



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**Facultad de Ingeniería**

**INFLUENCIA DE LOS SUELOS LOCALES EN EL  
RIESGO SISMICO.**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
PORFIRIO ORTEGA MERIDA**



## **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.

## CONTENIDO

### Capítulo No. 1

#### Introducción

	hoja	
1.1	Introducción	1
1.2	Origen de los Sismos	1
1.3	Ondas Sísmicas	10
1.4	Magnitud de un Sismo	13
1.5	Intensidad de un Sismo	14
1.6	Espectros de Respuestas y Diseño	18
1.7	Correlaciones entre los Parámetros de los Sismos	24
1.8	Interacción Suelo-Estructura	28
1.9	Sismicidad	31
1.10	Sismicidad Local	35
1.11	Cartas de Sismicidad	37

### Capítulo No. 2

#### Características de los Suelos que Influyen en el Riesgo Sísmico.

2.1.	Introducción	40
2.2	Daño Sísmico y Condiciones del Suelo	41
2.2.a	Aspectos Geológicos y Topográficos	42
2.2.b	Consistencia de Suelos	44
2.2.c	Espesores de Estratos	45

2.2.d	Período Predominante del Suelo	49
2.2.e	Aspecto Estructural	50
2.3	Propiedades Dinámicas de los Suelos Cohesivos	51
2.3.1	Módulo de Cortante, $G$ .	52
2.3.2	Relación de Amortiguamiento, $\lambda$ .	54
2.3.3	Relación de Poisson, $\nu$ .	55
2.3.4	Módulo de Compresibilidad Volumétrico, $B$ .	56
2.3.5	Resistencia Estática	56
2.3.6	Comportamiento de las Arcillas	57
2.4	Factores que Ocasionan Daño Sísmico	60
2.4.1	Amplificación del Movimiento Sísmico	60
2.4.2.	Resonancia de Suelos y Estructuras	61
2.4.3	Falla Progresiva	62
2.4.4	Asentamiento Diferencial	64
2.5	Efectos Sísmicos en Suelos Granulares	65
2.5.1	Introducción	65
2.5.2	Fenómenos Inducidos por Sismos	65
2.5.2.a	Densificación	66
2.5.2.b	Pérdida de Resistencia en Suelos Granulares-Licuación de Arenas	69
2.5.3	Descripción del Fenómeno	70
2.5.4	Factores que Influyen en la Ocurrencia de la Licuación	72
2.5.5	Trabajos Experimentales	75
2.5.6	Métodos para Valuar la Susceptibilidad a la Licuación de los Suelos	79
2.5.7	Procedimientos para Estabilizar Depósitos de Arena Susceptibles de Licuarse	87

### Capítulo No. 3

#### Ejemplos

3.1.	Introducción	90
------	--------------	----

3.2 Sismo de San Francisco en 1957	90
3.3 Sismo de México en 1957 y Yugoslavia en 1963	93
3.4 Sismos en Holanda	96
3.5 Sismo en Chile en 1960	96
3.6 Sismo en Alaska en 1964	97
3.7 Sismo de Japón en 1964	97

#### Capítulo No. 4

##### Conclusiones

4.1. Generalidades	101
4.2 Sismicidad	102
4.3 Suelos Granulares	103
4.4 Sistema Suelo-Cimiento-Estructura	104
4.5 Diseño Resistente a Sismos	105

## CAPITULO No. 1

### 1.1 Introducción

El tema presentado en este trabajo es simplemente una recopilación de información de investigaciones hechas por personas dedicadas al trabajo de investigación y conocedoras del tema.

La tierra, el suelo considerado por el hombre como un soporte firme y seguro de su actividad, es sacudido por grandes vibraciones ante las cuales se muestra como un frágil material; vibraciones que son ocasionadas por terremotos o sismos, y probablemente, las catástrofes ante las cuales el hombre se siente mas indefenso y aterrado.

Los efectos de sismos sobre construcciones son consecuencia de las deformaciones que estas sufren en respuesta a los movimientos del terreno, por lo que, el comportamiento adecuado de los suelos y las cimentaciones durante la ocurrencia de temblores es esencial para evitar daños severos de diferente índole, como lo son daños materiales y un gran número de pérdidas de vidas humanas.

### 1.2 Origen de los Sismos

El terremoto o sismo es un movimiento vibratorio que se origina en zonas internas de la tierra y se pro

paga a través de la misma en todas direcciones en forma de ondas elásticas llamadas sísmicas y que mas adelante estudiaremos con mayor detalle.

Como es bien conocido por todos, se sabe mas acerca de los efectos producidos por un temblor, que las causas que lo producen, causas que pueden ser:

- a) .- Deslizamiento a lo largo de fallas geológicas.
- b) .- Cambios de fase de las rocas.
- c) .- Actividad Volcánica.
- d) .- Explosivos
- e) .- Otros (Derrumbes de cavidades).

Los temblores de origen tectónico son debidos a las dos primeras causas, son los que ocurren con mas frecuencia, con mayor liberación de energía y con afectación de una gran extensión de área. Los temblores de origen tectónico se deben a una acumulación de energía de deformación en las grandes placas del interior de la corteza terrestre. Cuando esta acumulación de esfuerzos alcanza intensidades grandes, se producen deslizamientos súbitos a lo largo de fracturas geológicas preexistentes.

La corteza terrestre falla y las grandes placas se acomodan hasta aliviar los esfuerzos y deformaciones que existían. En este proceso se desarrollan ondas que se propagan en distintas y variadas direcciones, algunas a

grandes distancias, dependiendo de la energía acumulada y después disipada. La acumulación de energía puede ser un proceso lento y puede existir un largo período que terminará abruptamente cuando se alcance un estado crítico de esfuerzos que provocará el llamado disparo sísmico.

Para poder explicar de donde proviene la energía capaz de desplazar las placas de la litosfera se tiene -- uno que introducir en el campo de la cosmogonía y del -- origen no sólo del globo terrestre, sino del mismo sistema solar. Sin embargo se tratará de explicar brevemente una de las hipótesis mas aceptadas y que supone que en una época de su historia la tierra era un cuerpo en estado de fusión; que posteriormente se enfrió y las capas más superficiales se solidificaron, pero debajo de ellas, al menos en el manto superior, existen todavía -- temperaturas muy elevadas, del orden de los 1500 a -- los 2500 °C. A estas grandes temperaturas los materiales se comportan como un líquido muy viscoso, pero capaz de fluir, es decir que basta un desequilibrio cualquiera para que se ponga en movimiento. Un desequilibrio de la temperatura, de la gravedad o de la densidad genera un movimiento de los materiales que tienden a -- restablecer el equilibrio perdido. La materia a menos -- temperatura situada en la parte superior tiende a des--

cender, mientras que la más caliente asciende. Se originan de esta forma corrientes de convección cuya velocidad es extremadamente lenta ( cm/año ) debido a la gran viscosidad del material, pero que desarrolla fuerzas colosales.

Tambien se ha supuesto que la tierra esta constituida por tres capas concéntricas de diferente composición. La más interna, denominada Núcleo, se supone de naturaleza metálica y se extiende desde el centro hasta unos -- 2900 Km. de la superficie de la tierra. Envolviendo al núcleo se encuentra el Manto, formado por materiales -- ultrabásicos, el cual se extiende desde los 2900 Km. de profundidad hasta pocas decenas de kilómetros por debajo de la superficie del planeta. Tenemos por último, la capa más externa de la tierra, denominada Corteza Terrestre, que presenta un espesor de unos 35 kilómetros bajo los continentes y menos de diez kilómetros bajo los o--céanos.

Esta descripción del interior de la tierra esta basada en criterios sísmicos y petrológicos y es actualmente válida a pesar de que recientes descubrimientos llevados a cabo en el campo de la geofísica permiten afi--nar mucho más en el conocimiento de la estructura interna del planeta, sobre todo en lo que respecta a la es--trutura del manto en el cual tienen origen los procesos que afectan a la corteza y que son, en gran parte, -

responsables del aspecto que presenta su superficie externa.

Atendiendo a su comportamiento, los geofísicos distinguen en el manto las siguientes capas:

- **L i t o s f e r a**: corresponde al conjunto de los materiales del manto superior y de la corteza terrestre; está constituida por materiales bastante rígidos y su espesor es de unos 70 Km. bajo los continentes y alrededor de 150 km. bajo los océanos.

- **A s t e n o s f e r a**: Se extiende por debajo de la litosfera hasta una profundidad de unos 600 a 800 Km; se supone constituida por materiales viscosos susceptibles de deformarse, y se cree que en ella se producen importantes movimientos de convección de la materia, los cuales tienen importantes repercusiones en la dinámica de la litosfera.

- **M e s o s f e r a**: Corresponde a la parte del manto situada por debajo de la astenosfera; esta constituida por materiales rígidos poco susceptibles de deformarse. (fig. 1).

Esta propuesta de estructura de la tierra se basa en criterios de elasticidad y de rigidez de los materiales.

En párrafos anteriores se mencionó la deformación y el acomodamiento de placas, pero ¿ Que son y como se originan las placas tectónicas ?

En la actualidad, se conoce con bastante precisión -

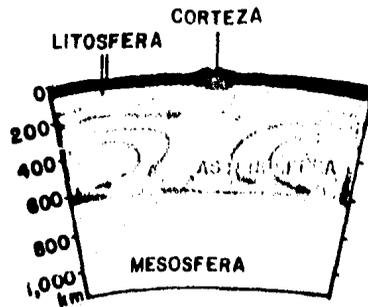


Fig. 1 Esquema en que se representan las capas más superficiales del globo terrestre.

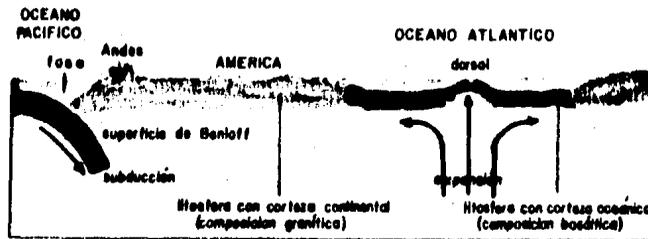


Fig. 3 Corte esquemático del Océano Atlántico, con su dorsal central, la placa sudamericana con el sistema de los Andes en su borde occidental y la zona de subducción de la fosa de Chile-Perú, donde la corteza oceánica de la placa pacífica se hunde por debajo de la placa sudamericana según un plano (superficie de Benioff) en el que se originan numerosos de los sismos que, en ocasiones, afectan a Chile y Perú.

el conjunto de procesos orogénicos mediante los cuales se originan las cordilleras de montañas, pero las causas y el origen de las fuerzas responsables son muy -- complejas y por lo tanto difíciles de comprender.

Se cuenta con dos grupos de teorías orogénicas: las verticalistas y las horizontalistas. Las primeras sostienen que la causa fundamental de la formación de las cordilleras, es decir, de la orogénesis, son fuerzas - verticales debidas, por ejemplo, a acciones gravitatorias. En cambio, las horizontalistas explican la orogénesis mediante movimientos horizontales o de compresión. A este último grupo pertenecen las teorías movi- listas, como es la de la deriva continental de Wegener y la actual de la tectónica de placas.

Según la teoría orogénica de la tectónica de placas o tectónica global de la parte más externa de la tierra, la Litosfera se halla constituida por un reducido número de fragmentos rígidos y esféricos, denominados Placas, en movimiento unos respecto a los otros. Las - placas descansan sobre los materiales de la astenósfera, más plásticos, que permiten su desplazamiento. Las zonas donde se producen las principales procesos geoló- gicos, como la orogénesis, los terremotos, los fenómenos volcánicos, etc., son los bordes o límites de las placas. Estos son, fundamentalmente, de tres tipos: -- las dorsales oceánicas, las fallas de transformación, y las zonas de fosas y arcos insulares de los márgenes.

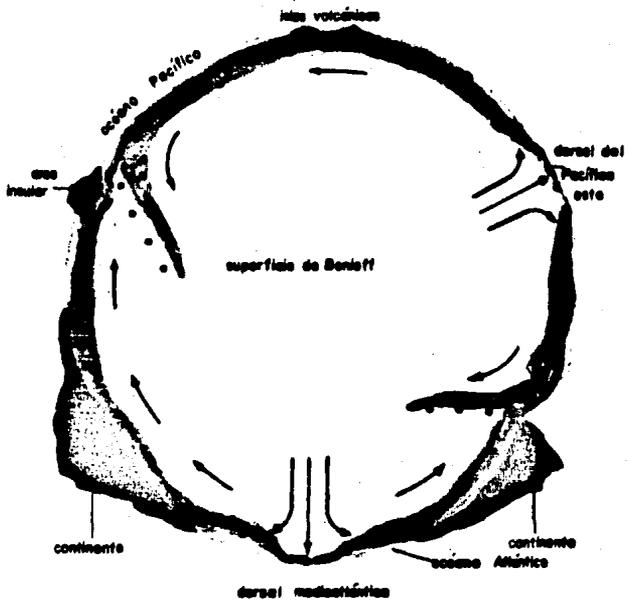


Fig. 2 Planos de Benioff, en los cuales se localizan los epj centros de terremotos de mayor profundidad (puntos negros).

de ciertos océanos.

En las dorsales, y más concretamente en sus Rifts--centrales, se produce un continuo ascenso de materia--les fundidos procedentes del manto a partir de los cua--les se origina la corteza oceánica. La formación de --una dorsal supone el primer paso de individualización de dos placas, cuya posterior separación origina un --nuevo océano. Las dorsales son, bordes de placas a par--tir de las cuales se produce la divergencia de estas.

Un segundo tipo de borde de placa corresponde a las zonas en donde dos placas, debido a los movimientos --que las afectan, chocan, fundiéndose una de ellas por debajo de la otra según planos inclinados denominados Superficies de Benioff. En estas superficies se locali--zan las focos de los sismos más profundos que se cono--cen. ( fig. 2 ). En las zonas de enfrentamiento o cho--que de dos placas, una de ellas se hunde hasta zonas --profundas y sus materiales son reabsorbidos por el man--to. Un ejemplo de este tipo de borde o límite de placa lo tenemos en los sistemas de fosas y arcos insulares del margen asiático del Océano Pacífico.

El tercer tipo de borde de placa corresponde a las fallas de transformación en las cuales las placas ni --divergen ni se enfrentan, sino que se desliza una a lo largo de la otra. Como ejemplo de este tipo de borde --de placa se puede citar la falla de San Andrés, en Ca--

lifornia, a lo largo de la cual se deslizan las placas Pacífica y Norteamericana.

Resumiendo podemos decir que en las dorsales, las placas se individualizan y divergen debido a la acción efusiva de ascenso de materiales fundidos del manto y que se produce en sus Rift centrales. En las zonas de subducción (fosas y arcos insulares) las placas convergen y chocan y una de ellas es reabsorbida por el manto. ( fig. 3).

Si colocamos sobre un mapa las dorsales conocidas, las zonas de fosas abisales y arcos insulares y las principales fallas de transformación, se observará cómo en la superficie terrestre se distinguen seis grandes placas y que son:

- Placa Pacífica
- Placa Norteamericana
- Placa Eurasiática
- Placa Africana
- Placa Sudamericana
- Placa Indoaustraliana

Podemos concluir que la sismicidad del globo terrestre se explica actualmente por la interacción entre las placas mencionadas: La casi totalidad de los sismos que se producen anualmente tienen sus focos o en las dorsales oceánicas, en las fallas de transformación, en las áreas de subducción o en los recientes sistemas

montañosos. La distribución del vulcanismo actual se explica igualmente por la interacción entre las placas (fig. 3).

La liberación de energía de un sismo, no consiste en un solo punto determinado, sino más bien a lo largo de una falla geológica en una zona más o menos extensa. Por lo general este suceso se suscita a profundidades de 10 a 50 Km. de la superficie (superficiales), aunque algunos se han originado a una profundidad de 600 Km., como es el caso de China.

El punto o zona interior de la tierra donde se origina el sismo recibe el nombre de foco y la proyección vertical del foco en la superficie terrestre se designa por epicentro, y es el lugar donde el sismo presenta mayor intensidad.

Los grandes terremotos raramente son fenómenos aislados porque con frecuencia van precedidos de sacudidas poco importantes llamadas Premonitorias y seguidas, a veces durante largos períodos, de otras más pequeñas no perceptibles por el hombre y que se denominan Réplicas. En los grandes temblores de tierra, el estado de agitación sísmica puede durar meses. Frecuentemente, las fases principales de un terremoto van acompañadas, sobre todo en zonas próximas al epicentro, de grandes ruidos que son comparables a truenos.

Por todo lo anterior se puede concluir que los ma--

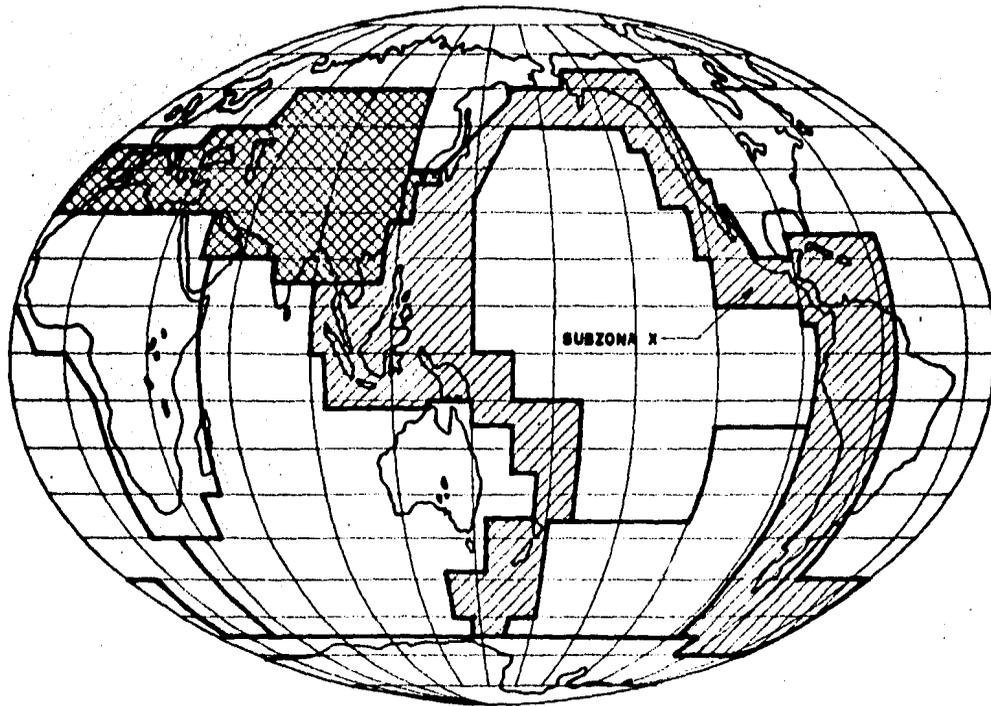
crossismos o temblores de gran magnitud necesitarán de un lapso mayor para producirse, ya que requieren de -- una acumulación mayor de energía. También podemos decir que en los lugares en que existen fallas geológicas, -- la frecuencia de sismos será mayor debido a que se han llegado a detectar con gran precisión, los focos de numerosos sismos y se ha encontrado que coinciden con fallas geológicas conocidas.

La mayoría de los temblores ocurren en zonas sísmicas perfectamente definidas. Una de ellas es el cinturón Circum-Pacífico que forma un círculo casi continuo alrededor del Océano Pacífico. Otra es la zona Alpes--Cáucaso-Himalaya, también designada como cinturón Alpino y la zona definida como Zona de Baja Sísmicidad -- (fig. 4).

Los temblores originados por otras causas (actividad volcánica, explosiones, derrumbes de cavidades subterráneas) son de menor importancia debido a que la -- energía liberada, en estos casos, es relativamente pequeña, sin embargo la mayor parte de las conclusiones, que se obtienen para los de origen tectónico, son aplicables para estos.

### 1.3 Ondas Sísmicas.

Las fuentes sísmicas generan ondas de cuerpo, tanto de tipo longitudinal (llamadas también ondas P, de compresión, primarias o de dilatación) como transversal --



- SIMBOLOGIA -

-  ZONA A  
CINTURON CIRCUMPACIFICO
-  ZONA B  
CINTURON ALPINO
-  ZONA C  
ZONA DE BAJA SISMICIDAD

Fig. 4  
LAS TRES MACROZONAS SISMICAS DEL MUNDO

(ondas S, secundarias o de cortante). De acuerdo con el desplazamiento relativo en la falla, las ondas de cortante las más lentas, pueden ser de los tipos SV y SH, según que los movimientos del terreno al viajar -- las ondas, estén contenidos o sean normales a un plano vertical normal al plano de la falla. Cuando las ondas de cuerpo alcanzan la superficie libre del terreno se reflejan parcialmente y se transforman, dando lugar a ondas superficiales, caracterizadas por viajar paralelamente a la superficie del terreno y porque su amplitud tiende a cero al aumentar la profundidad. Las principales ondas superficiales son las Rayleigh y las de Love. En las primeras, para una frecuencia dada, el movimiento del terreno en un punto dado es una elipse contenida en un plano vertical, mientras que en las segundas, que sólo se presentan en medios estratificados el movimiento de las partículas es paralelo a la superficie libre y perpendicular a la dirección de propagación.

Cada tipo de onda viaja a una velocidad diferente - que puede depender de la frecuencia de propagación, de la dispersión geométrica, de las pérdidas por fricción interna y de las muchas discontinuidades e irregularidades del suelo que las ondas deben atravesar, las características del movimiento del terreno se alteran en intensidad y en contenido de frecuencia con la distancia. Además las condiciones locales (Geología, estrati

grafia y topografía) en los sitios en donde se determinan o interesa determinar las características del movimiento del terreno, influyen en dichas características y la forma en que se presenta tal influencia depende -- de los tipos de ondas sísmicas que más contribuyen al movimiento del terreno en el sitio. Esto depende principalmente del mecanismo de cada temblor y de la posición relativa del sitio con respecto a la fuente, así como de las características de la corteza en la trayectoria de las ondas. La complejidad asociada con estas variables hace que sea difícil predecir mediante modelos teóricos las ondas responsables del movimiento sísmico en sitios cercanos a la fuente.

Como el subsuelo de la corteza terrestre presenta diferentes formaciones o estratigrafía, según sus orígenes, no se puede considerar un medio homogéneo y por lo tanto las ondas P y las ondas S se reflejan o refractan produciendo a su vez ondas de los dos tipos. Una partícula que se encuentre en el camino de una onda transversal, puede oscilar en cualquier dirección en el plano normal al avance de la onda. Aunque son más lentas que las ondas P, pueden transmitir más energía, por lo que son las que pueden producir mayor daño a las estructuras.

#### 1.4 Magnitud de un Sismo

Sin excepción, todo sismo está asociado con un gran desprendimiento de energía a lo largo de su superficie de falla. Esta energía se trasmite bajo la forma de ondas sísmicas, afectando grandes zonas de la superficie terrestre en la que se producen movimientos del suelo.

Es de suma importancia valorar la magnitud de un sismo para poder describirlo, sino exactamente, por lo menos de una manera aproximada.

La magnitud de un sismo se mide por la cantidad de energía cinética liberada por el disparo sísmico y se estima a partir de los registros obtenidos por instrumentos ( sismómetros estándar ) de características especificadas, corregidas y calibradas de acuerdo con la distancia entre la fuente del sismo y la estación de registro. Debido a que se han empleado distintos tipos de sismógrafos para obtener los registros que sirven para determinar magnitudes, y como cada tipo de sismógrafo puede ser especialmente sensible a un rango determinado de frecuencias, las magnitudes determinadas con los distintos instrumentos difieren; de ahí que se suela hablar de magnitudes basadas en ondas de cuerpo ( $m$ ) y en ondas superficiales ( $M$ ), ( descritas en párrafos anteriores ), ligadas entre ellas y con la energía como sigue:

$$\log_{10} W = 11.4 + 1.5M \dots \dots \dots (1)$$

$$M = 1.59m - 3.97 \dots \dots \dots (2)$$

donde  $W$  es la energía liberada en ergios.

### 1.5 Intensidad de un Sismo

La intensidad de un sismo es la medida de su poder destructivo en cierto sitio. Varía con la distancia al foco, características geológicas de la zona, propiedades mecánicas del suelo y nivel de aguas freáticas, entre otras. La intensidad puede medirse por diversos parámetros, entre los cuales podemos citar como los más importantes la máxima aceleración, la máxima velocidad del terreno en el sitio que interese, o aún mejor, las ordenadas del espectro de respuesta para períodos y amortiguamiento dado.

Con el objeto de medir la intensidad de los temblores se han propuesto distintas escalas sísmicas subjetivas que establecen relaciones entre cada grado de intensidad y diversas manifestaciones de los efectos sísmicos sobre construcciones y objetos, o de la respuesta de personas. La escala más usual es la Escala de Mercalli Modificada (  $M_{DM}$  ) que tiene 12 divisiones y puesto que los grados de intensidad en esta escala no se establecen de manera absoluta, sino con relación al comportamiento de las estructuras, las intensidades que se asignan de acuerdo con ella, se ven también influidos -

por el tipo y calidad de la construcción en el lugar.

A continuación se describe la Escala de Intensidad - Sísmica Mercalli Modificada (M.M.).

Grado I. Movimiento sísmico imperceptible para la -- gran mayoría de las personas y únicamente percibido por los sismógrafos. Fájaros y animales pueden manifestar -- un cierto desasosiego.

Grado II. Movimientos percibidos por ciertas perso-- nas, especialmente las que se encuentran en ambientes -- apacibles, tumbadas y en los pisos superiores de los e-- dicios.

Grado III. Sacudidas detectadas por bastantes perso-- nas en el interior de las casas, aunque en ocasiones, no las reconocen como un sismo, sino como debidas al -- paso de camiones. Pueden llegar a percibirse la duración y la dirección del movimiento.

Grado IV. Sacudida percibida por la mayoría de las -- personas en el interior de los edificios y por algunas que circulan por las calles. Oscilación de objetos col-- gantes, crujidos de paredes, tintineo de cristales y va-- jillas. Ligeras oscilaciones de algunos coches parados.

