{X_i\}$.

Los valores iniciales para realizar la primera iteración se calculan suponiendo que:

$$\left| \frac{X_i}{a} \right| = 1$$

Así:

$$\delta_i = \sum_{j=1}^n \bar{\delta}_{ji} \quad ; \quad \bar{\delta}_{ji} = \alpha_n \sum_{t=1}^n I_{jt}^n \quad (38)$$

Donde la expresión $\sum_{t=1}^n I_{jt}^n$ representa la sumatoria de los valores de cada renglón de la matriz MICAH.

La matriz inicial de fuerzas será:

$$|\bar{X}_i| = |a_i| \quad (39)$$

(notación de variables, ver ec. 35).

La matriz de desplazamientos unitarios indica la deformación del pilote por unidad de fuerza. Estas deformaciones son las horizontales a lo largo del pilote y las angulares en la punta y en la base. Cada columna i se divide en igual número de renglones j que indican la deformación sufrida a la mitad del estrato j debida a una carga unitaria aplicada a la mitad del estrato i (fig.IIID-6).

Igualmente, la matriz de desplazamientos totales $|\Delta_i|$ tiene una sola columna e indica en cada renglón la deformación total sufrida en cada uno de los estratos.

Cada uno de los términos que forman estas matrices pueden calcularse con el método de trabajo virtual, llegando a una serie de expresiones cuya deducción queda fuera de los alcances de esta tesis.

Así, la ec. 34 será:

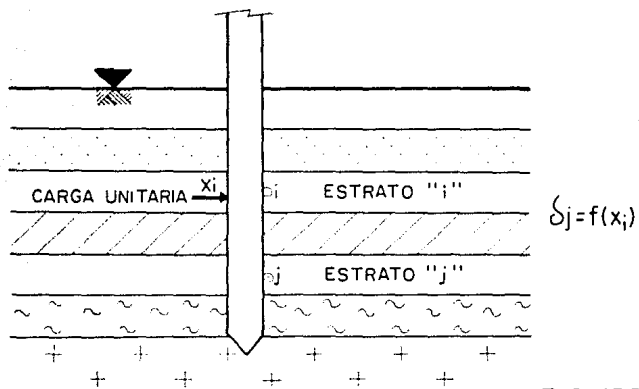


FIG. III D- 6

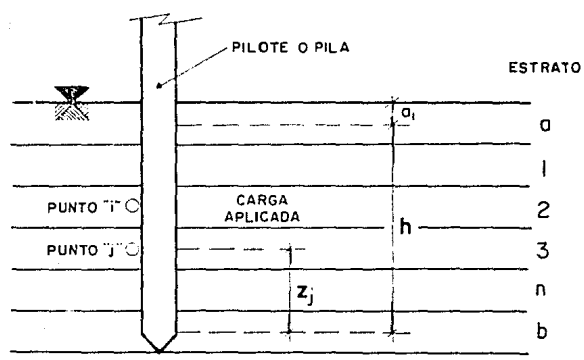


FIG. III D- 7

$$\begin{array}{cccccc|c|c}
 \bar{\theta}_{aa} & \bar{\theta}_{a1} & \bar{\theta}_{a2} & \dots & \bar{\theta}_{at} & \dots & \bar{\theta}_{an} & \bar{\theta}_{ab} & X_a & \theta_{ao} \\
 \bar{s}_{1a} & \bar{s}_{11} & \bar{s}_{12} & \dots & \bar{s}_{1i} & \dots & \bar{s}_{1n} & \bar{s}_{1b} & X_1 & \Delta_{1o} \\
 \bar{s}_{2a} & \bar{s}_{21} & \bar{s}_{22} & \dots & \bar{s}_{2i} & \dots & \bar{s}_{2n} & \bar{s}_{2b} & X_2 & \Delta_{2o} \\
 \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 \bar{s}_{ia} & \bar{s}_{i1} & \bar{s}_{i2} & \dots & \bar{s}_{ii} & \dots & \bar{s}_{in} & \bar{s}_{ib} & X_i & \Delta_{io} \\
 \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 \bar{s}_{na} & \bar{s}_{n1} & \bar{s}_{n2} & \dots & \bar{s}_{ni} & \dots & \bar{s}_{nn} & \bar{s}_{nb} & X_n & \Delta_{no} \\
 \bar{\theta}_{ba} & \bar{\theta}_{b1} & \bar{\theta}_{b2} & \dots & \bar{\theta}_{bi} & \dots & \bar{\theta}_{bn} & \bar{\theta}_{bb} & X_b & \theta_{bo}
 \end{array} \cdot =$$

Donde:

- $\bar{\theta}_{at}$ giro unitario en la cabeza por la carga en i .
- \bar{s}_{ni} desplazamiento unitario en n por la carga en el punto i .
- $\bar{\theta}_{bi}$ giro unitario en la punta por la carga en i .
- $\bar{\theta}_{ao}, \bar{\theta}_{bo}$ giro total en la cabeza y en la punta.
- Δ_{io} desplazamiento total en i .

