



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**TÓPICOS DE DINÁMICA DE SUELOS
Y SU APLICACIÓN**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

LUZ MARÍA PIÑA MEJÍA



M.I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO.

MÉXICO, D.F.

Marzo 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/023/04

Señorita
LUZ MARÍA PIÑA MEJÍA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. REGINALDO HERNÁNDEZ ROMERO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

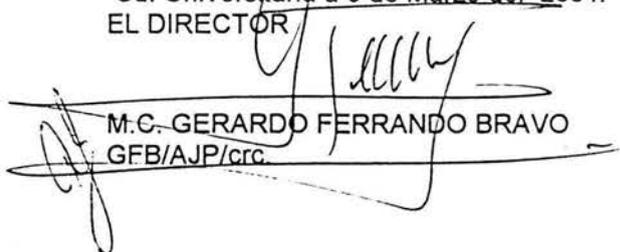
"TOPICOS DE DINÁMICA DE SUELOS Y SU APLICACIÓN"

- INTRODUCCIÓN
- I. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA
 - II. PROPIEDADES DINÁMICAS
 - III. LICUACIÓN DE ARENAS
 - IV. RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN
 - V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 9 de Marzo del 2004.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc



Hoy quisiera decir tantas cosas y sin embargo las palabras se agolpan una a una en mi mente sin encontrar una frase que complete la que de mi corazón nace, aquella que pueda transmitir la alegría y gratitud que siento al concluir esta importante fase de mi vida. Por ello y tratando de expresar estos sentimientos, dedico este trabajo:

A Dios:

Por permitirme llegar a una de las metas más importantes de mi vida, porque cuando sentía que no podía más siempre estuviste tú.

A mis padres : Lourdes M.R. Y Leobardo P.L. con cariño y respeto:

Por la confianza y amor brindados, porque siempre serán mi orgullo.

A mis hermanos Rubén, Martín, José Juan, Rafael, Daniel y Francisco Javier:

Porque impulsaron mis sueños con su cariño y confianza, contando con ustedes en todo momento para apoyarme.

A mi hermana Mony:

Porque de ti sólo recibí apoyo y cariño incondicionales, porque siempre creíste en mí a pesar de todo, porque este éxito es de las dos y sin ti no hubiese sido posible.

A Rodrigo Ramírez C. con amor y respeto:

Por tu amor, confianza y apoyo durante este trabajo. Por la maravilla de tenerte a mi lado compartiendo la vida.

Al M.I. Reginaldo José Hernández Romero con toda mi admiración:

Por su capacidad de darse, por la paciencia al apoyarme, por el tiempo y experiencias compartidas, por ser siempre mi ejemplo y por haber confiado en mí.

LUZ MARÍA PIÑA M.



TÓPICOS DE DINÁMICA DE SUELOS
Y SU APLICACIÓN



L. M. P. M.



INTRODUCCIÓN.....	6
1. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA.....	1
1.1 TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS.....	7
1.2 REGISTRO DE UN SISMO.....	9
1.3 LOCALIZACIÓN DE UN SISMO.....	10
1.4 TAMAÑO DE UN TEMBLOR.....	11
1.5 ZONIFICACIÓN GEOSISMICA.....	14
1.6 SISMICIDAD EN MÉXICO.....	15
1.7 REGIONALIZACIÓN GEOSÍSMICA.....	17
1.8 PELIGRO SÍSMICO ACTUAL EN EL PAÍS.....	20
2. PROPIEDADES DINÁMICAS.....	21
2.1 PRUEBAS DE CAMPO.....	25
2.1.1 NIVELES BAJOS DE DEFORMACIÓN.....	25
2.1.1.1 Pruebas geofísicas.....	25
2.1.1.2 Prueba de Refracción y Reflexión.....	27
2.1.1.3 Prueba de sonda suspendida (in hole).....	31
2.1.1.4 Pruebas de Pozos. Cross- Hole (pozos cruzados) y Down-Hole (pozo abajo).....	34
2.1.1.5 Prueba de cono sísmico.....	36
2.1.2 NIVELES ALTOS DE DEFORMACIÓN.....	41
2.1.2.1 Prueba de penetración estándar (SPT).....	41
2.1.2.2 Prueba de Penetración de cono (CPT).....	46
2.1.2.3 Prueba de Dilatómetro (Dilatómetro de Marchetti DMT).....	52
2.1.2.4 Prueba del Presuriómetro.....	57
2.3 PRUEBAS DE LABORATORIO.....	58
2.3.1 Prueba De Pulsos Ultrasónicos.....	58
2.3.2 Prueba de Péndulo de Torsión.....	60
2.3.3 Prueba de Columna Resonante.....	62
2.3.4 Prueba Triaxial Cíclica.....	64
2.3.5 Prueba de Corte Cíclica.....	65
3. LICUACIÓN DE ARENAS.....	67
3.1 ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....	68
3.1.1 A PARTIR DE OBSERVACIONES DE CAMPO.....	68
3.1.1.1 Tipos de Fallas.....	70
3.1.1.2 Algunas Observaciones del Fenómeno de Licuación.....	75
3.1.2 A PARTIR DE OBSERVACIONES DE LABORATORIO.....	78
3.1.2.1 Densificación por Carga Cíclica.....	78
3.1.2.2 Generación de Presión de Poro Durante Carga Cíclica no Drenada.....	79
3.2 POTENCIAL DE LICUACIÓN A PARTIR DE ENSAYES DE CAMPO.....	83
3.3 VELOCIDAD DE ONDAS S PARA ESTIMAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	86
3.4 LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS.....	90



3.5	RELACIÓN ENTRE ENSAYES DE CAMPO Y DE LABORATORIO.....	90
3.5.1	Correlaciones Entre Ensayes de Campo y Laboratorio.....	90
3.5.2	MÉTODOS MIXTOS.....	91
3.5.2.1	Resistencia a la Penetración y Resistencia en el Estado Estable.....	91
3.5.2.2	Resistencia de Punta y Parámetro de Estado ϕ_A	92
3.6	DISMINUCIÓN DEL RIESGO DE LICUACIÓN.....	93
3.6.1	COMPACTACIÓN DINÁMICA O DE IMPACTO.....	93
3.6.2	VIBROCOMPACTACIÓN.....	93
3.6.3	VIBROFLOTACIÓN.....	94
3.6.4	VIBRODESPLAZAMIENTO.....	95
3.6.5	DRENES VERTICALES.....	95
3.6.6	INYECCIÓN DE MEZCLAS (JET GROUT).....	96
3.6.7	EXPLOSIONES.....	96
3.6.8	PRECARGA.....	96
3.6.9	REEMPLAZO.....	97
4.0	RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN.....	98
4.1	CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA MURO- SUELO.....	98
4.2	EXCITACIÓN SÍSMICA.....	99
4.3	RESEÑA CRÍTICA DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	100
4.4	CLASIFICACIÓN DE LOS MUROS.....	103
4.5	COEFICIENTES SÍSMICOS.....	106
4.6	RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN.....	106
4.7	COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DE RETENCIÓN DURANTE SISMOS.....	107
4.8	MÉTODO DE MONONOBE –OKABE.....	110
4.8.1	CONDICIÓN DE EMPUJES ACTIVOS.....	110
4.8.2	CONDICIÓN DE EMPUJES PASIVOS.....	112
4.9	MÉTODO STEEDMAN-ZENG.....	113
4.10	DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS DE MUROS DE RETENCIÓN.....	116
4.10.1	MÉTODO RICHARDS-ELMS.....	116
4.10.2	MÉTODO WHITMAN-LIAO.....	117
	CONCLUSIONES.....	119



INTRODUCCIÓN.

Los primeros estudios de la Dinámica de Suelos (*estudio de las propiedades y el comportamiento del suelo cuando se le sujeta a éste a cargas dinámicas*) se iniciaron por los años cuarenta en la Universidad de Harvard, a partir de estudios efectuados por Arturo Casagrande sobre el comportamiento dinámico de arenas; sin embargo, no fue sino hasta los años sesentas, cuando se comenzó a desarrollar dicha materia. Hoy en día la Dinámica de Suelos ha alcanzado un avance considerable. Algunos métodos modernos, como el del Elemento Finito, han contribuido fuertemente en este avance y a su continua evolución.

Algunos problemas relacionados con la cimentación de maquinaria, (turbina, generadores, compresores y cualquier otra máquina que transmite fuerzas dinámicas a la cimentación) son problemas que están íntimamente conectados a la Dinámica de Suelos.

Otro aspecto importante y debido a que en México existen regiones altamente sísmicas, entre otras el Estado de Guerrero y el D.F., es necesario conocer el comportamiento dinámico de los suelos, para obtener la respuesta del terreno sujeto a la acción de cargas dinámicas debidas a sismos, con el fin de realizar el diseño de la cimentación de edificios, presas, puentes o cualquier otra obra civil más o menos importante.

El presente trabajo tiene como objetivo, el desarrollo de temas de importancia en la materia de Dinámica de suelos. En el Capítulo I, se describe la regionalización sísmica en la República Mexicana, así como el conocimiento de principios de Ingeniería sísmica en cuanto a magnitudes, registros, localización de los sismos y las ondas generadas. Se resalta la importancia de entender perfectamente el origen y el mecanismo de los mismos, aceleración, velocidad y desplazamiento máximo del terreno, etc. El conocimiento de esos principios permite además construir los espectros de respuesta de un sismo y elaborar los espectros de diseño.

Para las propiedades dinámicas de los suelos que se describen en el Capítulo II, así como los métodos y técnicas descritos se debe tomar en cuenta que no existe un ensaye único que cubra todo un intervalo de deformaciones (deformaciones características de cada aplicación: sismo, cimentación de maquinaria, etc.) requerido en la solución de los problemas de Dinámica de suelos.

El Capítulo III trata de la Licuación de arenas, dicho fenómeno se produce durante temblores, al incidir las ondas sísmicas en la base de materiales granulares sueltos. La importancia de estudiar dicho fenómeno por efectos sísmicos, mediante ensayos de campo y de laboratorio, se debe a la gran cuantía y magnitud de los daños materiales y humanos. Una gran cantidad de los casos de licuación de arenas se han presentado en o cerca de las costas de México, en buena parte, en zonas de alta sismicidad.

Finalmente se incluye dentro de los temas de la Dinámica de suelos, el de la respuesta dinámica de muros de retención descrita en el Capítulo IV, así como diferentes modelos propuestos para realizar el análisis del muro bajo condiciones dinámicas.

1. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA.

Se llama **sismo**, **tremor** o **terremoto** al movimiento o estremecimiento del suelo producido por un fracturamiento o ruptura súbita en el interior de la Tierra, cuando la energía acumulada en ese sitio excede la resistencia de las rocas; al ocurrir esa ruptura se propagan una serie de ondas sísmicas que viajan en el interior de la Tierra y que al llegar a la superficie percibimos como temblor.

El sitio donde inicia la ruptura se llama **foco** o **hipocentro** es el punto en la profundidad de la Tierra desde donde se libera la energía en un terremoto. Cuando ocurre en la corteza de ella (hasta 70 Km. de profundidad) se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 Km. se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo. La proyección en la superficie de la Tierra se llama **epicentro** es el punto de la superficie de la tierra directamente sobre el hipocentro. Es generalmente, la localización de la superficie terrestre donde la intensidad del terremoto es mayor. Las características de la falla, sin embargo, pueden hacer que el punto de mayor intensidad esté alejado del epicentro. Se llama **área de ruptura** a aquella que sufre el desplazamiento, la cual se comporta como un emisor de ondas sísmicas que al propagarse ponen en movimiento las partículas que componen la corteza terrestre.

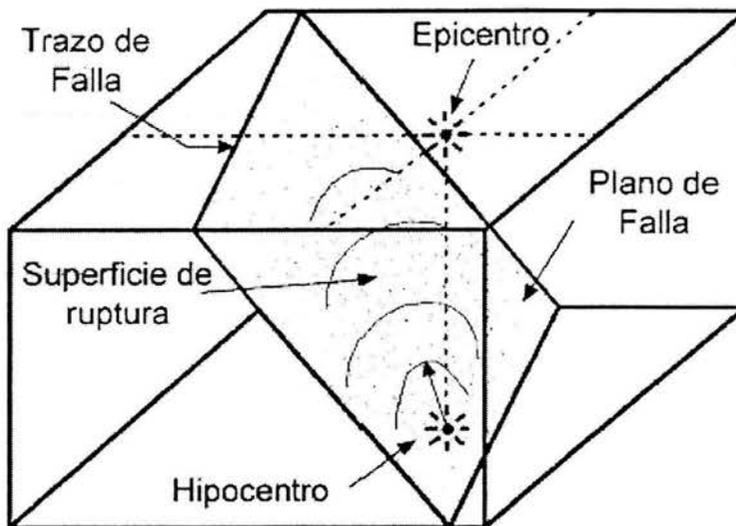


Fig. 1.1 Foco del sismo y áreas de ruptura en el plano de falla. El epicentro es la proyección en la superficie del foco.

Hasta el siglo XVIII los registros de terremotos son escasos y no había una real comprensión del fenómeno. De las explicaciones relacionadas con castigos divinos o respuestas de la tierra al mal comportamiento humano, se pasó a explicaciones pseudo-científicas como que eran originados por liberación de aires desde cavernas presentes en las profundidades del planeta.

El primer terremoto del que se tenga referencia ocurrió en China en el año de 1117 AC. Existe un catálogo Chino de terremotos que menciona unas docenas de tales fenómenos en los siglos siguientes.



En la historia de Europa el primer terremoto aparece mencionado en el año 58 AC, pero el primero claramente descrito data de mediados del siglo XVI.

Los terremotos más antiguos de los que exista documentación histórica tales como fotos o narraciones precisas en América ocurrieron en México, a fines del siglo XIV, en Chile en 1570, en Quito en 1587, Jamaica, 1692, en Massachussets, USA, 1744 y 1755 y en Perú en 1746, aunque no se tiene una clara descripción de sus efectos.

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la Ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza. Las presiones que se generan en la corteza por flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

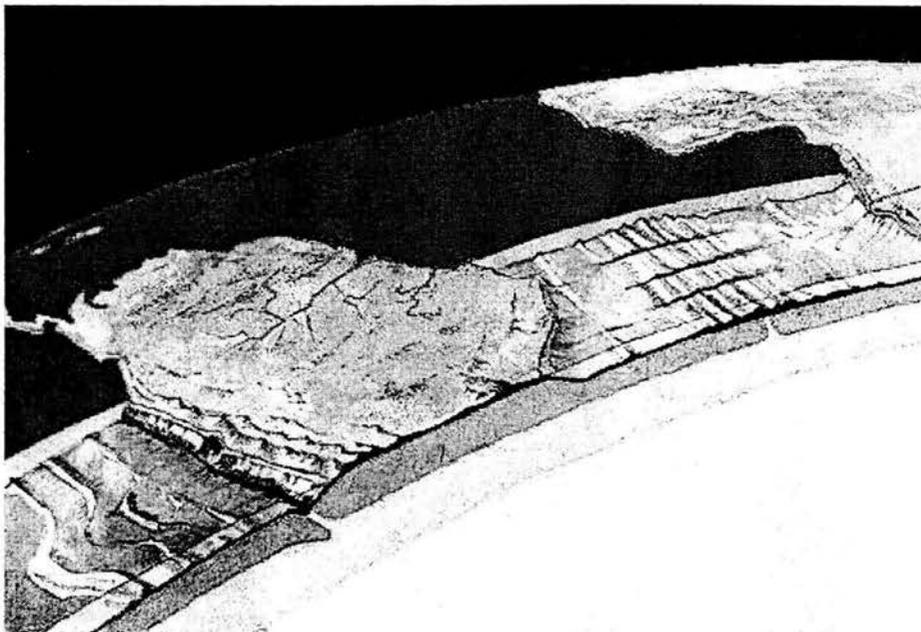


Fig. 1.2 *Corteza terrestre.*

La Tierra, hace 225 millones de años (recordemos que la Tierra nació hace 4,600 millones de años), estaba conformada en su superficie por una sola estructura llamada "Pangea" (todas las tierras, en griego), la que se fue fragmentando hasta conformar los continentes tal como los conocemos en la actualidad.

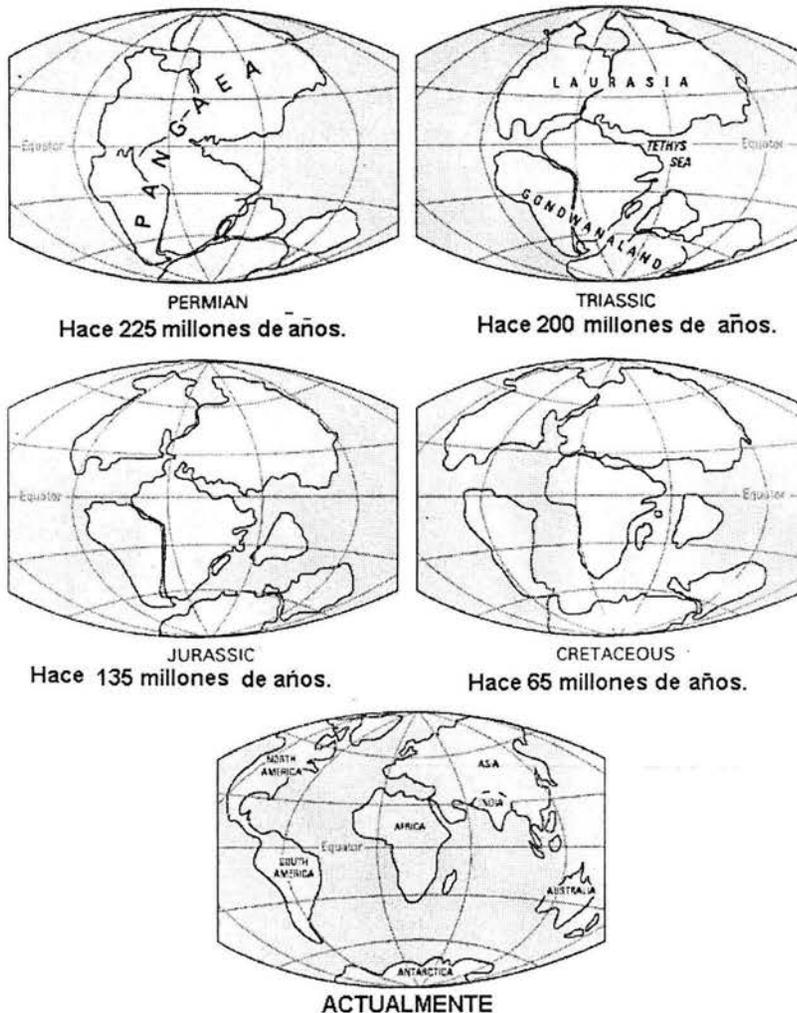


Fig. 1.3. Evolución de los continentes.

Aunque esta teoría fue propuesta ya en 1596 por el cartógrafo holandés Abraham Ortelius y refrendada por el meteorólogo alemán Alfred Lothar Weagener en 1912 al notar la semejanza de las formas de América del Sur y África, recién en los últimos 30 años, gracias al desarrollo de la ciencia, ha adquirido la sustentación suficiente como para revolucionar la comprensión de muchos fenómenos geológicos, dentro de ellos los terremotos.

La corteza de la tierra está conformada por una docena de placas de aproximadamente 70 Km. de grosor, cada una con diferentes características físicas y químicas. Estas placas ("tectónicas") se están acomodando en un proceso que lleva millones de años y han ido dando la forma que hoy conocemos a la superficie de nuestro planeta, originando los continentes y relieves geográficos en un proceso que está lejos de completarse.