Grado V. Sacudida percibida prácticamente por toda -- la población afectada, estimándose perfectamente la di-- rección y duración del fenómeno; las personas que duer-- men pueden despertarse. Caída de objetos en equilibrio, oscilación de puertas, movimiento de objetos colgados --

de las paredes, parada o puesta en marcha de los relo--  
jes de péndulo.

Grado VI. Lo sienten todas las personas, las cuales  
tienden a abandonar los edificios; las que se hallan en  
movimiento pueden sufrir ciertas vacilaciones al despla--  
zarse. Rotura de cristales, vajillas, platos, caída de  
estanterías, cuadros y objetos colgados de las paredes,  
oscilación de muebles pesados. Resquebrajamiento de ta--  
biques, enlucidos y muros de poca calidad. Suenan espon--  
táneamente las campanas de las iglesias. Caída ocasio--  
nal de chimeneas.

Grado VII. Se hace difícil permanecer en pie durante  
las fases principales de sacudidas de esta intensidad;--  
perceptible en automóviles en movimiento. Rotura de mue--  
bles, aleros y tejados débiles; desprendimientos de en--  
lucidos de yeso, cal y piedra, tejas, cornisas y ador--  
nos arquitectónicos. Los daños en edificios bien proyec--  
tados y construidos son escasos, pero pueden ser consi--  
derables en construcciones de deficiente calidad. Se --  
producen olas en la superficie de los estanques y se en--  
turbian las aguas. Sonido de campanas.

Grado VIII. Perturbaciones notables en la conducción  
de automóviles, con frecuente pérdida del control. Caí--  
da de estucos, tabiques, chimeneas, monumentos, torres,  
depósitos elevados, etc. Las casas de madera se mueven  
sobre sus cimientos y pueden caer. Rupturas de cercas -

deterioradas, cambios de caudal o nivel en manantiales y pozos, desprendimientos de terrenos con grandes pendientes.

Grado IX. Pánico general entre la población. Rotura de conducciones subterráneas, agrietamiento del suelo, destrucción de puentes, deformaciones en los rieles de los ferrocarriles. En zonas aluviales, expulsión de arena y fango y formación de los denominados volcanes de arena. Serios daños en edificaciones y cimientos. Derrumbamiento total de muros de no mucha calidad.

Grado X. Destrucción de la mayor parte de estructuras de mampostería y de madera, incluso en sus cimientos. Graves daños en presas, muros de contención, etc. Graves derrumbamientos y desplazamientos de terrenos. Algunos edificios bien construidos experimentan daños de consideración. Desbordamiento de agua en canales, lagos, ríos, etc.

Grado XI. Prácticamente no queda en pie ninguna estructura de mampostería. Las conducciones subterráneas quedan fuera de servicio. Graves daños en edificios, incluso de buena calidad.

Grado XII. Desaparición prácticamente total de todo rastro de construcción humana. Grandes desplazamientos de tierras, proyección de objetos hacia lo alto, formación de grandes fallas, notables deformaciones en el terreno. Se producen grandes cambios en la topografía de

las zonas afectadas.

Como esta escala es de tipo subjetiva y solo nos --  
sirve para comparar intensidades de distintos sismos en  
diferentes lugares y no para obtener valores numéricos  
para definir la aceleración, velocidad o desplazamiento  
del terreno, se han hecho algunas correlaciones entre --  
la intensidad de esta escala y las velocidades máximas  
del terreno (Esteva y Rosembueth).

$$I = \frac{\log 14 V_{\text{máx}}}{\log 2} \dots \dots \dots (3)$$

relación válida sólo para  $i \leq 10$

### 1.6 Espectros de Respuestas y Diseño.

Un espectro de respuestas de un temblor es una gráfi-  
ca cuyas abcisas son frecuencias o períodos naturales y  
en cuyas ordenadas se presentan los valores numéricos --  
máximos de ciertas respuestas estructurales al movimien-  
to dado. Una respuesta estructural es una cantidad que  
depende de la configuración de una estructura en la que  
actúa una perturbación, digamos un sismo. Así, la defor-  
mación, la fuerza cortante que obra en la base de la --  
estructura y la aceleración absoluta de sistemas con un  
solo grado de libertad son respuestas estructurales. --  
Por lo general solo se emplean para trazar espectros de  
las respuestas de sistemas de comportamiento lineal y --  
con un grado de libertad.

Si se dispone del registro (acelerograma) de un sis-

mo en un sitio determinado se pueden obtener los espectros de respuesta de sistemas lineales con diferentes porcentajes de amortiguamiento.

Buena parte de los acelerogramas de temblores intensos (con la excepción de los de muy corta duración, comparables a un solo impulso brusco, y de los que se registran a distancia moderada en mantos compresibles de gran espesor, como en la arcilla blanda del Valle de México) se caracterizan por su gran erraticidad, que implica la superposición más o menos casual de ondas que cubren un amplio rango de frecuencias de vibración. La presencia del marco flexible filtra el movimiento, puesto que la estructura responde con mayor amplitud a las ondas que tienen período próximo a su período natural. De ahí que la respuesta sea más regular que la excitación, y aunque dista todavía de ser un movimiento periódico si se nota la ocurrencia de un período dominante. Una vez que el movimiento del terreno ha cesado la estructura continúa oscilando libremente, y poco después estas oscilaciones residuales se hacen imperceptibles por la influencia del amortiguamiento, el cual dependerá de las características del lugar.

En algún instante durante el temblor, o pocos segundos después de que ha cesado, se alcanza el máximo valor absoluto de la respuesta. Es para dicho valor para el que debería diseñarse la estructura que deseara man-

tenerse en el rango de comportamiento elástico ante el temblor, se han elaborado una serie de gráficas que representan el desplazamiento de la masa con respecto al terreno, velocidades relativas o las aceleraciones absolutas de la masa como expresiones alternativas de la — respuesta sísmica.

En general los espectros de respuestas establecen reglas generales para fijar los espectros correspondientes a probables sismos futuros o aquellos de los que se carece de información. Es muy frecuente que se carezca de registros instrumentales de los temblores ocurridos en un determinado lugar y para solucionar este problema varios autores han propuesto criterios para obtener las envolventes de los espectros de respuesta elástica lineal para distintos grados de amortiguamiento a partir de los máximos valores absolutos de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno (factores que determinan la amplitud del movimiento del terreno), durante un temblor. (Blume, Newmark y Corning, 1961; Esteva y Rosenblueth, 1964; Newmark y Hall, 1969, y Newmark y Rosenblueth, 1971), fig. 5.

Sean  $a$ ,  $v$  y  $d$  los máximos valores absolutos de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno, respectivamente. De acuerdo con el criterio de Blume, Newmark y Corning (1961), el espectro suavizado para amortiguamiento pequeño (no mayor de 2 por ciento) queda acotado de manera que la aceleración espectral máxima,  $A$ , es  $4a$ ,

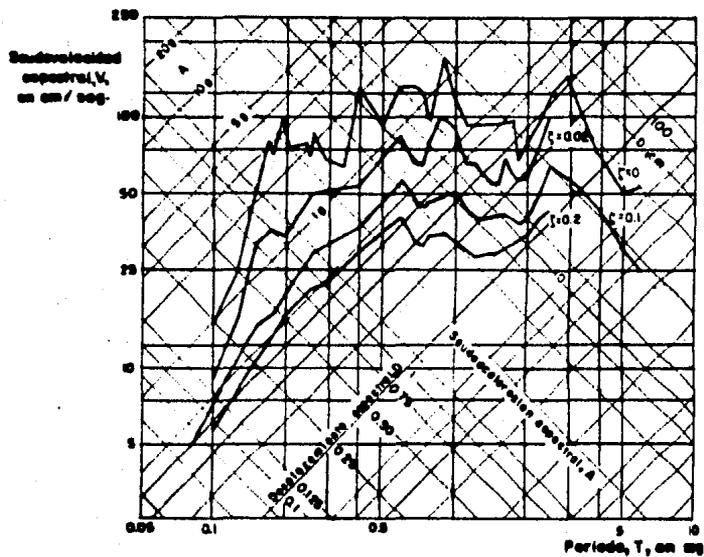


FIG. 5 ESPECTRO DEL TEMBLOR DE EL CENTRO, CAL. 1940 COMPONENTE N-S (BLUME, NEWMARK Y CORNING, 1961).

la velocidad espectral máxima,  $V$ , es  $3v$  y el desplazamiento espectral máximo,  $D$ , es  $2d$ . Con la información anterior, más el hecho de que  $A \rightarrow a$  cuando el período natural,  $T$ , tiende a cero y de que  $D \rightarrow d$  cuando  $T$  tiende a infinito, se pueden dibujar los espectros de respuesta suavizada en un trazo logarítmico en cuatro direcciones. Para amortiguamientos del orden de 0.05 a 0.10 del crítico, los factores que acotan el espectro son 2, 1.5 y 1, respectivamente, y para amortiguamientos de 0.20 a 0.25 del crítico resultan prácticamente iguales a la unidad.

El criterio de Esteva y Rosenblueth (1964) consiste en suponer que las tres líneas definidas por los valores  $a$ ,  $v$  y  $d$  en el ya mencionado trazo logarítmico coinciden con el espectro suavizado para un amortiguamiento de 0.25 del crítico. Los valores espectrales para otros porcentajes de amortiguamiento se estiman como sigue (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$\frac{D(T, \zeta)}{D(T, 0)} = \left[ 1 + 0.6 \left( \frac{2\pi\zeta}{T} \right) s \right]^{-0.45} \dots (4)$$

donde:

$D(T, 0)$  es la esperanza del espectro sin amortiguar

$D(T, \zeta)$  ordenada del espectro de desplazamiento para el período natural  $T$  y amortiguamiento  $\zeta$ .

$$V(T, \zeta) = (2\pi/T) D(T, \zeta)$$

$$A(T, \zeta) = (2\pi/T)^2 D(T, \zeta)$$

$s = 0.02 e^{0.74M} + 0.3 R$  (s en seg, R en km) la duración de un sismo "equivalente" con intensidad uniforme por unidad de tiempo y  $\zeta$  es el valor del amortiguamiento (como fracción del amortiguamiento crítico). Este criterio se complementa con el hecho de que cuando T tiende a cero, la aceleración espectral tiende a la aceleración del terreno, independientemente del amortiguamiento.

El criterio de Newmark y Hall (1969), se ilustra en la fig. 6 para un caso hipotético presentado por Esteva (1970a) y se describe a continuación:

Designando por D las ordenadas del espectro de desplazamiento, por  $V = \frac{2\pi}{T} D$  las del de pseudo-velocidades y por  $A = \frac{4\pi^2}{T^2} D$  a las del de pseudoaceleraciones (es decir los productos de  $\frac{2\pi}{T}$  por las ordenadas del espectro de desplazamiento), las ordenadas de cada uno de estos espectros pueden leerse simultáneamente en el trazo logarítmico en cuatro direcciones donde se presente para un caso hipotético, líneas paralelas a los ejes de referencia, con ordenadas iguales a los valores máximos de la aceleración (0.36 g), velocidad (54cm/seg) y desplazamiento del terreno (42 cm). Si se multiplican estas ordenadas por los factores de la tabla inserta se obtiene una envolvente para el espectro de respuesta de estructuras lineales con el amortiguamiento escogido. Así multiplicando 42 cm., 54cm., 0.36 g, por 1.8, 2.8 y 4.3 respectivamente se obtiene 75 cm., 151 cm/seg. y —

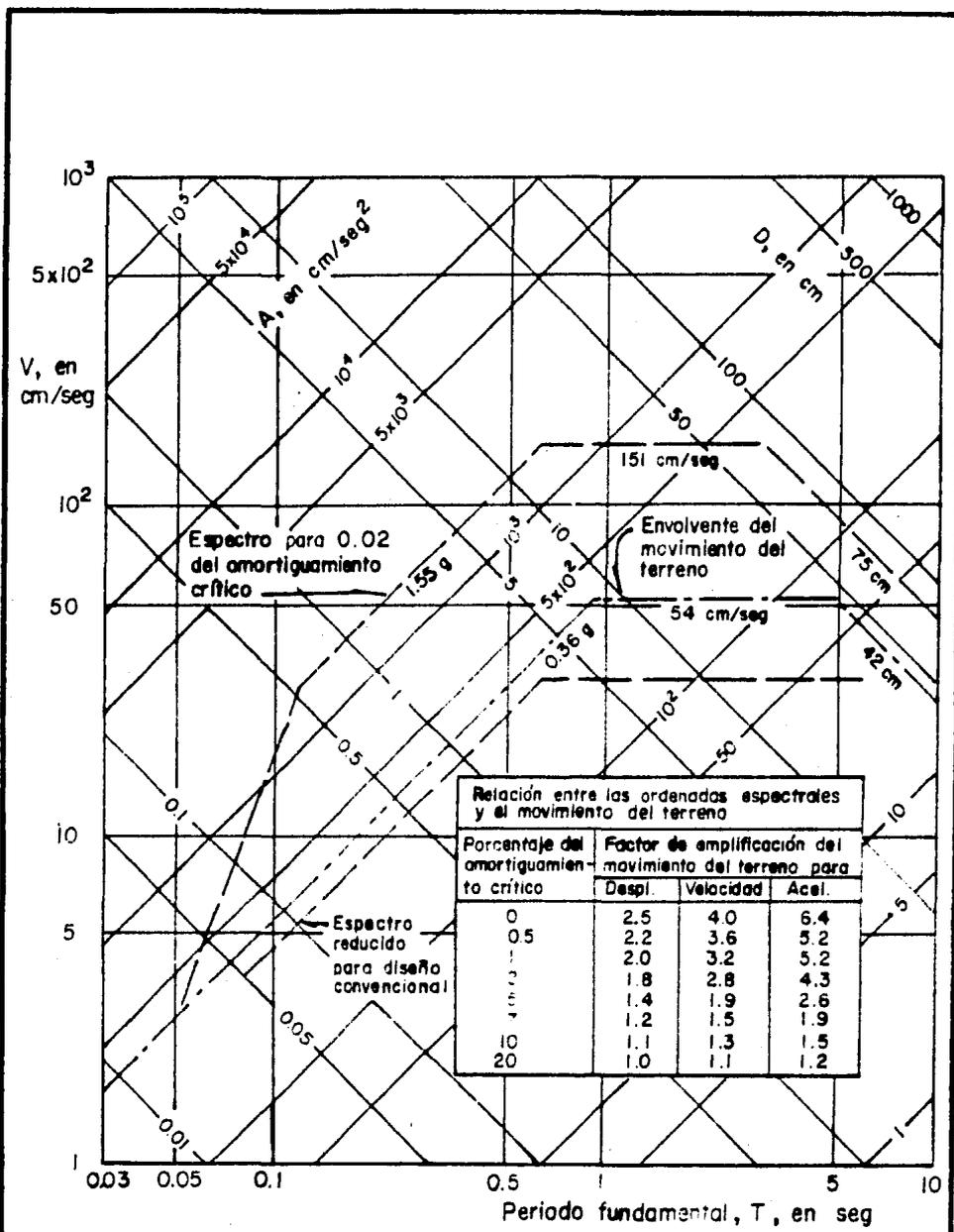


Fig. 6

1.55 g. que son las ordenadas que definen la envolvente con amortiguamiento igual a 0.02 del crítico. En la figura 6 se observa también que para periodos muy breves, menores de aproximadamente 0.05 seg.; la aceleración espectral se toma igual a la máxima aceleración del terreno, independientemente del amortiguamiento. La gráfica que así se obtiene puede emplearse para leer ordenadas de los espectros de desplazamientos, pseudovelocidades o pseudoaceleraciones, empleando en cada caso el sistema adecuado de líneas de referencia. La gráfica inferior, que se describe como "Espectro reducido para diseño convencional" toma en cuenta la influencia de la ductilidad de las estructuras.

Dos aspectos muy importantes de la construcción de espectros de respuesta sísmica son los siguientes:

a).- Para tener un criterio que permita construir espectros en terrenos cohesivos de compresibilidad media o elevada, se requieren estudios especiales y experiencia. En terrenos granulares poco densos, disminuye la importancia de los problemas de amplificación del movimiento y aumenta la de los problemas de licuación y de asentamientos diferenciales causados por compactación

b).- Para la construcción de espectros reducidos que tomen en cuenta la absorción de energía por comportamiento inelástico de estructuras dúctiles, se pueden utilizar espectros elásticos como el mencionado ante-

riormente.

La mayor parte de los estudios sobre atenuación de intensidades se refieren a la predicción de las características de los temblores en suelo firme, y suponen que tales características, adecuadamente modificadas en términos de factores de amplificación por influencia del suelo que dependen de la frecuencia de las vibraciones, deben constituir la base para estimar las características correspondientes en terreno blando. Las observaciones acerca de la influencia de las propiedades del suelo sobre los efectos de los sismos demuestran la existencia de una correlación entre el tipo de terreno local y la intensidad. Sin embargo, los intentos para predecir analíticamente las características del movimiento en la superficie de suelos blandos dadas las características en terreno firme o roca subyacentes no han tenido mucho éxito, salvo en contados casos en donde las condiciones locales favorecen la satisfacción de las hipótesis implícitas en los modelos analíticos usuales.

### 1.7 Correlaciones Entre los Parámetros de los Sismos.

Conocidas la magnitud  $M$  de un temblor, su distancia focal  $R$  a la estación donde interesan los espectros de respuesta y las características geológicas de este si-

tio pueden estimarse los parámetros  $a$ ,  $v$  y  $d$  que definen la amplitud del movimiento del terreno. Cuando el terreno del sitio en cuestión es de dureza intermedia son válidas, en forma aproximada, las siguientes expresiones semiempíricas (Esteva 1970).

$$a = 1230 e^{0.8M} (R + 25)^{-2} \dots \dots \dots (5)$$

$$V = 15 e^M (R + 0.17 e^{0.59M-1.7}) \dots \dots \dots (6)$$

$$\frac{a d}{v^2} = 1 + \frac{400}{R^{0.6}} \dots \dots \dots (7)$$

en las cuales  $a$ ,  $V$  y  $d$  están en  $\text{cm}/\text{seg}^2$ ,  $\text{cm}/\text{seg}$  y  $\text{cm}$ , respectivamente, y  $R$  en  $\text{km}$ .

La dispersión asociada a las ecuaciones 5 y 6 es — grande, como se puede apreciar en las figuras anexas 7-8 tanto que los datos para  $d$  son escasos y debatibles. — Tal situación no sorprende en vista de que, cuando el temblor es causado por una falla geológica, estas correlaciones no consideran la dirección y el sentido en que se desplaza el foco al propagarse el deslizamiento a lo largo de la falla. Se obtienen resultados mucho más satisfactorios acudiendo a un método de simulación de registros de temblores en terreno que idealiza las sucesivas posiciones del foco como equidistantes una de otra a lo largo de la falla, suponiendo que de cada una de ellas emanan ondas de distintos tipos con características aleatorias y teniendo en cuenta las modificaciones que dichas ondas sufren en su recorrido (Rascon 1968).

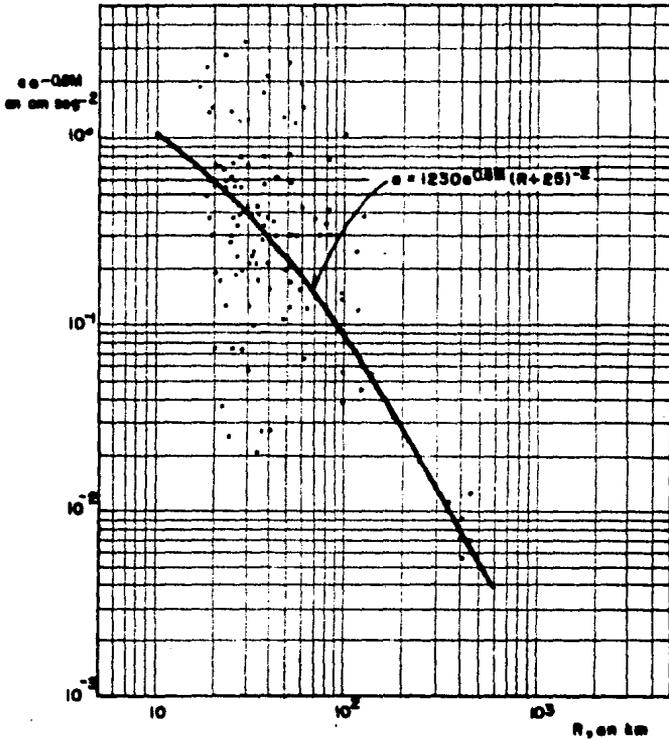
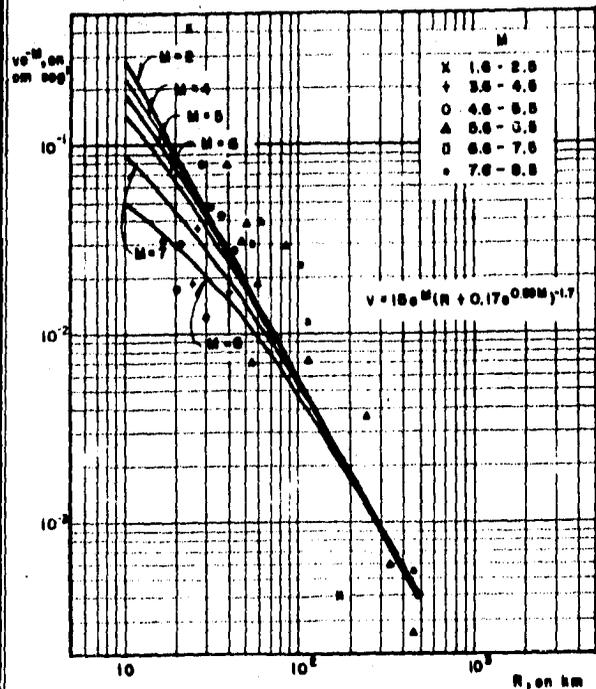
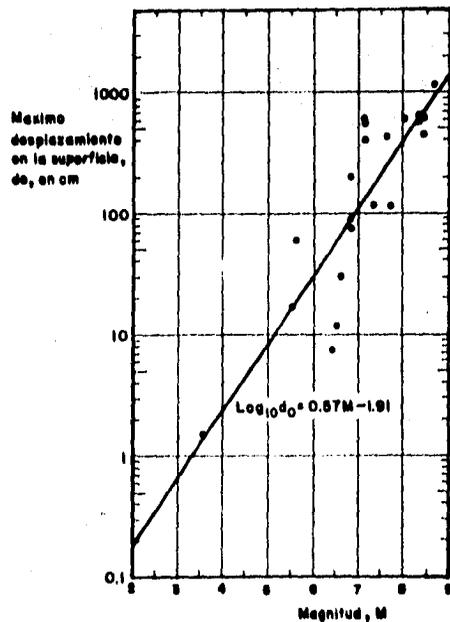


FIG 7 VARIACION DE LA ACELERACION MAXIMA DEL SUELO CON LA DISTANCIA FOCAL (ESTEVA, 1966).



**FIGURA N° 8**  
 VARIACION DE LA VELOCIDAD MAXIMA DEL SUELO CON LA DISTANCIA FOCAL ( ESTEVA, 1969 b )



**FIGURA N° 9**  
 RELACION ENTRE EL MAXIMO DESPLAZAMIENTO DE LA FALLA PRINCIPAL MEDIDO EN LA SUPERFICIE DEL SUELO Y LA MAGNITUD DEL TEMBLOR ASOCIADO ( BONILLA, 1970 )

Para fines prácticos es válido suponer que los cocientes de los valores reales de  $a$  y  $V$  entre los correspondientes valores calculados según las ecuaciones 5 y 6 - tienen distribuciones logarítmico-normales. La media de los logaritmos de ambos cocientes es 0.14 y las variancias 1.04 y 0.70, respectivamente (Esteva, 1970).

A distancias focales del orden de 100 km. o más las ecuaciones 5, 6 y 7 pueden aproximarse razonablemente - por (Esteva y Rosenblueth, 1964):

$$a = 2000 e^{0.8M} R^{-2} \dots \dots \dots (8)$$

$$V = 16 e^M R^{-1.7} \dots \dots \dots (9)$$

$$d = 0.128 e^{1.2M} (R^{-1.4} + 150 R^{-2}) \dots (10)$$

Dado que la intensidad puede calcularse por la relación aproximada

$$I = \frac{\log 14 V}{\log 2} \dots \dots \dots (3)$$

En la que  $I$  representa la intensidad de un temblor en - la escala MM con velocidad máxima del terreno igual a -  $V$ , en cm/seg.

En esta expresión no interviene la duración del sismo. Hay indicios, no obstante, de que dado un valor de  $V$ , para movimiento extremadamente breves o extremadamente largos,  $I$ , es respectivamente un poco menor y algo mayor que lo que predice la ecuación 11 que se obtiene cambiando la ecuación 3 con la ecuación 9

$$I = 1.44 M - 2.45 \log_e R + 7.80 \dots (11)$$

Es difícil establecer un límite superior para el va-

lor de  $a$ . Suponiendo como origen de los temblores el — deslizamiento de fallas geológicas y adoptando hipóte— sis sobre las propiedades mecánicas de las rocas. Housner (1965) ha concluido que el valor máximo posible de  $a$  es  $0.5 g$ , donde  $g$  es la aceleración de la gravedad. — Sin embargo, si los reportes de aceleración verticales mayores de  $g$  durante el temblor de Assam de 1897 son — confiables, el límite superior quizá está entre  $1.0 g$  y  $1.5 g$ .

El máximo valor de  $V$  está limitado por la deformación a la ruptura de las rocas y por las velocidades de las ondas de cortante. De acuerdo con Ambraseys (1969), el límite superior del valor de  $V$  está entre  $1.0$  y  $1.5$  — m/seg. El límite  $1.5$  m/seg. en la velocidad del suelo — implica una intensidad  $MM$  máxima posible de  $11$  de acuer— do con la ecuación 8, Newmark calculó límites de  $1$  a  $3$  m/seg., y en vista de la dispersión de la correlación — entre  $V$  e  $I$ , el límite superior de la intensidad  $I$  pue— de ser igual a  $12$ .