Para el cálculo de cada término se utiliza la fig. IIID-7 como referencia. Las expresiones son:

1ª Columna: (carga aplicada en el estrato a)

$$(EI) \theta_{aa} = a_1 + \frac{h}{3} + \frac{EI}{h^2} \left(\frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} \right) + \frac{EI}{K_{\theta a}} \quad (40)$$

$$(EI) S_{ia} = -\frac{h^2}{6} \left(\frac{z_i}{h} - \frac{z_i^3}{h^3} \right) + \left(\frac{EI}{h^2} \frac{z_i}{K_a} - \frac{h - z_i}{K_b} \right) \quad (41)$$

$$(EI) \theta_{ba} = -\frac{h}{6} \frac{EI}{h^2} \left(\frac{1}{K_a} + \frac{2}{K_b} \right) \quad (42)$$

Donde:

K_a, K_b se obtienen por medio de la ec.37.

$$K_{\theta a} = 6 E \left(\frac{I_1}{l_1} + \frac{I_2}{l_2} + \frac{7 I_c}{12 h} \right) \quad (43)$$

I_1, I_2 momentos de segundo orden de las contratra-bes de la cimentación a la derecha e izquierda de la Intersección con el pilote.

I_c momento de segundo orden de la columna que se encuentre sobre el pilote.

Columnas Intermedias (carga aplicada en un estrato I):

$$(EI) \bar{\theta}_{at} = -\frac{h^2}{6} \left(\frac{z_I}{h} - \frac{z_I^3}{h^3} \right) + \frac{EI}{h^2} \left(\frac{z_I}{K_a} - \frac{h - z_I}{K_b} \right) \quad (44)$$

* Para $z_j < z_I$:

$$(EI) \bar{S}_{jI} = \frac{h}{6} z_j (h - z_I) \left[1 - \frac{(h - z_I)^2}{h^2} - \frac{z_j^2}{h^2} \right] + \dots$$

$$\dots + \frac{EI}{h^2} \left[\frac{z_j z_I}{K_a} + \frac{(h - z_j)(h - z_I)}{K_b} \right] \quad (45)$$

* Para $z_j > z_I$:

$$(EI) \bar{S}_{jI} = \frac{h}{6} z_I (h - z_j) \left[1 - \frac{(h - z_j)^2}{h^2} - \frac{z_I^2}{h^2} \right] + \dots$$

$$\dots + \frac{EI}{h^2} \left[\frac{z_I z_j}{K_a} + \frac{(h - z_I)(h - z_j)}{K_b} \right] \quad (46)$$

* Para $z_I = z_j$:

$$(EI) \bar{S}_{II} = \frac{h}{6} z_I (h - z_I) \left[1 - \frac{(h - z_I)^2}{h^2} - \frac{z_I^2}{h^2} \right] + \dots$$

$$\dots + \frac{EI}{h^2} \left[\frac{z_i^2}{K_a} + \frac{(h - z_i)^2}{K_b} \right] + \frac{EI}{K_i} \quad (47)$$

$$(EI) \bar{\theta}_{bi}^- = \frac{h z_i}{6} \left(1 - \frac{z_i}{h} \right) \left(2 - \frac{z_i}{h} \right) + \frac{EI}{h^2} * \dots$$

$$\dots * \left(\frac{z_i}{K_a} - \frac{h - z_i}{K_b} \right) \quad (48)$$

Ultima columna (carga en el estrato b):

$$(EI) \bar{\theta}_{ab}^- = -\frac{h}{6} + \frac{EI}{h^2} \left(\frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} \right) \quad (49)$$

$$(EI) \bar{S}_{ib}^- = \frac{h z_i}{6} \left(1 - \frac{z_i}{h} \right) \left(2 - \frac{z_i}{h} \right) + \dots$$

$$\dots + \frac{EI}{h^2} \left(\frac{z_i}{K_a} - \frac{h - z_i}{K_b} \right) \quad (50)$$

$$(EI) \bar{\theta}_{bb}^- = \frac{h}{3} + \frac{EI}{h^2} \left(\frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} \right) + \frac{EI}{K_{\theta b}} \quad (51)$$

Donde:

$K_{\theta b}$ módulo de cimentación de la base del pilote (ver ec 7). Este módulo depende del grado de libertad de la punta; así, para los que permiten rotación en su base:

$$K_{\theta b} = 4 R_o^3 \mu \quad (52)$$

y para bases con campana:

$$K_{\theta b} = \frac{8}{3} (1 + \nu) R_o^3 \quad (53)$$

R_o radio de la base del pilote.

(notación de variables, ver ec. 11)

Matriz de desplazamientos totales:

$$(EI) \theta_{ao} = \left[\frac{a_1^2}{2} + \frac{a_1 h}{3} + \frac{EI}{h^2} \left(\frac{h + a_1}{K_a} + \frac{a_1}{K_b} \right) \right] P \quad (54)$$

$$(EI) \Delta_{to} = - \left[\frac{a_1 h^2}{6} \left(\frac{z_t}{h} - \frac{z_t^3}{h^3} \right) - \frac{EI}{h^2} \left\{ \dots \right. \right.$$

$$\dots \left. \frac{h + a_1}{K_a} z_f - \frac{a_1}{K_b} (h - z_f) \right\} \Big] P \quad (55)$$

$$(EI) \theta_{\text{bo}} = - \left[\frac{a_1 h}{6} - \frac{EI}{6} - \frac{EI}{h^2} \left(\frac{h + a_1}{K_a} + \frac{a_1}{K_b} \right) \right] P \quad (56)$$

Donde P es el cortante del edificio transmitido a la cabeza del pilote.