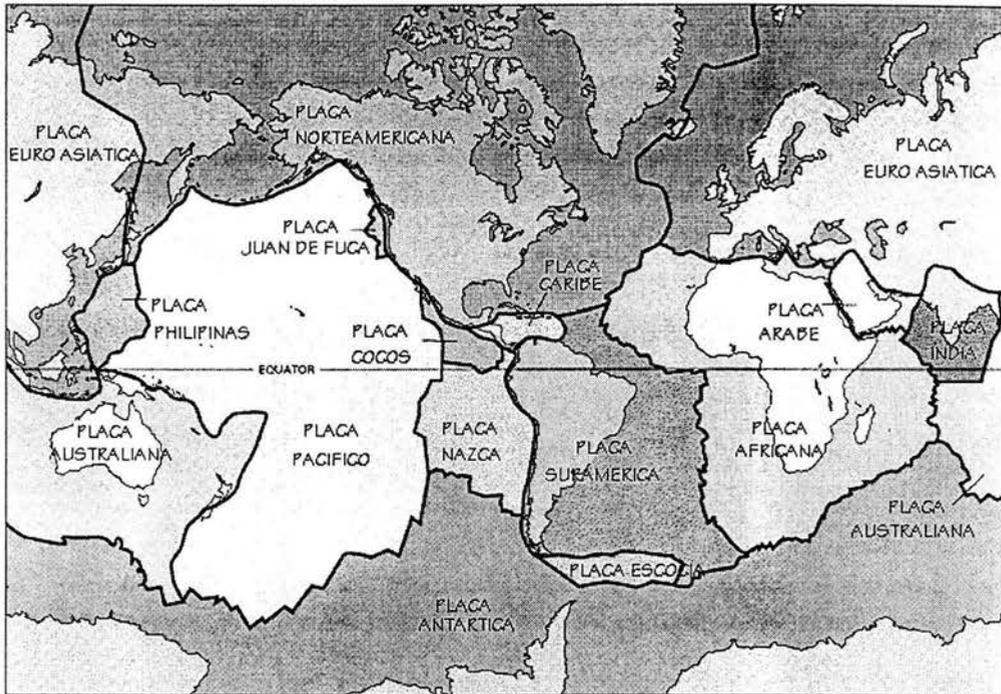


Fig. 1.4 Placas tectónicas.

El término “placa tectónica” hace referencia a las estructuras por la cual está conformado nuestro planeta. En términos geológicos, una placa es una plancha rígida de roca sólida que conforma la superficie de la Tierra (litósfera), flotando sobre la roca ígnea y fundida que conforma el centro del planeta (atenósfera). La litósfera tiene un grosor que varía entre los 15 y los 200 Km., siendo más gruesa en los continentes que en el fondo marino.

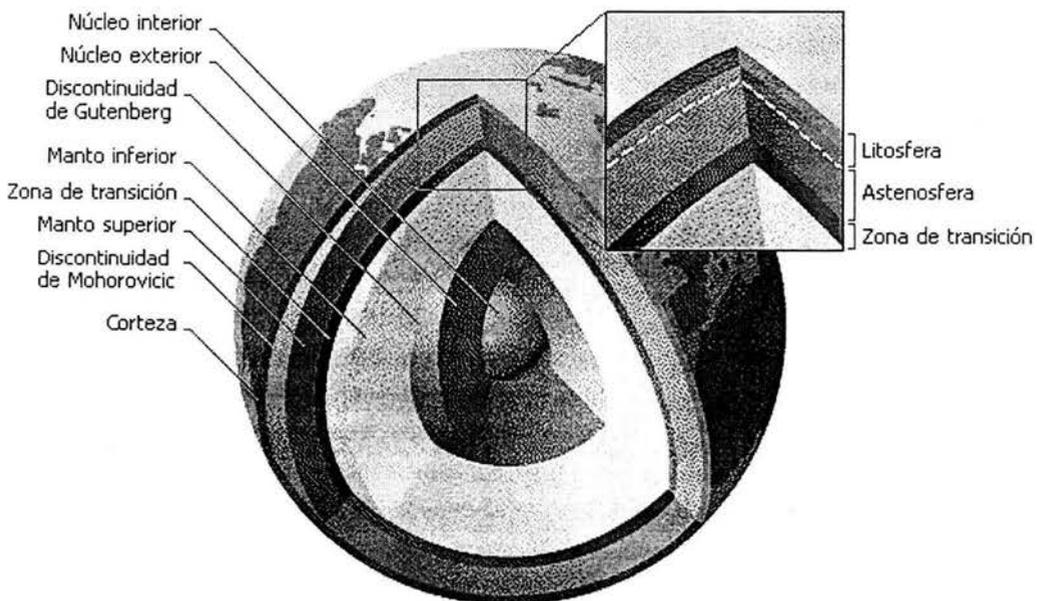


Fig. 1.5 Estructura interna de la tierra.

Habitualmente los movimientos de las placas son lentos e imperceptibles, pero en algunos casos estas placas chocan entre sí como gigantescos témpanos de tierra sobre un océano de magma presente en las profundidades de la Tierra, impidiendo su desplazamiento. Entonces una placa comienza a desplazarse (subducción) sobre o bajo la otra originando lentos cambios en la topografía. Pero si el desplazamiento es dificultado, comienza a acumularse una energía de tensión que en algún momento se liberará y una de las placas se moverá bruscamente contra la otra rompiéndola y liberándose entonces una cantidad variable de energía que origina el terremoto.

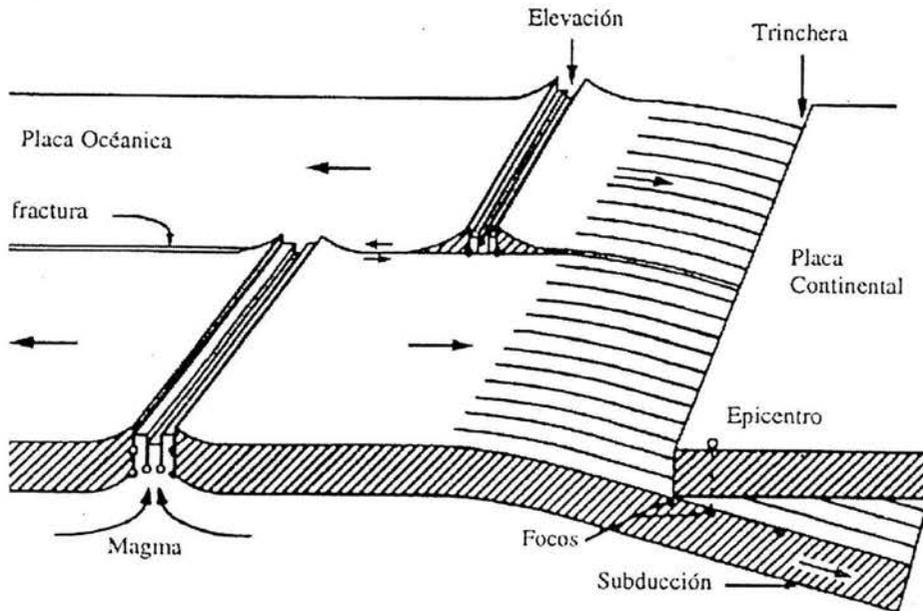


Fig. 1.6 *Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción.*

Las zonas en que las placas ejercen esta fuerza entre ellas se denominan fallas y son, desde luego, los puntos en que con más probabilidad se originen fenómenos sísmicos. Sólo el 10% de los terremotos ocurren alejados de los límites de estas placas.

La actividad subterránea originada por un volcán en proceso de erupción puede originar un fenómeno similar. También se ha estimado que una fuerza extrínseca, provocada por el hombre, podría desencadenar un terremoto, probablemente en un lugar donde ya había una falla geológica. Es así como se ha supuesto que experimentos nucleares, o la fuerza de millones de toneladas de agua acumuladas en represas o lagos artificiales podría producir tal fenómeno.

Hay cuatro tipos fundamentales de fronteras o vecindades de las placas.

- **Fronteras divergentes:** Donde se genera nueva corteza que rellena la brecha de las placas al separarse. El caso mejor conocido de frontera divergente es la cordillera mesoatlántica que se extiende desde el Océano Ártico hasta el sur de África. En esta frontera se están separando las placas Norteamericana y Euroasiática a una velocidad de 2.5 cm cada año.

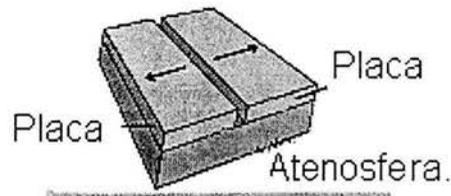


Fig. 1.7 *Fronteras divergentes.*

- **Fronteras Convergentes:** Donde la corteza es destruida al hundirse una placa bajo la otra (subducción). El ejemplo más conocido es el de la Placa de Nazca (o Nazca), que se está hundiendo bajo la placa Sudamericana frente a las costas de Perú y Chile, dando origen a una de las zonas más sísmicas del planeta. Las placas pueden converger en el continente y dar origen a cadenas montañosas como los Himalayas. También pueden converger en los océanos, como ocurre frente a las Islas Marianas, cerca de Filipinas, dando origen a fosas marinas que pueden llegar a los 11000m de profundidad o bien originar volcanes submarinos.

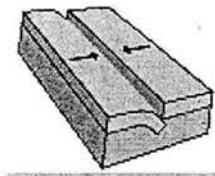


Fig. 1.8 *Fronteras convergentes.*

- **Fronteras de Transformación:** Donde la corteza ni se destruye ni produce y las placas sólo se deslizan horizontalmente entre sí. Un ejemplo de este tipo de fronteras es la tan conocida Falla de San Andrés, en California.

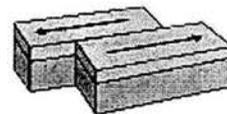


Fig. 1.9 *Fronteras de deformación (falla de San Andrés, en California).*



Esta gigantesca falla es el área de contacto, o frontera, entre dos de las grandes placas tectónicas: la del Pacífico y la de Norteamérica. Se extiende desde el norte del estado de California hasta la cuenca de San Bernardino, en el sur del mismo estado. Hacia el sur de San Bernardino, la falla de San Andrés se ramifica dando lugar a otras fallas, entre las que destacan las fallas de San Jacinto y Banning. La falla de San Andrés, con una longitud de más de 1250 Km, se extiende a profundidades de alrededor de 15 km. Los bloques de roca a uno y otro lado de esta falla se mueven horizontalmente, con un movimiento de tipo lateral derecho.

- **Zonas fronterizas de las placas:** Es un ancho cinturón en que las fronteras no están bien definidas y el efecto de la interacción de las placas no es claro.

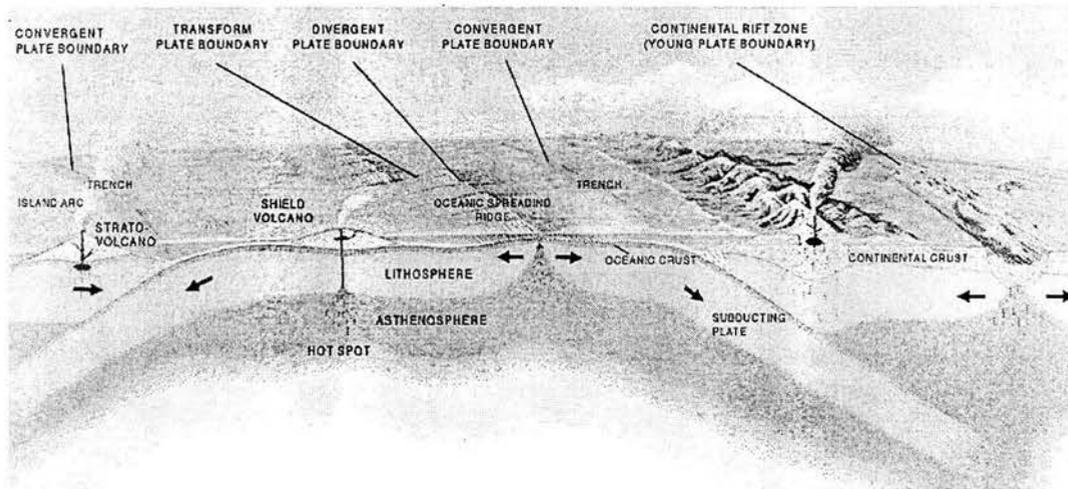


Fig. 1.10 Frontera de placas.

1.1 TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS.

Al romperse la roca se generan ondas que se propagan a través de la Tierra, tanto en su interior como por su superficie. Básicamente hay tres tipos de ondas. El primero de ellos, llamado ondas P (figura 1.11), consiste en la transmisión de compresiones y rarefacciones de la roca. El segundo tipo, llamadas ondas S (figura 1.12), consiste en la propagación de ondas de cizalla, donde las partículas se mueven en dirección perpendicular a la dirección de propagación de la perturbación. Estos dos tipos de ondas se pueden propagar por el interior de la Tierra.

Existe un tercer tipo de ondas, llamadas superficiales debido a que solo se propagan por las capas más superficiales de la Tierra, decreciendo su amplitud con la profundidad. Dentro de este tipo de ondas se pueden diferenciar dos modalidades, denominadas ondas Rayleigh (figura 1.14) y ondas Love (figura 1.13) en honor a los científicos que demostraron teóricamente su existencia.

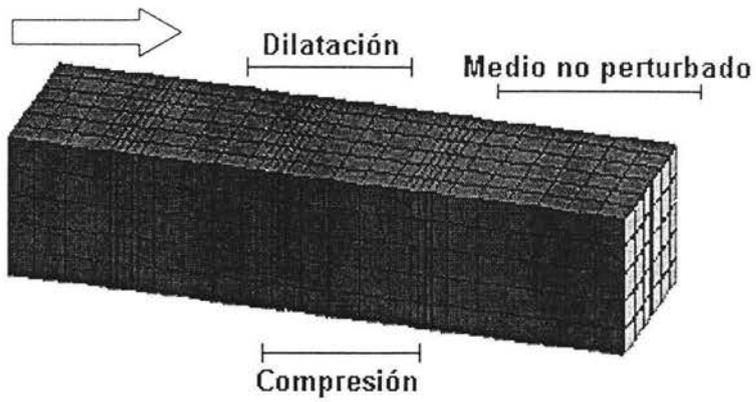


Fig. 1.11 Onda P.

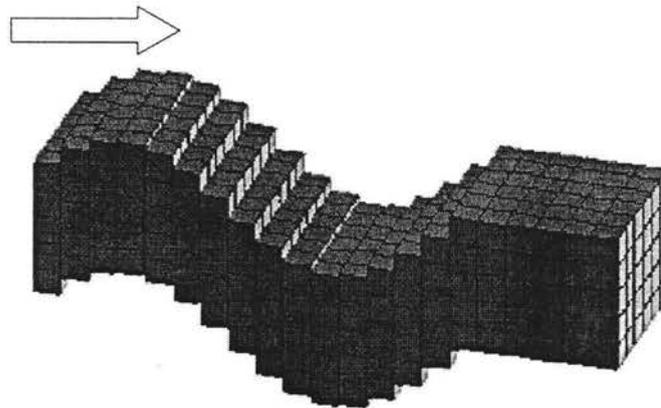


Fig. 1.12 Onda S.

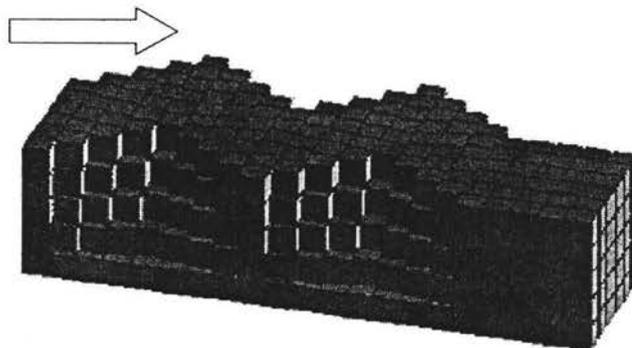


Fig. 1.13 Onda Love.

Las ondas Rayleigh se forman en la superficie de la Tierra y hacen que las partículas se desplacen según una trayectoria elíptica retrógrada. En cambio las ondas Love se originan en la interfase de dos medios con propiedades mecánicas diferentes; en este caso el movimiento de las partículas es perpendicular a la dirección de propagación de la perturbación, similar a las ondas S, pero solo ocurre en el plano de la superficie terrestre.

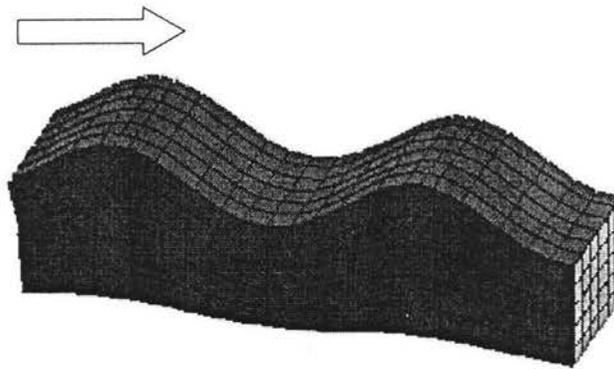


Fig. 1.14 *Ondas Rayleigh.*

Dentro de esta variedad de ondas, las P son las que se propagan con mayor velocidad (de ahí su nombre, *primarias*), presentando además la característica de poder propagarse por cualquier tipo de material, sea sólido o líquido. Las ondas S viajan a una velocidad algo menor (*secundarias*) y no se propagan por masas líquidas. Por último, las ondas superficiales viajan con una velocidad menor aún.

Debido a la diferencia en la velocidad de cada tipo de onda, cuando sentimos un terremoto las primeras sacudidas son debidas a las ondas P, siendo las siguientes las ondas S y por último las ondas superficiales. La diferente velocidad de cada tipo de onda es, además, la propiedad que se utiliza para determinar la localización del foco del terremoto.

1.2 REGISTRO DE UN SISMO.

Las vibraciones ocasionadas por un sismo, se detectan mediante unos instrumentos llamados sismógrafos (figura 1.15), que se usan principalmente para determinar los epicentros y mecanismos focales. Unos son péndulos verticales de gran peso, que inscriben el movimiento por medio de una aguja o estilete, sobre un papel ahumado. Otros son horizontales y al oscilar por la sacudida sísmica trazan un gráfico con una aguja sobre un papel ahumado arrollado a un tambor o cilindro que gira uniformemente.

El gráfico puede ser también señalado mediante un rayo de luz que incide sobre un papel fotográfico, en el cual van marcados los intervalos de tiempo por horas, minutos y segundos.

Otros son péndulos invertidos llamados estáticos, constituidos por una gran masa, que permanece inmóvil, apoyada sobre un vástago.

En la actualidad los sismógrafos son electromagnéticos, recogiendo el registro de los movimientos en cintas magnéticas que se pueden procesar y digitalizar por medio de computadoras. Mediante diversas observaciones y la comparación de datos de diferentes observatorios, se pueden trazar sobre un mapa las líneas isosistas, que unen los puntos en que se ha registrado el fenómeno con la misma intensidad y las homosistas, que unen todos los puntos en que la vibración se aprecia a la misma hora.

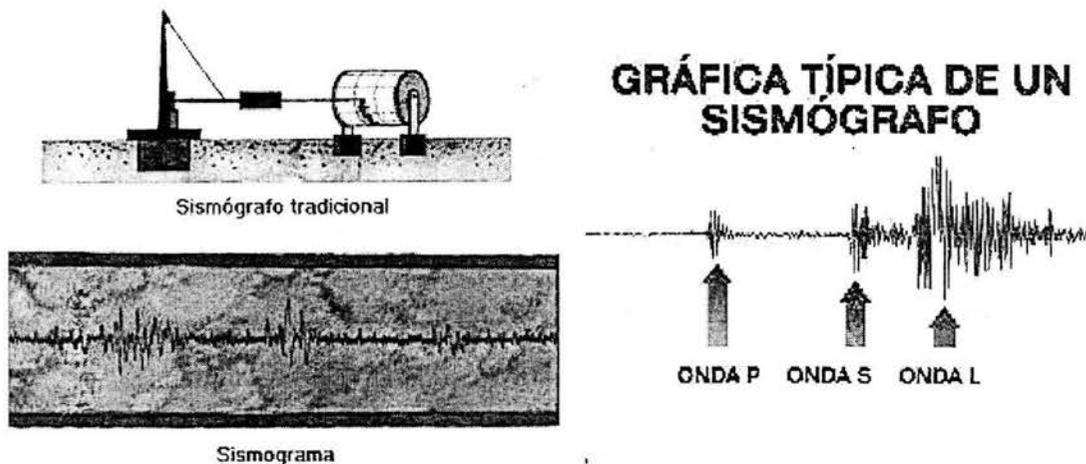


Fig. 1.15 Sismógrafo y gráfica de un sismógrafo.