Housner (1969) ha estimado un límite superior de la magnitud  $M$  para diferentes regiones de los Estados Uni— dos. Para el estado de California establece  $M = 8.5$  co— mo límite superior.

También tiene importancia poder establecer correla— ciones entre el desplazamiento de las fallas en la super— ficie del terreno y los temblores que se le asocian. Bo

nilla ( 1970), correlaciona el desplazamiento relativo máximo  $d_0$  en cm., entre las caras de la falla principal medido en la superficie del suelo, y la magnitud del temblor como sigue:

$$\log_{10} d_0 = 0.57 M - 1.91 \dots \dots \dots ( 12 )$$

Esta correlación se estableció para fallas en la parte continental de los Estados Unidos y como puede apreciarse en la fig. 9, la dispersión es muy grande. Esto obedece a que con frecuencia el deslizamiento relativo en la falla prosigue durante horas o días después de que termina el sismo e incluso suele continuar a una velocidad mucho menor y sensiblemente constante entre temblores. Tiene por tanto mayor interés conocer el deslizamiento total que ocurre en lapsos prolongados que su distribución detallada a lo largo del tiempo. Para este fin es útil la teoría del momento sísmico desarrollado por Brune (1968) el cual consigna velocidades medias de desplazamiento (observadas, calculadas o inferidas) -- para fallas en diversas regiones de la corteza terrestre.

### 1.8 Interacción Suelo-Estructura

La respuesta sísmica del subsuelo así como sus propiedades dinámicas son importantes para el cálculo de la interacción de la superficie de apoyo de la estructura de cimentación con el suelo. En este caso interesa

conocer el período fundamental de vibración libre de los desplazamientos máximos probables de la masa del suelo producidos por las ondas de esfuerzo cortante que se trasladan en sentido vertical del estrato firme hacia la superficie del suelo con cierta velocidad.

Se supone que cuando un tren de ondas de origen sísmico llega a la superficie del suelo se producen desplazamientos dinámicos. Estos dependen de las características de las ondas y de la naturaleza del suelo. Si en esa región de la superficie o en su vecindad se levanta una estructura, los desplazamientos originados dinámicos producidos serán diferentes de los que se producirán en una superficie libre.

Las restricciones impuestas por el sistema cimentación-estructura hace que, en general, los desplazamientos del suelo disminuyan, sobre todo cuando se considera el caso de estructuras muy rígidas que se apoyan en suelo muy blando, como es el caso que normalmente se presenta en el Valle de la Ciudad de México.

Para corroborar lo anterior se muestran las figuras 10 y 11, para ejemplificar claramente. Estas figuras consisten en la comparación de los espectros de desplazamientos correspondientes a los temblores ocurridos los días 11 y 19 de mayo de 1962 en la ciudad de México.

Los temblores se registraron mediante dos acelerógrafos, uno de ellos situado sobre la superficie libre del

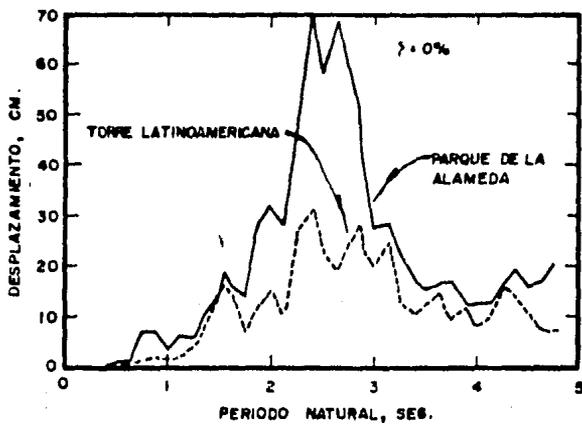


FIGURA No. 10 ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO DEL TENBLOR DEL 11 DE MAYO DE 1962

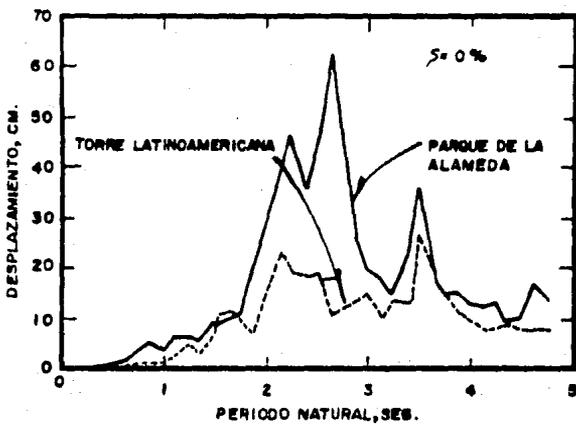


FIGURA No. 11 ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO DEL TENBLOR DEL 19 DE MAYO DE 1962

suelo en el parque de la Alameda y el otro se encuentra en el sótano de la Torre Latino Americana, situado a 600 mts. de la Alameda. Las propiedades del subsuelo son comparables en ambos sitios, aún cuando el suelo es algo menos compresible bajo la torre debido a preconsolidación.

El análisis que podemos hacer con este esquema del ejemplo nos dá la pauta para poder concluir que ordinariamente es bastante conservador suponer que las estructuras se ven sometidas a las mismas excitaciones que se registran sobre la superficie libre del suelo durante el temblor.

Cuando una estructura responde ante un sismo se producen en su base esfuerzos de interacción con la cimentación. La resultante de tales esfuerzos puede expresarse mediante un sistema constituido por dos fuerzas cortantes horizontales ortogonales, una fuerza vertical, - dos momentos de volteo con respecto a dos ejes horizontales ortogonales localizados en la zona de cimentación, y un momento de volteo con respecto a un eje vertical. Estas fuerzas de interacción son función del tiempo y - al actuar sobre la cimentación ocasionan deformaciones de ella, hacen que el movimiento del terreno difiera - del que ocurriría de no estar presente la construcción, como ya se pudo apreciar en el párrafo anterior. A este fenómeno se le llama Interacción Suelo-Estructura y es

muy usual tomar en cuenta la hipótesis de considerar empotrada la estructura en el suelo, lo cual no representa en una forma adecuada la realidad, al no tomar en cuenta la retroalimentación de energía de la estructura al terreno y los fenómenos de reflexión, refracción y -disipación de ondas en el medio viscoelástico estratificado que representa el suelo.

Para abordar el problema de interacción suelo-estructura, es en verdad, bastante complicado y hasta la fecha no se ha resuelto en una forma adecuada y satisfactoria.

En algunas referencias que se anexan al final de este trabajo, se trata con mayor detalle este tema.

### 1.9 Sismicidad

Actualmente el ingeniero se enfrenta ante una gran incertidumbre al tratar de estimar la sollicitación sísmica máxima a la que una estructura o uno de sus miembros se verá sometido durante su vida útil.

En virtud de la brevedad de los períodos durante los cuales se ha intentado mantener un registro completo de los movimientos, la información estadística sobre tales eventos en zonas pequeñas es escasa, y con frecuencia -insuficiente para estimar los parámetros de la sismicidad local y regional. De ahí que se hayan formulado tratamientos que permiten la incorporación de información

directa de diversa naturaleza, a fin de estimar dichos parámetros, así como la incertidumbre asociada a ellos. Tales tratamientos utilizan como herramienta formal el Teorema de Bayes, cuya función es partir de una distribución probabilística inicial de los parámetros de interés, incorporar la información estadística disponible - y conducir a una distribución posterior mejorada.

El teorema de Bayes o fórmula de las probabilidades de las hipótesis se ha criticado mucho debido a que es muy difícil y aparentemente arbitraria la selección de la distribución previa, motivo por el cual se han propuesto métodos alternativos que no hacen realmente más que disfrazar una elección automática de la distribución inicial. Sin embargo el hecho de que se tenga que elegir una distribución probabilística previa subjetiva no puede ignorarse, la elección es mucho menos arbitraria que lo que pudiera parecer a primera vista, porque cada variable con que se trabaja pertenece a un fenómeno que guarda alguna semejanza con otros que son familiares.

La fórmula de Bayes es:

$$P(H_j/A) = \frac{P(A/H_j) P(H_j)}{P(A/H_1) P(H_1)} \dots \dots \dots (13)$$

donde  $H_j$   $j = 1, 2, \dots, n$ , denota hipótesis exhaustivas, mutuamente exclusivas, A denota un evento,  $P(H_j)$  la probabilidad previa (absoluta) de que la hipótesis  $H_j$  sea cierta, independientemente de la ocurrencia del

evento  $A$ ,  $P(A/H_j)$  es la probabilidad (condicional) de — que el evento  $A$  ocurra cuando se sabe que  $H_j$  es cierta, y  $P(H_j/A)$  la probabilidad (condicional) posterior de — que la hipótesis  $H_j$  sea cierta cuando se sabe que el evento  $A$  ha ocurrido. El denominador de la ec. 13 puede también escribirse como  $P(A)$ .

En el estudio de la sismicidad, la información disponible puede agruparse como sigue:

1. Semejanza con otros fenómenos físicos.
2. Detalles geotectónicos.
3. Datos estadísticos —sobre las coordenadas espacio temporales de los focos sísmicos y energías liberadas por los sismos en todo el planeta— durante el período en que tenemos información.
4. Información cualitativa respecto a las mismas variables que en el grupo anterior, retrocediendo a épocas históricas y geológicas, en partes de la —tierra.
5. Teorías y observaciones sobre la transmisión de ondas sísmicas.
6. Mapas geológicos y datos sobre las propiedades dinámicas de las formaciones de roca y suelo.
7. Datos estadísticos sobre las intensidades y registros de sismos.

Los primeros cuatro grupos de datos bastan para construir mapas de sismicidad local, es decir, aseveraciones

respecto a las probabilidades de que se originen sismos de magnitudes dadas en porciones determinadas de la corteza terrestre. Los últimos tres grupos de datos permiten trazar mapas de sismicidad local; éstos son enunciados respecto a las probabilidades de sismos de intensidades dadas o con otras características también dadas, que sacuden una región determinada de la superficie de la tierra. Si se incluyen muchos detalles obtenidos de la información geológica, a estos mapas se les conoce como de microrregionalización.

Por similitud con otros fenómenos se establece la hipótesis de que la ocurrencia de temblores es un proceso generalizado de Poisson, en el sentido de que el número medio de temblores en un intervalo de magnitudes dado, liberados por unidad de tiempo en cualquier volumen de la corteza terrestre, no varía en el tiempo, y que la probabilidad de que un temblor en ese intervalo de magnitudes ocurra durante un intervalo de tiempo y en un volumen de la corteza dados es independiente de todos los temblores previos ocurridos en el mundo (Newmark y Rosenblueth, 1971).

Sea  $N_M(t)$  la variable aleatoria que representa el número de temblores de magnitud por lo menos igual a  $M$  que se generan en una zona de la corteza terrestre durante el intervalo de tiempo  $t$ . La hipótesis del párrafo anterior establece que  $N_M(t)$  tiene distribución de -

Poisson, o sea que la probabilidad de que  $N_M(t)$  adquiriera el valor  $n$  es:

$$P [N_M(t) = n] = \frac{e^{-\lambda(M)t} [\lambda(M)t]^n}{n!} \dots \dots \dots (14)$$

donde  $\lambda(M)$  es el número medio de temblores que se originan en esa zona (volumen) de la corteza terrestre por n unidad de tiempo y cuya magnitud excede a  $M$ .

Respecto a las fallas geológicas se les ha supuesto estar asociadas cuantitativamente con la sismicidad local (Gzovsky 1962 ). Sin embargo, los datos que corresponden a zonas del mundo distintas de aquellas para las que se han deducido las correlaciones propuestas no confirman la validez de tales correlaciones. Sólo cabe decir que es de esperarse que los detalles tectónicos culitativamente semejantes correspondan a sismicidades del mismo orden de magnitud.

### 1.10 Sismicidad Local

La información de que se dispone (Gutenberg y Richter, 1954) indica que un solo parámetro por ejemplo, la liberación de energía por unidad de volumen y por unidad de tiempo es insuficiente para fines técnicos, ya - que se sabe que algunas regiones del mundo son famosas por la abundancia de sismos, mientras que en otras los sismos de grandes magnitudes prevalecen de manera anormal. Además el trabajo necesario para procesar estos da

tos aumenta rápidamente con el número de parámetros -- elegidos, y como la cantidad de datos disponibles en cada región es tan precaria y escasa, la elección de un gran número de parámetros no se justifica en la actualidad por lo cual se adoptan dos parámetros para definir la sismicidad local en cada lugar.

Suponiendo la hipótesis de que la sismicidad local es constante en esa zona de la corteza terrestre es conveniente representarla por medio de la siguiente ecuación:

$$\lambda(M) = \alpha e^{-\beta M} \dots \dots \dots (15)$$

donde  $\lambda(M)$  es la esperanza del número de sismos que se originan en un volumen dado de la corteza terrestre por unidad de tiempo y cuya magnitud excede a  $M$ .

Es decir, se adoptan los parámetros empíricos  $\alpha$  y  $\beta$  para definir la sismicidad local de una zona de la corteza terrestre, y depende de las coordenadas del centroide del volumen en cuestión.

Si en la ec. 14 se hace  $n = 0$ , se obtiene

$$P [ N_M(t) = 0 ] = \exp [ - \lambda(M)t ] \\ = e^{-\lambda(M)t} \dots \dots \dots (16)$$

que es la probabilidad de que en la zona en cuestión no ocurra temblor alguno cuya magnitud exceda a  $M$  durante el intervalo de tiempo  $t$ . Visto de otra manera, si  $T$  es el intervalo (variable aleatoria) que transcurre entre dos temblores consecutivos cuya magnitud excede a  $M$ , --

la ec. 16 da la probabilidad de que  $T > t$ .

A la esperanza de  $T$  se le designa período de recurrencia de la magnitud  $M$  y puede demostrarse (Parzen, - 1964) que vale  $1/\lambda(M)$ .

### 1.11 Cartas de Sismicidad

Supóngase que  $Y$  es el valor de una cualquiera de las variables aleatorias significativas para el diseño sísmico de una obra de ingeniería civil (aceleración del terreno, ordenadas espectrales para un cierto período de vibración, intensidades,  $MM$ ). El diseño se basará en el valor de  $\underline{Y}$  de  $Y$  asociado al período de recurrencia requerido.

En lo que sigue, a  $Y$  se le llamará intensidad, que podrá ser la aceleración máxima del terreno, la velocidad máxima del terreno, etc.

Con la sismicidad local de las zonas de la corteza que tengan significación en el sitio de interés y con las correlaciones entre magnitud, intensidad y distancia se pueden obtener las curvas intensidad vs períodos de recurrencia para ese sitio de la superficie de la tierra. En efecto, supóngase que  $A$  es el sitio de interés y  $B$  representa una zona a distancia  $R$  de  $A$  donde pueden generarse temblores que afecten a las estructuras construidas en  $A$ , fig. 12 Si  $M(y, R)$  es una magnitud tal que a la distancia  $R$  la intensidad excede a  $\underline{y}$ ,

y si  $N_Y(t)$  (variable aleatoria) es el número de temblores generados en B que sacuden al sitio A con intensidad mayor que  $Y$  durante el tiempo  $t$ , se concluye que:

$$P[N_Y(t) = n] = P[N_{M(Y,R)}(t)]$$

es decir, que  $N_Y(t)$  es un proceso de Poisson de parámetro

$$\lambda_c(Y) = \lambda[M(Y,R)] = \alpha_B e^{-\beta_B M(Y,R)}$$

donde  $\alpha_B$  y  $\beta_B$  son los parámetros que definen la sismicidad local de la zona B (ec. 15) y  $M(Y,R)$  se determina con la correlación entre magnitud, intensidad y distancia presentadas en el inciso 1.7.

Si se toma en cuenta la contribución de todas las zonas sísmicas que afectan a A, se obtiene:

$$\lambda_c(Y) = \sum_1 \lambda_1 [M(Y, R_1)] = \sum_1 \alpha_1 e^{-\beta_1 M(Y, R_1)} \quad (17)$$

El objeto del subíndice  $c$  que se añade a  $\lambda$  es hacer notar que las intensidades de la ec. 17 no son las reales, sino las calculadas en función de magnitud y distancia. Debido a la dispersión estadística que se observa en las ecs. 5 y 6, es necesario multiplicar el segundo miembro de la ec. 17 por un factor  $\phi > 1$  cuyos valores aparecen en Esteve (1970b).

La aplicación de la ec.17 conduce a una expresión de la forma:

$$\lambda_c(Y) = K_Y^{-\phi} \dots \dots \dots (18)$$

por lo que  $\lambda(Y) = \phi K_Y^{-\phi} \dots \dots \dots (19)$

Aplicando lo que se ha descrito a un grupo numeroso de puntos incluidos dentro de la República Mexicana y - considerando la sismicidad local de las zonas se obtuvo para cada uno de ellos los valores de la intensidad asociados a varios periodos de recurrencia (el recíproco - de  $\nu(\gamma)$ ).

En esta forma Esteva (1970a) ha construido mapas de sismicidad regional para periodos de recurrencia de 50, 100 y 500 años, y para la aceleración y velocidad máximas del terreno como medidas de intensidad.

Si en la elaboración de mapas de sismicidad regional se toman en cuenta los detalles geológicos superficiales del sitio (propiedades y espesores de las formaciones - superficiales), aquellos reciben el nombre de mapas de microrregionalización sísmica.



Características de los Suelos que Influyen en el  
Riesgo Sísmico

2.1 Introducción

Actualmente el llamado riesgo sísmico se ha encauzado prácticamente desde el punto de vista estructural y se ha soslayado el punto de la mecánica de suelos.

La influencia de las condiciones locales en las características de los temblores (daño sísmico) había sido reconocida antes de contar con registros instrumentales. En la época del sismo de Kanto de 1923, el cuál destruyó la ciudad de Tokyo y las vecinas y en el cuál la correlación entre el daño de un sismo y las condiciones locales del suelo fueron notadas por primera vez -- desde el punto de vista de la ingeniería estructural moderna.

El tema central, de este capítulo, es un intento por recopilar información sobre los efectos de las condiciones locales del suelo sobre el daño de un sismo desde el punto de vista empírico y teórico.

La falla de una estructura depende esencialmente del movimiento del suelo y las características de la estructura aún cuando la realidad sugiere que dicha falla -- también es afectada macrosópicamente por las propieda-

des de la corteza terrestre y microscópicamente por las condiciones del suelo, resultando en una diferencia local en daño sísmico. Esas relaciones pueden ser expresadas por una ecuación de la forma (Otsuki and Kanai, - - 1961):

$$f_s(t) = F_s E(t), G_1(t), G_2(t), S(t) \dots$$

donde

$f_s(t)$ .- Movimiento de la estructura durante el sismo

$F_s$  .- Función

$E(t)$  .- Función que representa el movimiento del sue  
lo

$G_1(t)$ .- Función que representa las propiedades de la  
corteza terrestre.

$G_2(t)$ .- Función que representa las condiciones del -  
suelo.

$S(t)$  .- Función que representa las características -  
de la estructura.

Todas las funciones de esta ecuación son dependientes y ellas actúan entre sí, pero en este trabajo solo trataremos los efectos de interacción entre  $G_2(t)$  y - -  $S(t)$  por ser el tema central de este capítulo.

## 2.2 Daño Sísmico y Condiciones del Suelo.

Los factores de mayor importancia que determinan la respuesta del suelo ante una excitación dinámica son:

a).- Aspectos Geológicos y Topográficos

- b).- Consistencia de suelos
- c).- Espesores de estratos de suelos
- d).- Período predominante de el suelo.
- e).- Aspecto estructural.

### 2.2.a. Aspectos Geológicos y Topográficos.

Desde el punto de vista geológico puede afirmarse -- que los sismos más importantes o más frecuentes se gene ran a lo largo de fallas geológicas de la corteza te-- rrestre donde las presiones internas del magma más pró-- ximo a la corteza terrestre activan el desplazamiento - de estas fallas.

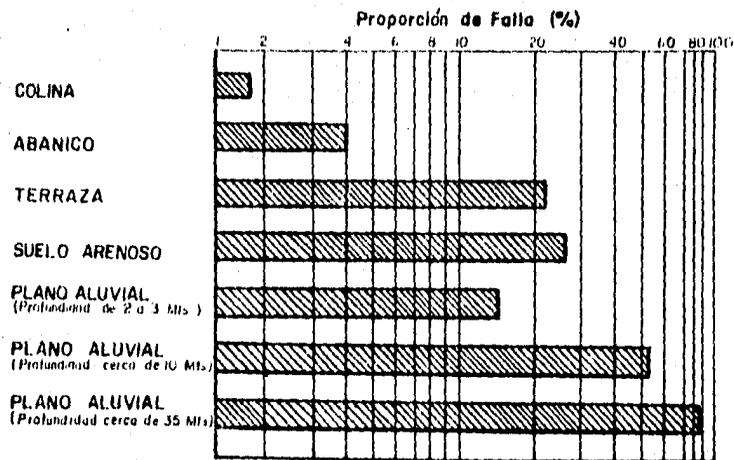
Así pues para ejemplificar los aspectos geológicos y topográficos, trataremos el caso de la ciudad de Nagoya (Japón) la cual en su parte noreste esta localizada en las montañas diluvianas y las partes sur y oeste son zo nas bajas planas aluviales.

Durante cada temblor severo, en el pasado, muchas -- construcciones de madera fueron dañadas o destruidas en la parte baja. La figura 13 muestra las proporciones de falla de construcciones de madera en diferentes lugares de la ciudad de Nagoya por el sismo de Tonankai de 1944, contra promedios de elevación arriba del nivel del mar (Omote y Kiyamura, 1951). La diferencia entre proporcio nes de falla es sorprendente; sin embargo si el hecho - se ve desde el punto de vista que la montaña esta cons-

tituida de suelos firmes diluvianos y la parte baja de depósitos aluvianos suaves el problema debe ser estimado mas geológico que topográfico. También dentro del área dañada se hizo una clasificación topográfica del suelo habiendo tenido la proporción de falla de las construcciones de madera en cada clasificación topográfica que fue investigada (Tada, Oba y Otani, 1951). El resultado es mostrado en la figura 14 en donde se indica que el daño en la zona baja aluvial es extremadamente grande.

Para el sismo de Fukui de 1948 también se observo con bastante claridad que las construcciones en el margen de el plano aluvial o en el valle son aptos para ser dañados, probablemente debido a la perturbación y amplificación de ondas sísmicas en semejante lugar; esto mismo se pudo apreciar en la población de Tokyo durante el sismo de Kanto de 1923 en el cual el daño mas grande se concentro en la parte del centro de la ciudad, en el estrato bajo aluvial que en las afueras en el estrato alto diluvial (Ohsaki, 1962).

Los resultados de los estudios anteriores no se pueden tomar como concluyentes en cuanto a la influencia de la topografía, ni aún para la zona, porque la compacidad y la consistencia de los suelos existentes no son uniformes; estas características son bastante mejores en las partes altas que en las bajas.



**Fig. 14** MICROTOPOGRAFIA Y DAÑO A ESTRUCTURAS DE MADERA A LO LARGO DEL RIO KIKU, PARA EL SISMO TONANKAI DE 1944 (Tada, Oba and Otani, 1951)

En los sitios en donde existe un cambio de pendiente importante se han producido más daños en las estructuras motivo por el cual se han intentado algunos análisis teóricos, mediante el método del elemento finito -- para casos especiales y particulares de taludes. En la figura 15 se puede apreciar que existe una marcada diferencia entre las aceleraciones que se generan en la zona de un estrato de arcilla de 15 m. de altura, lateralmente limitado por un talud (2:1) que sobreyace a un manto de roca horizontal, cuyo espesor es también de 15 m., a la que se somete a una aceleración máxima de 0.3-g.

De acuerdo con los resultados teóricos, las máximas aceleraciones se desarrollan en la inmediata proximidad del hombro del talud. También se pudo notar que mientras la aceleración horizontal se incrementa la aceleración vertical disminuye y eso hace que los sismos tengan un período horizontal relativamente pequeño y por lo tanto las estructuras sujetas a mayor riesgo sísmico son las más rígidas o sea en general, las de poca altura.

#### 2.2.b. Consistencia de Suelos.

Un parámetro representativo de consistencia de los suelos es la velocidad de la propagación de ondas en ellos, las cuales pueden intentar ser medidas por medio de exploraciones sísmicas, como lo fue en la ciudad de Nago-

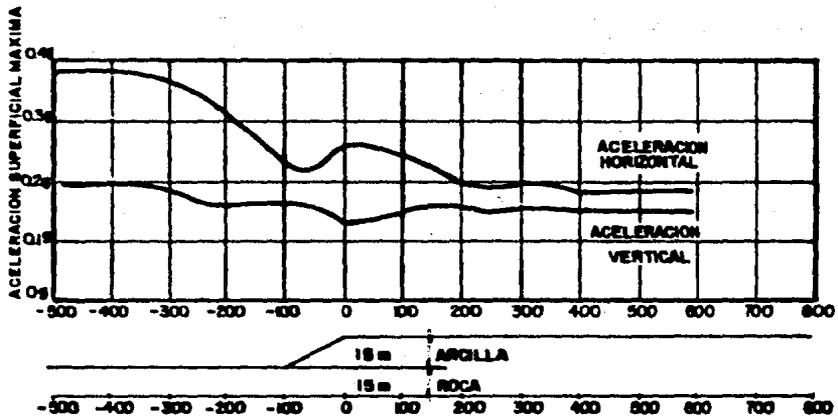


FIG. 15 ACELERACIONES MAXIMAS EN LAS SUPERFICIES DEL SUELO, LIMITADO POR UN TALUD.

ya y en la cual se pudo notar la tendencia de los incrementos de proporción de falla en construcciones de madera con un incremento en el espesor del suelo blando y - la baja velocidad de las ondas longitudinales, para el sismo de Tonankai de 1944 (Omote y Miyamura, 1951).