4.- CASOS ESPECIALES:

Las fórmulas arriba mencionadas se aplican a casos generales, pero las matrices pueden reducirse en casos especiales como los siguientes:

a) Normalmente los pilotes de fricción no alcanzan los estratos rígidos del subsuelo, por lo tanto, queda totalmente libre de girar en su punta. Las restricciones existen en su cabeza, puede estar libre también o empotrados. Cuando la cabeza esta empotrada se hace:

$$\theta_{\text{ao}} = 0$$

Al hacer igual a cero los giros en la cabeza, se eliminan la columna y renglón correspondientes a esta variable.

b) En el caso en que la punta del pilote quede empotrada en el estrato rígido se hace:

$$\theta_{bo} = 0$$

eliminándose, igualmente, la columna y renglón correspondientes. Así, el pilote con ambos extremos empotrados tendrá la siguiente reducción:

$$\theta_{ao} = \theta_{bo} = 0$$

c) Es usual que la reacción calculada para un estrato, sobre todo si es un estrato superior, rebase el estado de esfuerzos máximo que dicha capa puede soportar. Esta condición está dada por:

$$R_l \geq R_{lmax} = \frac{\pi R_o}{2} q_u \quad (57)$$

Donde:

R_l reacción por unidad de longitud.

R_o radio del pilote.

q_u consistencia natural del suelo.

De esta manera, es necesario revisar los resultados finales de las fuerzas X_i para que no sobrepase el valor máximo R_{lmax} . Esto es:

$$\frac{X_i}{d_i} = R_{li} \quad (58)$$

Donde:

X_i fuerza reaccionante en i .

d_i espesor del estrato i .

R_{li} reacción por unidad de longitud.

En el caso de que la reacción por unidad de longitud encontrada iguale o sobrepase la máxima, con las ecs. (35), (49) y (50) se calculan los giros en la cabeza y punta, así como los desplazamientos en cada sección del pilote debidos a una fuerza X_{imax} . Esta fuerza se calcula:

$$X_{imax} = d_i R_{lmax}$$

(notación de variables, ver ecs. 57 y 58)

Una vez encontrados estos desplazamientos, se restarán con sus respectivos desplazamientos totales, reduciéndose las matrices $|\bar{A}|$ y $|\bar{\Delta}_t|$ eliminando la columna y renglón correspondientes al estrato del

problema. Así, por ejemplo, si fuese la sección 1 (fig.IIID-7) la que presentó el caso en que la reacción total final sobrepasa la máxima capacidad del suelo, la ec. (34) queda:

$$\begin{array}{ccccc|c|c}
 \bar{\theta}_{aa} & \bar{\theta}_{a2} & \bar{\theta}_{a3} & \bar{\theta}_{ai} & \bar{\theta}_{ab} & X_a & \theta_{ao} - \theta_{ao}^{R_l} \\
 \bar{S}_{2a} & \bar{S}_{22} & \bar{S}_{23} & \bar{S}_{2i} & \bar{S}_{2b} & X_2 & \Delta_{2o} - \Delta_{2o}^{R_l} \\
 \bar{S}_{3a} & \bar{S}_{32} & \bar{S}_{33} & \bar{S}_{3i} & \bar{S}_{3b} & X_3 & \Delta_{3o} - \Delta_{3o}^{R_l} \\
 \bar{S}_{ia} & \bar{S}_{i2} & \bar{S}_{i3} & \bar{S}_{ii} & \bar{S}_{ib} & X_i & \Delta_{io} - \Delta_{io}^{R_l} \\
 \bar{\theta}_{ba} & \bar{\theta}_{b2} & \bar{\theta}_{b3} & \bar{\theta}_{bi} & \bar{\theta}_{bb} & X_b & \Delta_{bo} - \Delta_{bo}^{R_l}
 \end{array} \bullet$$

Para el diseño de pilotes por carga lateral se recomienda en algunos métodos no tomar en cuenta la reacción en el primer 1.5 mt. de profundidad o la que la experiencia y el factor de seguridad del diseñador indiquen, pues es común que sea en esta profundidad donde se encuentre que la reacción calculada sobrepasa la capacidad del suelo y esta medida produce un cálculo conservador.

E.- PRINCIPALES CONCLUSIONES DE LOS ESTUDIOS DE LA RESPUESTA DE PILOTES A CARGAS LATERALES:

El método descrito para el cálculo de las acciones a las que se somete un pilote por sismo es del tipo estático y tiene las siguientes ventajas sobre otros métodos semejantes:

1.- Considera en forma más realista el suelo como un medio continuo y elástico, determinado por características dinámicas de cada estrato y de su conjunto.

2.- Es posible estudiar las características elásticas y geométricas del pilote en forma teórica.

3.- Toma en cuenta los movimientos relativos del suelo respecto al estrato firme del subsuelo.

Empero, existen dos tipos de métodos dinámicos para el estudio de pilotes a sismo. Uno consiste en obtener la respuesta de pilotes

sujetos a cargas cuya magnitud varía en forma senoidal o variable aplicadas en la cabeza del pilote (Gaul 1958, Hayashi 1973, Ayarwal 1973). Estos tipos de métodos, aún que da resultados similares a los experimentales, tiene dos inconvenientes:

1.- Estan limitados a la respuesta en la cabeza del pilote, sin dar datos sobre lo que sucede a lo largo de él.

2.- No toma en cuenta el efecto de los desplazamientos del suelo sobre el pilote.

Los otros métodos consisten en analizar dinámicamente el sistema suelo-estructura, ya sea aplicando la acción cíclica en la base del pilote (Ogata y Kotsubo 1964) o tomando en cuenta una serie de masas discretas que actúan sobre el pilote (Parmelee et al, 1964; Penzien, 1970; Yamamoto y Seki, 1971; Sugimura, 1972; Staunitzer y Shekhter, 1971; H. Tajimi, 1969; y Minami y Sakurai, 1973).