En cada observatorio debe haber diferentes tipos de sismógrafos: dos horizontales, orientados según el meridiano y el paralelo del lugar y uno vertical; para que sea posible apreciar todas las particularidades de cualquier movimiento sísmico.

Los sismogramas son las gráficas marcadas por el estilete del sismógrafo, o el rayo luminoso, sobre el papel del tambor giratorio. En un sismograma se pueden diferenciar varias partes según la proximidad o lejanía del epicentro respecto al observatorio.

1.3 LOCALIZACIÓN DE UN SISMO

La localización del epicentro de un temblor se determina a partir del tiempo que tardan las ondas P y S en viajar de el foco hasta el sismógrafo. El tiempo de recorrido de las ondas sísmicas desde la fuente hasta un punto dado de la superficie de la Tierra (estación sismológica), es una medida directa de la distancia entre estos dos puntos. Una sola estación puede proporcionar la distancia al epicentro, pero no la dirección del mismo. Para una determinación exacta es necesario conocer la distancia epicentral de al menos tres estaciones, para hacer una triangulación y determinar las coordenadas del epicentro y el tiempo de origen del temblor.

Para fines de Ingeniería los más importantes son los acelerógrafos que proporcionan la variación de aceleraciones (figura 1.16) con el tiempo en el lugar donde están colocados. Los acelerógrafos contienen sensores dispuestos a manera de registrar la aceleración del terreno en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical). Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en la estructuras son la aceleración máxima, expresada generalmente como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento, y el contenido de frecuencias. Este último se refiere a la rapidez del cambio de dirección del movimiento y es importante en cuanto a definir el tipo de estructura que será más afectado.

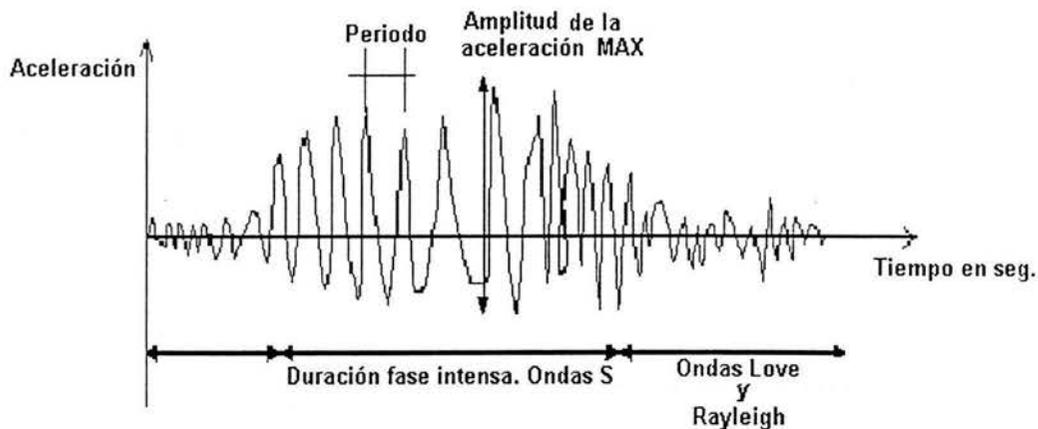


Fig. 1.16 Registro de un Acelerógrafo.

El contenido frecuencial o periodo del registro determina la forma propia de oscilar de el suelo. No siempre los sismos de mayor aceleración (intensidad) son los que producen mas daño, podríamos decir que si el suelo vibra con un periodo determinado y la estructura que este sobre él tiene el mismo periodo o forma de vibrar, entonces el sistema suelo-estructura entraría en una especie de resonancia viéndose afectada este tipo de estructura.

1.4 TAMAÑO DE UN TEMBLOR.

Los primeros intentos que se hicieron para cuantificar o medir los temblores se basaron en su poder destructivo, haciendo estudios descriptivos de los daños ocasionados por ellos.

El tamaño de los sismos puede ser expresado en términos de su Magnitud o de su intensidad, éstos dos conceptos son a menudo confundidos y en ocasiones hasta tomados como sinónimos. La **Magnitud** es un valor único y es una medida cuantitativa del sismo relacionada con la energía sísmica liberada, la **Intensidad** es un índice de los efectos causados por un temblor y depende de las condiciones del terreno, la vulnerabilidad de las edificaciones y la distancia epicentral.



Una analogía que permitiría comprender la diferencia entre la Magnitud e Intensidad, es comparar el lanzamiento de un balón con el impacto producido por éste, la fuerza con que el balón es golpeado equivaldría a la magnitud y el impacto causado en un jugador equivaldría a la intensidad. Si los jugadores estuvieran a diferente distancia o ubicados a igual distancia pero con diferente condición física, el efecto sería distinto, se hace notar que la fuerza con que el balón es golpeado es la misma para ambos jugadores.

Para estandarizar los niveles de **Intensidad** se utilizan escalas. Una de las primeras fue propuesta por L. Rossi, en 1873 la cual contiene 10 niveles, ésta se formuló en base a los efectos de los terremotos observados en Italia. En 1883 Mercalli formuló una nueva escala de doce grados, la cual fue modificada en 1931 y abreviada por Charles Richter en 1956, se ha llamado Escala de Intensidades de Mercalli Modificada (MM), y es la más frecuentemente utilizada en nuestro continente.

ESCALA DE INTENSIDADES DE MERCALLI MODIFICADA (MM)

Nivel	Descripción
I	El movimiento es tan leve que no es sentido por las personas, registrado por los instrumentos sísmicos.
II	El movimiento es sentido sólo por pocas personas en reposo, especialmente aquellas que se encuentran en los niveles superiores de un edificio, objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Es sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en los pisos superiores de los edificios, pero muchos pueden no reconocerlo como sismo ya que la vibración es semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, objetos suspendidos pueden oscilar.
IV	Objetos suspendidos oscilan libremente, la vibración es semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado, los vehículos estacionados se bambolean, cristalería y vidrios suena, puertas y paredes de madera crujen.
V	Sentido aún en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, personas dormidas se despiertan, el contenido líquido en recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar, objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, relojes de péndulo se detienen.
VI	Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad en caminar establemente, vidrios y vajillas se quiebran, libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el repello de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, campanas pequeñas tañen.
VII	Se tiene dificultad en mantenerse en pie, es percibido por conductores de vehículos en marcha, muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo D, algunas grietas en mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de techo, caída del repello de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclaje, algunas grietas en mampostería de calidad media, campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
VIII	La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño a mampostería tipo B, ningún daño en mampostería tipo A, caída del repello de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábrica, monumentos y tanques elevados, algunas ramas de árboles se quiebran, cambio de flujo o temperatura de pozos de agua, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
IX	Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aún colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras porticadas, daños de embalses y depósitos de agua, ruptura de tuberías enterradas, grietas significativas visibles en el terreno.



NIVEL	Descripción
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas, algunas construcciones de madera de buena calidad dañadas, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y terraplenes, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebalsa en los bordes de los ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
XI	Los rieles de ferrocarril deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
XII	Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.

Tipo de Mampostería	Descripción
A	Buena calidad de ejecución, mortero y diseño; reforzada y confinada empleando varillas de acero; diseñada para resistir cargas laterales de sismo.
B	Buena calidad de ejecución; reforzada, pero no diseñada específicamente para resistir cargas laterales de sismo.
C	Calidad de ejecución media, sin refuerzo y no diseñada para resistir cargas laterales.
D	Materiales de baja resistencia, tal como adobe; baja calidad de ejecución; débil para resistir cargas laterales.

Tabla 1.A

Para medir la **Magnitud** se utiliza la **Magnitud de Escala Richter** que representa la energía sísmica liberada en cada sismo y se basa en el registro sismográfico. Es una escala que crece en forma potencial o semilogarítmica, de manera que cada punto de aumento puede significar un aumento de energía diez o más veces mayor. Una magnitud 4 no es el doble de 2, sino que 100 veces mayor. (Esta escala es "abierta", de modo que no hay un límite máximo teórico, salvo el dado por la energía total acumulada en cada placa, lo que sería una limitación de la Tierra y no de la Escala)

El gran mérito del Dr. Charles F. Richter (del California Institute for Technology, 1935) consiste en asociar la magnitud del Terremoto con la "amplitud" de la onda sísmica, lo que redundó en propagación del movimiento en un área determinada. El análisis de esta onda (llamada "S") en un tiempo de 20 segundos en un registro sismográfico, sirvió como referencia de "calibración" de la escala.



Magnitud Escala Richter	Efectos del Terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado.
3.5 a 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores.
5.5 a 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios.
6.1 a 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas donde vive mucha gente.
7.0 a 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños.
8.0 o superior	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas.

MAGNITUD DE ESCALA RICHTER

Tabla 1.B

1.5 ZONIFICACIÓN GEOSISMICA.

Recientemente (1964) el Comité Técnico TC4 (Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering) de la ISSMFE (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering) publicó un manual para la zonificación de peligros geosismicos que sugiere tres niveles del procedimiento a seguir para zonificar una región específica.

En el primero proponen que la zonificación se base en la compilación e interpretación de información existente en documentos históricos, informes o cualquier base de datos disponible. Este procedimiento es el más burdo y de menor costo y usualmente se aplica para cubrir regiones de gran amplitud como un país o un estado. La información sobresaliente en este nivel se obtiene de catálogos de sismos en los que se incluyen además de registros, distancias epicentrales, magnitudes, mecanismos focales, etc. la información se complementa con los datos históricos sobre los daños inducidos por eventos sísmicos, los cuales pueden proporcionar un panorama de la distribución de intensidad de movimientos en sismos históricos.

En el segundo grado la zonificación se realiza con mayor detalle sugieren que se recurra a fotografías aéreas para definir la localización de las fallas y sus condiciones geológicas, que efectúen estudios de campo adicionales para identificar las estructuras geológicas y las condiciones geotécnicas que puedan afectar a los movimientos sísmicos del terreno. Por último, proponen realizar mediciones con micro tremores (vibración ambiental) para obtener información más detallada de la estratigrafía del sitio y de sus capacidades para amplificar los movimientos del terreno.

En el tercer grado de zonificación consideran la definición de los movimientos sísmicos en áreas reducida, para lo cual se requieren investigaciones de campo y laboratorio en el sitio específico. Los resultados de este tipo de estudio se incorporan en el análisis de la respuesta del depósito de suelo usando modelos numéricos de propagación de ondas sísmicas. Este nivel de zonificación es generalmente costoso, pero para sitios en los que el peligro es alto, o en los que los desarrollos existentes o en proyecto sean considerados en este tercer grado, generalmente se justifican plenamente.

1.6 SISMICIDAD EN MÉXICO.

La actividad tectónica que genera grandes temblores ($M_s \geq 6.5$) se concentra básicamente en cuatro zonas:

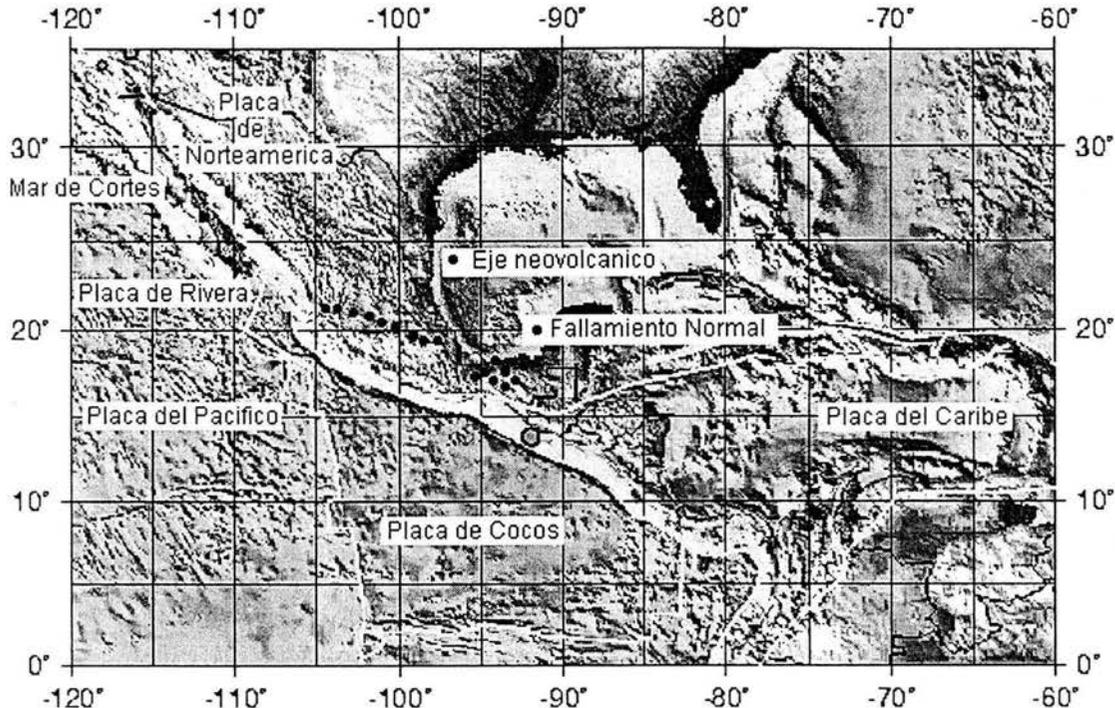


Fig. 1.17 Regiones Sísmicas en la República Mexicana.

- 1) En el Mar de Cortés el movimiento relativo entre las placas de Norteamérica y del Pacífico es de tipo lateral y ha generado sismos como el del 8 de junio de 1980 ($M_s = 6.7$), con epicentro en la falla de San Jacinto a 70 Km. al sureste de la ciudad de Mexicali). El potencial sísmico en el norte de la península de Baja California está asociado a la extensión de las fallas de San Andrés y San Jacinto hacia el sur.
- 2) La zona de subducción de las placas oceánicas de Rivera (bajo el estado de Jalisco) y de Cocos (bajo los estados de Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas) que han generado sismos como el de Jalisco del 3 de junio de 1992 ($M_s = 8.2$) y el de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$).
- 3) La continental, que refleja el rompimiento de litosfera oceánica debida a la penetración de la Placa de Cocos por debajo de la Placa de Norteamérica con un ángulo que varía de 35° en Colima-Michoacán a 15° en Oaxaca. La manifestación superficial de este fenómeno es el Eje Volcánico Transmexicano no paralelo a la Trinchera de Acapulco. A profundidades del orden de 50 a 100km se generan mecanismos de falla normal que han causado temblores como el de Oaxaca del 15 de enero de 1931 ($M_s = 7.8$) y afectado a población de Puebla, Veracruz y el norte de Oaxaca.



- 4) Dentro de la placa continental ocurren sismos como el de Acambay ($M_S = 7.0$) del 19 de noviembre de 1912, asociado al Eje volcánico Transmexicano. Estos sistemas son de tipo de falla normal someros (15-15km de profundidad), lo que los hace especialmente peligrosos en la zona epicentral.

De estas cuatro zonas, la que genera sismos más severos es la de subducción en el Pacífico. (Figura 1.18).

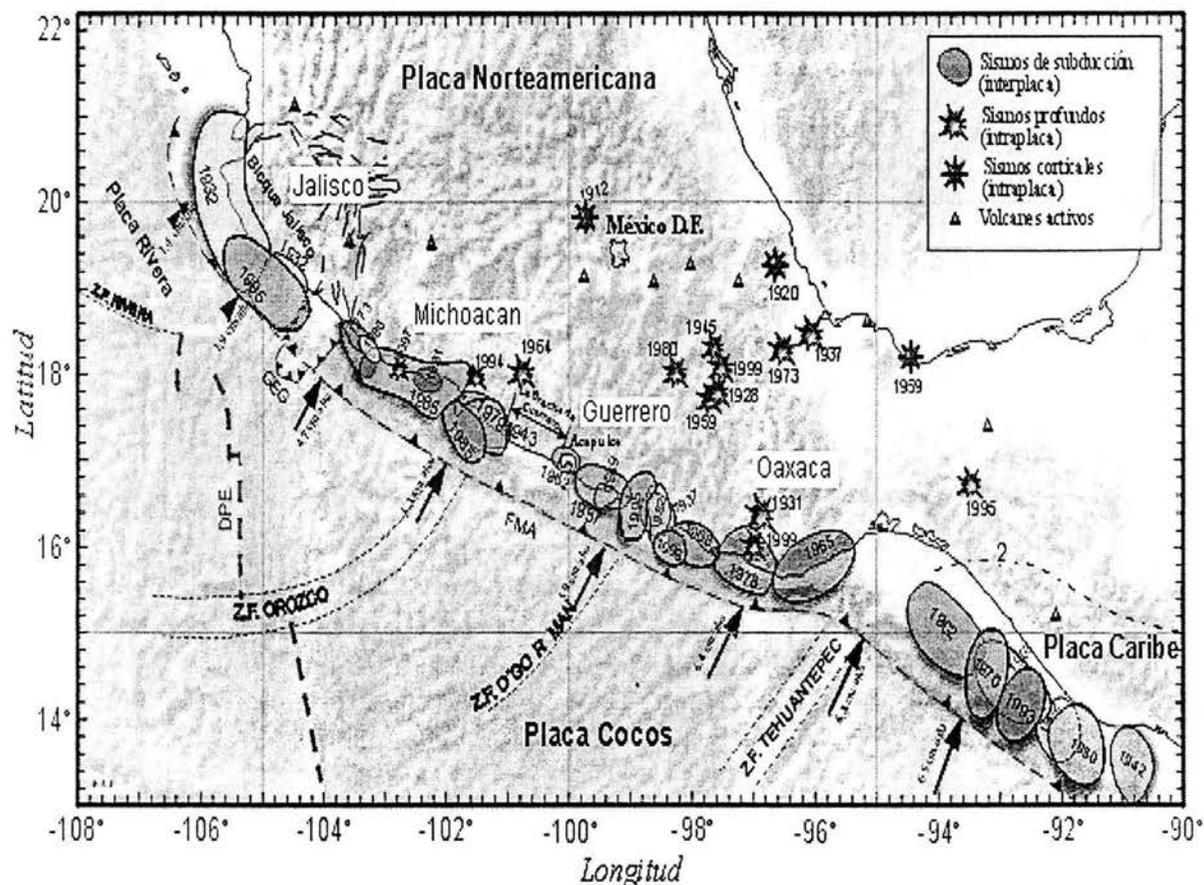


Fig. 1.18. Provincias tectónicas a lo largo de la zona de subducción y Localización de los sismos más importantes en México.

En esta zona, los temblores se generan a profundidades relativamente superficiales, que aumentan hacia el interior del territorio, a lo largo de varias secciones transversales a la trinchera que delimita el contacto entre las placas de Cocos y de Norteamérica.

Los movimientos del terreno en el valle de México pueden ser generados básicamente por cuatro mecanismos de liberación de energía (Rosenblueth et al, 1989):

- ✓ Liberación de energía (zona de subducción).
- ✓ Falla normal (placas de Cocos y la de Norteamérica).
- ✓ Liberación de energía en la placa continental.
- ✓ Fallas en la placa Norteamericana.