La figura 16 muestra las historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos para un sismo en la zona de terreno compresible de la ciudad de México. Comparando esta con la figura 17 semejante pero para un temblor sobre terreno firme, salta a la vista que en el primer caso la duración de los registros es mayor, los periodos dominantes del movimiento son más largos, el movimiento es menos caótico y los espectros contienen picos pronunciados para un período de 2.5 seg.

Foedemos concluir que los suelos blandos o los suelos sueltos son mucho más desfavorables que los suelos firmes o compactos. Desde este punto de vista, consistencia de suelos, los depósitos aluviales suaves han sido los más responsables de serios daños sísmicos.

### 2.2.c. Espesores de Estratos.

Con la idea de resaltar la gran importancia con la que el espesor de los estratos de suelo influye en el riesgo sísmico, se presenta el estudio que se efectuó en la ciudad de Caracas (Venezuela) para el sismo que -

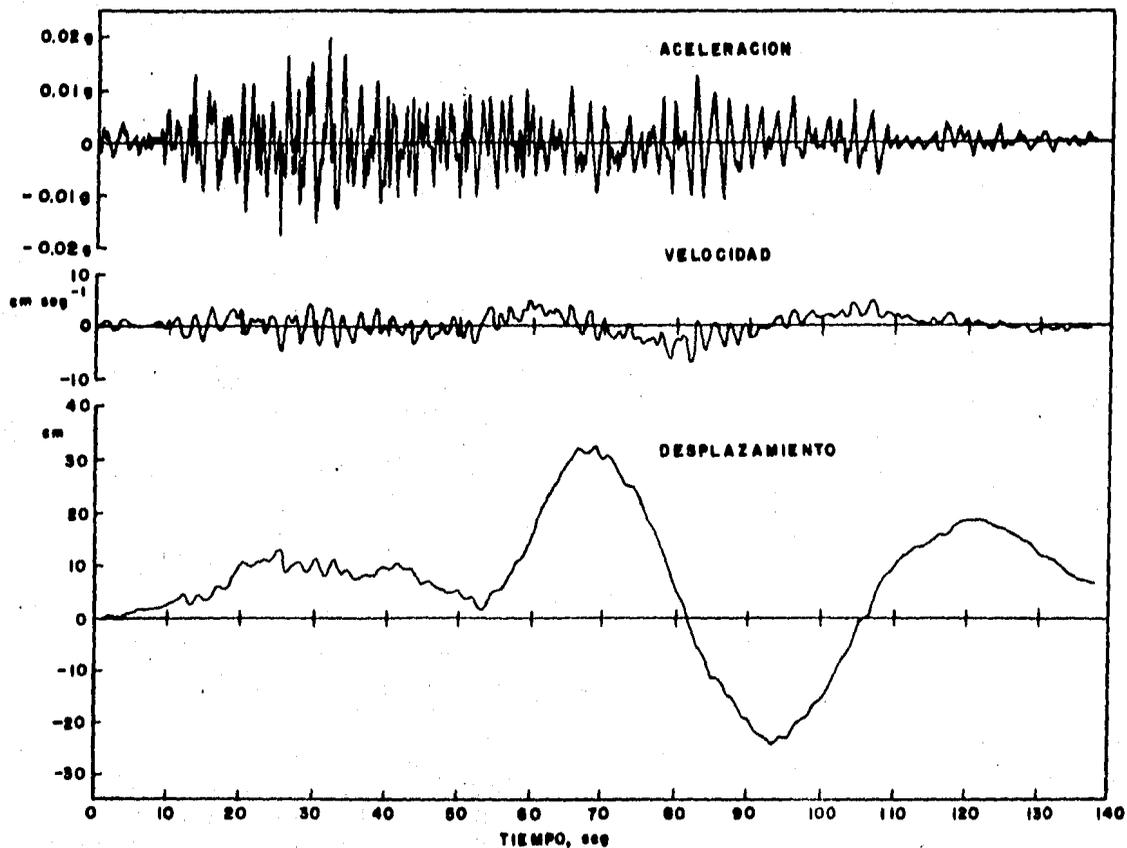
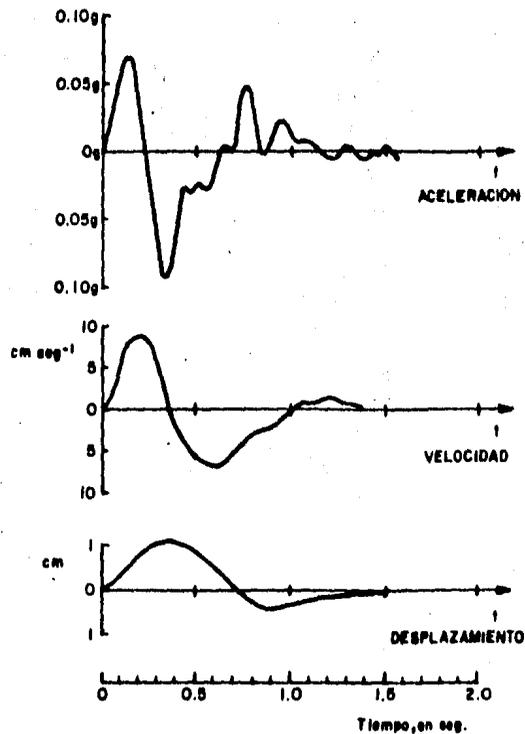
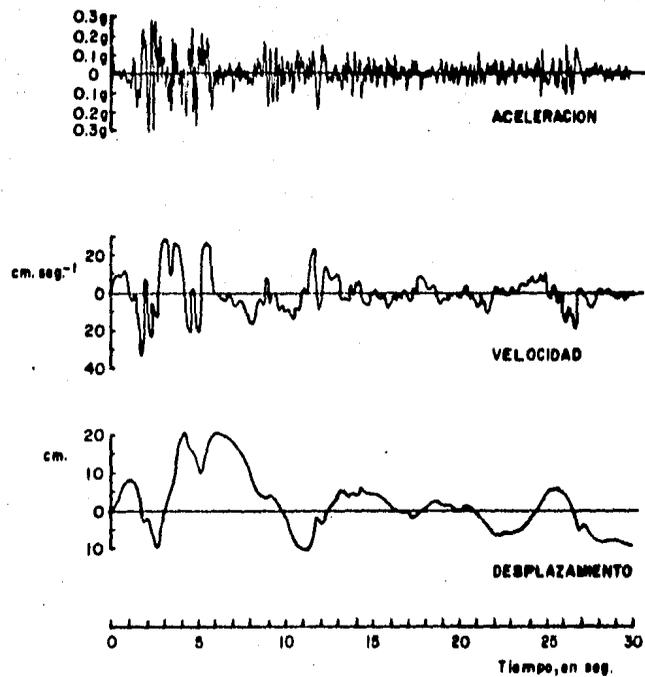


FIG. N.º 16 TEBLOR DE LA CIUDAD DE MEXICO , DE JULIO 6, 1964 , COMPONENTE N-S  
 (Segun J.I. Bustamante y J. Prinos)



SISMO DE PUERTO HUENEME DE MARZO 18 DE 1957  
COMPONENTE E-W (HOUSNER, 1956)



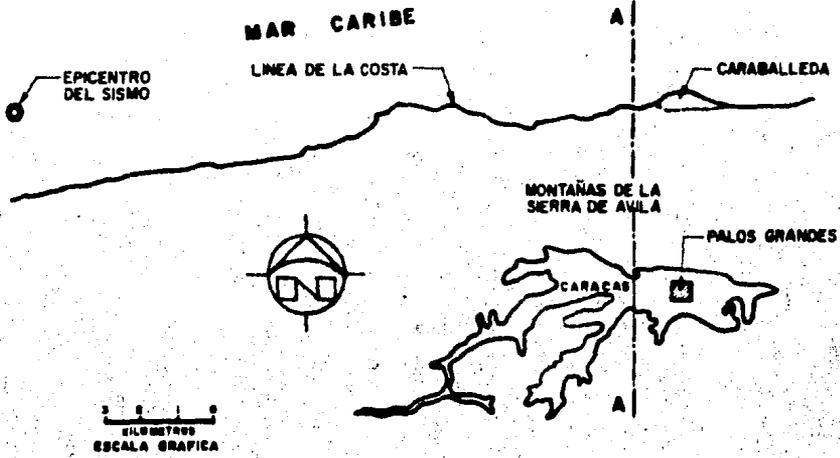
SISMO DE EL CENTRO, CAL. DE MAYO 18 DE 1940  
COMPONENTE N-S (NEWMARK Y ROSENBLUETH, 1971)

Fig. 17

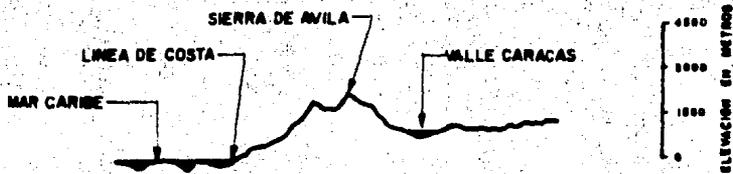
ocurrió el 29 de julio de 1967.

La ciudad de Caracas está localizada a unos 16 kilómetros de la costa Noreste de Venezuela en un valle formado por depósitos aluviales y cruzado por el río Guaire de oeste a este. Los suelos que forman el valle pueden calificarse cualitativamente como buenos para apoyar en ellos estructuras; están constituidos por arenas, gravas y algunas capas de arcilla dura. La tendencia a variar de las características dinámicas de los suelos no es acentuada, de acuerdo con los estudios realizados a lo largo del valle, no así sus espesores según lo indica la figura 18 en que se observan los resultados obtenidos mediante un estudio geofísico.

La figura 19 muestra que los daños se concentraron en el lado este de Caracas, en la zona denominada Palos Grandes, en que colapsaron cuatro edificios, de 10 a 12 niveles (200 vidas perdidas) y resultaron dañados estructuralmente casi todos los edificios de más de 14 niveles, siendo definitivamente menor el daño en estructuras de poca altura. Sin embargo en el noreste, el daño fue considerablemente alto en estructuras de uno y dos niveles; el daño fue menor en estructuras de más de 10 niveles. Los edificios dañados con número de niveles entre 5 y 9 estuvieron más o menos distribuidos en toda el área de la ciudad. A lo largo de la costa el daño fue particularmente severo en la zona Caraballeda, loca



MAPA DE CARACAS (REF.12)



SECCION A-A (REF.12)

Fig. 18

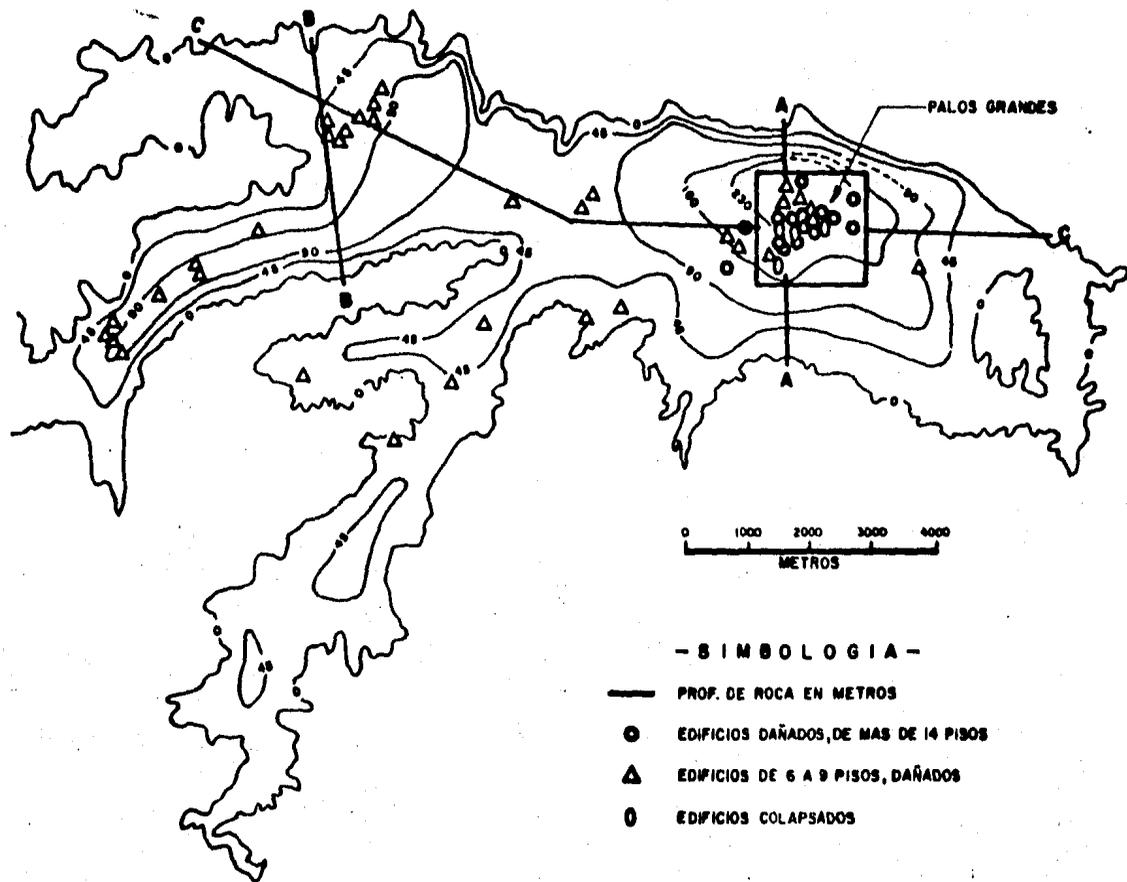


Fig. 19

lizada en un abanico aluvial, constituido por arenas - con intercalaciones de capas de limo y arcilla que en la línea de la costa alcanzan espesores del orden de - los 90 metros, bajo ellos aparece una pizarra con un es pesor enorme. En esa zona sufrieron daño total los 4 pi sos superiores de un edificio de 11 niveles, además de que otros edificios sufrieron daño estructural.

Como no había razón para creer que la calidad del di seño y la construcción de los edificios fuera diferente en Palos Grandes o en Caraballeda, respecto a lo que se tuvo en otras partes de Caracas, o de la línea de Costa, el estudio que se realizó se enfocó a encontrar otras - posibles causas de esas concentraciones de daños, con- cluyendose que esto podría ser básicamente el espesor - de los suelos que aparecieron en esas zonas.

Los pasos del estudio que se organizó se describen - a continuación:

- 1).- Análisis detallado de la correlación estadística entre la extensión del daño estructural en - edificios de diferentes alturas y el espesor -- del suelo en que se apoyan las estructuras.
- 2).- Análisis teóricos para determinar la influencia de las características del suelo en las del movimiento del terreno, en diferentes partes del Valle de Caracas.
- 3).- Correlación de los modelos predichos de movimiento

to del terreno con los observados en edificios dañados.

Los resultados obtenidos en el primer paso, se muestran en la figura 20 y en los cuales se pueden hacer — las siguientes observaciones:

a).- Para edificios con número de niveles entre 5 y 9, — la intensidad máxima del daño estructural fue del 10%, en sitios donde los suelos alcanzaron espesores entre — 45m y 90 m. Para espesores mayores, la intensidad de da — ño estructural disminuyó a un 5% y un 7%, pero se incre — mentó a 9% para espesores de suelo mayores de 230 m.

b).- Para edificios con número de niveles variando en — tre 10 y 14 y espesores de suelo menores de 160 m. la — intensidad del daño estructural fue un 30% de la que se — tuvo cuando el espesor del suelo fue mayor de 160 m.

c).- Para edificios con más de 15 niveles la intensidad del daño estructural se incrementó progresivamente con el espesor del suelo.

d).- Para suelos con espesores mayores de 160 m. se in — crementó la intensidad del daño estructural a medida — que aumentaba el número de niveles de los edificios.

Aún cuando los resultados anotados son valederos pa — ra las características del sismo de 1967, y en la zona de Caracas, ellos ponen de manifiesto la influencia no — table que el espesor de suelo tuvo en los efectos del — sismo.

A = NUMERO DE EDIFICIOS CON -  
DAÑO ESTRUCTURAL

B = NUMERO TOTAL DE EDIFICIOS

$\textcircled{D} = A/B \times 100$

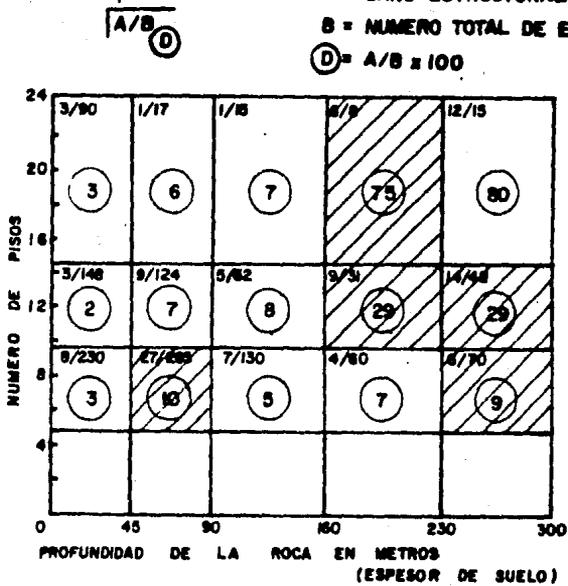


Fig. 20 Distribucion de la Intensidad del daño Estructural  
(Sismo del 29 de Julio de 1967 en la Cd. de Caracas)

También en Japón se puso de manifiesto tal influencia al correlacionar la proporción de daños a edificios de madera y espesores de depósitos aluviales en las ciudades de Tokyo, Yokohama y Nagoya para el sismo de Kanto de 1923 y el sismo Tonankai de 1944, todos mostrando una tendencia definitiva a un incremento de daño con el incremento en espesores.

#### 2.2d. Período Predominante del Suelo.

El período predominante del suelo es capaz de suministrar información útil relacionada con el daño sísmico y también representar con bastante precisión las características dinámicas de el suelo.

En la figura 21 y en la figura 22 la relación entre la proporción de falla de edificios de madera y el período predominante es mostrado con respecto a las áreas - a lo largo de los ríos Kiku, Ota y Tenryu para el sismo de Tonankai de 1944, áreas alrededor de la ciudad de - Fukui para el sismo de Fukui de 1948, y las ciudades de Sakata y Tsuruoka para el sismo de Niigata de 1964, - - (Kanai, 1968). Debe ser notado lógicamente, que esa proporción de falla es grande donde el período predominante es aproximadamente igual a 0.4 seg. Este dato sugiere que una resonancia de estructuras y suelos, debe ser una mayor causa de daño, considerando que los períodos naturales de las construcciones en estas áreas están en

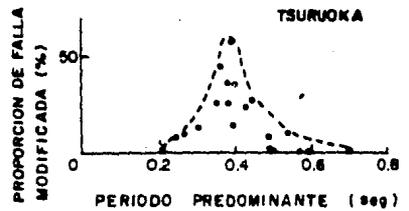
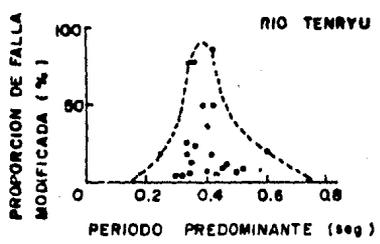
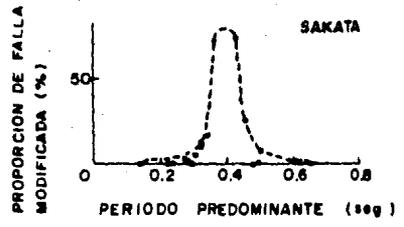
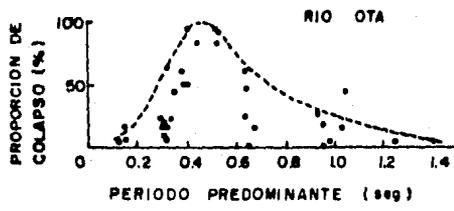
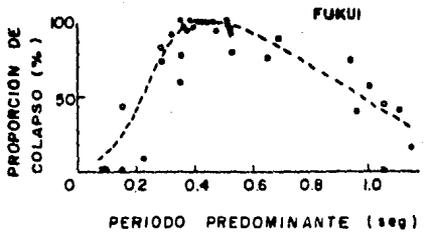
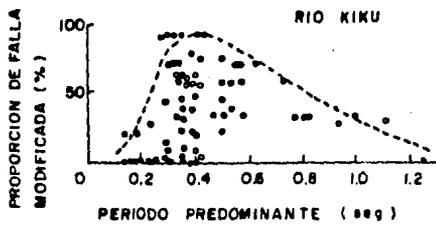


FIG. N.º 21 PERIODO PREDOMINANTE DEL TERRENO Y DAÑO A EDIFICIOS DE MADERA - 1 (KANAI, 1968)

FIG. N.º 22 PERIODO PREDOMINANTE DEL TERRENO Y DAÑO A EDIFICIOS DE MADERA - 2 (KANAI, 1968)

la vecindad de 0.4 seg. ( Suzuki, 1961 ).

El período predominante del suelo es usualmente -- -  
determinado en las bases de registros de actualidad, de  
sismos pequeños o de microsismos.

### 2.2.e Aspecto Estructural

En este inciso, los efectos de las condiciones del -  
suelo, deben ser discutidas con respecto a varios tipos  
de estructuras de diferente estructuración y rigidez.

Se muestra en la figura 23 así como en las tablas --  
1 y 2 el estudio efectuado en la ciudad Japonesa de --  
Tokyo para el sismo de Kanto de 1923 en el cual se eva-  
luo la proporción de daño con respecto a las diferentes  
estructuras y suelos, llegándose a la conclusión que --  
los almacenes -estructuras formadas de armaduras de ma-  
dera rígida y paredes exteriores extremadamente gruesas  
hechas de un emplastecido de barro con una rigidez su-  
puesta entre la de estructuras de madera y la de estruc-  
turas de concreto reforzado-, las estructuras de ladrillo  
y concreto reforzado, sufrieron una proporción en -  
daño mayor en suelos firmes que en suelos suaves, al con-  
trario de las estructuras de madera, las cuales sufrie-  
ron mayor daño en suelo suave y menos en suelo firme.

Tabla 1.- Proporción de daño de estructura de madera en  
Tokyo, durante el sismo de Kanto de 1923 (Ohsaki, 1962).

	Fuera de la Cd.	Centro de la Cd.
Proporción de Falla (%)	2.0	11.0

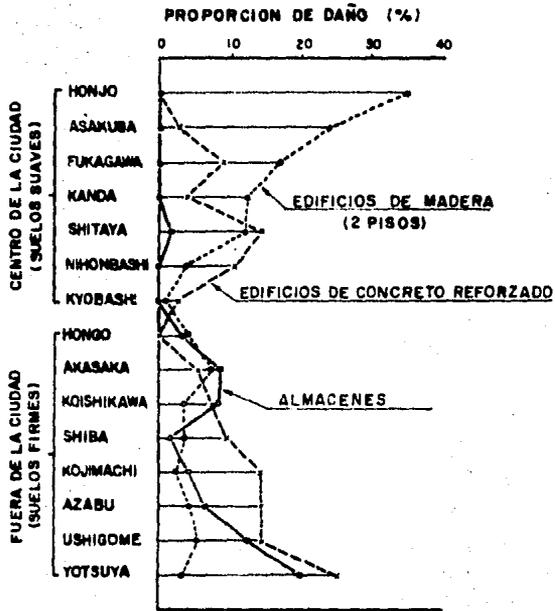


FIG. 23 DAÑO A EDIFICIOS DE DOS PISOS, ALMACENES Y EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL SISMO DE KANTO EN 1923 (SAITA, 1935; OHSAKI Y KUNIYASU, 1968).

Tabla 2.- Daño a estructuras de concreto reforzado en -  
Tokyo, para el sismo de Kanto de 1923 (Ohsaki y Kuniya-  
su, 1968).

	Fuera de la Cd.	Centro de la Cd.
Proporción de Daño (%)	32.8	32.4
Proporción de Falla Modificada (%)	6.8	3.0

Durante el sismo Matsushiro de 1967, (Kishida Et Al, 1967) se comprobó una tendencia contraria a lo concluido para el sismo de Kanto de 1923, los almacenes y las casas de madera sufrieron mas daño en suelos blandos — que en suelos firmes.

También, para el sismo de Kanto de 1923, se puso de manifiesto que los incrementos de la proporción de daño en general, eran de acuerdo con el incremento del número de pisos.

Sin embargo en estos estudios presentados se puede - apreciar que en el daño sísmico intervienen todas las - condiciones locales del suelo y las características de las estructuras y que no se les puede estudiar por separado ya que no son independientes entre sí.

### 2.3 Propiedades Dinámicas de los Suelos Cohesivos.

Las características principales de la respuesta diná mica de los suelos ante una excitación dinámica y en el caso en que esta no induzca al suelo deformaciones resi duales de consideración, estan representadas por el mó-

dulo de cortante dinámico,  $G$ , y el porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo,  $\lambda$ . Otros parámetros menos importantes son el módulo de compresibilidad,  $B$ , la relación de Poisson,  $\nu$ , la resistencia al corte estática de arcillas,  $q_1$ .

Se tratará de explicar brevemente cada una de las características dinámicas enunciadas en el párrafo anterior y los métodos recomendables para la determinación de ellas se citan en el siguiente subinciso.

2.3.1. Módulo de Cortante,  $G$ .- La mayoría de los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas figura No. 24, por esta razón el módulo  $G$  se determina en el laboratorio como el módulo secante. En la figura No. 24, se puede apreciar que  $G$  es función de la magnitud de la deformación.

Los factores que más influyen en el valor del módulo de rigidez de un suelo cohesivo dado son: relación de vacíos, esfuerzo normal octaédrico efectivo, historia de deformación y amplitud de vibración (Hardin y Black, 1966, y Humphries y Wohls, 1968).