Todos los anteriores métodos se basan en modelos matemáticos y en experimentos de campo muy complejos, cuya descripción sale de los

alcances de esta tesis. Estos estudios, sin embargo, han arrojado mucha luz al problema que aquí interesa. Sus conclusiones están resumidas a continuación:

1.- La rigidez de los pilotes tiene poca influencia en la respuesta de la superestructura. Los desplazamientos máximos para estructuras con y sin pilotes no son muy diferentes. Esta diferencia disminuye al aumentar el módulo de elasticidad del suelo.

2.- Un temblor fuerte puede producir curvaturas sobre los pilotes de la magnitud de aquellas donde se tienen puntos de fluencia.

3.- La estabilidad lateral de los pilotes no representa un problema en el corto período de duración de un sismo.

4.- Los factores más importantes en el diseño de pilotes son los momentos y las deflexiones angulares.

5.- Las vibraciones en la mitad inferior del pilote son similares a las del suelo sin pilotes. Las mayores diferencias se encuentran en la

parte superior, donde tiene su efecto la inercia de la superestructura. Así, el mayor momento y fuerza cortante aplicada por el suelo al pilote ocurre en la parte superior de este, donde la sub y superestructura se unen.

6.-Exista una disminución del módulo de Young del suelo (E_s) en las cercanías del pilote como consecuencia de las grandes deformaciones que se producen en esta región.

7.- Los períodos de vibración en todos los modelos tienden a ser menores que en el caso de no tener una cimentación piloteada. Esta tendencia es más evidente en los suelos blandos que en los duros.

8.- La presencia de un grupo de pilotes reduce los movimientos horizontales y de cabeceo. Los pilotes y su encajonamiento son más efectivos para disminuir el movimiento de cabeceo que los horizontales. Este efecto es más importante en los suelos compactos.

9.- El módulo de elasticidad dinámico del suelo es siempre mayor que el estático.

10.- En suelos blandos, la capacidad de carga vertical del pilote prácticamente no cambia en velocidades de partícula producidas por sismo iguales o menores a 0.4 pul/seg. (1cm/seg.). Cuando la celeridad de la partícula sobrepasa este límite es de esperar la reducción de capacidad de carga.

11.- El rango en el cual se considera que el pilote es flexible, es decir, que sigue las deformaciones del suelo sin un cambio evidente de las características elásticas, corresponde a $\lambda > 5$, donde λ es la relación de rigidez, igual a:

$$\lambda = \frac{k D H^4}{4 E I}$$

Donde:

D diámetro del pilote.

H longitud del pilote.

EI características elásticas y geométricas del pilote.

k módulo de reacción horizontal del pilote (Kg/cm²).

12.- La masa soportada por el pilote influye muy significativamente en el valor de la frecuencia natural del sistema suelo-estructura de cimentación. Hay que cuidar que dicha frecuencia no coincida con alguna de las resonancias del suelo, pues puede causar una "doble resonancia".

13.- Existe una cantidad de amortiguamiento debida a la disipación de energía a través de las ondas generadas en el sitio de excitación. Este amortiguamiento radial o geométrico tiene un valor considerable cuando la frecuencia natural del suelo es menor que el del sistema suelo-estructura. En el caso contrario, su valor es muy pequeño (teóricamente cero).

14.- La presión y momentos obtenidos para un pilote aislado, pueden usarse para dos o más pilotes que trabajan en interacción.

15.- En lo referente a desplazamientos, estos dependen más del ancho del grupo que del número de pilotes en el grupo. Así, se puede obtener mayor economía si se utiliza un número relativamente pequeño de pilotes a espaciamientos relativamente grandes. Esto último se

se aplica sólo a lo que a desplazamientos horizontales se refiere.

16.- En un grupo de pilotes que soportan igual carga horizontal, los centrales sufren las mayores deformaciones por sismo, y los de las orillas los menores.

17.- El encajonamiento de pilotes reduce considerablemente la fuerza que la superestructura produce en la cabeza de los pilotes debido a la absorción de energía a través de la presión pasiva del suelo.

18.- Los efectos de disminución del módulo de elasticidad del suelo a lo largo de las paredes del pilote y de fricción en la base se pueden despreñar.

CONCLUSIONES:

- 1.- La teoría de la tectónica de placas explica la sismicidad que se observa en la República Mexicana, en especial la mayoría de los fenómenos que influyen en el Valle de México, por la subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica.
- 2.- La particular estratigrafía del subsuelo del Valle de México es el resultado de: agentes erosionantes, cierre del valle por la Sierra Chichinautzin, formación del lago de Texcoco y su salinidad, regresión y transgresión del lago en distintas glaciaciones y la actividad volcánica.
- 3.- Las arcillas del Valle de México presentan parámetros mecánicos especiales debido a las uniones iónicas entre las partículas de arcilla y las moléculas de agua; dando por resultado una estructura estable, de alto contenido de humedad, muy compresible y con un comportamiento elástico-viscoso.
- 4.- Los principales parámetros dinámicos de los suelos son: el módulo de rigidez al cortante (G o μ), el módulo de amortiguamiento (D o λ) y el módulo de deformación volumétrica (B). También son importantes el módulo de elasticidad y el de Poisson.