Durante los últimos años, a raíz de los sismos de 1985, se ha observado que en la zona de subducción (y quizá en otras partes del mundo) la actividad sísmica resulta de la superposición de dos procesos, uno que es totalmente aleatorio y otro constituido por los temblores característicos de gran magnitud que tienen periodos de recurrencia más o menos definidos. Debe esperarse que estudios futuros sobre riesgo sísmico incluyan este doble fenómeno.

1.7 REGIONALIZACIÓN GEOSÍSMICA.

El mapa de zonificación sísmica que actualmente se usa como base para estimar los movimientos sísmicos en un sitio específico, a falta de estudios detallados para el lugar, es el indicado en la figura 1.19 (Esteva y Ordaz, 1989). La escala de los movimientos sísmicos varía de A (la más baja) a D (la más severa).

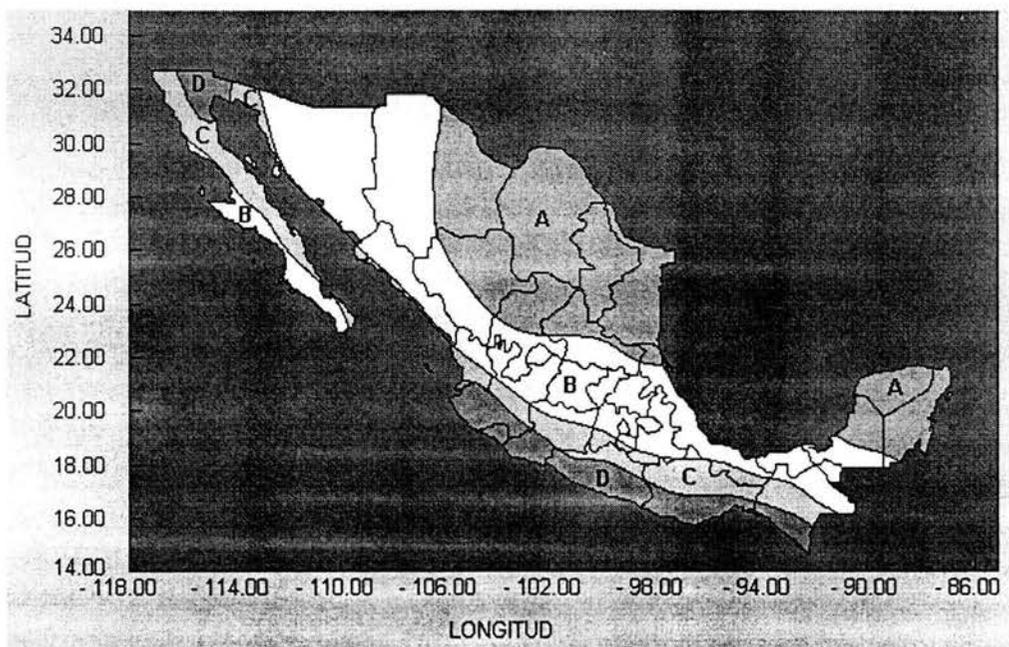


Fig. 1.19. Regionalización sísmica de la República Mexicana (Esteva y Ordaz, 1989).

Además de la regionalización anterior, se ha hecho una clasificación de las condiciones del suelo local que incluye tres categorías dependiendo de sus características de rigidez. Sin embargo, un suelo en su conjunto (en toda la estratigrafía) puede constituir depósitos con características dinámicas diferentes.



Por esta razón y atendiendo a las experiencias en gran cantidad de sitios en los que se han registrado temblores y medido las propiedades de rigidez de los suelos que integran la estratigrafía del depósito, se considera que el tipo de suelo debe definirse con base en el periodo natural del depósito.

Se encuentra que los límites adecuados serían:

- ❖ Suelo tipo I para depósitos de suelo con T (periodo natural) $\leq 0.15s$.
- ❖ Suelo tipo II para depósitos de suelo con $0.15 \leq T \leq 0.80s$.
- ❖ Suelo tipo III para depósitos de suelo con $T > 0.8s$.

El periodo natural corresponde al depósito de suelo que sobreyace a un estrato de terreno firme que tenga un módulo de rigidez al corte mayor que $85,000 \text{ t/m}^2$ (onda de corte superior a 800 m/s) o cuando los ensayos de penetración estándar muestren más de 50 golpes (por 30 cm de penetración) de manera sistemática en una longitud mayor que 4.0 m . En los casos en que la transición entre el depósito de suelo y el estrato firme no se defina claramente, deben considerarse tres fronteras localizadas a partir de que se cumplan las condiciones de rigidez mencionadas, de tal manera que se cubra dos veces la profundidad del estrato. El periodo máximo obtenido es el que debe usarse para definir el tipo de suelo.

Con esta clasificación, se pretende dar la alternativa de utilizar procedimientos indirectos para definir de manera expedita el tipo de suelo. Así, con medición de microtemblores, registros de sismos, o ensayos de campo sencillos se puede lograr el objetivo de evaluar el periodo natural del sitio específico.

Las condiciones geotécnicas de la Ciudad de México se han estudiado con gran detalle durante los últimos años y están razonablemente bien establecidas. La ciudad se fundó en el vaso del lago de Texcoco y se ha extendido hacia sus riveras y hacia el sur invadiendo el vaso de los lagos de Xochimilco-Chalco. Gran parte de la actual ciudad de México se asienta sobre arcillas blandas y el resto en terreno de consistencia media y terreno firme.

La figura 1.20, presenta la zonificación geosísmica actual en la zona metropolitana del valle de México. La zona del lago, de transición y de lomas corresponden a la III, II y I definidas con anterioridad.

(LOMAS.- Formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena. TRANSICIÓN.- En la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, ya que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. LAGO.- Integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla.

Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.)

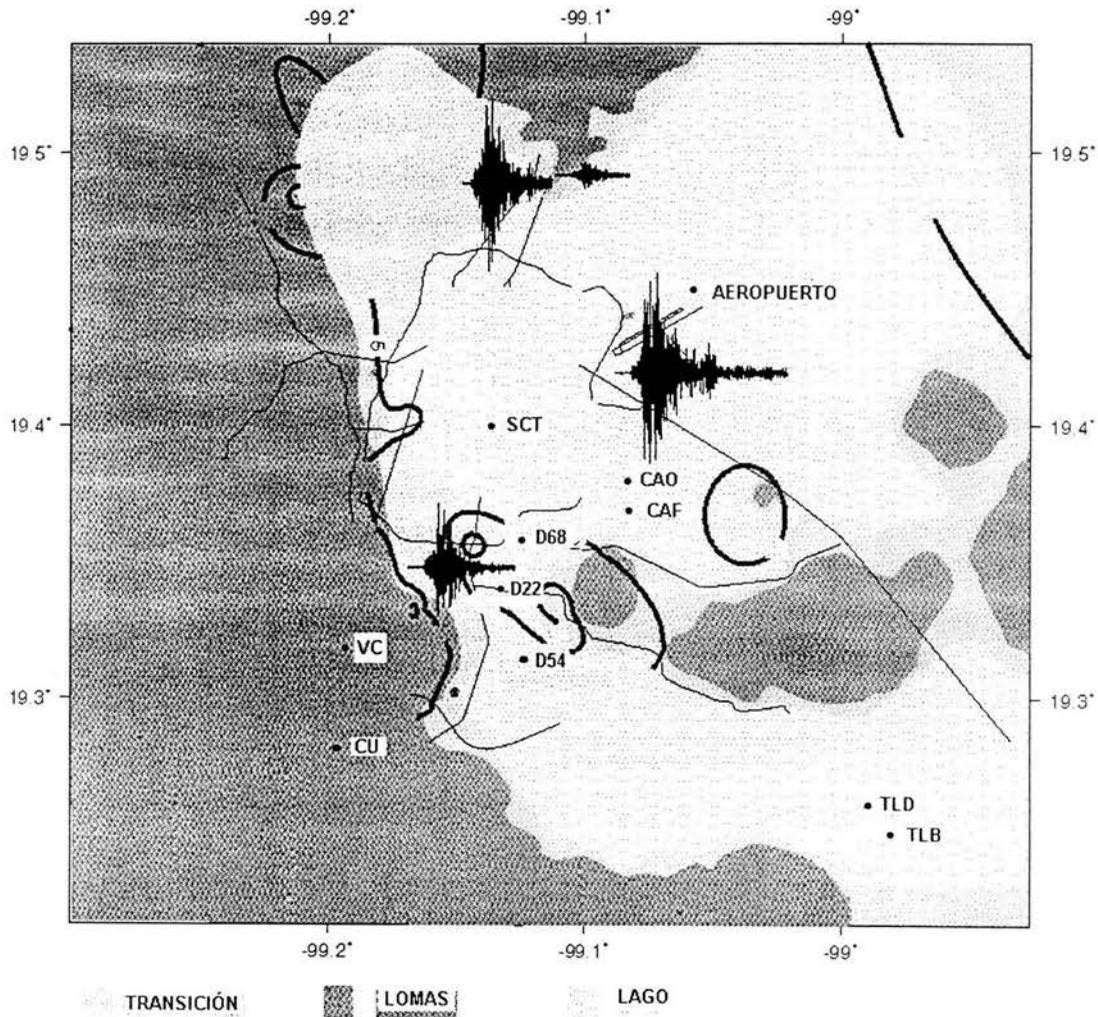


Fig. 1.20 Zonificación Geosísmica de la Ciudad de México.

Los análisis de registros obtenidos dentro del valle de México y fuera de él, aparentemente indican que existen efectos de sitio a escala regional que conducen a amplificaciones de los movimientos sísmicos del terreno firme. Sin embargo, la amplificación más importante se debe a la presencia de la capa de arcilla blanda que sobreyace a los depósitos de terreno firme.

El gran contraste en rigideces entre los depósitos profundos y el estrato superficial, así como las propiedades cuasielásticas y de bajo amortiguamiento se combinan para producir las grandes amplificaciones observadas en la zona III (del lago) durante un gran número de sismos que arriban al valle con directividades diferentes y con características variables.



Estudios analíticos (Romo y Jaime, 1986; Romo y Seed, 1987) y observaciones recientes (Sing. y Ordaz, 1992) muestran que la evaluación de las características más significativas de la respuesta de los depósitos de suelo en la Ciudad de México (zonas III y II) se puede definir con buen grado de aproximación usando modelos unidimensionales de propagación de ondas sísmicas SH. Los resultados de estas investigaciones indican que realizar micro zonificaciones sísmicas para definir los movimientos específicos en un sitio en particular, por ejemplo, resulta una tarea relativamente económica, que está al alcance de la práctica profesional.

1.8 PELIGRO SÍSMICO ACTUAL EN EL PAÍS.

Para los terremotos de subducción los periodos de recurrencia son más o menos entre 35 y 80 años, lo que indica que existen dos brechas que pueden romperse en un periodo no muy largo; una es la de Guerrero, entre Zihuatanejo y Acapulco, y la otra es la del Istmo de Tehuantepec, en Oaxaca. Las magnitudes, de acuerdo con el tamaño de la brecha puede variar entre 7.9 y 8.3; la probabilidad de que ocurra un terremoto en estas dos es alta, de acuerdo con el conocimiento actual de la tectónica global.



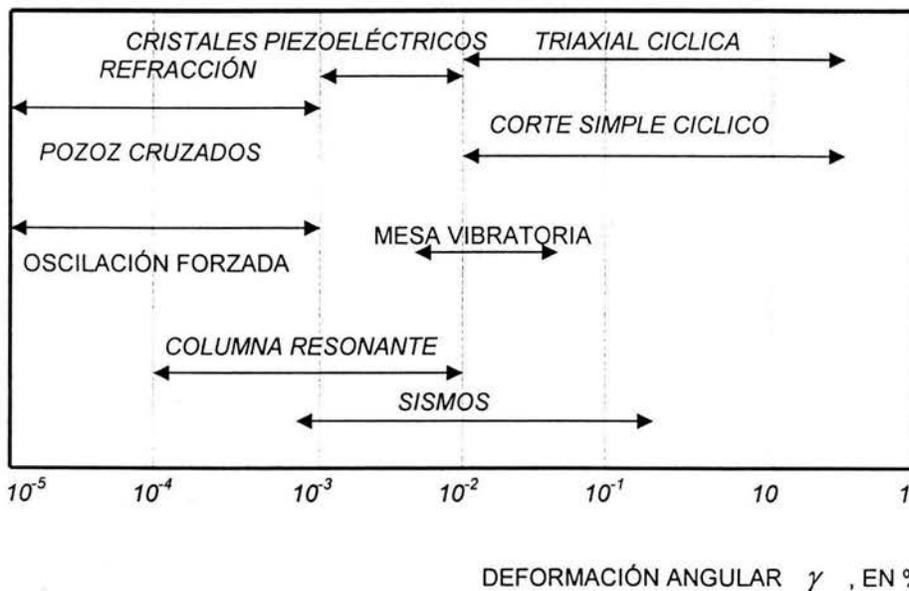
2. PROPIEDADES DINÁMICAS.

En las últimas décadas, se han realizado grandes avances en el desarrollo de procedimientos analíticos para calcular la respuesta del terreno sujeto a la acción de cargas dinámicas; sin embargo, el uso de tales procedimientos requiere el conocimiento de las propiedades dinámicas del suelo para llegar a soluciones satisfactorias.

El diseño de la cimentación de una máquina y el comportamiento de un depósito de suelo durante la ocurrencia de un sismo intenso son dos problemas típicos de la dinámica de suelos, que requieren la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos para rangos de deformación diferente.

Las excitaciones dinámicas ocasionadas por sismos, maquinaria y otros, inducen al suelo deformaciones angulares de diversas magnitudes; asimismo, los diferentes tipos de pruebas, tanto de laboratorio como de campo, someten al suelo ensayado a deformaciones angulares dentro de distintos intervalos. Por esto, es necesario complementar unos ensayos con otros a fin de conocer las leyes de variación del módulo dinámico, y la relación de amortiguamiento, en el intervalo de deformaciones angulares de interés.

Para determinar las propiedades dinámicas de los suelos en el laboratorio, se han desarrollado varias técnicas de laboratorio y campo que inducen deformaciones de diversas magnitudes.



En ese sentido, se han desarrollado varias técnicas para medir las propiedades dinámicas de los suelos teniendo en cuenta el rango de deformaciones características de cada aplicación; mientras que un sismo intenso puede desarrollar deformaciones de 10%, la cimentación de un microscopio electrónico es sensible a deformación de 10^{-4} %.



Las principales propiedades dinámicas de los suelos que se requieren en la práctica profesional son:

- ⇒ Módulo dinámico equivalente de Young, E .
- ⇒ Módulo dinámico al esfuerzo cortante, G .
- ⇒ Módulo dinámico de deformación volumétrica, K .
- ⇒ Relación de Poisson, μ .
- ⇒ Amortiguamiento, ζ .
- ⇒ Propiedades esfuerzo-deformación.
- ⇒ Parámetros de licuación.
- ⇒ Resistencia al esfuerzo cortante en función de la velocidad de aplicación de la carga.

Debe tenerse en cuenta que no existe un ensaye único que cubra todo el intervalo de deformaciones requerido en la solución de los problemas de la dinámica de suelos.

Las ventajas de las pruebas de laboratorio radican en su economía, la relativa facilidad con que las variables de ensaye se pueden variar, así como la definición de las condiciones de frontera, su principal desventaja radica en la alteración provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye; así como el efecto escala y tamaño de las muestras. Las ventajas de las pruebas de campo radican en el ensaye de un mayor volumen de suelo y que en algunos casos la alteración del suelo puede ser minimizada; su principal desventaja consiste en la dificultad para controlar las condiciones de frontera y los bajos niveles de deformación que se pueden alcanzar.

El ensaye de los suelos tiene dos objetivos:

1. Proporcionar información básica para el análisis y diseño.
2. Obtener la base experimental que permita el desarrollo de ecuaciones constitutivas.

Con relación al primer objetivo debe reconocerse que las técnicas de ensaye reproducen sólo en forma aproximada las condiciones reales de trabajo que se pueden presentar en el sitio, sin embargo, a partir de resultados de laboratorio y combinados con la experiencia se pueden proporcionar valores muy útiles para el análisis y diseño. El segundo objetivo pretende entender, explicar y predecir el comportamiento de los suelos ante condiciones generales. En relación con los procedimientos de laboratorio para determinar las propiedades esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos, bajo cargas dinámicas, las variables importantes son la medición precisa de: la carga, la deformación y la presión de poro. En lo que se refiere a medición de las dos primeras puede decirse que no existe problema al respecto, con excepción de la cuantificación de las deformaciones laterales. En relación con la medición de la presión de poro, conviene aclarar que dicha medición se realiza en las fronteras del espécimen (cabeza y/o base) por lo tanto, si la permeabilidad del espécimen permite la homogeneización instantánea de la presión de poro la medición es confiable, como sucede en los materiales granulares permeables, sin embargo, en los materiales de baja permeabilidad, como la arcilla, en donde la homogeneización instantánea es imposible, la medición de la presión de poro en las fronteras, cabezal o base de la muestra, no representa la presión de poro promedio del espécimen.



Además, debe tenerse presente que la presión de poro generada por la aplicación de carga cíclica depende entre otros factores: del tipo de suelo, de la magnitud de la carga o de la velocidad de deformación, de la permeabilidad del suelo y de las condiciones de drenaje del ensaye.

EFFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA.

La evidencia experimental que indica que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se incrementa con el aumento de la velocidad de aplicación de la carga, con relación a la resistencia determinada por los procedimientos normales de la mecánica de suelos estática. Los resultados se pueden expresar mediante la siguiente ecuación:

$$[\tau_{m\acute{a}x}]_{din\acute{a}mica} \equiv [\tau_{m\acute{a}x}]_{est\acute{a}tica} \times (FVC) \quad (2.1)$$

en donde (*FVC*) es un factor de velocidad de aplicación de carga.

Los resultado experimentales (Whitman, 1970 y Richard, et al 1970) indican que:

- ⇒ para arenas secas el *FVC* puede estar comprendido entre 1.10 y 1.15 para velocidades de deformación comprendidas entre 0.02% por segundo y 1000% por segundo, respectivamente.
- ⇒ Para suelos cohesivos saturados el *FVC* está comprendido entre 1.5 y 3.
- ⇒ Para suelos parcialmente saturados el factor está comprendido entre 1.5 y 2.

Según Lee et al (1969) los resultados obtenidos al utilizar la cámara triaxial cíclica sobre arena seca mostró para velocidades de deformación comprendidos entre 0.1% y 1000% por minuto, los siguientes *FVC*:

- ⇒ Para arena suelta y presiones de confinamiento hasta de 15 kg/cm², un factor de 1.07.
- ⇒ Para arena en estado denso y elevados esfuerzos de confinamiento el factor resultó ser de 1.2.

Las posibles explicaciones al aumento de la resistencia con el aumento de la velocidad de deformación de cargas son:

El aumento de velocidad de carga afecta el movimiento de las partículas de suelo durante la deformación, impidiendo que las partículas sigan trayectoria de mínima resistencia y obligándolas a moverse unas por encima de otras provocando dilatación y la correspondiente reducción de la presión de poro y por consiguiente un aumento de su resistencia.