La variación de  $G$  con la relación de vacíos en arcillas de baja plasticidad, en las mismas condiciones anteriores, es aproximadamente proporcional a la función

$$F(e) = \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$$

(Hardin y Black, 1966), aunque es posible que la cons-

tante del numerador dependa del suelo particular de - - que se trate. El efecto de la historia previa de deformación en el módulo de rigidez de suelos cohesivos remoldeados ha sido estudiada por Grandall Et Al (1970) y Humphries y Wohls (1968). De los resultados de Humphries y Wohls se concluye que no se requiere un parámetro adicional a la relación de vacíos para tomar en cuenta la historia de deformación. En la obra de Grandall (1970)-se indica que el módulo de rigidez para amplitudes de vibración pequeñas depende de la historia de grandes deformaciones de cortante del espécimen.

En suelos cohesivos también se ha visto que el comportamiento para amplitudes de deformación inferiores a cierto nivel, es prácticamente lineal, en cuanto a que el módulo de deformación es independiente de la amplitud de la deformación. Para amplitudes superiores, el módulo decrece con la amplitud de la excitación (Grandall Et Al, 1970, y Hardin y Black, 1968).

Aunque hay poca información al respecto, debe esperarse que en los suelos cohesivos haya, además de las variables anteriores, otras que dependen de efectos secundarios del tiempo, como la consolidación secundaria y los cambios lentos de estructura por envejecimiento. Por ejemplo, en los estudios hechos por Hardin y Black (1968), Hardin y Richart (1963), y Humphries y Wohls (1968), se dan evidencias de incremento de la velocidad

de propagación de ondas de corte durante la consolidación secundaria.

2.3.2. Relación de Amortiguamiento,  $\lambda$ .- Como el módulo  $G$ , esta propiedad también depende de la magnitud de la deformación, figura 24. La relación  $\lambda$  es proporcional al área limitada por la curva histerética, y por tanto es una medida de la capacidad de disipación de energía del material; se expresa como sigue:

$$\lambda = \frac{\text{Área de la curva}}{4 \pi \times \text{área OCD}}$$

Se ha encontrado experimentalmente que el amortiguamiento específico de los suelos, es aproximadamente independiente de la frecuencia de excitación. Esto ha sido demostrado por Hardin (1965) para arenas secas, por White (1965) para multitud de rocas, y por Crandall Et Al (1970) para plastilina. Los resultados de Crandall - quizá son cualitativamente aplicables a arcillas.

Lo anterior indica que el mecanismo primordial de disipación interna de energía de los suelos no es del tipo viscoso, sino histerético friccionante. En un elemento de suelo sujeto a incremento de esfuerzo cortante ocurren deslizamientos entre partículas y se disipa energía en los contactos entre granos. Por tanto, en un proceso de carga-descarga-recarga, la curva esfuerzo-deformación describe un ciclo cerrado de histéresis si el es

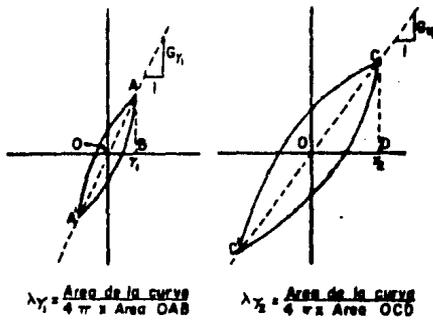


Fig. 24 Determinación del Módulo de Cortante y de la relación de Amortiguamiento

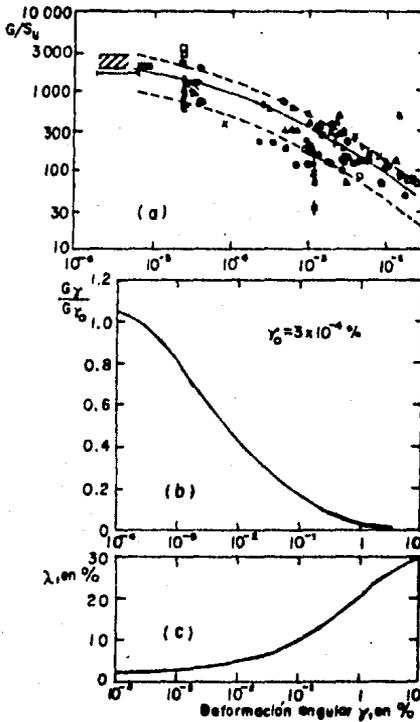


Fig. 25 Módulo de Cortante Dinámico y Relación de Amortiguamiento de Arcillas Saturadas, en Función de la Deformación Angular (Seed e Idriss, 1970)

fuerzo máximo aplicado es menor que la resistencia del suelo y si antes se ha aplicado un cierto número de ciclos con esfuerzos iguales o mayores. Si esas dos condiciones se cumplen, la curva esfuerzo-deformación recorre, en adelante, sensiblemente el mismo ciclo cerrado, con un gasto de energía constante en cada ciclo. Esa es la situación que aproximadamente se presenta durante un sismo en elementos de suelo que no fallan dentro de una estructura térrea, y la que ocurre durante la propagación de ondas longitudinales en suelos y bajo cimentaciones sujetas a vibración.

Si bien la forma y el área del ciclo de histéresis no dependen de la velocidad de carga, y por tanto son independientes de la frecuencia, en cambio ambas características de la curva esfuerzo-deformación son muy sensibles a la amplitud de la deformación, para un estado inicial de esfuerzos especificado. Además, en un suelo dado influyen el estado de esfuerzos, el contenido de agua y, para arcillas, la historia de esfuerzos previa (Grandall, 1970).

2.3.3. Relación de Poisson,  $\nu$  .- Aún cuando existen técnicas de laboratorio y de campo para determinar la relación de Poisson, normalmente se estima su valor. Este varía de 0.5 para arcillas saturadas a 0.3 - 0.35 para suelos granulares.

2.3.4. Módulo de Compresibilidad Volumétrico, B.- Normalmente se estima a partir del módulo G y de  $\nu$  por medio de la expresión

$$B = \frac{1}{3} \frac{2(1 + \nu)}{1 - 2\nu} G$$

2.3.5. Resistencia estática.- La resistencia no-drenada de arcillas es de interés porque permite normalizar la variación del módulo G en función de la deformación.

Los estudios de Hardin y Drnevich (1972 a y b) y Hardin y Black (1968), demostraron que los factores que afectan los valores de G y  $\lambda$  de un suelo son: a) magnitud de la deformación angular  $\gamma$ , b) el esfuerzo principal efectivo promedio  $\bar{\sigma}_m$ , c) la relación de vacíos e, d) el número de ciclos de carga N, y e) el grado de saturación. Ellos mismos encontraron que el esfuerzo cortante octaédrico, el grado de consolidación OCR, los parámetros efectivos de resistencia  $c'$  y  $\phi'$  y el tiempo, influyen en G y  $\lambda$ , aunque en menor grado que los factores anteriores.

Basándose en sus experimentos los autores mencionados proponen la siguiente expresión para calcular el módulo de cortante dinámico máximo de un suelo (Correspondiente a una deformación angular  $\gamma = 10^{-4}$ ).

$$G_{\text{máx}} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\text{OCR})^2 (\bar{\sigma}_m)^{1/2} \dots (1)$$

$G_{\text{máx}}$  libras por pulgada cuadrada

$\bar{\sigma}_m (1 + 2k_0) \bar{\sigma} \sqrt{3}$ , en libras por pulgada cuadrada

$k_0$  Coeficiente de empuje de tierras en reposo  
s depende del índice plástico del suelo, IP, varía --  
entre 0 para suelos granulares a 0.5 para arcillas  
con IP 100

$\bar{\sigma}_v$  esfuerzo vertical efectivo.

La expresión anterior es válida para arenas o arcillas. En el caso de arcillas con relación de vacíos mayor de 2, esta ecuación proporciona valores poco confiables.  $G_{\text{máx}}$  es el valor a una deformación tan pequeña -- que prácticamente ya no cambia a deformaciones menores que esta.

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

### 2.3.6. Comportamiento de las Arcillas.

El módulo de cortante de las arcillas depende de su consistencia relativa y su resistencia, además de la -- amplitud de la deformación. La ecuación 1 no siempre da valores adecuados para suelos cohesivos. Por esta razón Seed e Idriss (1970) propone utilizar la figura 25 -- cuando se conoce la resistencia no-drenada del material ( $q_u/2$ ). En el caso más deseable de medir el módulo  $G$  en el campo o en el laboratorio a un nivel de deformacio--

nes bajo ( $3 \times 10^{-4}$  en %) se propone la correlación de - la figura 25 , para determinar la variación de G con - la deformación.

Los mismos autores propusieron una correlación empírica para obtener la relación de amortiguamiento  $\lambda$ , en función de la magnitud de la deformación. Figura 25 .

Se hace notar que los valores obtenidos de las correlaciones y de las ecuaciones presentadas son aproximados. Es decir, lo ideal sería para un suelo en particular obtener G y  $\lambda$  a distintos niveles de deformaciones, y de esta manera su ley de variación.

En todos los suelos cohesivos reportados hasta la fecha, la resistencia y rigidez aumentan marcadamente con la rapidez de la deformación (figuras 26 y 27). Es común un aumento del orden de 40 por ciento en el rango de las velocidades de deformación durante un sismo, por encima de la resistencia y rigidez de pruebas estáticas.

La repetición de cargas alternantes disminuye la resistencia y rigidez de todos los suelos cohesivos. El que el aumento debido a la rapidez de la deformación -- exceda a la disminución por repetición de cargas, depende esencialmente del número de repeticiones, de los valores relativos de los esfuerzos sostenidos y los ciclos y de la sensibilidad del suelo. En los suelos muy sensitivos (de sensibilidad superior a 8), hay una disminución neta ante un número moderado de ciclos, mientras que en los materiales relativamente insensitivos,

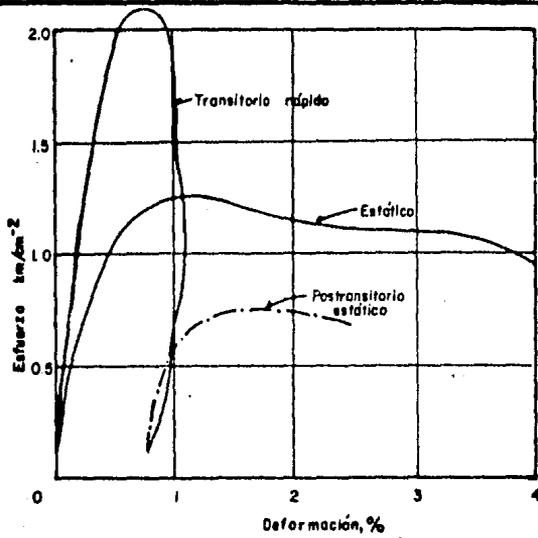


Fig. 26 Efecto del tiempo de carga en la relación esfuerzo-deformación de arcillas. Según Casagrande y Shannon (1948).

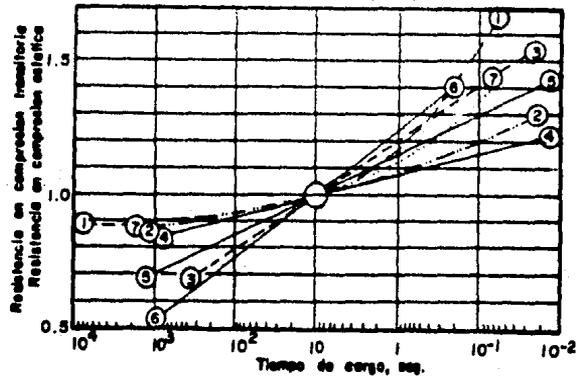
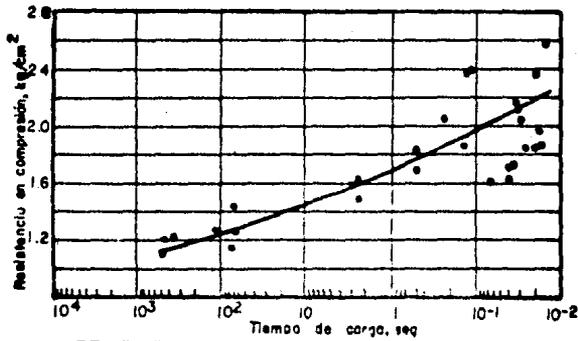


Fig. 27 Efectos de la velocidad de carga en la resistencia de algunas arcillas agedas. Según Casagrande y Shannon (1948).

el aumento prevalece aún después de, digamos, 50 ciclos (Seed, 1960).

Las arcillas muy sensitivas pierden tanta resistencia después de la falla que bien podríamos hablar de licuación. El fenómeno está asociado a la reducción en presión efectiva, como en el caso de los suelos no cohesivos.

El amortiguamiento interno en las arcillas es esencialmente histerético. Aumenta, por tanto, con la curvatura de la relación esfuerzo-deformación. En algunas arcillas muy sensitivas que se comportan casi elásticamente hasta la falla, se ha reportado un valor promedio de 5.3 por ciento de amortiguamiento crítico tomando como base las vibraciones libres de torsión de muestras pequeñas (Rascón 1965). Se ha detectado un pequeño aumento en el porcentaje de amortiguamiento equivalente al aumentar la amplitud de vibración. En contraste con este valor, para una arcilla insensitiva cargada repetidas veces hasta bien entrado el rango plástico, se ha encontrado un amortiguamiento equivalente de 31.5 por ciento (Taylor y Hughes, 1965). El valor reportado era en realidad de 63 por ciento, pero se calculó usando un criterio con que se obtiene un porcentaje doble del que corresponde al sistema lineal equivalente cuya rigidez sea igual a la rigidez secante del sistema real en la deformación máxima.

Con alguna experiencia y un estudio de la curva es-- fuerza-deformación en la primera carga, puede estimarse el grado de amortiguamiento interno que un suelo cohesi vo saturado presentará cuando se le sujete a vibración.

#### 2.4. Factores que Ocasionan Daño Sísmico.

En los puntos anteriores se han presentado las relaciones entre el daño sísmico y las condiciones del suelo, mostrando algunas tendencias lógicas pero otras con tradictorias al interpretar algunos datos empíricos y - tratar de verificarlos teóricamente.

En lo siguiente se tratará de analizar varios factores que se supone, son de mayor importancia en la co - nexión con el daño sísmico.

2.4.1. Amplificación del Movimiento Sísmico.- Sobre este tema ya se dijo algo en el capítulo No. 1, pero aquí se tratara de profundizar mas, debido a la importancia de este factor en el daño sísmico.

El temblor de Higashi-Matsuyama de 1968 proporcionó una oportunidad para obtener un número de registros simultáneos de movimientos fuertes en acelerógrafos en la ciudad de Tokyo, los cuales han sido instalados en la - superficie del suelo, en la parte alta del piso o en el piso del sótano de varios edificios. En la figura 28 -- los valores de aceleración máxima en varios lugares son



indicados para el centro de la ciudad de Tokyo. A pesar de tener una considerable dispersión de valores uniformes, una tendencia general debe ser reconocida, en la cual la aceleración incidente de 21 a 26 Gals en el estrato inferior de grava, es amplificada de 2 a 5 veces en el nivel poco profundo del subsuelo y en la superficie del suelo.

A continuación se presentan dos acelerogramas obtenidos en diferentes lugares de la ciudad de México, figuras 16 y 29 para el sismo del 6 de julio de 1964. Uno de ellos fue obtenido en terreno duro (roca) de la ciudad Universitaria, situada en la parte sur de la ciudad de México y el otro obtenido en la zona de alta compresibilidad (suelo suave estratificado), parte central de la misma ciudad. En ellos puede apreciarse con bastante claridad la variación en la amplificación del movimiento sísmico al pasar de un lugar a otro, ocasionando con ello diversidad de daño a estructuras similares, pero localizadas en distinto lugar.

2.4.2. Resonancia de Suelos y Estructuras.- Se ha demostrado analíticamente que la aceleración actuando sobre un sistema vibratorio se incrementa excesivamente si el período natural de el sistema coincide con el período de excitación del movimiento del suelo.

En base con los estudios efectuados a los temblores

COMPONENTE E - W

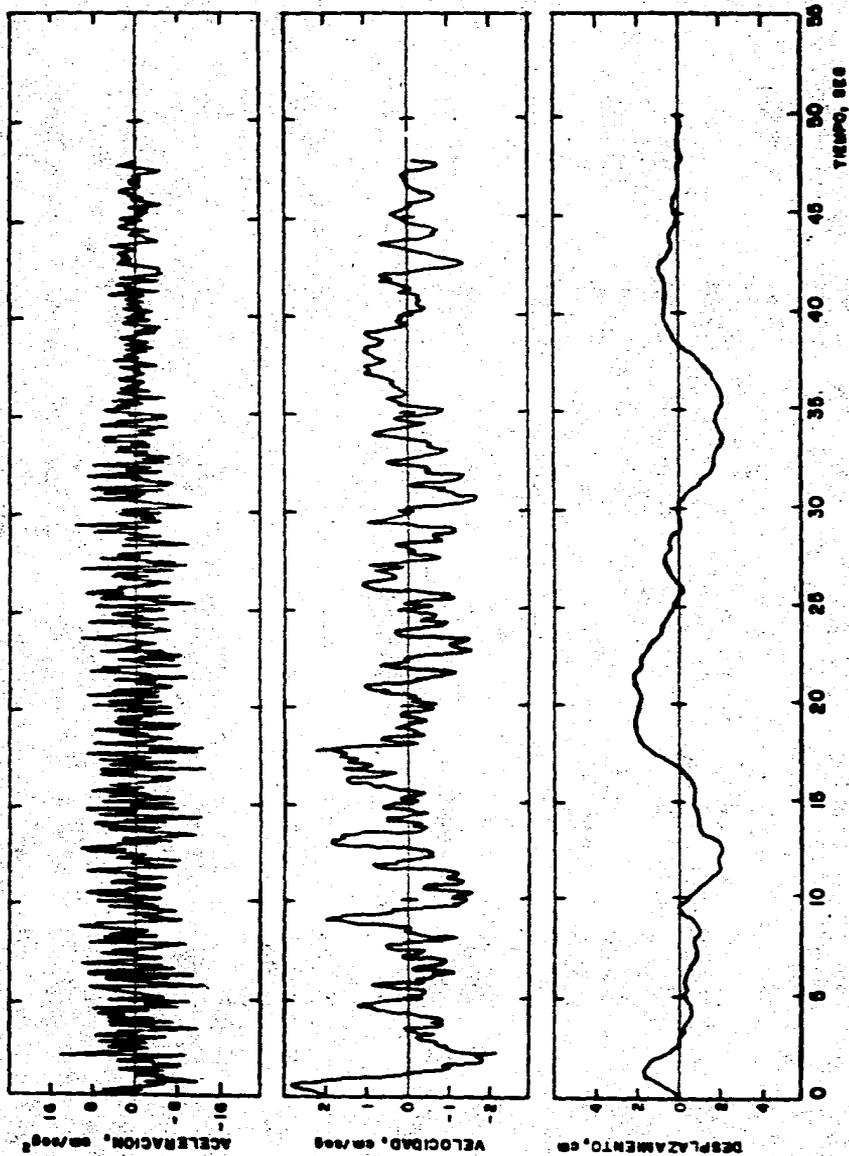


FIGURA N-39 MOVIMIENTO DEL TERRENO. CIUDAD UNIVERSITARIA, 6 DE JULIO DE 1964

ocurridos en el pasado, se demuestra que el valor -- máximo del riesgo sísmico ocurre cuando el período natural de un edificio esta coincidiendo con él o en el vecino del período predominante del suelo.

En la figura 23 se mostró este hecho, para el sismo de Kanto de 1923, en el cual los edificios de concreto reforzado y almacenes sufrieron grandes proporciones de daño en el área de suelos firmes de la ciudad de Tokyo y deben ser interpretados desde este punto de vista, es decir, aquellas estructuras eran de alta rigidez y consecuentemente de períodos naturales cortos, las cuales encontraron más posibilidades para desarrollar resonancia en la parte alta de la ciudad de períodos predominantes cortos. Puede tambien ser demostrado en la misma figura, que en edificios de madera de baja rigidez se tuvo una gran proporción de daño en el centro de la ciudad de Tokyo y otros lugares de depósitos profundos aluviales y período predominante alto, similar al de las estructuras de madera que fueron dañadas.

Podemos concluir que una estructura estará sujeta a una grande amplificación de aceleración si su período natural esta situado alrededor del pico de la respuesta espectral del suelo.

2.4.3. Falla Progresiva.- Una normalización de los espectros de aceleración para suelos duros y blandos po--

drían ser representados sistemáticamente por las curvas ABCD y AEFG, en la figura 30 . Se puede decir que el espectro de respuesta para suelos duros tiene un máximo - bien definido en un considerable período corto, mien--- tras que para suelos blandos se exhibe un plano amplio de máximos sobre un rango extenso de períodos.

Suponiendo que una estructura cuyo período natural - descansa alrededor de  $T_1$  en la figura 30 ha sido ataca- da por un sismo la energía suministrada a la estructura sería grande e independiente de suelos consistentes co- mo esta representado por el punto B o el punto E, proba- blemente causando destrucción o falla local en el edifi- cio. Es por todos conocido que si la destrucción o fa- lla local, una vez que ha ocurrido, el período natural de la estructura cambia de  $T_1$  a un período larguísimo --  $T_2$ .

Entonces si la estructura descansa en suelos duros, la energía suministrada se hace considerablemente peque- ña como esta representada por el punto C, debido a que la pendiente de la curva de respuesta es grande, mien--- tras que para suelos blandos dicha energía se estabili- za casi en lo mismo o en ciertos casos los incrementos son uniformes como se muestra en el punto F.

Por lo tanto en el segundo caso, la destrucción o la falla local continuaran desarrollandose, obviamente en- volviendo grandes posibilidades para una falla total de

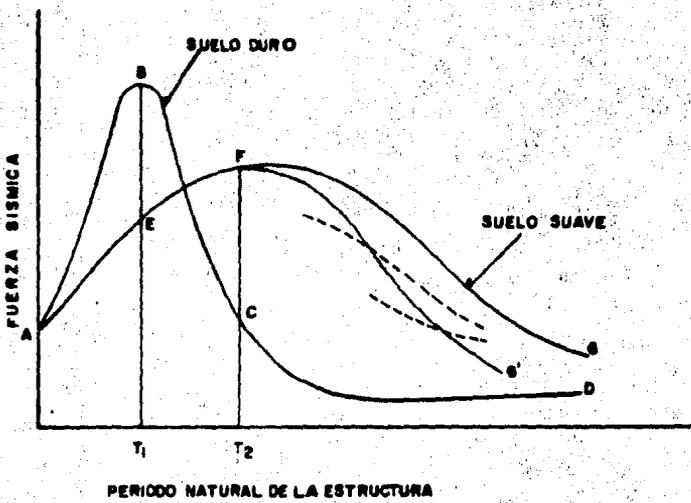


FIG. 30 ILUSTRACION DE FALLA PROGRESIVA

la estructura. Semejante característica del daño sísmico es atribuida a una falla progresiva.

Fodría también ser considerado aquí que juntos con el alargamiento del período natural, los incrementos de amortiguamiento cuando la destrucción o falla local ha tomado lugar en la estructura; como un resultado, la —tendencia de la curva de respuesta a ser disminuída con el aumento de falla como esta indicada por la línea discontinua en la figura 30 . Por lo tanto, la energía suministrada a la estructura probablemente trace una cierta curva semejante a  $FG'$  en lugar de la curva  $FG$ .

2.4.4. Asentamiento Diferencial.— Las fallas de cimentaciones son debidas generalmente a asentamientos excesivos e intolerables para las estructuras.

Una de las principales causas de asentamiento diferenciales de estructuras es sin lugar a duda los temblores.

En pocos casos es posible predecir la magnitud de la deformación del suelo, al menos con buena aproximación. En la gran mayoría no es posible cuantificar el orden de magnitud e incluso es difícil predecir su probabilidad de ocurrencia y daños que pudieran ocasionar.

Una deformación del suelo a corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicar una carga, como puede ser la inducida por un sismo.

El asentamiento diferencial esta más propenso a ocurrir en suelos blandos que en suelos firmes. El asentamiento diferencial provocado por un sismo induce esfuerzos adicionales, a los elementos estructurales de una estructura, de magnitud considerable y que en ciertas situaciones son causa de daño sísmico.

## 2.5. Efectos Sísmicos en Suelos Granulares.

2.5.1. Introducción.- Otro punto en que se debe poner especial interés y cuidado para la evaluación del riesgo sísmico, es el tema de los suelos susceptibles al fenómeno de licuación y densificación de suelos granulares.

Debido a los graves daños que se han observado a través de la historia de los sismos, se tiene que dar la importancia adecuada a los efectos que dichos fenómenos naturales pueden inducir en los suelos granulares, para tratar de contrarestarlos.

2.5.2. Fenómenos Inducidos por Sismos.- La respuesta dinámica de los suelos a cargas repetidas es extremadamente compleja y esto se debe principalmente a la constitución trifásica de esos materiales y a la relativa debilidad de las uniones, tanto de una fase a otra como de las partículas sólidas entre si, que permite cambios --

significativos de arreglo geométrico ante la acción de cargas.

Como puede observarse las propiedades dinámicas de los suelos constituyen un problema que no puede ser comprendido totalmente y en consecuencia solucionado al grado que es posible ver interpretaciones diferentes y más aún contradictorias, de los hechos experimentales disponibles.

Dos de los principales fenómenos que la ocurrencia de temblores pueden inducir en depósitos de suelos granulares son:

- a).- Cambios de volumen (Densificación--Asentamiento).
- b).- Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante - (aumento de la presión de poro - licuación).

2.5.2.a. Densificación.- Si se aplica una carga cíclica a una muestra de arena, se observa un decrecimiento progresivo de volumen, aún en el caso de arenas densas, las cuales se comportarían dilatantes bajo carga unidireccional o monotónica.