- 5.- Los principales métodos de laboratorio utilizados en México para el estudio dinámico de los suelos son: el péndulo de torsión libre, la columna resonante a torsión, la cámara triaxial cíclica y el aparato de corte simple cíclico.
- 6.- Dos aplicaciones de los parámetros dinámicos son: el cálculo del período natural del suelo y la estimación de las acciones horizontales sobre la subestructura por sismo. Ambas se detallan en este trabajo.
- 7.- El presente trabajo satisface la curiosidad básica de aquél que desee comenzar a conocer el fenómeno sísmico, la dinámica de los suelos y la interacción suelo-estructura durante un movimiento sísmico.

Cabe hacer también los siguientes comentarios:

- a.- En la literatura consultada existen variaciones en la profundidad de las capas de la Tierra, se tomaron los datos más recientes.
- b.- Existen fenómenos ligados con la sismicidad que no han sido del todo explicados, como los cambios locales del magnetismo, aumento súbito de la profundidad de los mantos acuíferos y diferencias de la aceleración gravitacional.

- c.- Existen temblores que afectan al Valle de México que no se producen en la costa sur del país, tienen un menor período de recurrencia y se producen por actividad volcánica, fallas geológicas bajo el Valle o fracturas de la placa de Cocos por la presión de la placa continental, también bajo el Valle. Sólo estas últimas presentan magnitudes peligrosas.
- d.- Las tablas de características dinámicas de los suelos presentadas en este trabajo se obtuvieron con métodos distintos entre sí; hay que recordar que cada aparato produce deformaciones angulares distintas y que el módulo de rigidez al cortante (G o μ en este trabajo) dependen de esta deformación, por lo que es difícil que se relacionen entre sí o con el módulo real en caso de un sismo. Se ha encontrado recientemente que μ no varía para deformaciones angulares entre 10^{-4} y 0.1% para las arcillas del Valle de México, sin embargo, un sismo puede producir deformaciones mayores.
- e.- No se presentan en este trabajo los métodos de prueba dinámica para suelos en el campo, que han sido muy utilizados en nuestro país. Es necesario incluirlos si se desea tener una mejor imagen del estado de conocimiento actual del tema.

f.- Se eligió como aplicación el problema de las acciones horizontales a las que se somete una cimentación por sismo. En la literatura consultada, varios autores minimizan la importancia de estas acciones. Otros lo recomiendan, no como proceso de diseño, sino como para revisión. La mayoría de los autores concuerda en que los mas graves peligros de una cimentación sometida a sismo son: la pérdida de la capacidad de carga y la falla por aplastamiento. Se registraron numerosos casos que estan dentro de estos conceptos y pocos casos de falla de la pila por cortante o flección (producidos a muy poca profundidad). Puede pensarse que una cimentación profunda deberá deformarse conforme lo hace el suelo en un sismo y no oponerse a esta acción (ver fórmula 108); si esto es así, la falla a cortante no se produce o no es importante. En todo caso, es muy difícil detectar este tipo de fallas de las cimentaciones profundas, pues no se les puede observar.

g.- En la práctica, los estudios comerciales de mecánica de suelos no incluyen aspectos dinámicos. Esto se debe a que, en caso de hacerlos aumentaría su costo (bajando su demanda) y porque en general se desconoce prácticamente el uso que podrían tener tales parámetros en el cálculo. Esta situación debe cambiar con el tiempo y en la medida

en que se avance en el conocimiento del fenómeno de los sismos y que estos nuevos conocimientos se dibujen para aplicaciones practicas.

- h.- Cada vez se realizan modelos matemáticos más exactos y complicados para estudiar la respuesta del suelo del Valle de México a sismo. Para lograr mayor exactitud se necesita conocer el relieve de los estratos que subyacen bajo la capa de arcilla lacustre y definir las características de los suelos más profundos. Para esto se han realizado pruebas indirectas de velocidades de ondas y estudios gravimétricos. Los resultados obtenidos deberán ser apoyados por sondeos profundos con recuperación de muestras. Este tipo de sondeos no se ha realizado aún.

BIBLIOGRAFIA:

- 1.- "Características geológicas y geotécnicas del Valle de México"
F. Mooser, E. Támez, E. Santoyo, E. Holgín y C. E. Gutiérrez.
COVITUR. México 1986.

2. "Comentarios sobre los efectos del sismo del 19 de Septiembre de
1985 en el suelo de la Ciudad de México".
A. Jaime, M. P. Romo. Revista "Ingeniería Civil", Nov. - Dic.
1985, N° 232, pp. 41 - 44. Colegio de Ingenieros Civiles.
México 1985.

- 3.- "Deformación unidimensional de la arcilla de la Ciudad de México
por vibraciones".
J. A. Díaz R., C. Casales G.; " Los sismos de 1989: casos de
mecánica de suelos", pp. 301 - 307, SMMS, México 1987.

- 4.- "Determinación de las propiedades dinámicas de la arcilla del
vaso de Texcoco".
B. Martínez, J. L. León, O. A. Rascoñ, A. G. Villarreal.
N° 338 Instituto de Ingeniería. UNAM, México 1974.

5. "Determinación de parámetros dinámicos"; V. M. Taboada, Tesis profesional. UNAM. México 1987.
- 6.- "Dinámica de suelos y estructuras"; R. Colindres. LIMUSA México 1983.
- 7.- "El Agua"; L. B. Leopold, K. S. Davis. Colección Científica Time México 1972.
- 8.- "El subsuelo de la Cd. de México", R.J.Marsal y M.Masari, UNAM, México 1959.
- 9.- "El temblor del 28 de Julio de 1957"; J. Merino. "Anales del Instituto de Geofísica", Vol. III, pp. 89-125. UNAM, México.
- 10.- "Foundation engineering for difficult subsoll conditions". L. Zeevaert W., Van Nostrand Reinhold Co. Nva. York, 1973.
- 11.- "Geotecnia y sismicidad en el Valle de México". Alberto Jalme, D-29, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1988.