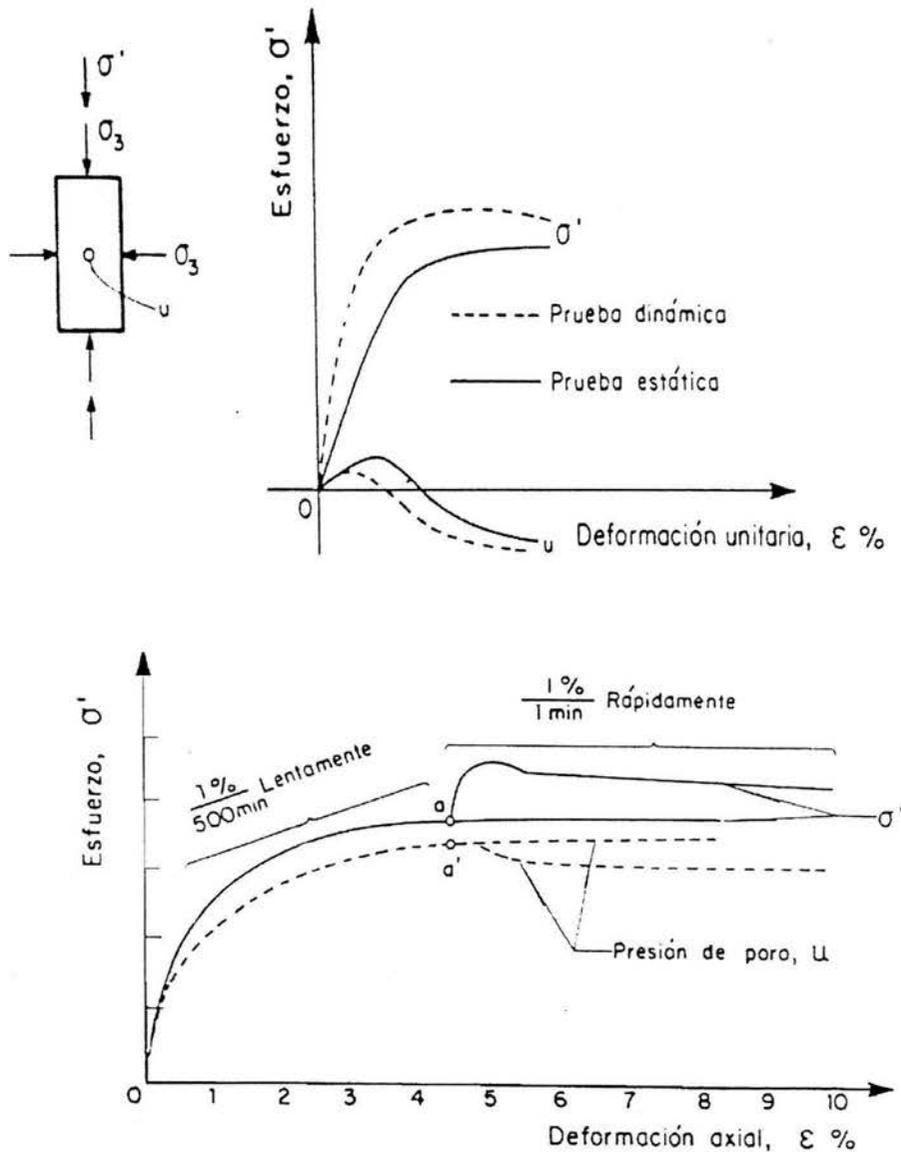


Fig. 2.1 Efecto de la aplicación de carga.

Cuando la velocidad de aplicación de carga aumenta, se debe proporcionar una mayor energía a la muestra debido a la resistencia del agua de los poros a fluir fuera del espécimen; por lo tanto el esfuerzo necesario para hacer fallar un espécimen de suelo saturado aumenta al incrementar la velocidad de aplicación de la carga.

Existe también un efecto de inercia en la deformación tanto vertical como lateral; cuando un espécimen de suelo es sometido a una carga o deformación rápida, la inercia retrasa el desarrollo de las deformaciones laterales que se podrían presentar ante cargas de tipo estático.



EFFECTO DE LA CARGA REPETIDA.

Cuando se induce una carga cíclica bien se trate de sismos, tránsito de vehículos, vibración de maquinaria, etc., a una masa de suelo, se provocan cambios en el estado de esfuerzos de dicha masa, lo cual puede causar un incremento tanto de la deformación como de la presión de poro. La disipación del incremento de la presión de poro puede dar origen a una deformación volumétrica y, por tanto, al asentamiento correspondiente. Otros efectos son el ablandamiento y la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante.

2.1 PRUEBAS DE CAMPO.

2.1.1 NIVELES BAJOS DE DEFORMACIÓN.

2.1.1.1 Pruebas geofísicas.

El procedimiento que se emplea para calcular el módulo del suelo consiste en determinar las velocidades de propagación de las ondas que son generadas en un cierto punto y registradas en otro. Dentro de las técnicas geofísicas la más empleada para determinar el módulo dinámico son las que hacen uso de hoyos para registrar y/o generar las ondas cuya velocidad de propagación se trata de determinar a distintas profundidades. Dependiendo del tipo de ondas que se analice, se puede determinar el módulo E o G, a través de las siguientes expresiones:

$$E = \rho v_c^2 \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)} \quad (2.2)$$

$$G = \rho v_s^2 \quad (2.3)$$

Donde:

v_c es la velocidad de propagación de las ondas compresionales o dilatantes.

v_s es la de las ondas cortantes.

ρ es la densidad de masa del suelo, y

μ es la relación de Poisson.

Sin embargo, cabe aquí recordar que las ondas compresionales, cuando se propagan por medios saturados, no resultan de utilidad en la determinación de las propiedades del esqueleto del suelo, ya que ellas viajan fundamentalmente a través del agua.

Las técnicas que más se emplean son los cristales piezoeléctricos para enviar o recibir ondas cortantes y el osciloscopio que indica la llegada de una onda de corte. El principio usado es el mismo en todas ellas, aunque existen desde luego ventajas de unas sobre otras, dependiendo de las características del suelo en sí y del equipo empleado. Dicho principio consiste en determinar las velocidades de las ondas que van de la fuente de energía a la fuente receptiva, mediante el uso de osciloscopios que registran el tiempo de salida y el de llegada de cada onda.

El principal problema surge al tratar de distinguir las clases de ondas que corresponden a cada señal; esto se debe a que generalmente existen otras fuentes de energía (vibraciones de vehículos, ruidos, etc) y a que los distintos tipos de ondas que se generan, pueden seguir diferentes trayectorias en suelos muy estratificados. Todo esto hace que las señales de llegada sean muy complejas y difíciles de interpretar. Para eliminar este problema, se han ideado varios procedimientos especiales, entre los que se encuentra el sugerido por Richart, F.E, Jr (1968), el cual consiste en aplicar un impacto en el punto de excitación e invertir el sentido del mismo a fin de que las trazas generadas diverjan en el momento de que las ondas cortantes llegan.

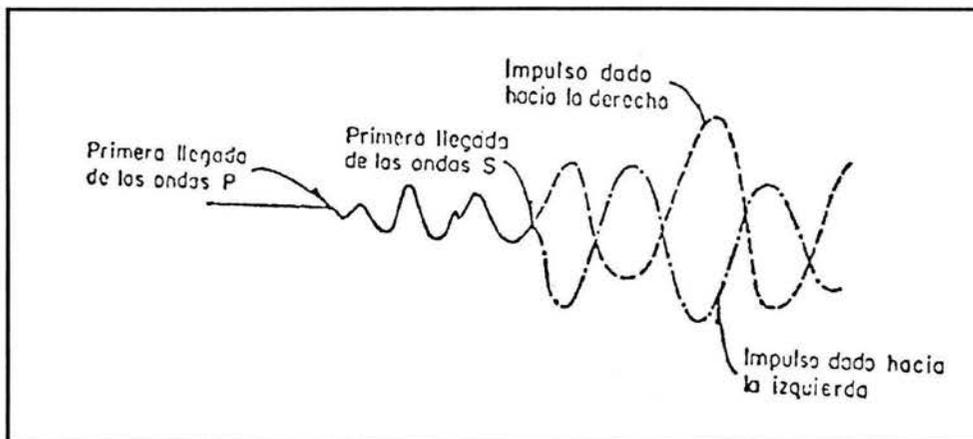


Fig. 2.2 Efecto en las trazas al invertir el sentido del impacto.

La principal ventaja de las técnicas geofísicas, como es de hecho la mayoría de las pruebas de campo, es la de trabajar con un material *in situ*. Además, según ya se indicó, se puede determinar el valor del módulo dinámico a diferentes profundidades. Entre las desventajas se encuentra el hecho de que las técnicas geofísicas generalmente emplean, como fuente de energía, un solo impulso, lo cual hace que el patrón de ondas generado sea difícil de duplicar. Para eliminar esta desventaja se ha desarrollado un vibro empacador que puede usarse con la técnica de hoyos paralelos y con el cual se inducen continuamente ondas polarizadas de compresión o de cortante.



2.1.1.2 Prueba de Refracción y Reflexión.

De la teoría de propagación de ondas en medios elásticos se sabe que una onda al viajar por un medio y chocar y pasar a otro de densidad distinta sufre reflexión o refracción. En un tren de ondas con diferentes direcciones de propagación se presentan ambos. La reflexión consiste en el rebote de la onda en la frontera y su regreso al primer medio en una dirección con un ángulo igual al definido por las leyes de reflexión de la óptica (ángulo de incidencia, con respecto a la perpendicular a la frontera, igual al ángulo de reflexión).

La refracción se produce cuando una onda al pasar de un medio a otro cambia su trayectoria. Este fenómeno se observa, por ejemplo, al introducir un lápiz en un vaso lleno de agua: parece como si este se doblara. La ley de Snell relaciona la velocidad de propagación de las ondas en dos medios y los ángulos de incidencia y de refracción, expresándose como:

$$\frac{c_1}{\text{sen } i_1} = \frac{c_2}{\text{sen } i_2} \quad (2.4)$$

c_1, c_2 velocidad de propagación en los medios 1 y 2, respectivamente.

i_1 ángulo de incidencia.

i_2 ángulo de refracción.

Para que el rayo refractado siga la trayectoria definida por la frontera entre los dos medios, se requiere que $i_2 = 90^\circ$. Esto se conoce con el nombre de refracción total. La onda así refractada y a lo largo de toda su trayectoria produce ondas que regresan por el primer medio con un ángulo igual al ángulo de incidencia llamado ángulo de incidencia crítico.

El método de refracción empleado en Ingeniería Civil se basa en la refracción total. De acuerdo con ello la relación de Snell para el caso de refracción total se escribe:

$$\text{sen } i_1 = \frac{c_1}{c_2} \quad (2.5)$$

por condición del ensaye el ángulo de incidencia crítico, i_1 debe ser menor de 90° , por tanto, $\text{sen } i_0$ (ángulo crítico) es menor que la unidad, y consecuentemente c_1 debe ser menor que c_2 , en la ecuación anterior. Esto implica estrictamente hablando que el método de refracción sólo puede utilizarse cuando los estratos más superficiales tienen velocidades de propagación de ondas menores que los más profundos. Cuando hay una o varias capas de suelo de velocidad menor que las superiores y se aplica el método, estas capas no son detectadas.

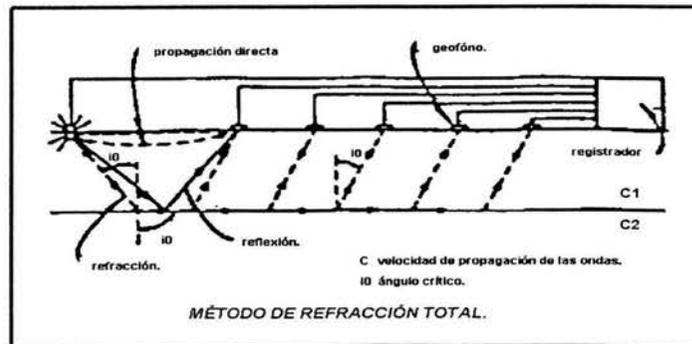


Fig.2.3 Método de refracción.

La práctica consiste en generar ondas en la superficie por medio de un martillo pesado o una masa que golpea contra una placa colocada en la superficie del terreno, o bien por medio de una explosión con una carga pequeña de dinamita colocada en un barreno poco profundo (menor de 5 m). En ambos casos se generan trenes de ondas P, S, R y otras que viajan en trayectorias definidas por semiesferas concéntricas en todas direcciones, generándose no sólo refracción sino también reflexión. Sin embargo, se puede demostrar que las ondas reflejadas toman un tiempo mayor que el requerido por la totalmente refractada para regresar a la superficie, y por tanto la primera señal de llegada corresponde a la de la onda refractada totalmente.

Los sensores para captación de la onda se llaman *geófonos*, éstos son colocados en la cercanía de la fuente generadora de ondas, captan primero las ondas que viajan directamente en el primer medio. Existe, sin embargo, una distancia crítica (d_0), con respecto a la fuente, para la cual la onda refractada y la onda directa arriban al mismo tiempo; más allá de d_0 la onda refractada llega primero.

El ensaye se lleva a cabo en el campo tendiendo una línea de geófonos distantes entre sí 2, 5 o más metros. Se genera un tren de ondas (golpe, explosión) en un extremo de la línea y se registra (con graficador u osciloscopio) el tiempo de llegada de la onda a cada geófono del tendido. Después se genera otro tren de ondas en el extremo opuesto de la línea y se vuelve a registrar el tiempo de llegada de las ondas. Conociendo la distancia de cada geófono a la fuente y los tiempos t_1 , se elaboran las gráficas de curvas domocrónicas.

Con la técnica descrita se obtienen velocidades de ondas P, las cuales se determinan como el recíproco de las pendientes de las rectas de las gráficas de curvas domocrónicas (Figura 2.4).

Las ondas se generan en uno y otro extremo del tendido de geófonos para determinar si los estratos son horizontales. Si son horizontales, las domocrónicas son simétricas, como es el caso de la figura 2.4.

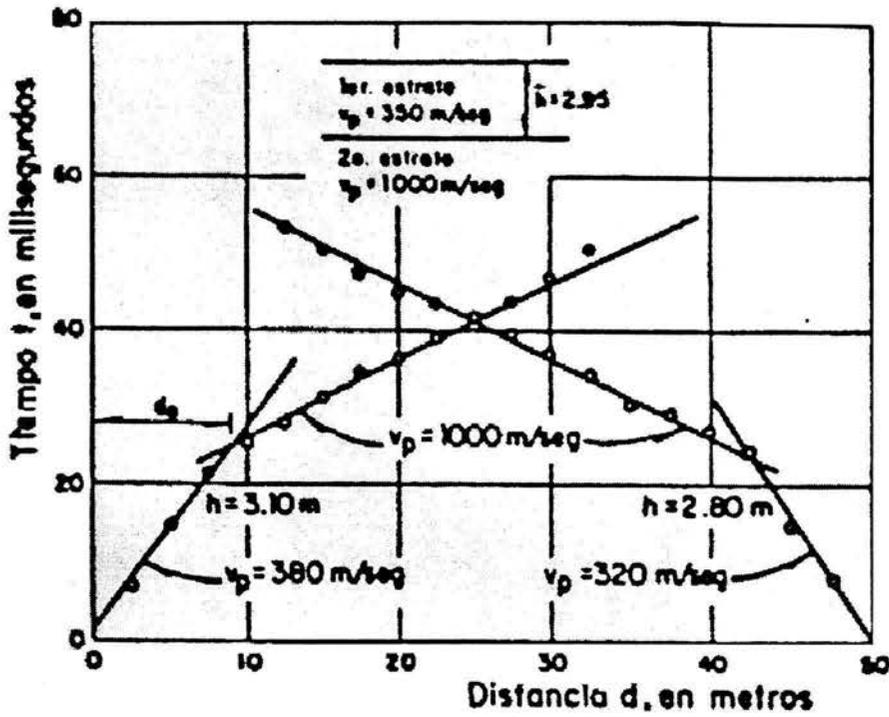


Fig.2.4 Curvas domocrónicas (Rascón, 1972)

El espesor del primer estrato, h , en dos estratos horizontales se determina con la relación:

$$h = \frac{d_0}{2} \left(\frac{c_2 - c_1}{c_2 + c_1} \right)^{1/2} \quad (2.6)$$

en donde d_0 , c_1 y c_2 se obtienen de las gráficas de curvas domocrónicas.

Si las gráficas tiempo-distancia son asimétricas el contacto entre ambos estratos es inclinado. Si en la gráfica domocrónica aparecen dos rectas simétricas con respecto al centro del tendido, se trata de un medio homogéneo cuya velocidad de propagación de onda es igual al recíproco de la pendiente de cualquiera de las dos rectas.

Cuando el mecanismo de generación de ondas es un martillo o una masa pesada, la profundidad de suelo que se alcanza a explorar es de aproximadamente 30 m y depende de la sensibilidad de los geófonos y el ruido que haya en el sitio.



En resumen, para obtener la velocidad de propagación de onda compresional P en un depósito de suelo, el método de refracción puede ser de gran utilidad. Debe notarse que el método se basa en la refracción total y por tanto su uso exige que la velocidad de los estratos profundos sea mayor que la de los superficiales. Por otra parte, en medios saturados la velocidad de onda P del suelo o roca es difícil de medir, generalmente se mide la velocidad P en el agua, por lo que se requiere experiencia para interpretar los registros. Algunas velocidades de ondas P típicas de varios suelos y rocas se presentan en la siguiente tabla.

MATERIAL	C_p (m/s)	C_s (m/s)
Agua.	1525	0
Aluvión.	480-1980	360-700
Arena.	300-1000	100-500
Arcilla.	1000-2800	50-500
Grava.	450-1220	
Limo.	400-610	
Caliza.	1700-6400	900-3800
Lutita.	1800-4000	

Tabla 2.A

Utilizando geófonos direccionales (sensores que detectan en una sola dirección) se puede medir la velocidad de propagación de onda de corte. Un método empleado consiste en excavar una pequeña zanja en un extremo de la línea de prospección, y a lo largo de ella colocar geófonos orientados perpendicularmente a la línea. Por medio de un martillo o péndulo se golpea contra una placa la cara de la zanja que se encuentra en dirección perpendicular a la línea del tendido. De esta manera se generan ondas polarizadas (es decir, que tienen una dirección preferente de propagación) de cortante horizontales SH.

Después de registrar la respuesta del suelo, se repite el ensaye golpeando la cara opuesta de la zanja, con objeto de que el registro se invierta. Comparando ambos registros se debe obtener una figura prácticamente simétrica si realmente se generaron y detectaron ondas de cortante. Con los resultados obtenidos se dibuja la gráfica tiempo-distancia, y de ella se obtienen las velocidades de ondas de corte como el recíproco de las pendientes de las rectas de dicha gráfica. Con este método se pueden alcanzar profundidades entre 15 y 30 m.

Además de proporcionar información sobre la naturaleza del sustrato rocoso y sus cambios laterales, la sísmica de refracción permite estimar aproximadamente el módulo de elasticidad de las formaciones investigadas, el grado de fracturación de la roca.

Según la teoría de elasticidad, el módulo de Young dinámico, E , viene dado en función de la velocidad de propagación de las ondas longitudinales, v_p , y del coeficiente de Poisson μ por la siguiente fórmula:

$$E = v_p^2 \rho \frac{[(1 + \mu)(1 - 2\mu)]}{(1 - \mu)} \tag{2.7}$$

siendo ρ la densidad del material.



2.1.1.3 Prueba de sonda suspendida (in hole).

Consiste en el uso de una sonda que se introduce en un pozo lleno de agua o fluido de perforación, suspendida de un cable a través de una polea. El cable lleva en el centro los alambres eléctricos que se conectan a la unidad de control y medición colocada en la superficie. La sonda consiste en una fuente de excitación, un filtro y dos unidades de medición con dos geófonos direccionales cada una (uno horizontal y otro vertical) separadas un metro.

La fuente de excitación es un martillo solenoide electromagnético, que al ser activado produce en el agua una fuerza perpendicular al eje largo del sondeo, la que a su vez la transmite a la pared del pozo. Así el pozo es excitado indirectamente a través del agua.

Las estaciones de medición están diseñadas de tal forma que su condición de flotación es neutral (o indiferente); es decir, su peso es igual al del volumen del agua o fluido de perforación que desaloja. Cuando la pared del pozo se desplaza horizontalmente por efecto del impulso dinámico generado por la fuente, tanto el fluido de perforación como las estaciones de medición de la sonda se mueven simultáneamente. Esto es debido a que la sonda está suspendida libremente en el interior del pozo.