En estudios efectuados (Silver y Seed, 1969; Youd, - 1972) en ensayos de corte simple y mesas vibratoras, con niveles de aceleración y amplitudes de deformación semejantes a los esperados en temblores intensos, han mostrado que la amplitud de deformación, compacidad relativa y número de ciclos de carga, son los principales

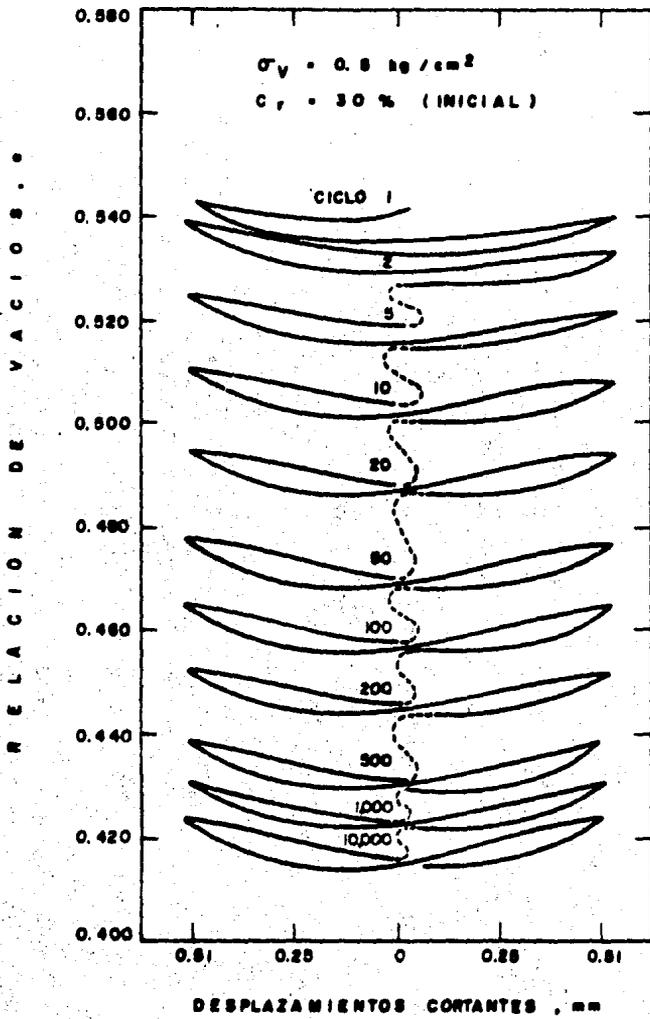
factores que gobiernan la densificación de suelos granulares secos o saturados bajo condiciones drenadas, figura 31.

También se puede resumir que los aspectos más importantes relacionados con los cambios de volumen de suelos granulares son los siguientes:

- 1).- Los esfuerzos cortantes cíclicos constituyen el medio más efectivo de densificación.
- 2).- Para un peso volumétrico dado, la amplitud de las deformaciones cortantes es el parámetro más importante que afecta la velocidad y magnitud de la densificación.
- 3).- A mayores esfuerzos de sobrecarga, la velocidad de densificación generalmente resulta menor.
- 4).- La densificación es independiente de la frecuencia del movimiento.

Cálculo de Asentamiento.- Como se mencionó en los puntos anteriores, la densificación de suelos granulares -- trae consigo asentamientos, es decir, que la presencia de suelos granulares hace que los efectos de los sismos se traduzcan en asentamientos rápidos y en disminución brusca de la resistencia al esfuerzo cortante.

Observando los registros de daños causados por terremotos, se da una cuenta de la existencia de los numerosos casos en cuanto a asentamientos, causantes de graves daños materiales y humanos irreparables, como son los que



**FIG. N.º 31 COMPACTACION VS. HISTORIA ESFUERZO-DEFORMACION EN UNA PRUEBA DRENADA DE ESFUERZO CORTANTE CICLICO SOBRE ARENA DE OTTAWA C-109, (VOUD, 1972)**

se mencionarán en el capítulo número tres de ejemplos.-

También se determinó que los asentamientos en depósitos de arena seca, resultantes del movimiento del terreno, son rara vez uniformemente distribuidos, y en general causan asentamientos diferenciales en las estructuras, los cuales en algunos casos pueden llegar a clasificarse como daños mayores, como son los ocasionados a grandes estructuras en Skopje durante el temblor de 1963.

Como se mencionó en párrafos anteriores, se ha puesto poco interés en los asentamientos debidos a los movimientos del terreno inducidos por sismos y el cálculo de estos asentamientos, que se estiman empíricamente.

Se han propuesto dos procedimientos semi-empíricos para estimar los asentamientos provocados por temblores: - Seed y Silver (1972) permite estimar los asentamientos de arenas secas, debido a carga sísmica y el procedimiento consiste en:

a).- Calcular la historia de deformaciones de cortante en varias capas del estrato, usando un método de análisis dinámico lineal.

b).- Convertir la historia de deformaciones de cortante de cada caso a un número equivalente de ciclos de deformación cortante de amplitud constante.

c).- Aplicar el número de ciclos de deformación cortante, determinado en (b) a muestras de arena ensayadas -

bajo condiciones de corte simple y determinar las deformaciones volumétricas y a partir de éstas conocer las deformaciones verticales resultantes.

d).- Repetir el procedimiento de (c) para cada capa del estrato e integrar las deformaciones verticales para -- obtener el asentamiento total.

- Pyke Et Al (1974) ampliaron el método para tomar en cuenta movimientos multi-direccionales.

- Lee y Al Baisa (1974) propusieron un método aplicable a arenas saturadas.

2.5.2.b. Pérdida de Resistencia en Suelos Granulares-Licuación de Arenas.- El fenómeno de licuación se ha presentado innumerables veces, ocasionando siempre grandes daños a taludes, presas de tierra y estructuras cimentadas sobre tales depósitos. Pero a pesar de estos daños graves y costosos, el fenómeno es bastante complejo y -- aún no es claro y completamente comprendido.

Conviene, antes que nada, ponerse de acuerdo en como se produce la licuación. Como su nombre lo indica la licuación implica que el suelo se comporte como un líquido y por lo tanto, en tal situación no existe cambio de volumen, por lo que la licuación se puede presentar a -- partir del momento en que los suelos empiezan a presentar la característica antes indicada, así por ejemplo, - si se tiene una gráfica esfuerzo-deformación, como la -

indicada en la figura 32a, la licuación podría presentarse a partir de la deformación en que el comportamiento del suelo es el de un material plástico.

Cuando el suelo llega a comportarse como un líquido debido a los esfuerzos cortantes actuantes, y estos -- empiezan a disminuir a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, el fenómeno se detiene, y el suelo recupera su resistencia y estabilidad.

Por lo tanto, un talud que se licúa, llega a estabilizarse cuando la pendiente se ha reducido a pocos grados.

2.5.3. Descripción del Fenómeno.- El fenómeno de licuación de arenas es causado por el desarrollo de grandes presiones en el agua que ocupa los poros del suelo. Estas grandes presiones de poro son inducidas cuando se aplican a la masa de suelo esfuerzos o deformaciones de cortante, en condiciones tales que no se permite su disipación inmediata, esto quiere decir que prácticamente a volumen constante.

Debido a la existencia de una relación de vacíos crítica en arenas (se verá mas adelante este concepto), se explicará el mecanismo por el cual se produce el fenómeno de licuación, utilizando para ello la ecuación fundamental de los suelos saturados:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

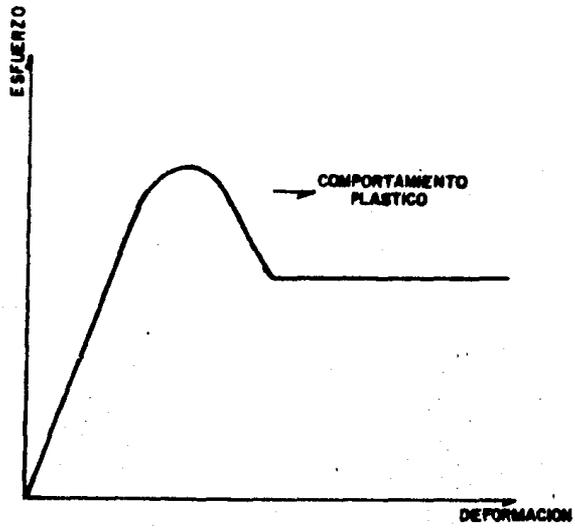


Fig. 32a. Fenómeno de Licuación

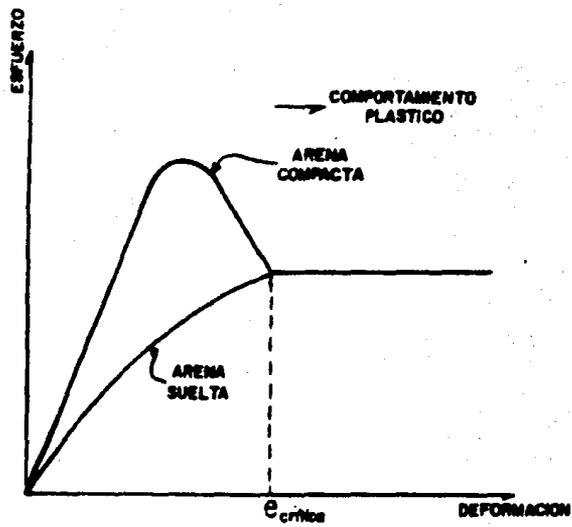


Fig. 32b. Relación de Veces Crítico

donde:

$\bar{c}$  = esfuerzo de los sólidos (arenas)

$u$  = esfuerzo de los fluidos ( agua )

$c$  = esfuerzo total.

Se supone que al licuarse el suelo pierde practica—  
mente su resistencia al esfuerzo cortante y se recuerda  
que la expresión general de tal resistencia es:

$$S = \bar{c} \tan \phi$$

donde:

$$\bar{c} = c - u$$

por lo tanto si se produce en el suelo un esfuerzo ins—  
tantáneo como puede generarse prácticamente durante un  
sismo, tal esfuerzo será tomado de inmediato por el fluido  
de manera que  $u$  sufre un incremento,  $\Delta u$ .

$$u + \Delta u$$

y  $c$ , que es el esfuerzo total, se mantiene constante du—  
rante el sismo y por lo tanto,  $\bar{c}$  disminuye y consecuen—  
temente la resistencia al esfuerzo cortante también dis—  
minuye y existe la posibilidad de que la disminución de  
 $\bar{c}$  llegue a nulificarla en cuyo caso la resistencia se  
anula y el suelo se licúa.

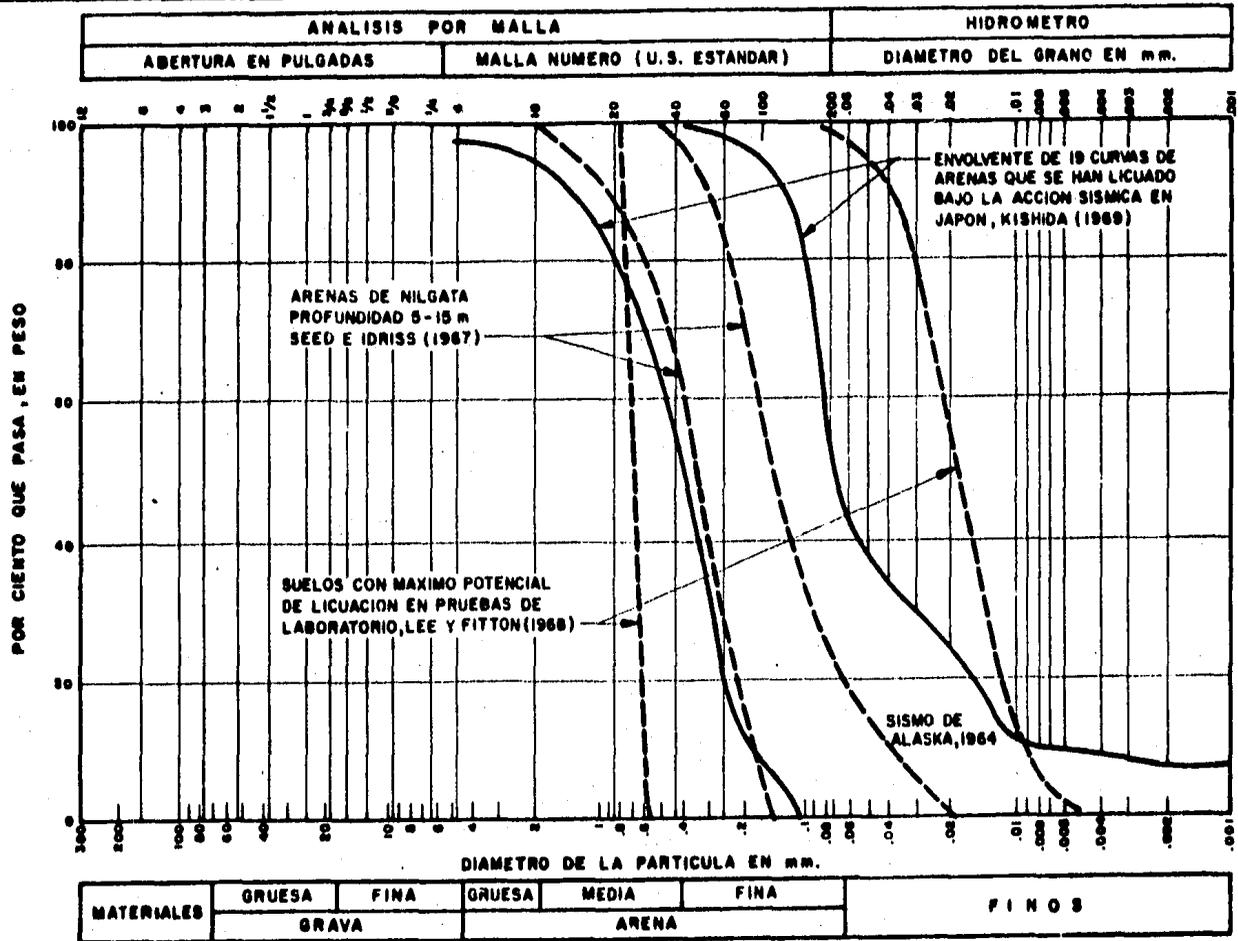
Para que lo anterior sea cierto, se requiere que efec—  
tivamente  $u$  se incremente y para ello se necesita que —  
el volumen ocupado por el fluido no cambia, lo que impli—  
ca que el suelo tenga una relación de vacíos crítica —  
que se comentará más adelante.

2.5.4. Factores que Influyen en la Ocurrencia de la Licuación.- Los factores más importantes que influyen de una manera notable en el fenómeno de licuación son:

a).- Tipo de Suelo. En la figura 33 se indican las características granulométricas de los suelos que bajo el efecto de sismos se han licuado. En términos generales, se puede decir que, son los suelos granulares finos y saturados los más susceptibles a la licuación.

Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de sufrir licuación que los suelos bien graduados; dentro de los primeros, las arenas finas se licúan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales.

De lo anterior deducimos que los suelos más susceptibles a la licuación serán aquellos cuya estructura sea relativamente sencilla, o sean aquellos en donde fácilmente se puedan anular los esfuerzos entre los sólidos, ésto nos conduce a los suelos gruesos pero en ellos debe observarse que deberán ser aquellos que no faciliten la salida del agua y por lo tanto deben ser de huecos relativamente pequeños, teniendo así que los suelos más susceptibles a la licuación serán de los gruesos, los más finos, o sea las arenas finas; sin embargo debe recordarse que los huecos pequeños los obtenemos en partículas sólidas de tamaño pequeño y la estructura más simple, la más sencilla de deshacer, se obtiene en los suelos más finos dentro de los gruesos con granulometría -



**FIG. 33 GRANULOMETRIAS DE ALGUNOS SUELOS QUE SE HAN LICUADO**

uniforme y poco compactos.

En la figura 33 se muestran las envolventes de las curvas granulométricas de los suelos que se han licuado ante sismos ocurridos.

b).- La compacidad Relativa. Parece ser que a medida — que la compacidad relativa crece, el riesgo de licuación en los suelos granulares disminuye.

Lo anterior se pudo corroborar con los hechos ocurridos en el sismo de Niigata, con el cual se produjo licuación en zonas de arenas en que su compacidad relativa era del orden del 50 % o menor; mientras que no se presentó este fenómeno en aquellas zonas cuya compacidad relativa fue mayor del 70 %.

c).- Esfuerzo Confinante-Inicial. Al aumentar el esfuerzo confinante, la probabilidad de licuación disminuye, — esto es lo que han mostrado algunas investigaciones. — También los ensayos de laboratorio indican que para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante necesario para que se inicie la licuación, bajo condiciones — de carga repetida, aumenta al incrementarse la presión de confinamiento. Kishida ha encontrado que en el caso de arenas uniformes, la probabilidad de licuación es pequeña si el esfuerzo de confinamiento es mayor de 20 — ton/m<sup>2</sup>.

d).- La Magnitud del Esfuerzo Repetido. Las evidencias de campo y los resultados de pruebas de laboratorio, per

miten considerar el que a medida que aumenta la magnitud del esfuerzo repetido, la probabilidad de licuación de un suelo granular crece.

e).- Número de Ciclos de Esfuerzo. Todos los estudios de laboratorio indican que en una muestra sujeta a carga repetida con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzo.

Esto se confirmó en Anchorage, durante el temblor de 1964, ya que los deslizamientos ocurrieron después de 90 segundos de iniciado el movimiento.

f).- Estructura. Pyke (1974), Laud (1974 y 1976) y Mullis Et Al (1975), han encontrado que el método de preparación de la muestra (estructura), afecta la relación de esfuerzos  $(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_3})$ , que provoca la licuación hasta en un 200%.

g).- Lapsos de Esfuerzo Sostenido. Basándose en algunos resultados de pruebas de laboratorio, se llega a suponer que el efecto de la edad del depósito es un factor importante.

h).- Historia Previa de Deformaciones. Las características de licuación de las arenas, son influenciadas por la historia previa de deformaciones, fué enunciado por Finn Et Al en 1970 y añadió:

"La dependencia de la resistencia a la licuación para una arena con la historia de deformaciones, conduce -

a la conclusión de que la resistencia de un depósito no puede ser determinada en una forma confiable mediante - el ensaye de muestras formadas en el laboratorio, aún - cuando se tenga la misma relación de vacíos que el depó- sito. Parece que la resistencia a la licuación sólo pue- de ser confiablemente determinada en muestras inaltera- das".

Seed Et Al (1975) comprobó por medio de pruebas de laboratorio a las arenas, que el efecto de la historia sísmica es incrementar considerablemente la resistencia a la licuación.

2.5.5. Trabajos Experimentales.- Para determinar las -- propiedades dinámicas de los suelos en el laboratorio, - se han desarrollado varias técnicas que inducen deforma- ciones de diversas magnitudes en el espécimen de suelo.

Los ensayos para determinar las propiedades dinámi- cas de los suelos serán brevemente expuestas y son las siguientes:

- a) Torsion Cíclica
- b) Triaxial
- c) Triaxial Cíclica
- d) Corte Simple Cíclico
- e) Pulsos
- f) Mesa Vibradora.

a).- Torsión Cíclica. La prueba de la torsión cíclica -

sirve para determinar principalmente el módulo de rigidez al corte ( $G$ ) y la relación de amortiguamiento ( $\lambda$ ) - respecto al crítico de muestras de suelo, analizando la influencia que tiene en ellas; el estado de esfuerzos, la magnitud de deformación angular y la relación de vacíos. Existen dos maneras de efectuar la prueba, una -- con el aparato de torsión libre del Dr. Zeevaert y la -- otra con el aparato de columna Resonante.

b).- Triaxial. Las pruebas de tipo triaxial juegan un papel de vital importancia en la determinación de algunas propiedades de los suelos y para ampararlo basta -- mencionar que Castro (1969), obtuvo a partir de resultados de pruebas triaxiales consolidadas - no drenadas -- con medición de presión de poro, una curva de estado -- crítico en la cual se pudo apreciar el concepto de relación de vacíos crítica para suelos granulares.

A. Casagrande indica que si por ejemplo se tiene arena muy compacta (densa) y una arena muy suelta y ambas se deforman, la primera tiende a aumentar su relación de vacíos y la segunda a disminuirlo, existiendo la posibilidad de que después de una cierta deformación ambos materiales coincidan en su relación de vacíos, es -- decir que a partir de dicha relación de vacíos (Relación de Vacíos Crítica) común, el comportamiento de ambas arenas tiende a ser plástico y por lo tanto la posibilidad de licuarse es mayor. En la gráfica de la figura 32b

se observan los comportamientos de ambas arenas.

c).- Triaxial Cíclica. Esta prueba consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a la presión confinante deseada. Posteriormente se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado) o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida a la frecuencia deseada. En esta prueba se pueden medir, entre otros, parámetros tales como: presión de poro, fuerza inducida al espécimen, su deformación, el módulo secante dinámico de Young  $E$ , el valor del módulo de cortante y el porcentaje de amortiguamiento crítico.

d).- Corte Simple Cíclico.- Con el objetivo principal de lograr mayor aproximación en los resultados obtenidos en las pruebas de la cámara triaxial, se desarrolló la prueba de corte simple, y ésta consiste en aplicar una fuerza cortante cíclica a una muestra de suelo, cilíndrica o de sección rectangular, envuelta con una membrana, que a su vez es confinada por un resorte plano (Slinky) o un recipiente de paredes móviles.

e).- Pulsos. Este ensaye consiste en propagar una onda de corte o compresional a través de un espécimen cilíndrico de suelo. El ensaye se puede hacer aplicando presión confinante a la muestra de suelo. En la base y la tapa del espécimen se colocan cristales piezoeléctricos. Estos cristales tienen la propiedad de que al ser exci-

tados eléctricamente producen un movimiento mecánico y viceversa. Dependiendo de la posición de los cristales se producen ondas de cortante o compresionales. La prueba se lleva a efecto excitando con un pulso eléctrico - de muy alta frecuencia los cristales de la tapa del espécimen, lo cual provoca una onda que viaja en el interior de la muestra de suelo, al llegar a la base del espécimen, los cristales piezoeléctricos de ésta, se excitan mecánicamente y responden generando a su vez un pulso eléctrico. Ambas señales eléctricas, de entrada y de salida, se registran en un osciloscopio, de esta manera se conoce el tiempo transcurrido entre el pulso de entrada y el de salida,  $\Delta t$ . Con este dato y la longitud de la muestra de suelo,  $L$ , se obtiene la velocidad de propagación en el suelo del tipo de onda generado.

f),- Mesa Vibradora. La prueba consiste esencialmente - en colocar un recipiente o caja con arena saturada, sobre una mesa vibradora y medir la aceleración de la mesa a la cual ocurre la licuación.

Whitman (1970) menciona los factores que afectan los resultados y su influencia en la interpretación de los mismos:

- 1.- Frecuencia de Vibración
- 2.- Duración de Vibración
- 3.- Tamaño y geometría del Recipiente
- 4.- Características de Deformación del Recipiente

- 5.- Método de Colocación de la Muestra
- 6.- Control del Drenaje
- 7.- Aparatos de Medición de Deformaciones
- 8.- Presión Confinante.

En la tabla 3 se presentan los métodos recomendables para determinar las propiedades de los suelos y los tipos de ensaye.

Tabla 3 Determinación de las propiedades del suelo de interés en un análisis dinámico.

Propiedad	Tipo de ensaye	Tipo de suelo	Método de Prueba recomendable.
Módulo de cortante G	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Lab.	Cualquiera	Triaxial, corte simple, columna resonante.
Amortiguamiento	Lab.	Cualquiera	Triaxial, Columna Resonante.
Relación de Poisson,	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Lab.	Cualquiera	Triaxial, normalmente se estima.
Resistencia estática.	Lab	Cohesivo	Compresión no-confinada
Compacidad Relativa	Campo Lab	Granular Granular	Penetración Estándar "Muestra inalterada" - si es posible.

2.5.6.- Métodos Para Evaluar la Susceptibilidad a la Liquefacción de los Suelos. En los puntos anteriores se han

descrito propiedades, fenómenos y efectos de los suelos granulares, pero hasta el momento no se ha mencionado - ningún método que permita evaluar la susceptibilidad de los suelos a sufrir licuación. Los conocedores del tema han dedicado gran parte de su valioso tiempo a la inves tigación de métodos de predicción y técnicas de ensaye sin llegar a ponerse de acuerdo, de tal manera que existen interpretaciones diferentes y contradictorias de — los hechos experimentales.

Los métodos se pueden clasificar en tres grupos:

a).- Métodos Empíricos

b).- Métodos Semiempíricos

c).- Métodos Numéricos

a).- Métodos Empíricos. Son los que utilizan las eviden cias de campo de una manera comparativa con las condi— ciones del sitio que se desea analizar. Dentro de este grupo se pueden enlistar los siguientes cuatro métodos:

1.- Criterio Del WES (Waterways Experimental Station)

2.- Criterio de Florin e Ivanov

3.- Criterio de Kishida

4.- Criterio de Oshaki

b).- Métodos Semiempíricos o Simplificados. Estos pro— cedimientos además de basarse en la información de campo hace uso de los resultados de pruebas de laboratorio efectuadas a muestras que se suponen representativas.

Debido a la importancia asignada a estos métodos, se

tratarán de exponer brevemente dos de ellos que son los de mayor utilidad:

I.- Método de Seed e Idriss. La base principal del método, es la comparación de los esfuerzos inducidos por el sismo con los que provocan licuación del suelo, permitiendo determinar la susceptibilidad de un suelo a sufrir este fenómeno. Para evaluar los esfuerzos inducidos "in situ", debe contarse con el acelerograma del sismo de diseño, la estratigrafía y las propiedades índice y mecánicas de los suelos, también se evalúan los esfuerzos que pueden provocar licuación mediante pruebas de laboratorio, tanto triaxiales como de corte simple, con esfuerzos repetidos, o bien, se estima con gráficas de diseño obtenidas por Seed e Idriss.

El esfuerzo cortante máximo ( $\tau_{\text{máx.}}$ ) a una profundidad  $z$ , conocida la aceleración máxima ( $a_{\text{máx.}}$ ) en la superficie del terreno y suponiendo que la masa de suelo se comporta como un cuerpo rígido, se calcula mediante la expresión:

$$\tau_{\text{máx.}} = \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx.}}$$

donde:

$a_{\text{máx.}}$  = aceleración máxima en la superficie del terreno.