- 12.- "Interacción suelo-estructura de cimentación",
L. Zeevaert W., LIMUSA. México 1985.
- 13.- "Isosíntas del macrosismo del 19 de Septiembre de 1985",
A. Martínez y C. Javier, N° 504 Inst. de Ingeniería, UNAM
México 1987.
- 14.- "La Tierra", Gran Enciclopedia Didáctica Ilustrada, Tomo 4
SALVAT, México 1985.
- 15.- "Mecánica de suelos", J. Badillo y R. Rodríguez.
LIMUSA. México 1974.
- 16.- "Mecánica de suelos en la Ingeniería práctica".
C. Terzaghi, R. P. Peek. Ed. El Ateneo. Barcelona 1973.
- 17.- "Micromecánica de suelos", R. Peralta; Reporte Interno del
Instituto de Ingeniería. UNAM México 1979.
- 18.- "Oleaje sísmico, posible causa de la catástrofe?".
Cinna Lomnitz; Revista ICYT Oct. 1987, Vol 9 N° 133
CONACYT. México 1987.

- 19.- "Resistencia de la arcilla de la Ciudad de México bajo cargas cíclicas"; J. A. Díaz R., G. Córdoba C. "Los sismos de 1985: casos de mecánica de suelos", pp. 309-313. SMMS. México 1987.
- 20.- "Respuesta dinámica de pilotes de punta sujetos a sismo", J.R. Flores, D-48, DEPMI, UNAM, México 1984.
- 21.- "Soil dynamics behavior including liquefaction". E. Faccioli y D. Reséndiz. E-15 Instituto de Ingeniería. UNAM. México 1975.
- 22.- "Teoría y práctica del péndulo de torsión"; L. Zeevaert W. D-49 DEPMI. UNAM. México 1984.
- 23.- "Terremotos"; A. Nava. Col. "La ciencia desde México". Fondo de Cultura Económica. México 1987.
- 24.- "Un aparato de columna resonante a torsión" J. L. León y A. Rábago. Reporte Interno del Instituto de Ingeniería. UNAM. México.

- 25.- "Vibrations of soils and foundations",
F.E. Richart, J. R. Hall, R.D. Woods; Prentice- Hall Inc.
New Jersey, E.U.A. 1970.
- 26.- "Viscosidad intergranular en suelos finos saturados".
L. Zeevaert W. DEPTI. UNAM. México 1984.

ANEXO 1

Resolución de un problema práctico.

Problema: Encontrar la respuesta sísmica de un cajón de cimentación de un edificio. Los datos del suelo y de la estructura se presentan en la Fig. A - 1 y a continuación.

Estructura: $T_e = 0.3 \text{ sg.}$
 $\lambda_e = 5 \%$

Suelo: $a_m = 100 \text{ cm/sg}^2$
 $\lambda_s = 15 \%$
 $T_s = 2.27 \text{ sg.}$










Resolución:

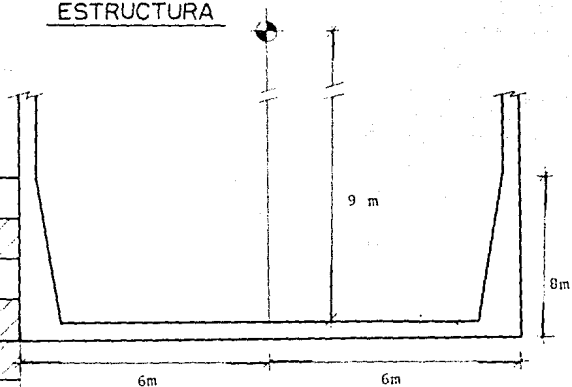
1.- Como el período del suelo es dato, se procede de inmediato al cálculo de la matriz de influencia por cargas horizontales, o MICAH (ver III C - b). Estableciendo $\Delta x = 4\text{m}$, $n = 1$ y $R = 12\text{m}$ se obtiene:

L	z ref. z fza.	1	2	3	4
2	1	1.828	1.147	0.765	0.568
2	3	1.147	1.446	0.950	0.633
2	5	0.765	0.950	1.134	0.855
2	7	0.568	0.633	0.855	1.243

que se designa como $|\bar{I}_{ij}|$

SUELOESTRUCTURA

	d_i m	M T/m ²	
1	2.0	500	
2	2.0	350	
3	2.0	680	
4	2.0	300	
A	3.0	200	
B	4.0	600	
C	8.0	400	
D	5.0	800	
E	6.0	1000	



Largo del edificio = 24.0 m

Peso del edificio = 2,133 Tons.