Para efectuar las mediciones se produce, con el excitador, una excitación dinámica normal al pozo; los geófonos horizontales de cada estación, alineados con la fuente, registran el tiempo de llegada. Se produce otra onda en dirección opuesta a la primera con objeto de verificar que la onda generada sea S, además del alineamiento de los geófonos horizontales con la fuente.

Como tercer paso, se produce otra onda que se detecta con los geófonos verticales. La velocidad de la onda entre las dos estaciones de medición se calcula por la diferencia entre los tiempos de llegada a cada una y su separación (ordinariamente un metro). Este método permite hacer mediciones en pozos muy profundos (500 m), requiere sólo un pozo, puede ser empleado en suelos estratificados y proporciona además, mediciones confiables.

Descripción Del Equipo.

En la figura 2.5 se esquematiza la sonda empleada para el ensayo "In-hole". Como se deduce de la figura, en este método lo que se determina directamente es la velocidad media de S (ó P) del metro de columna de terreno situado entre los dos sensores (geófonos).

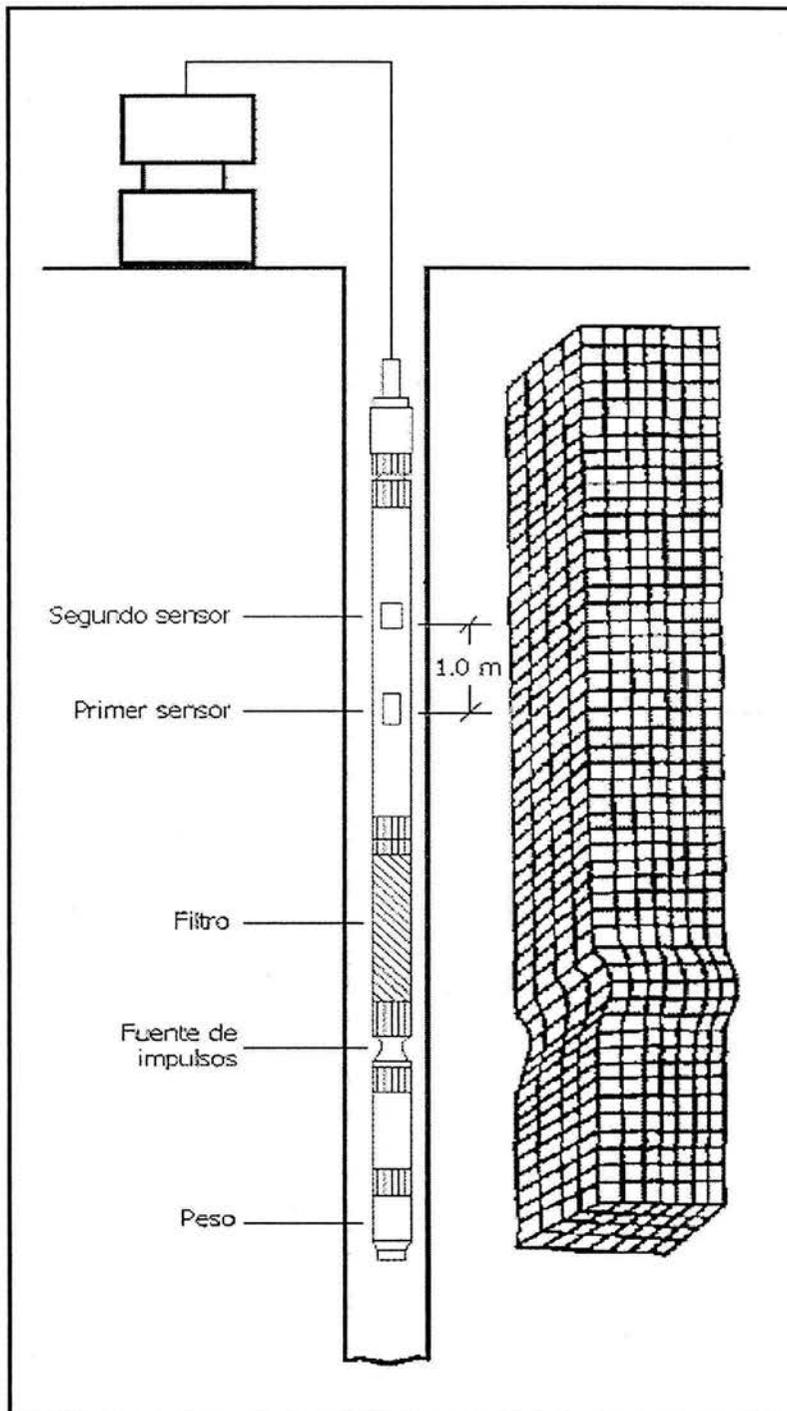


Fig. 2.5 Prueba de sonda suspendida (in hole).

La fuente vibratoria es un excitador electromagnético que genera una fuerza impulsiva que no actúa directamente sobre las paredes del sondeo, sino que se transmite al terreno a través del agua.

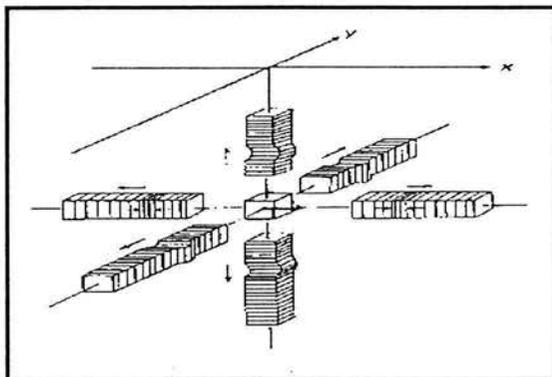


Fig. 2.6 Deformación del suelo en el interior de un semiespacio producido por una carga impulsiva horizontal.

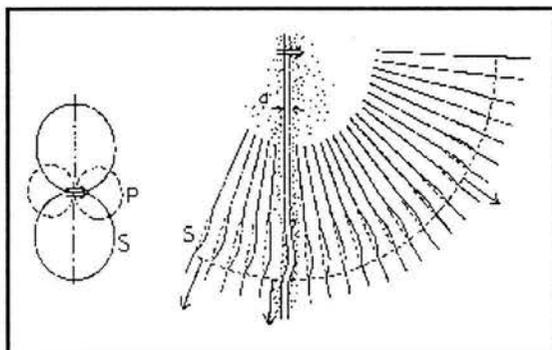


Fig.2.7 Campo ondulatorio originado por la fuente vibratoria del "In-hole"

En lo que respecta a los geófonos, éstos están "flotando" en el agua de forma que, al tener una densidad aparente igual a la de esta última ("neutral buoyancy"), el desplazamiento del geófono (U) es igual al del agua (U_w).

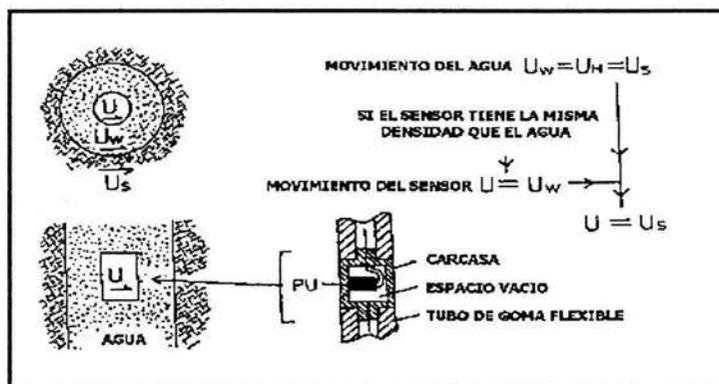


Fig. 2.8 Esquema conceptual del transductor del sistema "In-hole"



Por otro lado, $U_W = U_H$ (desplazamiento de la pared del sondeo) siempre que la longitud de onda (λ) sea mucho mayor que el diámetro del sondeo (d). En definitiva, $U = U_H = U_S$, siendo U_S el desplazamiento del terreno producido por las ondas S.

2.1.1.4. Pruebas de Pozos. Cross-Hole (pozos cruzados) y Down-Hole (pozo abajo).

Ambas técnicas se han desarrollado fundamentalmente con el fin de determinar la velocidad de propagación de las ondas cortantes o S.

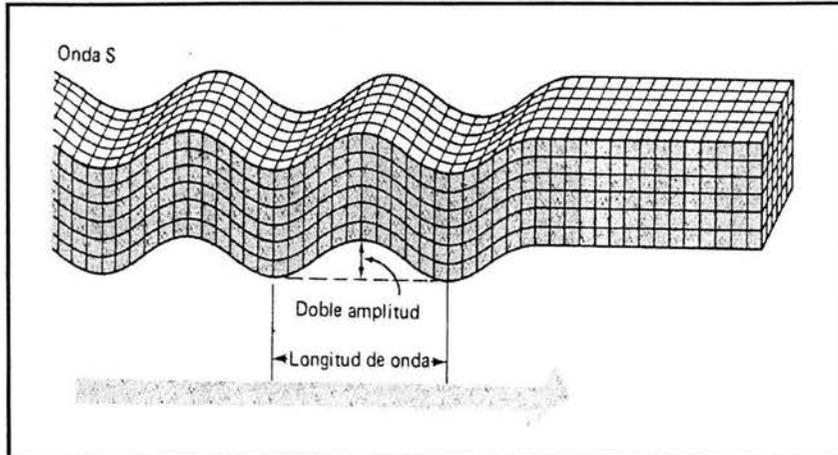


Fig. 2.9 Velocidad de propagación.

Pozos cruzados (cross-hole).

El ensayo "cross-hole" tiene como objeto detectar los tiempos de transmisión de las ondas cortantes S (vibración de las partículas del terreno en la dirección vertical) a través de trayectorias horizontales directas entre un punto emisor situado en el interior del terreno y uno o más receptores situados a su misma cota a una cierta distancia.

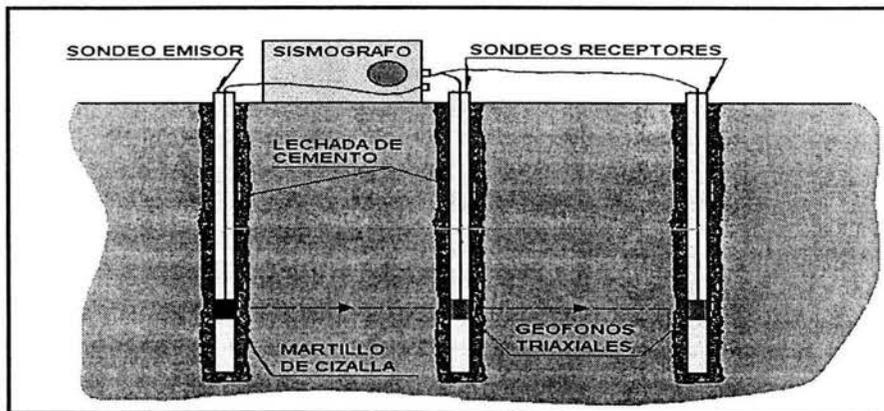


Fig. 2.10 Ensayo Cross-Hole.

Se sitúa sucesivamente una fuente de ondas, que cizalle verticalmente el subsuelo, a distintas profundidades dentro de un sondeo emisor y se registra el instante de llegada de las ondas de corte así generadas a uno o más sondeos receptores, que, dependiendo de la rigidez del material a ensayar y de la precisión de los equipos de medida, se suelen situar alineados con el sondeo emisor a distancias comprendidas entre 3 y 10 m. Es fundamental cuidar al máximo la perforación y recuperación de testigos en los sondeos para poder así determinar con la mayor precisión posible el espesor y buzamiento de los distintos estratos y capas encontradas. La testificación geofísica (introducción de un laboratorio físico en un sondeo para obtener la medida continua y registro de una característica física determinada del terreno) de los sondeos así como la realización sistemática de ensayos SPT a lo largo de sus columnas, constituyen una ayuda valiosísima a la hora de interpretar los registros sísmicos. Otro aspecto de vital importancia que hay que tener en cuenta en el ensayo es el de asegurar el contacto íntimo entre la entubación definitiva de los sondeos, que alojará el equipo de medida, y el terreno mediante mortero o lechada de cemento. El tipo de movimiento generado en el suelo por la propagación de este tipo de ondas afecta fundamentalmente a su esqueleto sólido y proporciona información de gran valor sobre su capacidad de deformación frente a los esfuerzos tangenciales.

Módulo de rigidez al cortante: $G = \rho v_s^2$ (2.8)

donde v_s es la velocidad de propagación de las ondas de corte y ρ la densidad del terreno incluyendo su contenido en agua.

Pozo Abajo (Down-hole).

El ensayo "down-hole" está enfocado fundamentalmente a detectar la velocidad de propagación de las ondas cortantes S (vibración de las partículas en la dirección horizontal) en su trayectoria vertical a través de una masa de suelo. El ensayo consiste en generar ondas cortantes mediante una fuente de energía reversible que produzca un efecto de cizalla horizontal en la superficie del terreno, y en registrar la llegada del impacto a lo largo de un sondeo situado a una distancia comprendida entre 2 y 5 m del foco emisor.

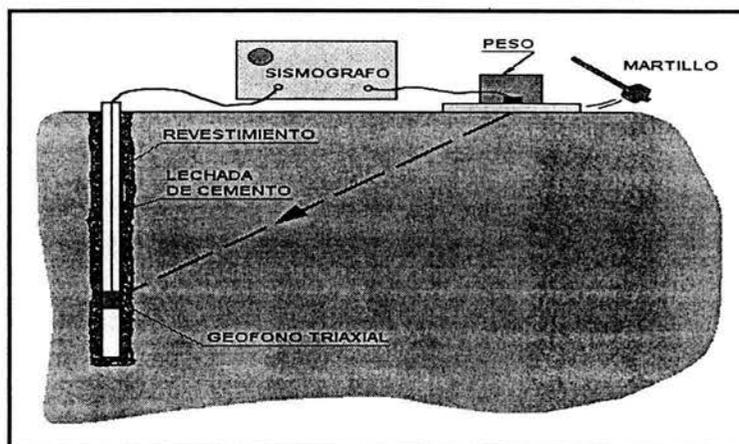


Fig. 2.11 *Ensayo Down-Hole.*



Al estar la fuente de energía cerca del sondeo receptor, las ondas que interesa detectar se propagarán en una dirección muy próxima a la vertical por lo que es lícito suponer una trayectoria directa desde el foco emisor a los receptores para calcular la velocidad de propagación de las ondas. Frente al ensayo cross-hole presenta la ventaja de que tan sólo exige la perforación de un sondeo para llevar a cabo los ensayos, y el inconveniente de que la energía sísmica que se puede generar mediante el golpe de una maza o martillo se amortigua rápidamente en el terreno alcanzando una profundidad máxima de 15 a 20m.

2.1.1.5 Prueba de cono sísmico.

Es un dispositivo mediante el cual pueden medirse en campo las velocidades de las ondas corte y de compresión en el suelo a diferentes profundidades. El equipo funciona bajo un mismo principio de operación semejante a una prueba tipo "pozo abajo" (*Down-hole*) y ha demostrado su utilidad para obtener las propiedades dinámicas de suelos blandos y arenas sueltas (Mooney, 1974; Rice, 1984).

El cono sísmico está compuesto por un par de péndulos unidireccionales suspendidos en el interior de una camisa metálica con punta cónica de 5cm de diámetro, un sistema de corriente alterna o con corriente directa y una tarjeta de adquisición de datos conectada a una computadora que almacena la información generada durante el sondeo. El equipo para hincar el cono sísmico en el suelo es similar al que se utiliza para llevar a cabo una prueba de cono eléctrico convencional.

La figura 2.12 presenta un esquema del "procedimiento de ejecución" de una prueba de cono sísmico; consiste en generar ondas de cortante en la superficie golpeando los extremos de un tablón de madera al que se le coloca un geófono testigo que permite determinar el instante en que se provocan los impactos.

Considerando las trayectorias de propagación que siguen las ondas de corte, debe cuidarse que el sondeo de cono se ubique perpendicularmente a la dirección del impacto, a una distancia de entre 1 y 3m.

Las ondas de cortante así generadas viajan a través de la masa de suelo hasta ser detectadas por el cono sísmico a una cierta profundidad. El sistema de adquisición de datos permite monitorear simultáneamente al geófono testigo y a los péndulos unidireccionales del cono, consecuentemente es posible determinar el tiempo que las ondas de corte tardan en viajar desde la superficie hasta el cono. Para maximizar la señal que recibe el cono, éste debe orientarse de manera que el plano de oscilación de uno de los péndulos sea paralelo a la dirección del impacto.

Con los datos del sondeo se construye el perfil de la curva domocrónica, que es una gráfica de tiempos de arribo de la onda de corte para cada profundidad de prueba, haciendo una corrección del tiempo para tomar en cuenta la trayectoria inclinada respecto del punto de impacto; la pendiente entre dos puntos de medición consecutivos es la velocidad de la onda de corte.

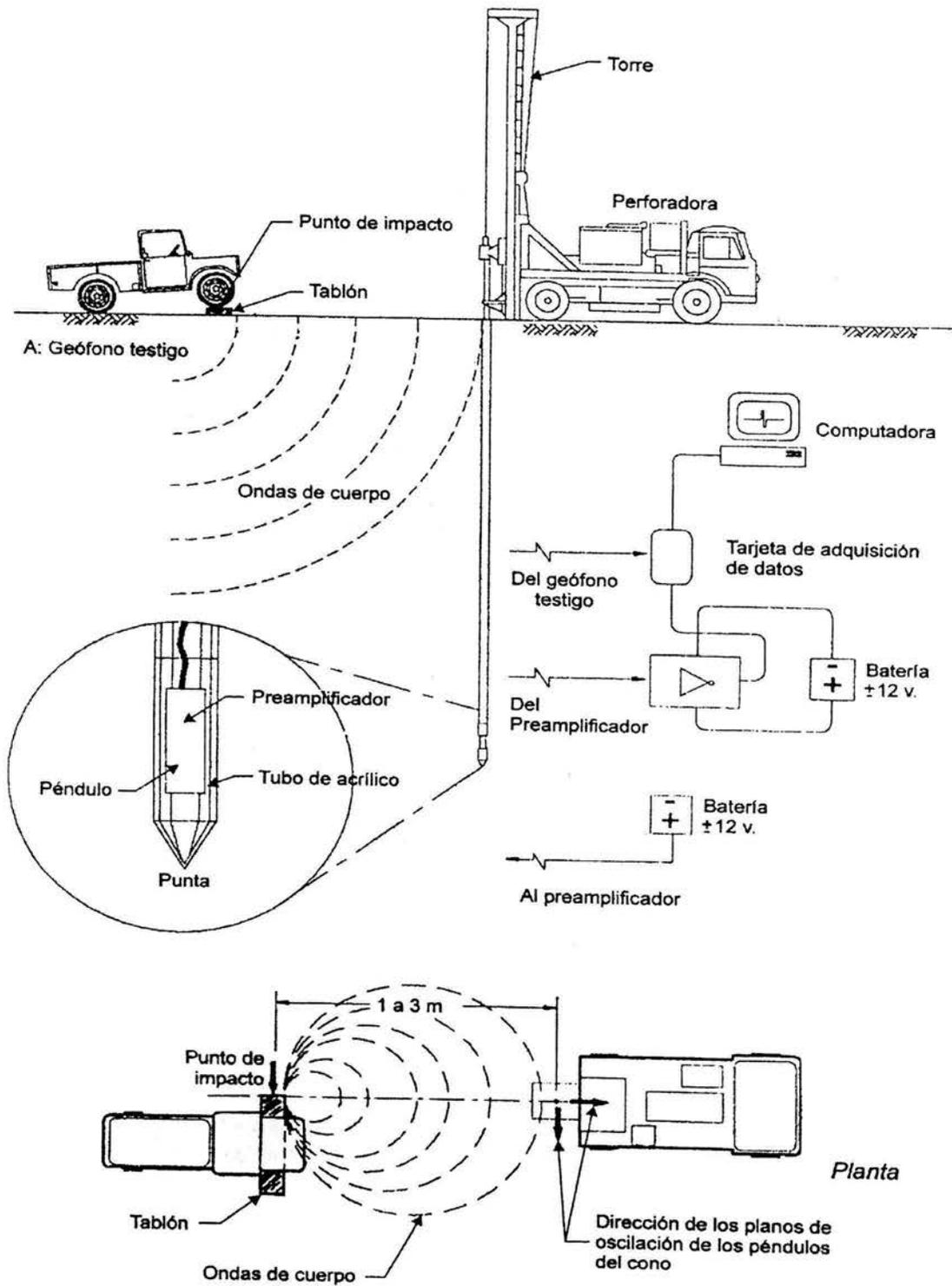


Fig. 2.12 Esquema simplificado del cono sísmico.