$\gamma z$  = Presión vertical total a la profundidad  $z$

$g$  = Aceleración de la gravedad

$\tau_{\text{máx.}}$  = Esfuerzo cortante máximo a la profundidad  $z$ .

Pero, como el terreno es deformable, en general se tendrá que:

$$\tau_{\text{máx.}} = \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx.}} \gamma_d$$

siendo  $\gamma_d$  un factor de corrección, para dar cierta flexibilidad al suelo, menor que 1.

Como se puede ver en la figura 34 el valor de  $\gamma_d$  cae dentro de este intervalo que fue analizado para varios sismos en sitios que presentan un estrato de arena en los 15 m. superiores.

Seed e Idriss proponen calcular el esfuerzo cortante promedio  $\tau_p$ , que para un número determinado de ciclos, produce el mismo efecto que el sismo, con la expresión:

$$\tau_p = 0.65 \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx.}} \gamma_d$$

La siguiente tabla muestra el número de ciclos significativos para pruebas y cuyo comportamiento del material dependerá de la duración del sismo.

magnitud del sismo	No. de ciclos significativos N
7	10
7 1/2	20
8	30

Previamente a la realización de pruebas de laboratorio, es preciso conocer la compacidad relativa del material "in situ". En la figura 35 se presenta una gráfica - modificada por Seed e Idriss que permite conocer dicha compacidad relativa.

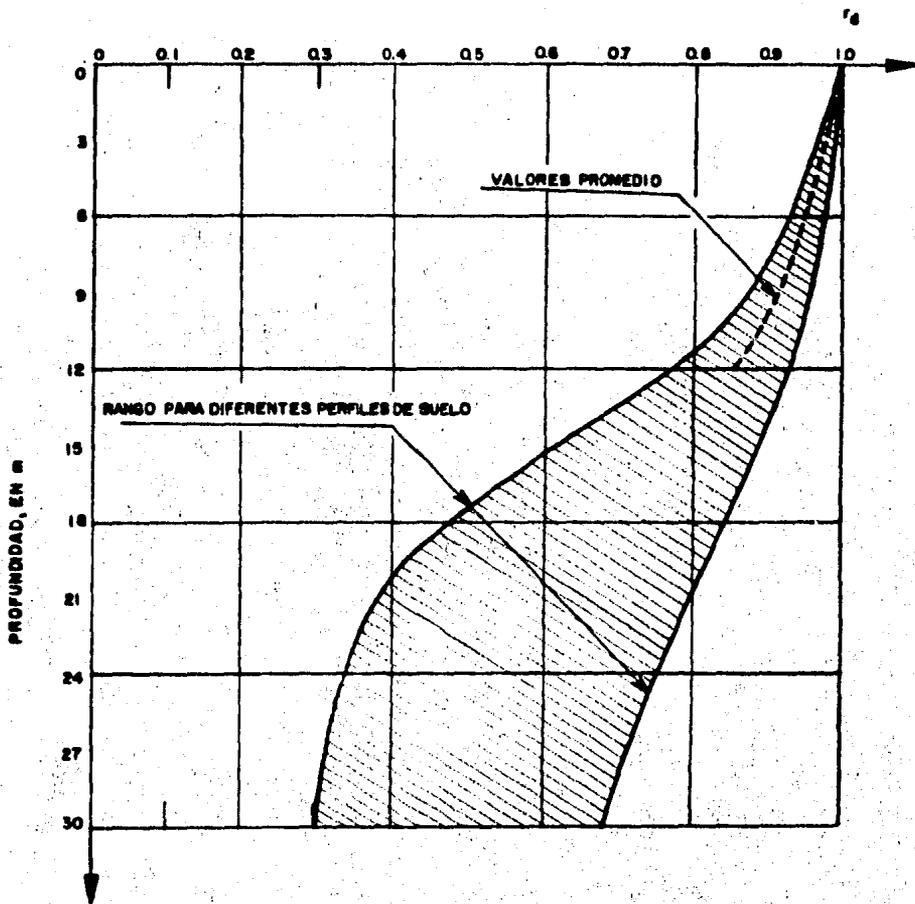


FIG. 34 RANGO DE VALORES DE  $r_d$  PARA DIFERENTES PERFILES DE SUELO

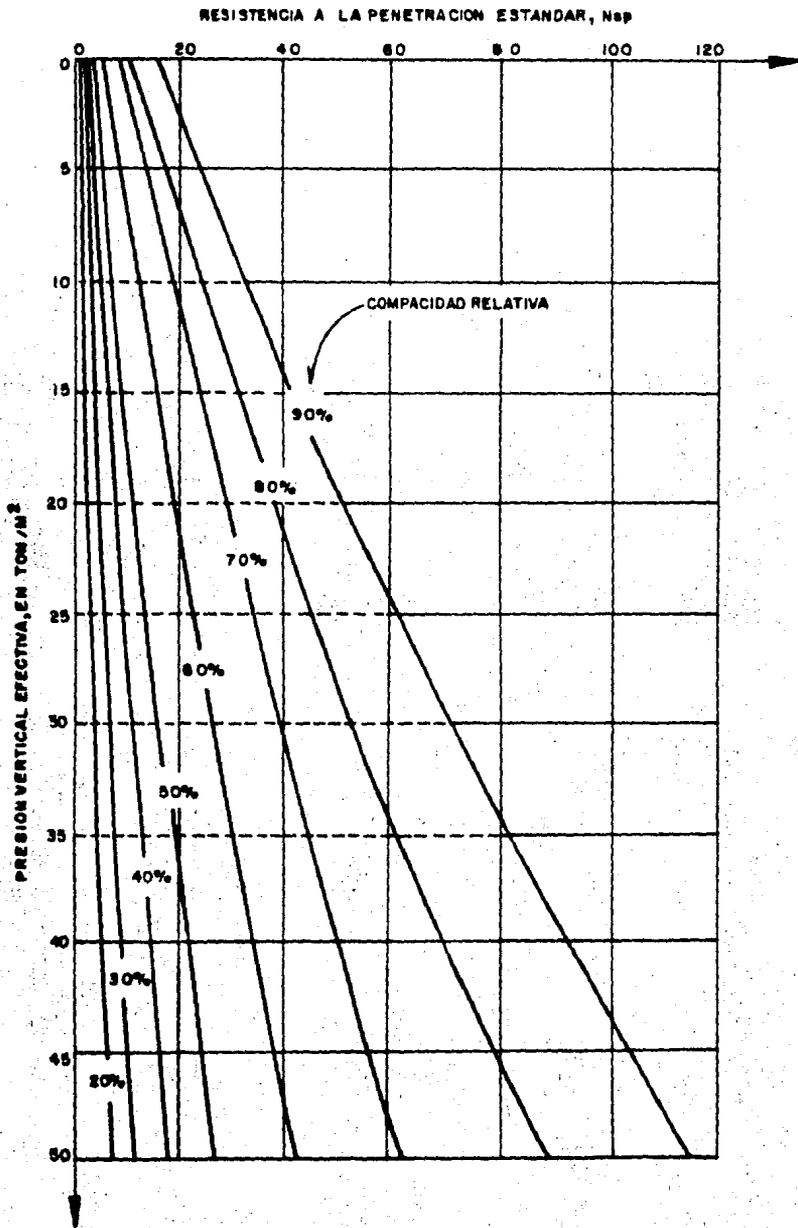


FIG. 38 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION, COMPACIDAD RELATIVA Y PRESION VERTICAL (SEED & IDRESS, 1956)

Los esfuerzos que provocarán la licuación en un suelo a una compacidad relativa dada, se pueden deducir en forma aproximada de los experimentos llevados a cabo — por diversos investigadores, tanto en cámaras triaxiales como en aparatos de corte simple.

Tomando en cuenta que el esfuerzo más significativo, en la licuación de un suelo bajo la acción de un temblor, es el esfuerzo cortante actuante en el plano horizontal; la prueba de corte simple es la que mejor asemeja las condiciones de deformación "in-situ". Es por tanto importante correlacionar los resultados anteriores, obtenidos en cámaras triaxiales, con los obtenidos en pruebas de corte. Las investigaciones llevadas a cabo por Seed e Idriss, permitieron concluir que para fines — prácticos:

$$\left( \frac{\tau_{xy}}{y} \right) \text{ corte simple} \quad C_0 \left( \frac{\sqrt{dc}}{2\sqrt{v_c}} \right) \text{ triaxial}$$

en que  $C_0$  depende de la compacidad relativa

Comparando los esfuerzos producidos en el terreno — por un temblor y los esfuerzos que el material es capaz de soportar, es posible determinar si el suelo presentará o no el fenómeno de licuación, para las condiciones particulares supuestas.

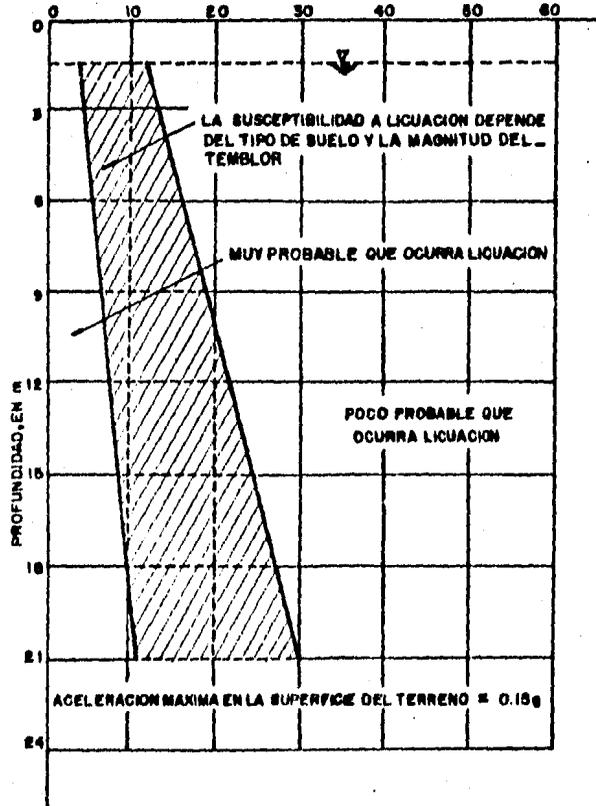
Seed e Idriss presentan un procedimiento simplificado que permite aplicar el método anterior en forma expedita mediante gráficas de penetración estándar contra —

la profundidad, elaboradas para 2 profundidades típicas del nivel freático y para 2 aceleraciones máximas del terreno, figuras 36 y 37 . En estas gráficas se delimitan tres zonas: una en la cual no habrá licuación; - - otra en la que podría o no presentarse licuación, dependiendo de las características granulométricas del material y de la magnitud del temblor; y la tercera en la cual es muy probable que el material se licúe. Las fronteras entre las zonas anteriores se determinaron para una compacidad relativa de 50% y corresponden a condiciones extremas en cuanto al número de ciclos razonable ( $N_{sp} = 10$ ) combinado con la granulometría del material menos susceptible a la licuación ( $D_{50} = 2$  mm); la frontera a la derecha de la cual se dice no habrá licuación se obtuvo combinando el máximo número de ciclos razonable ( $N_{sp} = 30$ ) con la granulometría del material más susceptible ( $D_{50} = 0.074$  mm);

II.-Método de Casagrande. El método consiste de los siguientes pasos:

1.- Se ejecutan pruebas triaxiales con aplicación de carga monotónica (o cíclica, dependiendo de la compacidad relativa de la arena), en muestras inalteradas labradas de bloques obtenidos manualmente, y se determina su respuesta. De preferencia las pruebas deben ejecutarse en un equipo que disponga de extremos lubricados y los especímenes deben estar consolidados con una rela-

RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (Nep)



RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (Nep)

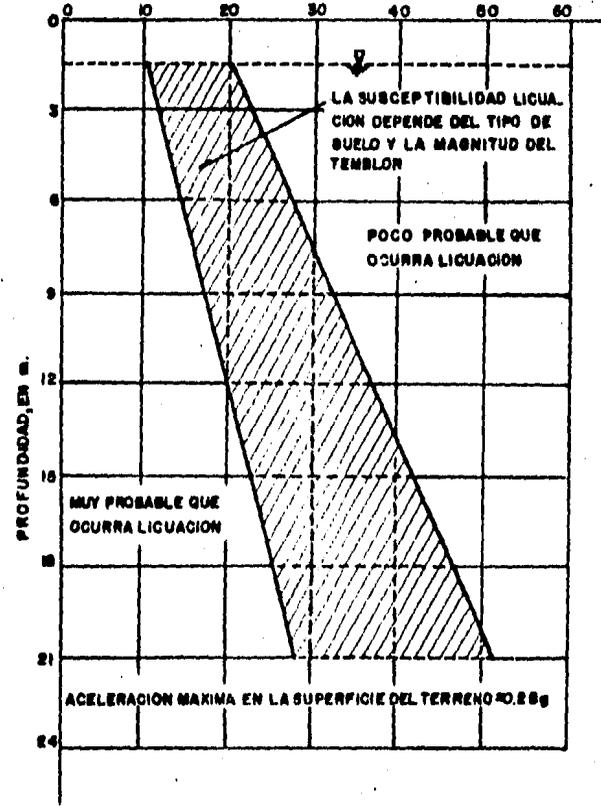
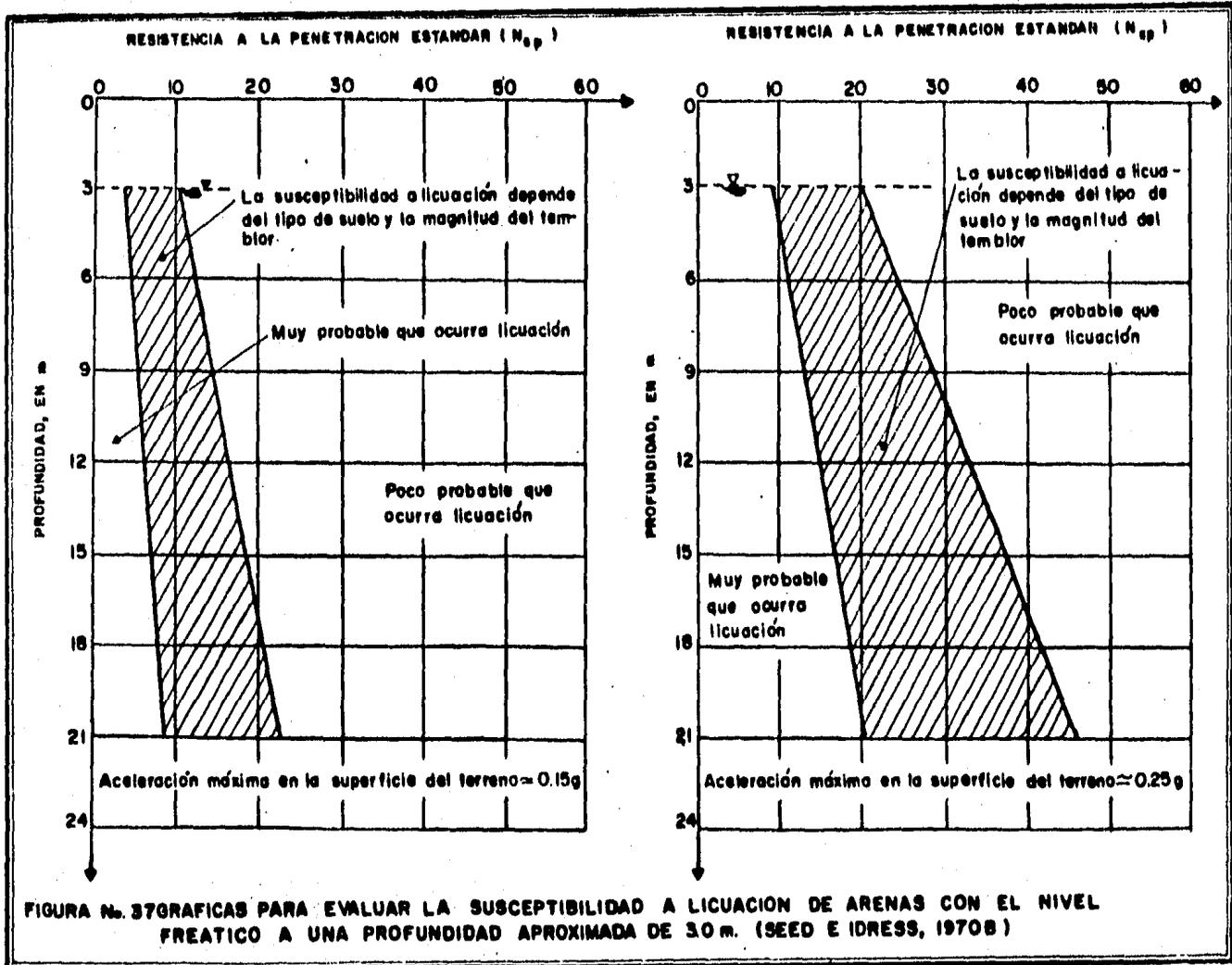


FIG. 36 GRAFICAS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LIQUACION DE ARENAS CON EL NIVEL FREATICO A UNA PROFUNDIDAD APROXIMADA DE 1.5 m. (SEED E IBRESS, 1970b).



ción de esfuerzos principales de 2.

2.- Se determina la línea de estado crítico, línea  $e_p$ , si es que los resultados de las pruebas lo permiten.

3.- A partir de pruebas de compresión unidimensional, - se estiman las combinaciones de esfuerzos efectivos y - compacidad relativa (relación de vacíos) susceptibles - de desarrollarse en el campo.

4.- Se compara la posición de los puntos estimados en - el paso anterior con la posición de la línea  $e_p$ . Los - puntos situados arriba y a la derecha de la línea  $e_p$  - son susceptibles de experimentar licuación. Puntos si- - tuados a la izquierda de y sobre la línea  $e_p$ , no son sus- - ceptibles de experimentar licuación.

5.- En suelos no susceptibles de experimentar licuación por su posición en relación con la línea  $e_p$ , es posible estimar el incremento de presión de poro inducido por - la aplicación de cargas cíclicas para un cierto número de ciclos. A. Casagrande estima que el número de ciclos necesario para inducir presiones de poro superiores al 50% de la presión de confinamiento "in situ", es superior a cuatro veces el número de ciclos observados en el laboratorio (valor a partir del cual la influencia del fe- - nómeno de movilidad cíclica en los resultados es muy - importante).

6.- Si se requiere una estimación de las deformaciones inducidas por carga cíclica en el campo, es necesario -

ejecutar mediciones precisas de las deformaciones en el laboratorio, hasta que la presión de poro alcance el 50 % de la presión de confinamiento, y utilizar estas mediciones como una guía de las posibles deformaciones "in-situ", teniendo en cuenta que solo una fracción de las deformaciones medidas en el laboratorio son causadas — por el mecanismo que controla el desarrollo de presiones de poro y deformaciones en el campo.

c).- Métodos Numéricos. Son métodos de análisis basados en el cálculo de la respuesta del terreno por medio de modelos numéricos sujetos a cargas sísmicas. Existen — gran cantidad de modelos, en uso los cuales difieren — entre sí en:

- 1).- La hipótesis de partida
- 2).- La representación de las relaciones esfuerzo-deformación
- 3).- La generación de la presión de poro
- 4).- Los métodos para integrar las ecuaciones de movimiento.

De los modelos que se encuentran en uso actualmente podemos citar los siguientes:

- a).- Modelos Desarrollados en la Universidad de California Berkeley.
- b).- Modelo Desarrollado en la Universidad de Michigan, Ann Arbor.
- c).- Modelo Desarrollado en la Universidad de British -

Columbia, Vancouver.

2.5.7. Procedimientos para Estabilizar Depósitos de Arena Susceptibles de Licuarse. Falta indicar ahora que recomendaciones prácticas se pueden hacer para evitar la licuación, conocida la susceptibilidad:

- 1.- Eludir la zona
- 2.- Aumentar la compacidad relativa ( $C_r$ ) → Densificación
- 3.- Facilitar la disipación de la presión de poro → Drenar.

Se propone para aumentar la compacidad relativa el método de Vibroflotación, que es una técnica que consiste en la aplicación simultánea de flujo de agua a presión y vibración.

El equipo consiste en un vibroflot, una grúa, un sistema de bombeo, una fuente de potencia y un cargador frontal.

Las dimensiones aproximadas del vibraflot (componente principal del sistema) son:

diámetro	15"
longitud	6'
peso	2 ton.
fuerza centrífuga horizontal	10 ton.

El sistema de bombeo requiere entregar un gasto de 80 gpm a una presión de 80 psi. La velocidad aproximada de densificación es de 30 cm/min., el área de in-

fluencia tiene un radio de 2.7 m.

#### Pilotes de Compactación.

Los pilotes de compactación son hincados con el propósito de densificar arenas sueltas mediante dos efectos:

- a).- Desplazamiento de material de un volumen igual al del pilote.
- b).- Vibración debida al hincado.

En este procedimiento generalmente se usan tubos metálicos llenos de material granular compacto que tienen una tapa falsa en la punta que permite su extracción -- una vez que se alcanza la profundidad deseada.

El efecto de la densificación se extiende de 3 a 4 diámetros, lateralmente y de 2 a 3 diámetros en la punta.

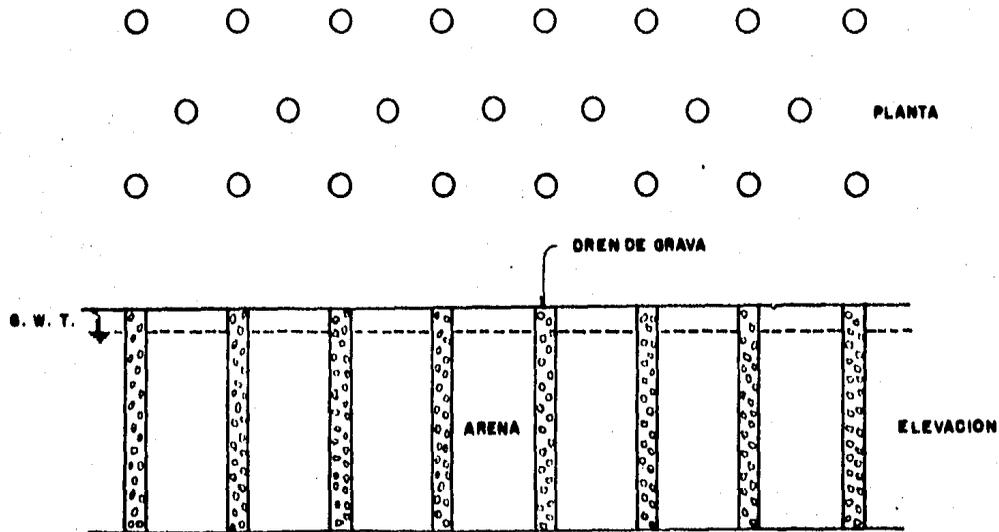
En el tercer grupo, el objetivo es facilitar la disipación de la presión de poro generada mediante un sistema de drenaje eficiente.

#### Drenes Verticales de Grava.

Como se dijo anteriormente, si la presión de poro generada por carga cíclica puede ser disipada tan rápidamente como es generada, entonces el peligro de licuación puede ser evitado.

Por tanto, un procedimiento para estabilizar un depósito susceptible de licuarse, es instalar un sistema de

drenes de grava como podrían ser, pozos de oscilación o zanjias drenantes, según figura 38.



SISTEMA DE DRENES DE GRAVA

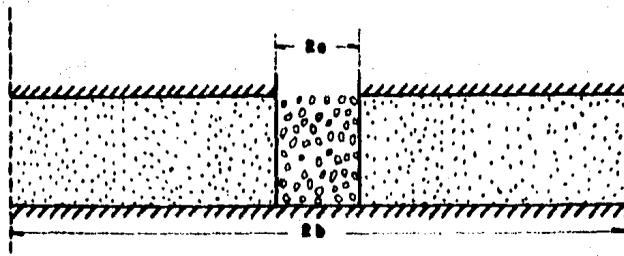


FIG. 30 DREN DE GRAVA CON DRENAJE RADIAL UNICAMENTE

## CAPITULO No. 3

### Ejemplos

#### 3.1. Introducción

Los efectos de los temblores sobre las construcciones dependen en gran parte de la intensidad de los mismos. En general puede afirmarse que ningún tipo de construcción humana puede resistir un sismo de grado doce en la escala internacional de intensidades.

Los terremotos producen grandes cambios morfológicos y estructurales en la superficie terrestre, como: deslizamientos, hundimientos, grandes corrimientos de tierras, elevaciones del suelo, reactivación y formación de fallas, cambios en el curso de corrientes fluviales y destrucción en los grandes núcleos urbanos con la consecuencia irreparable de pérdidas humanas.

Con el fin de dar un mayor énfasis a los devastadores efectos de un sismo, se presentan a continuación una serie de ejemplos de daños, de diferentes sismos y en diferentes lugares.

#### 3.2. Sismo de San Francisco en 1957.

Las condiciones de los suelos, por lo general, varían de un lado a otro, como es el caso de la ciudad de San Francisco, condición que influye en la evaluación del riesgo sísmico y esto quedo de manifiesto en el sismo -

de 1957, del cual haremos una breve reseña aquí, para dar mayor énfasis de que los espectros de respuesta que se obtengan en un lugar definido a veces no sirven para otro localizado a unos cuantos metros de él, debido a las condiciones, características, propiedades y la gran heterogeneidad que los suelos presentan en la mayoría de los casos.

En la figura 39 se puede observar que la aceleración próxima medida para el mismo sismo en diferentes puntos de la ciudad, localizados a distancias prácticamente si milares de la zona de liberación de la energía; en algunos casos, varían hasta en más de un 100 %.

Con lo que se ha visto en este trabajo, ahora resulta obvia la explicación de lo que sucedió en el sismo de San Francisco. El factor que explica la diferencia de aceleraciones es el tipo de suelo (SEED), sus diferentes características y propiedades. En la zona de arcillas la aceleración máxima medida fue bastante menor — que en la zona en donde prevalecen suelos arenosos, obviamente el período de oscilación en los dos sitios es distinto y por lo tanto el riesgo sísmico de una misma estructura construida en ambos sitios es también distinta.