Masa del edificio = 217.6 Tsg.²/m

FIG. A-1

2.- Aplicando las ecs. 12 y 13 resulta:

ν	μ	$M_{ej} E-4$	Δx	$M_{ej} \Delta x$	$\bar{\delta} \times 10^{-4}$			
0.5	500	6.667	4	2.667	48.747	30.587	20.400	15.147
0.5	350	9.524	4	3.810	43.704	55.089	36.211	24.110
0.5	680	4.902	4	1.961	15.004	18.638	25.760	16.772
0.5	300	11.111	4	44.444	25.261	28.122	38.013	55.237

3.- La ec. 14 queda: $|\bar{z}| = |\bar{\delta}| \cdot \left| \frac{\Delta p}{\theta} \right|$

		$\times 10^{-4}$		
7		48.747	30.587	$\frac{\Delta p_1}{\theta}$
5		43.704	55.089	$\frac{\Delta p_2}{\theta}$
3	=	15.004	18.638	$\frac{\Delta p_3}{\theta}$
1		25.261	28.122	$\frac{\Delta p_4}{\theta}$

Resolviendo se encuentran los siguientes valores:

$$\Delta p_1/\theta = 1796.601$$

$$\Delta p_2/\theta = -1111.534$$

$$\Delta p_3/\theta = 1759.281$$

$$\Delta p_4/\theta = -1285.387$$

- 4.- Los valores negativos indican que esos estratos están sometidos a tensión; como no se considera posible esto en los suelos, se vuelve a calcular los valores de $\Delta p/\theta$ eliminando la acción de dichos estratos. Lo anterior se realiza eliminando tanto el renglón como la columna en la matriz, como se muestra a continuación:

$$\begin{array}{c}
 \times 10^{-4} \\
 \left[\begin{array}{cc} 7 & 3 \\ & 3 \end{array} \right] = \left[\begin{array}{cc} 48.747 & 20.400 \\ 15.004 & 25.760 \end{array} \right] \cdot \left[\begin{array}{c} \frac{\Delta p_1}{\theta} \\ \\ \frac{\Delta p_3}{\theta} \end{array} \right]
 \end{array}$$

Resolviendo queda:

$$\Delta p_1/\theta = 1254.369 \qquad \Delta p_2/\theta = 0$$

$$\Delta p_3/\theta = 433.985 \qquad \Delta p_4/\theta = 0$$

- 5.- La ec. 15 queda:

$$K_{\theta\omega} = 24m \left[(1254.369) (7) (2) + (433.985) (3) (2) \right]$$

$$K_{\theta\omega} = 483,961.824 \quad (\text{módulo de la cimentación del muro})$$

- 6.- Se calcula a continuación la matriz de influencia por carga vertical, o MICAV. (ver III C - a). Tomando $B=12$, $L=2$, la carga aplicada en $x=0$, y los demás datos del problema se obtiene:

d_i	z	0	2	4	6	8	10
3	1.5	0.5542	0.1692	0.0312	0.0096	0.0039	0.0019
4	5	0.1912	0.1543	0.0917	0.0492	0.0267	0.0152
8	1.1	0.0765	0.0725	0.0622	0.0495	0.0374	0.0275
5	17.5	0.0388	0.0379	0.0354	0.0318	0.0275	0.0233
6	23.0	0.0246	0.0243	0.0233	0.0218	0.0199	0.0178

7.- La matriz de deformación se calcula con la ec.17:

est.	d_i	ν	μ	$\alpha_e \times 10^{-3}$
A	3	0.5	200	5.000
B	4	0.5	600	2.222
C	8	0.5	400	6.667
D	5	0.5	800	2.083
E	6	0.5	1000	2.000

8.- Calculando previamente la transversa de la matriz MICAV y aplicando la ec. 16, se tiene como resultado la primera columna matriz de deformaciones, para el caso de carga en $x = 0$:

$$\begin{vmatrix} 0.5542 & 0.1912 & 0.0765 & 0.0388 & 0.0246 \\ 0.1696 & 0.1543 & 0.0725 & 0.0379 & 0.0243 \\ 0.0312 & 0.0917 & 0.0622 & 0.0354 & 0.0233 \\ 0.0096 & 0.0492 & 0.0495 & 0.0318 & 0.0218 \\ 0.0039 & 0.0267 & 0.0374 & 0.0275 & 0.0199 \\ 0.0019 & 0.0152 & 0.0275 & 0.0233 & 0.0178 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \times 10^{-3} \\ 5.000 \\ 2.222 \\ 6.667 \\ 2.083 \\ 2.000 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \times 10^{-3} \\ 38.359 \\ 18.018 \\ 8.9479 \\ 5.9718 \\ 4.2526 \\ 3.1075 \end{vmatrix} = |\delta_{ji}|$$

9.- Las demás columnas de la matriz $|\delta_{ji}|$ repiten los mismos valores, lo que facilita su construcción. La ec. 20 establece;

$$\begin{vmatrix} 3.8379 & 1.8018 & 0.8948 & 0.5972 & 0.4253 & 0.3108 \\ 1.8018 & 3.8379 & 1.8018 & 0.8948 & 0.5972 & 0.4253 \\ 0.8948 & 1.8018 & 3.8379 & 1.8018 & 0.8948 & 0.5972 \\ 0.5972 & 0.8948 & 1.8018 & 3.8379 & 1.8018 & 0.8948 \\ 0.4253 & 0.5972 & 0.8948 & 1.8018 & 3.8379 & 1.8018 \\ 0.3108 & 0.3108 & 0.5972 & 0.8948 & 1.8018 & 3.8379 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \Delta q_1 / \theta \\ \Delta q_2 / \theta \\ \Delta q_3 / \theta \\ \Delta q_4 / \theta \\ \Delta q_5 / \theta \\ \Delta q_6 / \theta \end{vmatrix} =$$

Que por rotación simétrica, y con las ecs. 18 y 19 queda de la forma siguiente:

$$\begin{matrix} & & & \times 10^{-3} \\ \left| \begin{array}{ccc} 3.5252 & 1.3765 & 0.2976 \\ 1.3765 & 3.2387 & 0.9070 \\ 0.2976 & 0.9070 & 2.0341 \end{array} \right| & \cdot & \left| \begin{array}{c} \Delta q_1/\theta \\ \Delta q_2/\theta \\ \Delta q_3/\theta \end{array} \right| & = & \left| \begin{array}{c} 5 \\ 3 \\ 1 \end{array} \right| \end{matrix}$$