En la figura 2.13, se presenta esquemáticamente la gráfica de los datos medidos y derivados de los ensayos, así como la gráfica de la velocidad de la onda de corte en cada profundidad.

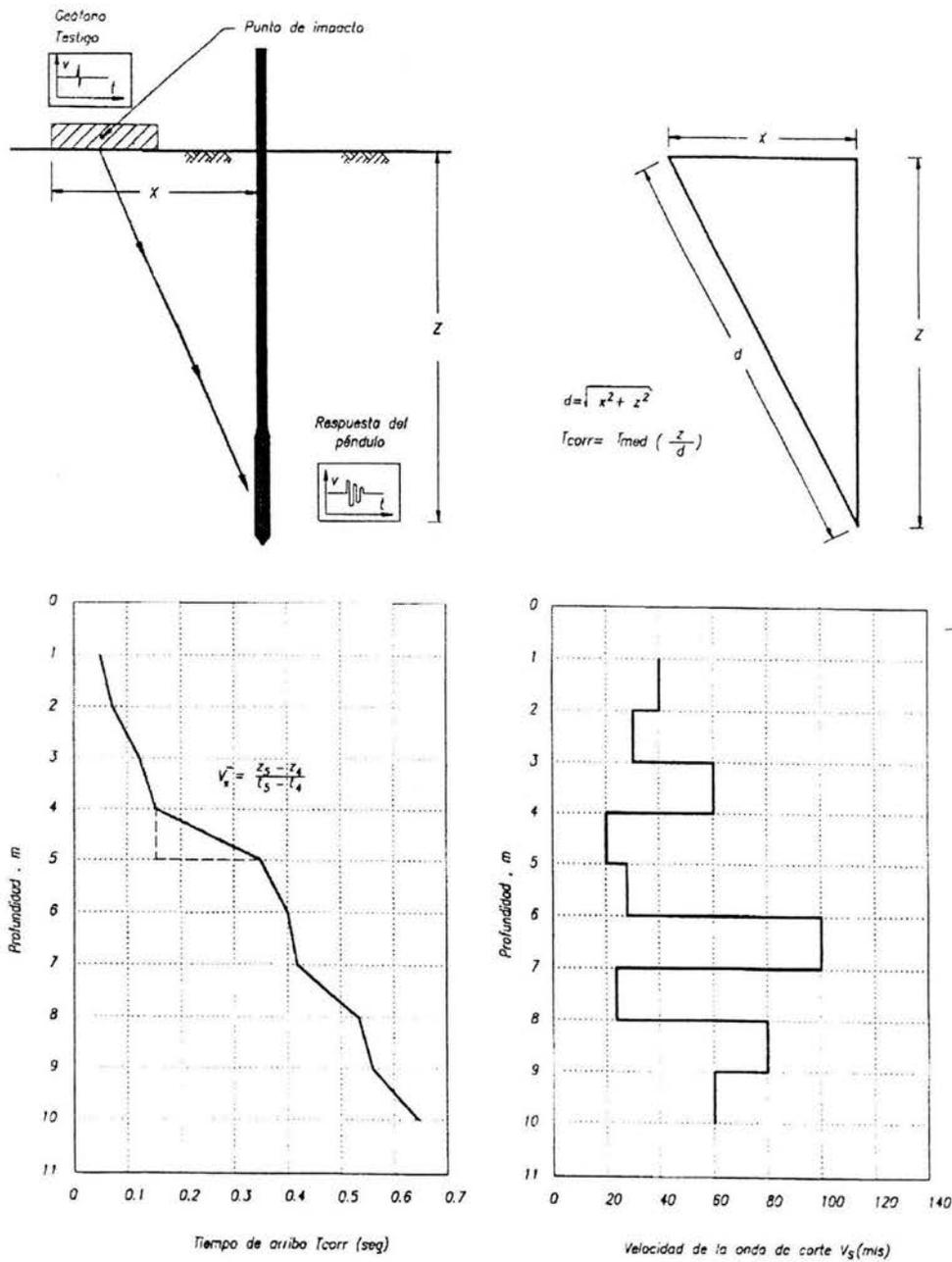


Fig. 2.13 Interpretación de una prueba de cono sísmico.



A continuación se muestran los resultados de sondeos efectuados en depósitos de arena y arcilla, respectivamente, complementados con el perfil de resistencias de punta de cono eléctrico como referencia (Contreras, 1997)

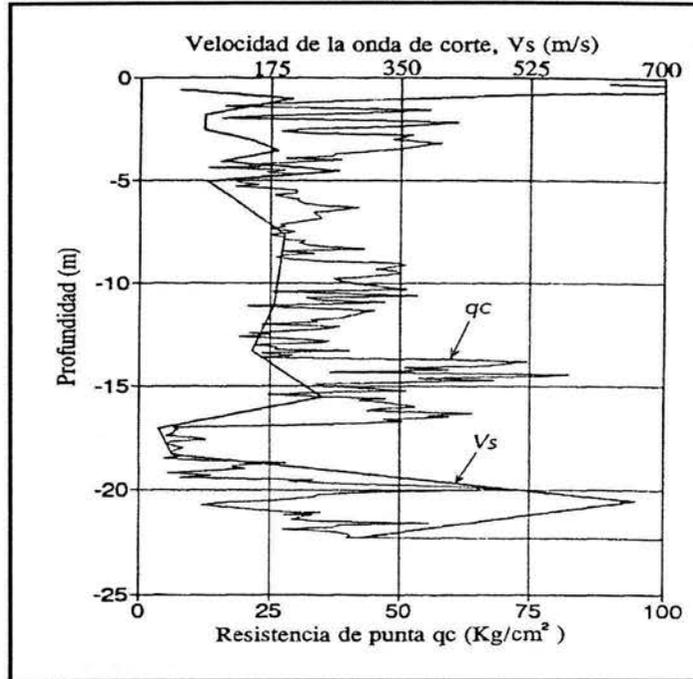


Fig. 2.14 Sondeo de cono sísmico en arenas sueltas

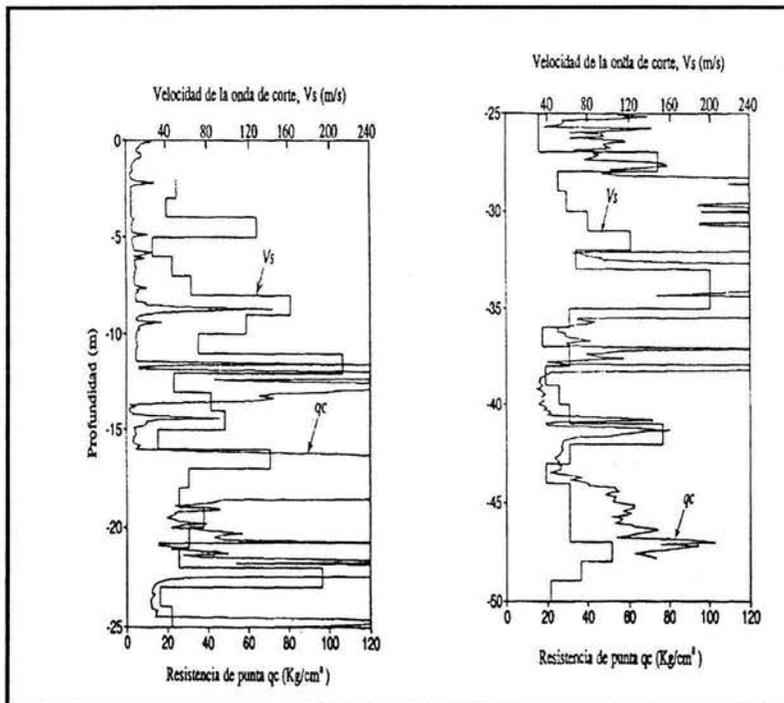


Fig. 2.15 Dos sondeos de cono sísmico en un sitio de Sosa Texcoco.



A partir de la densidad del suelo se obtiene el módulo de rigidez al corte máximo G_{\max} con la siguiente ecuación de la teoría de la elasticidad:

$$G = \rho V_s^2 \quad (2.9)$$

donde:

- ρ densidad del suelo (γ/g).
- γ peso volumétrico del suelo (kg/cm^3).
- g aceleración de la gravedad (m/s^2).
- V_s Velocidad de la onda de corte (m/s).

asimismo con los valores de la velocidad de la onda de corte medidos en el sitio se determina el período del suelo mediante la siguiente ecuación.

$$T_o = \frac{4H}{V_s} \quad (2.10)$$

donde:

- T_o periodo natural del sitio.
- H profundidad total de exploración (m).
- V_s velocidad promedio de la onda de corte en toda la profundidad explorada (m/s).

Cuando las variaciones de la velocidad de la onda de corte son significativas, V_s se calcula con la siguiente expresión, siempre y cuando la estratificación y la superficie del terreno sean sensiblemente horizontales, y no haya fronteras laterales que invaliden la hipótesis de propagación unidimensional:

$$V_s = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}} \quad (2.11)$$

donde:

- V_{si} velocidad de la onda de corte medida a la profundidad i-ésima (m/s).
- h_i espesor del estrato i-ésimo (m).

2.1.2 NIVELES ALTOS DE DEFORMACIÓN

2.1.2.1 Prueba de penetración estándar (SPT).

El penetrómetro estándar es un tubo de dimensiones normalizadas que se hinca a percusión.

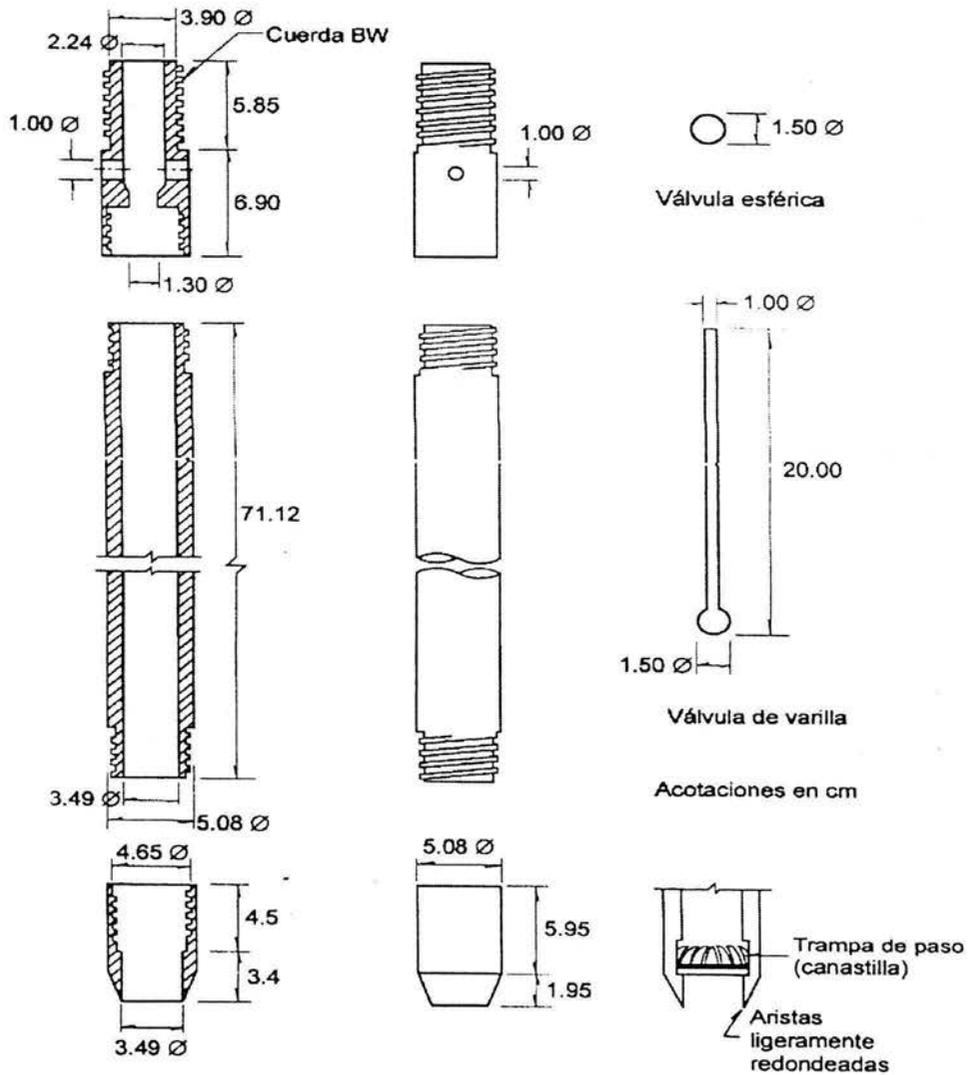


Fig. 2.16 Penetrómetro estándar.



Consiste en un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinca; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla. Opcionalmente se utiliza una trampa para retener las muestras (CFE.1980 y ASTM D-1586-67,1977). El equipo auxiliar para el hincado es una masa golpeadora de acero de 63.6kg con guía de caída libre de 75cm y barras de perforación AW ó BW con un yunque de golpeo incorporado a la columna de barras. La masa golpeadora levanta un malacate de fricción (cabeza de gato).

El penetrómetro estándar se hinca 45cm en el fondo de una perforación de 7.5cm de diámetro mínimo con los impactos de la masa de 64kg y caída libre de 75 +/- 1cm. Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15cm. Se define como la resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los dos últimos tramos de 15cm. Cuando debido a la dureza del suelo no se puede penetrar los 45cm, se define N por extrapolación (CFE, 1980).

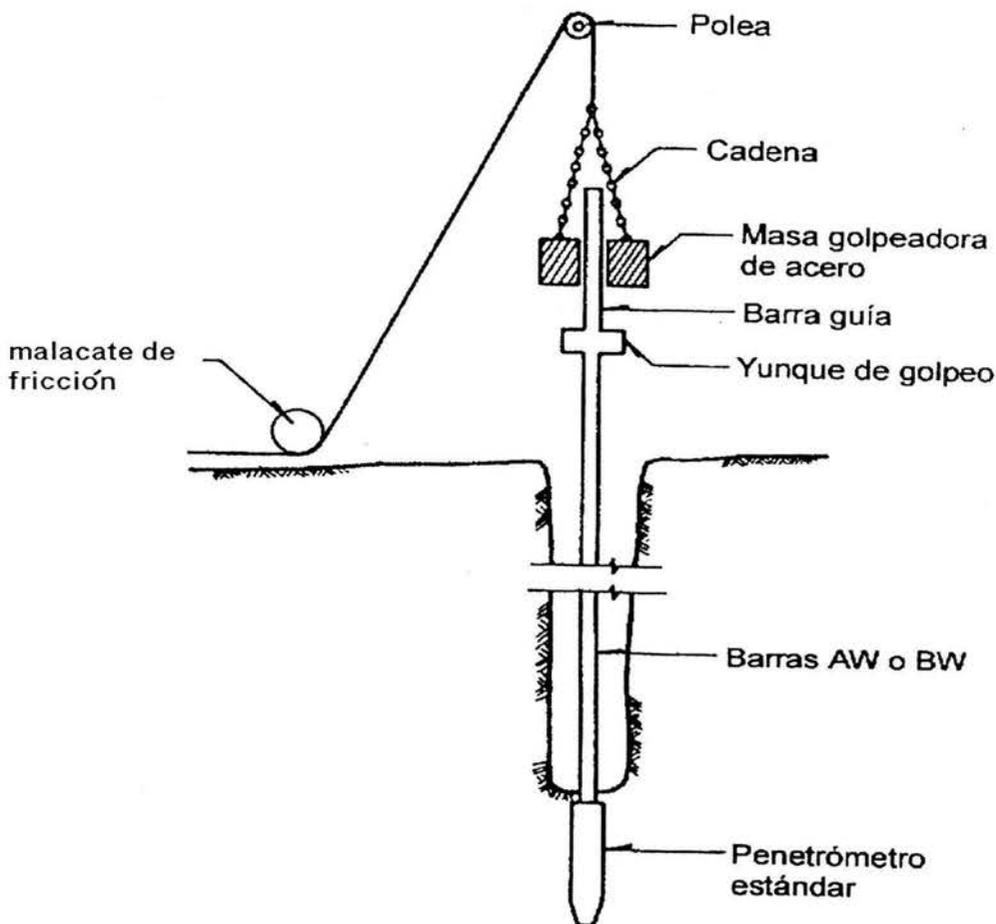


Fig. 2.17 Prueba de penetración estándar.



Después del hincado se saca el penetrómetro a la superficie para recuperar la muestra alterada, que se coloca en un frasco hermético, y se registra la información del hincado y clasificación del suelo. Al interpretar los resultados obtenidos con este penetrómetro se puede lograr:

- ⇒ Definir la estratigrafía del sitio.
- ⇒ Determinar por correlación la compacidad relativa de suelos granulares y la consistencia de suelos cohesivos.
- ⇒ Obtener muestras alteradas para determinar en el laboratorio sus propiedades índices.

La estratigrafía del sitio se define a partir del número de golpes *N* necesario para hincar el penetrómetro los 30cm, o el obtenido por extrapolación en los casos en que no penetre los 45cm especificados, y de la clasificación de campo de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), de acuerdo a la figura 2.18.

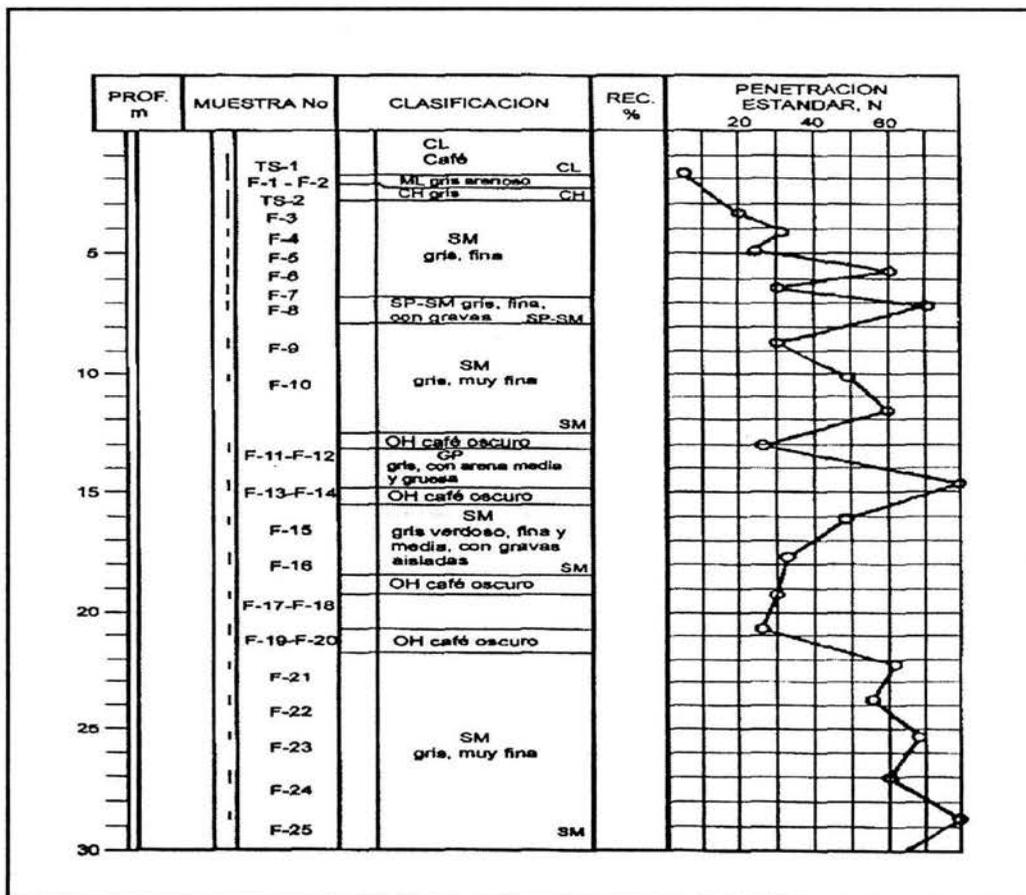


Fig. 2.18 Perfil estratigráfico de un sitio.