Seed e Idriss, Hizada, Nakagawa e Izumi, muestran — una serie de espectros de respuesta sísmica; cuatro corresponden a movimientos registrados en la misma ciudad, durante el mismo sismo; los otros dos corresponden a —

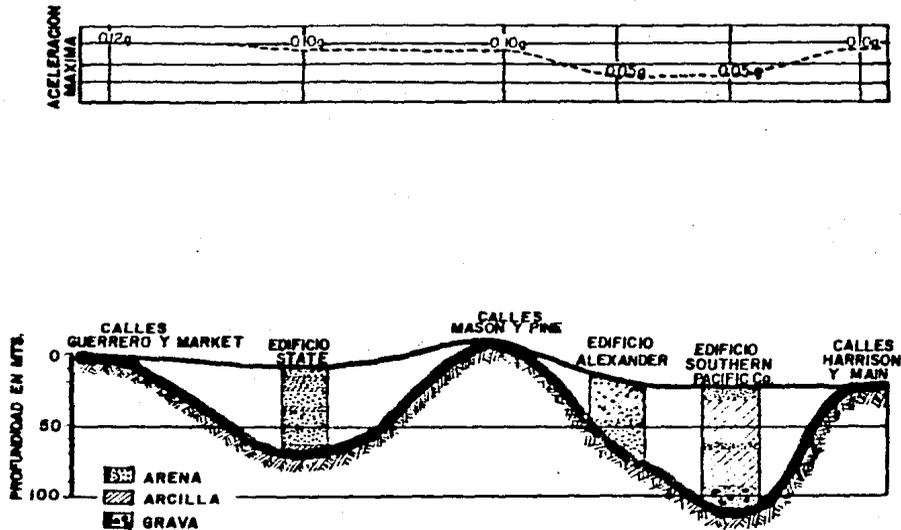


Fig. 39 Características de los Suelos y Aceleraciones Máximas en el Sismo Registrado en San Francisco (E.U.) en 1957

sismos de magnitudes similares, y todos se obtuvieron - en sitios bastante alejados de los epicentros. En la -- figura 40 se ilustran los espectros; se indican en ella las características de los suelos que aparecen en los - lugares de medición; los espectros se han ordenado de - manera que al pasar de uno a otro, la rigidez del perfil de suelos en cada sitio va disminuyendo relativamente - al ir apareciendo espesores mayores de suelos finos. De la figura se tiene que a medida que la rigidez de los - suelos va disminuyendo, el período al que se presenta la aceleración máxima aumenta, tal como indica la siguiente tabla:

Lugar de Medición	Período en el que se Desarrolla - la aceleración Máxima.
A	0.3 segundos
B	0.5 segundos
C	0.6 segundos
D	0.8 segundos
E	1.3 segundos
F	2.5 segundos

Observando la figura 40 y en la tabla, se tiene que en los perfiles de suelos rígidos, la aceleración máxima tiende a suceder para períodos relativamente pequeños - de 0.4 a 0.5 segundos, lo que pudiera indicar que en --

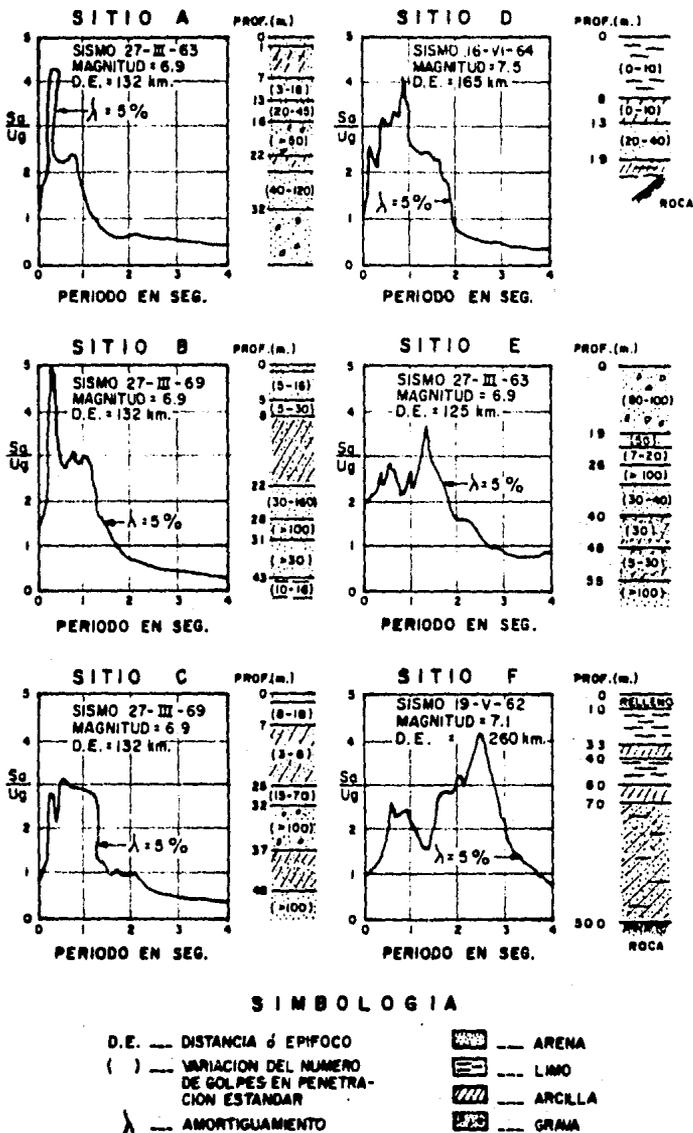


FIG. 40 EFECTO DE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO SOBRE LA FORMA DEL ESPECTRO RESPUESTA

esos sitios las máximas aceleraciones serán inducidas - en estructuras relativamente rígidas; recordando que el período de oscilación de una estructura en segundos es aproximadamente igual al cociente que resulta de dividir el número de niveles de la estructura entre 10, por ejemplo de menos de 5 o 6 niveles con estructuración común. En cambio en los perfiles de suelos mas flexibles el período fundamental, es relativamente grande, - de 1.5 a 2.5 segundos, lo que a su vez puede interpretarse como que en esos sitios, la probabilidad de que ocurran daños será mayor en estructuras altas, por ejemplo del orden de 20 a 30 niveles.

### 3.3. Sismo de México en 1957 y Yugoslavia en 1963.

Con el objetivo principal de ejemplificar una vez mas la influencia que tienen las condiciones del suelo en el riesgo sísmico (amplificación del movimiento sísmico, espesores de estratos, consistencia de suelo y rigidez de estructuras) se presentan a continuación dos ejemplos:

La ciudad de México esta situada sobre depósitos aluviales lacustres cuya estratigrafía aquí se presenta:

- Manto Superficial.- son suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres, rellenos artificiales ( $\pm 10.0$  m).
- Formación Arcillosa Superior.- Arcillas volcánicas muy compresibles de consistencia blanda y media, interca

ladas con lentes de arena, su espesor varía entre 15 y 35 m.

- Capa Dura .- Constituida por suelos areno-limosos, -- areno-arcillosos y en ocasiones gravas, en estado compacto. Se encuentra aproximadamente a 33 m. bajo la superficie. Su espesor es irregular, reduciéndose hacia el oriente e incluso llega a desaparecer.

- Formación Arcillosa Inferior.- De características semejantes a las de la formación arcillosa superior, pero más consolidada y por lo tanto menos compresible y más resistente. Contiene estratos de vidrio volcánico y de suelos limo-arenosos compactos. Su espesor esta comprendido entre 6 y 10 m.

- Depósitos Profundos.- Estan constituidos por suelos arenosos finos en estado muy compacto y de cementación variable que en ocasiones contienen lentes de arcilla. En lo que se refiere al nivel freático, éste generalmente se encuentra comprendido entre 2 y 3 m. de profundidad.

El 28 de julio de 1957 la ciudad de México sufrió -- los embates de un sismo con una aceleración máxima del suelo de 50 a 100 Gals (1 Gal = 1 cm/seg<sup>2</sup>). El período predominante del suelo es estimado en 2.5 seg. En esa ocasión el sismo varió su período entre 0.6 y 1.0 seg. y se pudo observar que el edificio de la Torre Latinoamericana (42 niveles) no le sucedio absolutamente nada

mientras que un edificio de poca altura situado en la esquina de Frontera y Alvaro Obregón se colapsó, lo mismo que algunos otros cuyo número de niveles varió entre 6 y 10 pisos, es decir que el período natural de la estructura igualó al del terreno y en consecuencia se desarrolló el fenómeno de resonancia.

Contrario a las condiciones del suelo de la ciudad de México, el suelo de la ciudad de Skopje, Yugoslavia, es extremadamente firme; consistente en un estrato de grava-arenosa cuyo espesor es aproximadamente 10.0 m., depositado sobre un lecho de roca. Durante un sismo en 1963 de intensidad mayor a 200 Gals, la mayor parte de edificios de tabique de menos de cuatro niveles fueron seriamente dañados. Sin embargo los edificios de oficinas y departamentos de 13 a 14 pisos construidos de concreto reforzado no sufrieron daños.

También en México existen evidencias de que durante el sismo de 1959 (Marsal, 1961), un gran tramo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos tuvo desplazamientos verticales y horizontales de importancia. Muchas instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la cimentación y el asentamiento general fue notable después del sismo. Algunos tramos de los muelles cimentados sobre pilotes metálicos de 10 m. de longitud sufrieron desplazamientos apreciables en dirección horizontal. Uno de los muelles se desplazó hacia el río más

de 1/2 m., tales movimientos se han atribuido al fenómeno de licuación en los mantos areno-limosos y limo-arenosos que allí se encuentran entre 0 y 8 m. de profundidad. En vista de las altas relaciones de vacíos y de la granulometría uniforme de dichos suelos, no puede descartarse esta posibilidad.

#### 3.4. Sismos en Holanda.

De 1881 a 1946 se ha informado de 229 deslizamientos que causaron el desplazamiento total de 25 millones de m<sup>3</sup> de arena. En Holanda, a orillas de los numerosos estrechos que existen, ha habido gran cantidad de deslizamientos que han provocado el rompimiento de diques y, por tanto, la inundación de grandes extensiones de terreno.

#### 3.5. Sismo en Chile en 1960.

Durante este temblor en Chile, se formaron extensas zonas de falla. La tierra fue arrastrada hacia el mar a lo largo de la costa de 600 m., llevando consigo todas las estructuras de retención; las paredes del muelle -- con secciones de 5 m. de concreto reforzado, fueron abatidas y luego arrastradas. En este mismo temblor, falló una presa debido a la licuación del suelo de cimentación.

### 3.6. Sismo de Alaska en 1964.

En Alaska, en 1964 (Seed, 1969), se produjo un deslizamiento debido a la licuación del suelo que movió 70 millones de  $m^3$  de material, destruyendo muchas de las instalaciones de la bahía de Anchorage. La superficie del terreno fue completamente devastada por los desplazamientos, produciéndose una nueva superficie irregular. El 40% de las casas y edificios comerciales fueron seriamente dañados debido a las fisuras que se extendían bajo las construcciones.

### 3.7. Sismo de Japón en 1964.

Durante junio de 1964, en Niigata, Japón (Seed y Lee 1966), hubo daños muy graves causados por licuación de la arena. Muchas estructuras se asentaron más de 1.0 m. y se inclinaron notablemente; hubo un edificio que giró  $80^\circ$ , quedando prácticamente tendido en el suelo. Además de estas fallas, hubo otras evidencias físicas de licuación. Poco después del sismo se observó que brotaba agua del suelo por grietas que se formaron, en las cuales llegaron ahundirse casas y automóviles; al mismo tiempo, se veía emerger a la superficie estructuras que debían permanecer bajo el suelo, como fue el caso de un tanque para tratamiento de aguas negras.

Durante este sismo, en la extensa zona licuada se produjeron daños en edificios, puentes, caminos, mue-

lles, vías de ferrocarril, etc. Debido al asentamiento que se produjo, la parte de la ciudad cercana al río -- quedó completamente inundada. Se estima que en este sismo 2,130 edificios sufrieron falla total, 6,200 fueron seriamente dañados y 31,200 sufrieron daños ligeros -- (Seed y Lee, 1967).

Por último en esta sección de ejemplos de daño ocasionado por los sismos en la superficie terrestre, cabe señalar un daño irreparable de gran importancia, como es el del número de muertos y heridos, el cual no caracteriza la importancia de los sismos, pues pueden deberse a causas no relacionadas con su magnitud, como puede ser: la hora en que se produjo (por lo general, los terremotos nocturnos que afectan a zonas habitadas suelen causar muchas más víctimas que los diurnos), el tipo y la calidad de las construcciones existentes en las zonas afectadas, etc. En ocasiones, los incendios que han seguido a ciertos terremotos han causado mayor número de víctimas que el propio sismo, como ocurrió en el que tuvo lugar en Japón en 1923, y que afectó a la ciudad de Kanto.

Se anexa un listado de los terremotos que han producido más víctimas.

Año	Lugar	Victimas
1456	Nápoles (Italia)	30,000
1556	Chen-Si (China)	83,000
1716	Argel (Argelia)	20,000
1755	Lisboa (Portugal)	60,000
1759	Baalbek (Líbano)	20,000
1783	Calabria (Italia)	60,000
1786		
1891	Mino-Owari (Japón)	7,300
1897	Assam (India)	1,500
1905	Kangra (India)	19,000
1906	Formosa (Taiwan)	1,200
1908	Messina (Italia)	82,000
1915	Avezzano (Italia)	30,000
1920	Kansu (China)	180,000
1923	Kwanto (Japón)	140,000
1927	Tango (Japón)	3,000
1933	Santiku (Japón)	3,000
1935	Quetta (Beluchistán)	30,000
1939	Concepción (Chile)	25,000
1939	Erzincan (Turquía)	25,000
1940	Bucarest (Rumania)	1,000
1943	Tottri (Japón)	1,400
1944	San Juan (Argentina)	5,000
1946	Ancash (Perú)	1,500
1948	Fukui (Japón)	5,300

AÑO	LUGAR	VICTIMAS
1948	Turkmenistán (Irán)	3,000
1949	Amabato (Ecuador)	6,000
1951	Jacuape (San Salvador)	4,000
1957	Kurdistán (Iran, Irak y Turquía)	2,000
1960	Agadir (Marruecos)	10,000
1963	Skopje (Yugoslavia)	1,000
1966	Turquía	4,000
1968	Irán noroccidental	30,000
1970	Gediz (Turquía)	3,000
1970	Ferd	50,000
1971	Bingöl (Turquía)	1,000
1971	Shiras (Irán)	5,000
1972	Managua (Nicaragua)	20,000

Listado de Terremotos que han Producido más Víctimas.

#### 4.1. Generalidades

Pese a los avances producidos en las investigaciones sismológicas se esta aún muy lejos de poder predecir — cuando y donde se producirá un terremoto. Tal posibilidad requiere importantes esfuerzos de investigación de carácter internacional. En numerosos países existen servicios sismológicos de investigación que registran en sus estaciones los movimientos sísmicos, incluso los de muy débil intensidad.

En este trabajo varios factores han sido señalados — y discutidos como los causantes de mayor importancia en relación al daño sísmico a las estructuras.

Afin a las condiciones del suelo, algunos de esos — factores ejercitan efectos benéficos mientras que los — otros perjudican, sugiriendo que la combinación de los efectos sería sumamente complicada.

En la figura 41 la tendencia de cada factor es esquemáticamente indicada en relación a la consistencia de — los suelos.

Cuando en un lugar se tiene una estratigrafía de sus los con grandes espesores, se tienen períodos de oscila ción grandes y se requiere construir estructuras altas sobre este tipo de suelos de gran espesor, deberá buscar

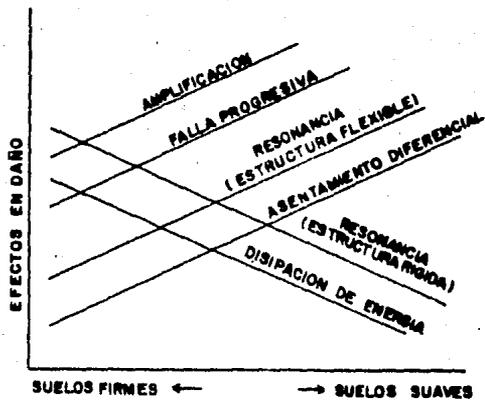


FIG. 41 EFECTOS EN DAÑO SISMICO Y CONSISTENCIA DE SUELOS

se la manera de tener un período de oscilación pequeño lo cual se puede conseguir haciendo más rígida la estructura, lo que nos lleva a considerar los factores de los que depende dicha rigidez que como se recuerda son E, I, L.

E Módulo de elasticidad del material

I Momento de Inercia

L Longitud.

Lo que se ocurre es variar E para aumentar I, lo que lleva a la utilización de materiales más rígidos. En cuanto a I significa incrementar al máximo las plantas o bien utilizar una cimentación que logre aumentar E, para lo cual existe la posibilidad de emplear pilotes unidos estructuralmente al resto de la estructura del edificio. En relación a la longitud L, se tiene que es muy sensible a la rigidez, por lo que cualquier cosa que se ocurra para disminuirla resulta muy efectiva en el incremento de la rigidez.

#### 4.2. Sismicidad.

La estimación de riesgo sísmico se enfrenta a serias incertidumbres que provienen del poco conocimiento -- sobre las relaciones cuantitativas entre geofísica y -- sismicidad, y de la escasez de datos sobre características de temblores intensos en cada región.

Ante la necesidad de formular decisiones de diseño,

es necesario contar con procedimientos que permitan asi milar eficientemente la información significativa procedente de diversas fuentes. Por otra parte, es necesario determinar la influencia que la incertidumbre en la estimación de riesgo debe tener en las decisiones. Ambos objetivos se logran mediante el empleo de la estadística bayesiana. El resultado es un criterio de decisión que incluye simultáneamente las incertidumbres asociadas a la ocurrencia de eventos de un proceso estocástico y al valor de los parámetros de dicho proceso.

En la aplicación formal del teorema de Bayes al problema que interesa, surgen dificultades que provienen de la complejidad de ciertas distribuciones simultáneas de diversos parámetros o de la necesidad de incorporar grupos incompletos de datos. Se establecen simplificaciones que permiten mantener el análisis dentro de límites manejables, a fin de permitir su aplicación a problemas de ingeniería.

#### 4.3. Suelos Granulares.

Refiriéndonos a los suelos más susceptibles de ción (arenas), podemos concluir que serán aquellos cuya estructura sea relativamente sencilla o sea aquellos en donde fácilmente se puedan anular los esfuerzos entre los sólidos y la evaluación de susceptibilidad estará influenciada por el método escogido (se recomienda el -

método Seed e Idriss) y las condiciones con las cuales se determinan los parámetros que intervienen. Las recomendaciones para estabilizar depósitos de arena susceptible de licuación, ya se dieron en el tema de suelos granulares.

#### 4.4. Sistema Suelo-Cimiento-Estructura.

Con el conocimiento de las características sísmicas (módulo dinámico de elasticidad al cortante, la velocidad correspondiente de la onda de cortante, etc.) del lugar y las propiedades dinámicas del suelo, el ingeniero de cimentaciones puede estimar el comportamiento del subsuelo y sus implicaciones en la interacción con la estrutura de cimentación. La respuesta sísmica se calcula para determinar las reacciones totales del suelo sobre la estructura de cimentación, de donde en conjunto con las cargas de la estructura se podrán calcular las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de los elementos estructurales de la cimentación.

Para el diseño de la cimentación es importante conocer la aceleración máxima de la superficie del suelo y las características del espectro de respuesta sísmica, por lo cual su obtención debe ser hecha con mucho cuidado para evitar errores.

Se ha venido comentando que las condiciones del suelo juegan un papel muy importante en las característi-

cas de la respuesta espectral, motivo por el cual, si el diseño espectral para varias condiciones del suelo pudiera ser desarrollado, se estaría uno acercando al criterio ideal para el diseño de resistencia sísmica de estructuras de edificios, o por lo menos, sería un progreso trascendental en el procedimiento de diseño.

La estimación adecuada de un sismo para un lugar en particular es muy importante para el diseño Económico y Seguro de la cimentación y estructura del edificio.

#### 4.5. Diseño Resistente a Sismos.

La frecuente destrucción de ciudades, como Agadir, Skopje, Managua, Caracas etc., por acción de grandes terremotos ha hecho que científicos e Ingenieros, estudien muy seriamente la posibilidad de construir edificios que resistan lo más posible la acción de las ondas sísmicas.

El colapso de los edificios durante los grandes sismos, causa en general un elevado número de víctimas y no son precisamente los terremotos los que causan más muertes, sino las construcciones de los hombres las que los matan.

El problema esta planteado desde varios puntos de vista llegando a la conclusión de que las condiciones locales del suelo tienen efectos importantes en daño sísmico a estructuras. Sin embargo, el problema de como

tomar los efectos dentro de un diseño práctico es todavía una etapa de ensayo con insuficiente información, - surgiendo la necesidad de investigar mejores métodos.

Algunas recomendaciones y requisitos sobre estructuración y construcción antisísmica se presentan a continuación:

- 1.- Se debe proyectar y construir siempre en un suelo - lo más firme posible, evitando zonas de aluviones, gran des pendientes, zonas con grandes espesores de estratos de arena y suelos con importantes filtraciones de agua.
- 2.- Las zonas habitadas deben localizarse lo más lejos posible de fallas activas, cuando esto no pueda evitarse y exista la necesidad de localizar zonas urbanas en zona sísmica se microzonificará desde el punto de vista de la respuesta sísmica esperada del perfil de suelos.
- 3.- Conviene no edificar en zonas de contacto entre for maciones geológicas de diferente naturaleza, ya que du rante los terremotos, en las mismas pueden originarse on das superficiales. Por lo tanto se hace indispensable - el conocimiento de las características mecánicas, estra tigráficas y geológicas de los suelos en la zona en que se pretenda valuar el llamado riesgo sísmico.
- 4.- Se deben proyectar estructuras de poco peso.
- 5.- Sencillez, simetría y regularidad en planta.
- 6.- Plantas poco alargadas.
- 7.- Sencillez, simetría y regularidad en elevación.

8.- Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.

9.- Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales antes que en los verticales.

10.- Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplantará la estructura.

11.- Congruencia entre lo proyectado y lo construido.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Cuando la tierra Tiembla.  
Tazieff H.  
México 1970.
- 2.- Fundamentos de Ingeniería Sísmica.  
N.M. Newmark, E. Rosenblueth.
- 3.- El Hundimiento de la Ciudad de México, Proyecto -  
Texcoco.  
Nabor Carrillo.
- 4.- Memorias de la IX Reunión Nacional de Mecánica de -  
Suelos.  
Mérida, 1978.
- 5.- Memorias de la X Reunión Nacional de Mecánica de -  
Suelos  
Morelia 1980.
- 6.- Licuación de Arenas, Primera Parte.  
Abraham Díaz R., Oscar Weckmann y Rosario Iturbe.  
Instituto de Ingeniería, UNAM, Septiembre, 1973.
- 7.- Memorias del - VI Curso Internacional de Ingeniería  
Sísmica, 1980.
- 8.- Memorias del VIII Curso Internacional de Ingeniería  
Sísmica, 1982.
- 9.- Memorias del X Curso Internacional de Ingeniería --  
Sísmica, 1984.
- 10.- Memorias del III Congreso de Ingeniería Sísmica, --  
1972.
- 11.- Effect of Local Soil Conditions Upon Earthquake - -  
Damage. Ohsaki Y., 1969.
- 12.- Soil Conditions and Building Damage in 1967 Caracas  
Earthquake.  
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divi-  
sion. Proceedings of the American Society of Civil  
Engineers. (1972).
- 13.- Influence of Soil Conditions on Ground Motions Du--  
ring Earthquakes.  
Journal of The Soil Mechanics and Foundations Divi--

sion, ASCE, Vol. 95, N<sup>o</sup> SM 1, p.p. 99-137. Enero -- 1969, Seed, H. Bolton, and Idriss, I.M.

- 14.- Normalized Acceleration Spectra for Earthquakes Recorded By Strong Motions Accelerographs and Their Characteristics Related With Subsoil Condition. BRI Report N<sup>o</sup> 23, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Japón, (1965) Hizada T., Nakagawa, K. e Izumi.
- 15.- Relations Between the Earthquake Damage and the -- Structure of Ground in Nagoya City, Bulletin of the Earthquake, Research Institute, Universidad de Tokyo 1951. Omote, S. y S. Miyamura.
- 16.- Response of Earth Banks During Earthquakes Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE Vol. 93 N<sup>o</sup> XM 3, May, p.p. 61-82, 1967 Idriss, I. M. Seed, H.B.
- 17.- Apuntes de Diseño Estructural Facultad de Ingeniería UNAM.
- 18.- Proyecto UNAM-UNESCO de Investigación en Dinámica - de Suelos. E. Faccioli. Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio 1976.
- 19.- Influencia de las Condiciones Locales en las Características de los Sismos. Sonia Ruiz Instituto de Ingeniería, UNAM., Marzo 1977.
- 20.- Criterios para la construcción de Espectros de Diseño Sísmico. Luis Esteva Maraboto. Instituto de Ingeniería, UNAM, Octubre, 1968.
- 21.- Consideraciones Prácticas en la Estimación Bayesiana de Riesgo Sísmico. Luis Esteva Maraboto. Instituto de Ingeniería, UNAM. Abril, 1970.
- 22.- Manual de Diseño por Sismo. Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería, UNAM., Julio, 1977
- 23.- Diseño Sísmico de Presas de Tierra y Enrocamiento -

Daniel Resendiz, Emilio Rosenblueth y Enrique Mendo  
Za.  
Instituto de Ingeniería, UNAM, CFE, 1978

24.- Notas de la Clase de "Problemas de Geotecnia del —  
Ing. Gabriel Moreno Pecero, Facultad de Ingeniería,  
UNAM.