10.- Resolviendo este sistema de ecuaciones se tiene:

$$\Delta q_1/\theta = 1241.48 \quad \Delta q_2/\theta = 343.17 \quad \Delta q_3/\theta = 152.58$$

11.- Según la ec. 21; el módulo de cimentación es:

$$K_{\theta B} = (2 \cdot 24) \cdot 2 (1271.48 \cdot 5 + 343.17 \cdot 3 + 152.58)$$

$$K_{\theta B} = 723,791.04$$

12.- Y el módulo total de rotación es, según la ec. 10:

$$K_{\theta} = 483,961.824 + 723,791.04 = 1,207,752.864 \text{ Tm/rad}$$

13.- El período de rotación del cajón de cimentación, ec. 6:

$$T_{\theta} = 2 \pi \sqrt{\frac{217.46}{1,207,752.864}} = 0.7588 \text{ sg.}$$

14.- El período acoplado, ec. 2:

$$T_o = \sqrt{(0.7588)^2 + (0.3)^2} = 0.816 \text{ sg.}$$

15.- El amortiguamiento equivalente, eds. 3,4 y 5:

$$g_e = 1 - (0.05)^2 = 0.9975$$

$$g_g = 1 - (0.15)^2 = 0.9775$$

$$\lambda_0 = \sqrt{1 - \frac{0.9975 (0.9775) (0.816)^2}{0.9975 (0.7588)^2 + 0.9775 (0.3)^2}} = 0.1405$$

16.- Utilizando la fig. III D 1 con los siguientes valores:

$$T_o / T_s = 0.816 / 2.27 = 0.3595$$

$$\lambda_0 = 0.1405$$

se encuentra el valor del factor de amplificación: $f_a = 2.0$

17.- Fuerza en el centro de masa, ec. 1:

$$V_m = 217.46 (2.0) (1.0) = 434.92$$

18.- El momento de volteo, ec. 22:

$$O_T = 434.92 (9.0) = 3,914.28 \text{ Tm}$$

19.- El ángulo de rotación, ec. 23:

$$\theta = (3,914.28) \div (1,207,752.864) = 3.241 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

20.- Los esfuerzos de contacto en la cimentación son:

MURO:

estrato	$\Delta p_i/\theta$	Δp_i
1	1254.369	4.0654 T/m ²
2	0.0	0.0
3	433.985	1.4065 T/m ²
4	0.0	0.0

LOSA:

punto	$\Delta q_i/\theta$	Δq_i
1	1271.48	4.1209 T/m ²
2	343.17	1.1122 T/m ²
3	152.58	0.4945 T/m ²
4	-152.58	-0.4945 T/m ²
5	-343.17	-1.1122 T/m ²
6	-1271.48	-4.1209 T/m ²

*nota: estos esfuerzos se suman a los obtenidos estáticamente.

ANEXO 2

19.45

19.40

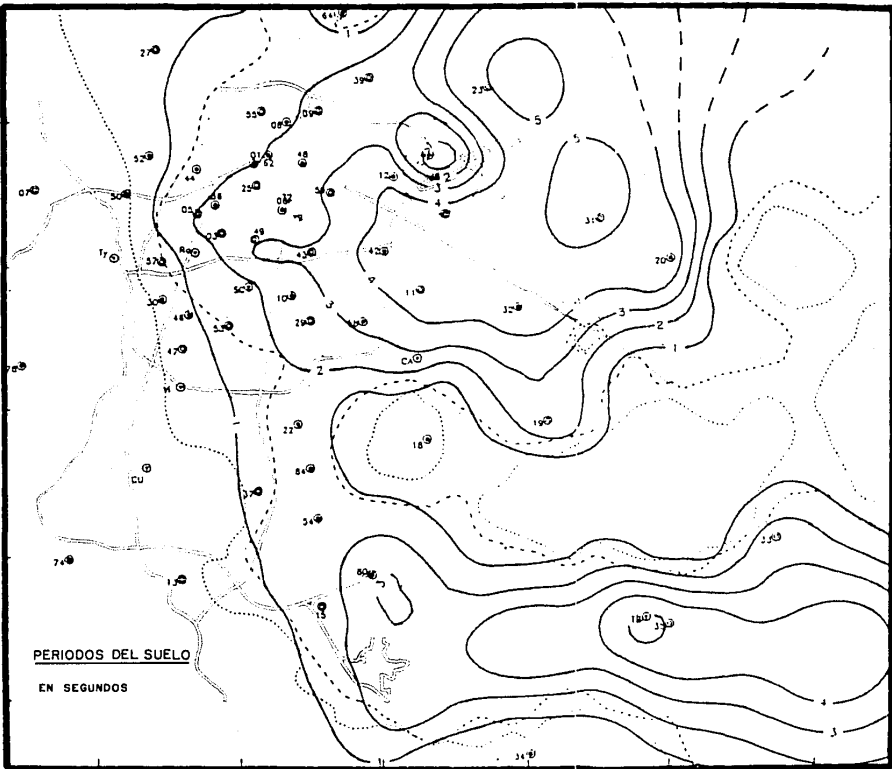
19.35

19.30

19.25

PERIODOS DEL SUELO

EN SEGUNDOS



118.05 118.10 118.15 118.20 118.25 118.30 118.35