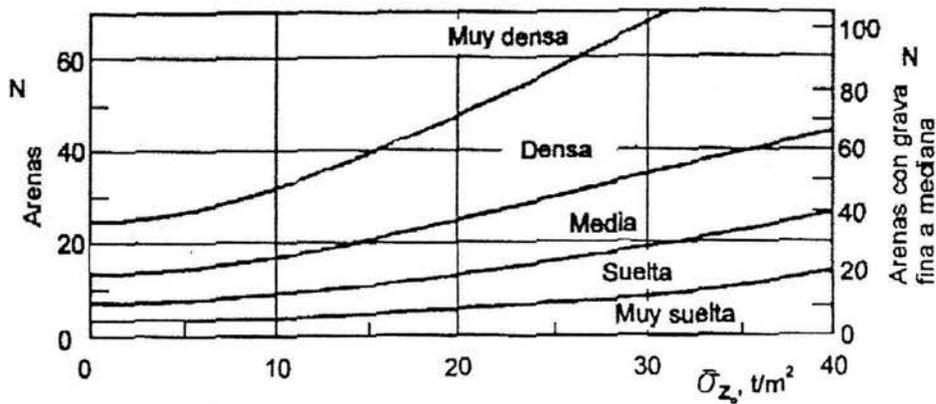


La correlación empírica entre el número de golpes N y la compactación presentada en la tabla 2.B, es válida para arenas localizadas arriba del nivel freático.

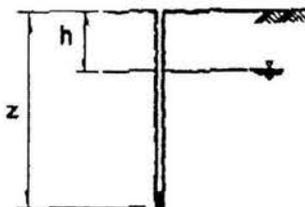
Número de Golpes.	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Compacta
> 50	Muy compacta

Tabla 2.B

Para tomar en cuenta la profundidad a la que se realiza la prueba y la posición del nivel freático se debe utilizar la correlación mostrada en la figura 2.19.



N Número de golpes en la prueba de penetración estándar (SPT)
 $\bar{\sigma}_z$ Esfuerzo vertical efectivo, t/m^2



h profundidad del nivel freático, m
 z profundidad de la prueba, m
 γ_h peso volumétrico del suelo húmedo, t/m^3
 γ' peso volumétrico del suelo sumergido, t/m^3

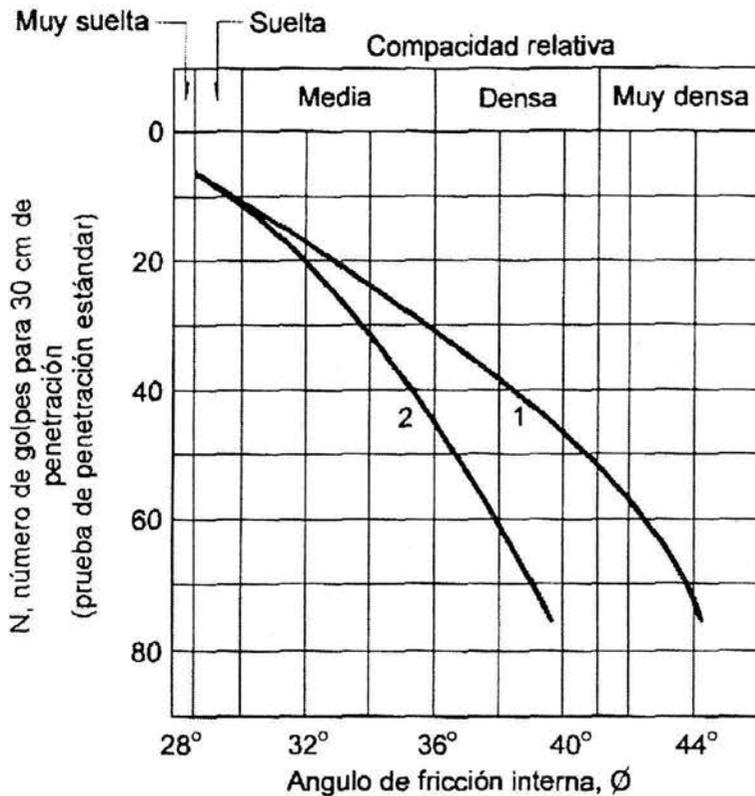
$$\bar{\sigma}_{z_0} = \gamma_h h + \gamma' (z-h)$$

$$\bar{\sigma}_{z_0} = 1.6 h + 0.6 (z-h) \text{ (valor aproximado)}$$

Fig. 2.19 Correlación número de golpes vs. Compacidad relativa.



La resistencia a la penetración estándar se puede correlacionar con el ángulo de fricción interna mediante la gráfica empírica de correlación:



- 1 Relación para arenas medianas a gruesas de grano anguloso a redondeado
- 2 Relación para arenas finas y para arenas limosas

Fig. 2.20 *Correlación número de golpes vs. Ángulo de fricción interna ϕ* (Terzaghi y Peck, 1968).

La prueba de penetración estándar debe realizarse cuidando que el muestreador tenga las dimensiones señaladas, el peso del martillo sea de 64kg y la caída libre de 75cm. La perforación debe mantenerse con un espesor máximo de azolves de 5cm y el agua o lodo empleados para la perforación deben mantenerse a un nivel constante. Las barras para el hincado deberán ser AW ó BW y su movimiento, al meterlas o sacarlas del sondeo, deberá ser lento para evitar que se genere succión y con ello se reduzca la compacidad relativa de los suelos predominantemente friccionantes.



En suelos de bajo contenido de agua, el avance de la perforación debe hacerse en seco, porque el empleo de agua o lodo reduce el número de golpes y aumenta el contenido de agua.

Determinación de propiedades dinámicas a través del número de golpes.

$$(N_1)_{60} = N_m C_N \frac{E_m}{0.60 E_{ff}} \quad (2.12)$$

- N_m Número de golpes obtenidos en campo.
- C_N Corrección por profundidad. (Nivel de esfuerzos).
- E_m Energía del martillo durante el ensaye.
- E_{ff} Energía del martillo en caída libre.
- $(N_1)_{60}$ Número de golpes al 60% de la energía de caída libre.

2.1.2.2 Prueba de Penetración de cono (CPT).

Penetrómetro estático tipo eléctrico (cono holandés, CPT). El penetrómetro de cono tipo eléctrico para hincarse a presión (estático) tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 1.6cm de diámetro (10cm², de área) y de la funda cilíndrica de fricción (Begeman, 1957), también de 3.6cm de diámetro y 13.25cm de longitud. Cabe aclarar que las fuerzas para el hincado de la punta del cono se estiman a partir de las mediciones de los deformímetros y calibraciones.

La capacidad de las celdas debe elegirse de acuerdo con la resistencia del suelo en que penetrará (Tabla, figura 2.21).

Suelo	Fuerza, <i>hg</i>		Esfuerzo, <i>hg/cm²</i>	
	Punta (<i>Q_c</i>)	Fricción (<i>F_s</i>)	Punta (<i>Q_c</i>)	Fricción (<i>F_s</i>)
Arenas sueltas a medias, turbas y arcillas blandas	500	300	50	2
Arenas densas y arcillas duras	3000	900	300	6
Arenas densas y arcillas duras	5000	500	500	4

Fig. 2.21 Capacidad necesaria de las celdas del penetrómetro.

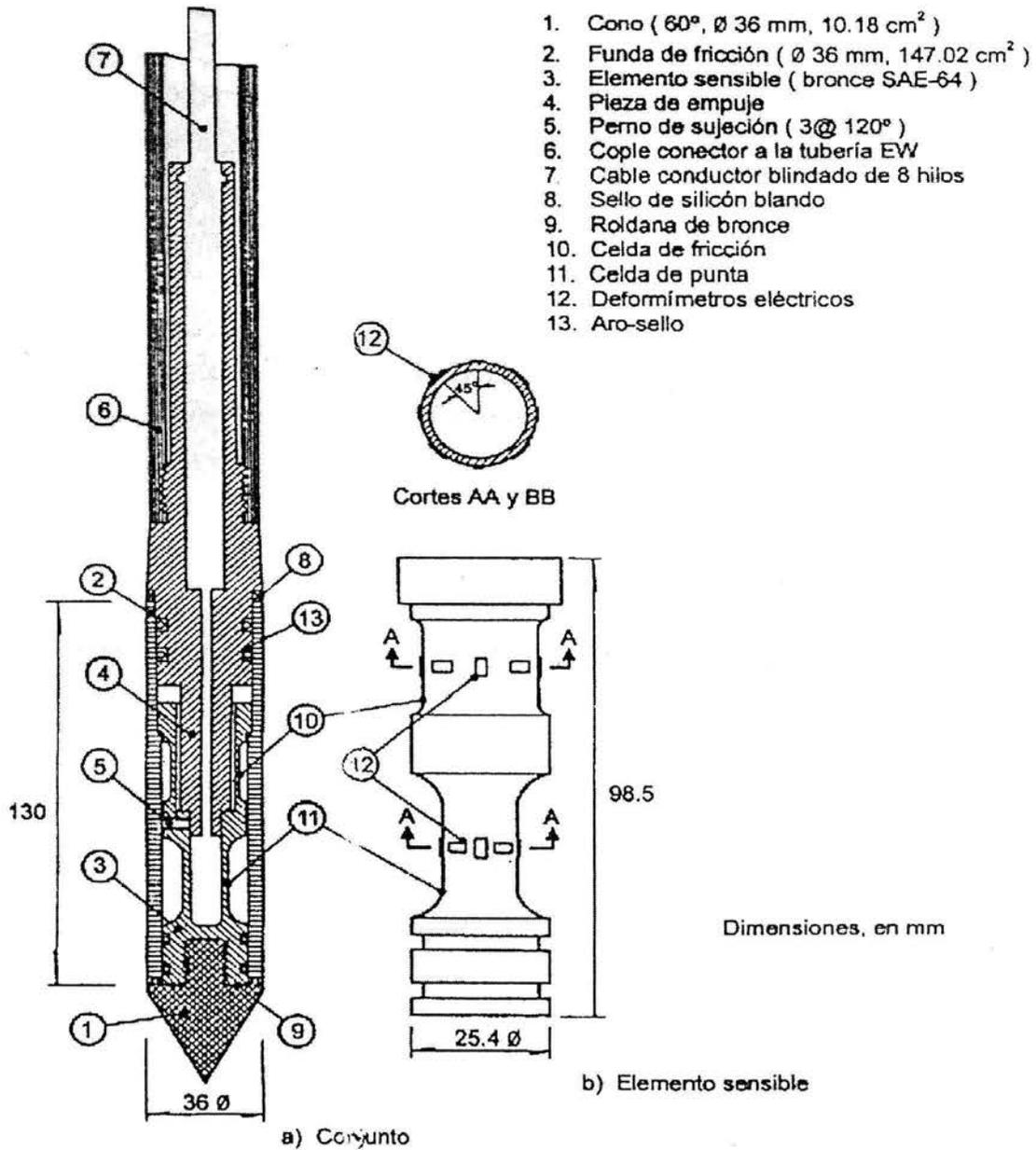


Fig. 2.22 Corte transversal del penetrómetro eléctrico.



Este penetrómetro se hince en el suelo con ayuda de un mecanismo hidráulico capaz de aplicar 2.5, 10 o 20 ton de fuerza axial. Con una perforadora usual en geotecnia, se puede hincar el cono como se muestra en la figura 2.23.

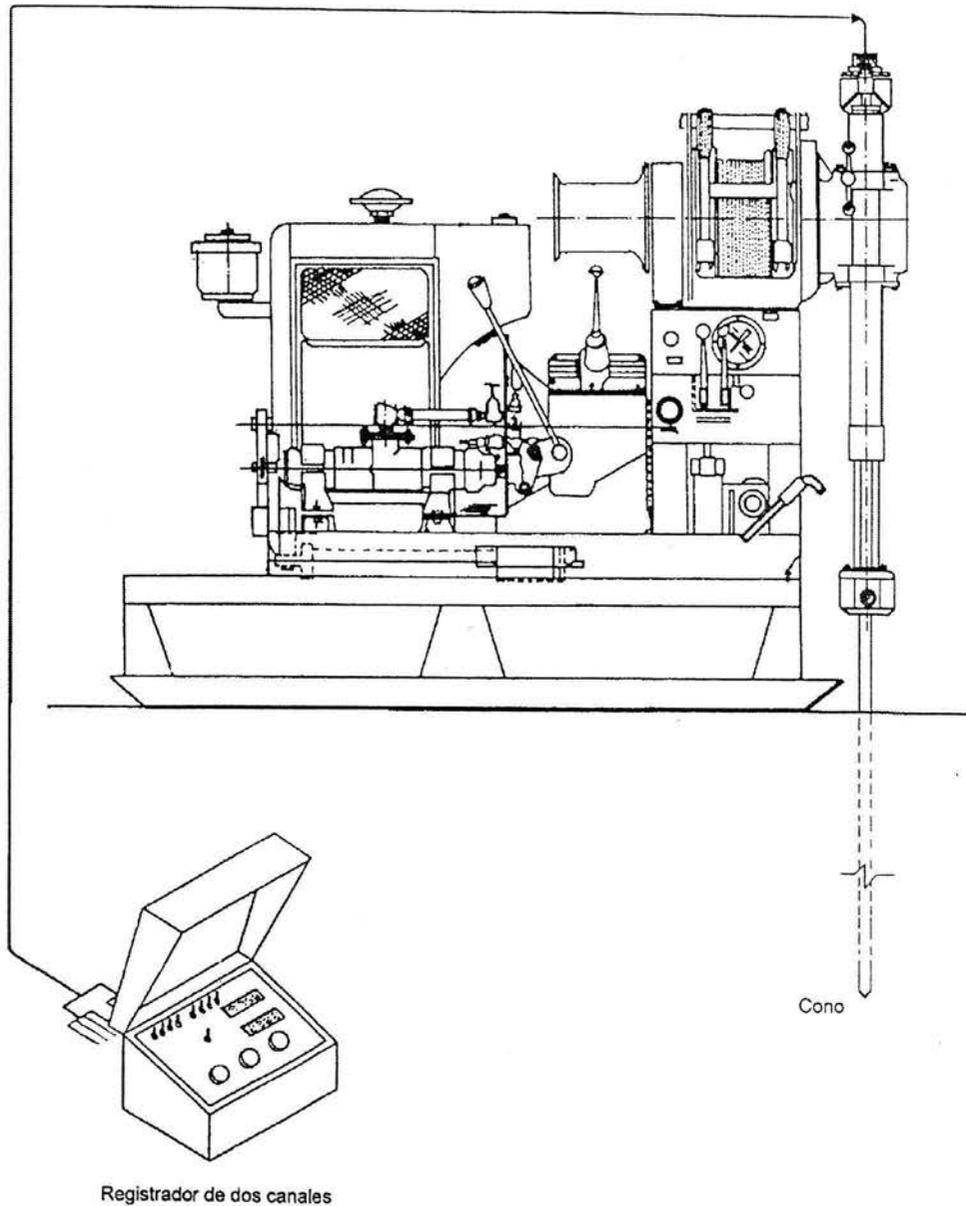
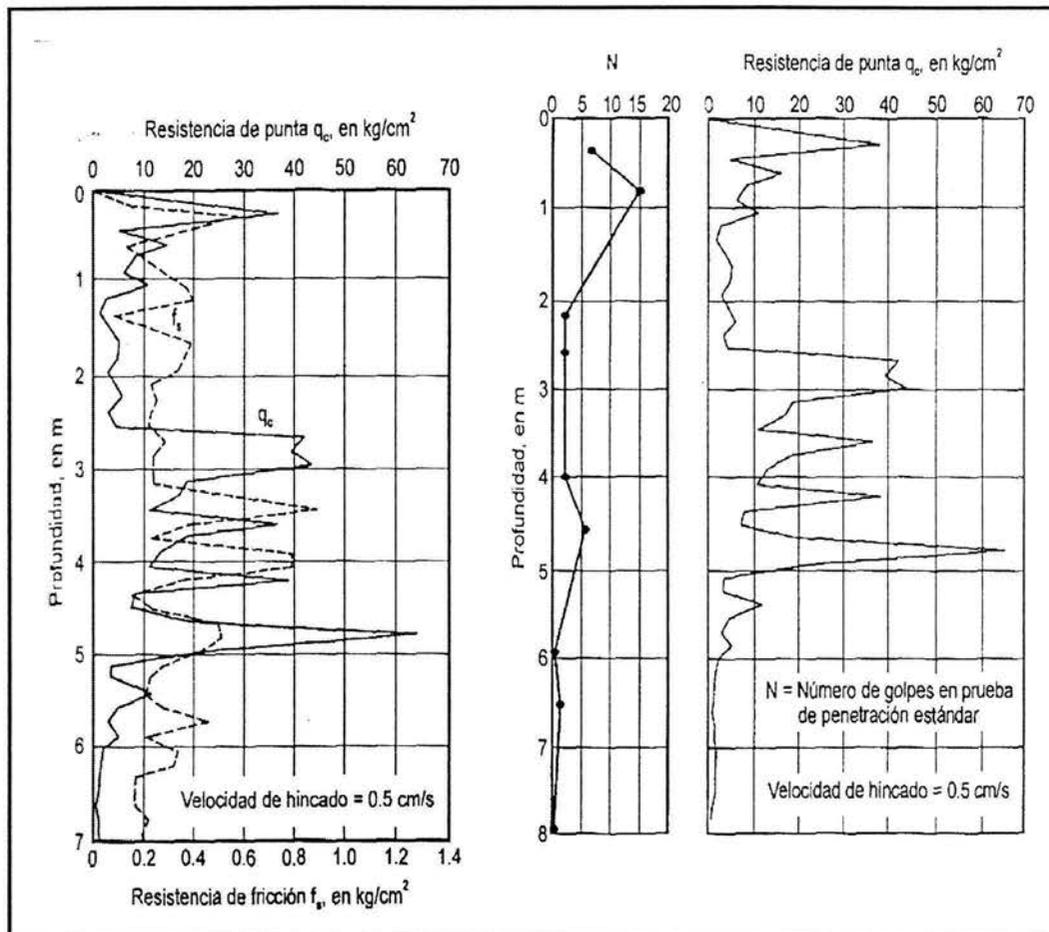


Fig. 2.23 Operación del cono.

La velocidad usual del hincado es de 2cm/s (Sanglerat, 1972; ASTM-D3441-75T, 1975). La resistencia de punta y la de fricción se pueden graficar mediante un registrador potenciométrico de dos canales y velocidad mínima de avance del papel de 2cm/min. o también, se pueden registrar manualmente con ayuda de un equipo digital. En la actualidad esta información se captura utilizando computadoras.

A continuación, en la figura 2.24 se muestra el sondeo típico realizado con este instrumento y la comparación de la resistencia de punta con el número de golpes de la prueba de penetración estándar en arcilla muy blanda.



Al interpretar la información obtenida con este penetrómetro se puede determinar:

- ⇒ La clasificación de los suelos por correlación empírica, sólo si se cuenta con la medición de f_s y q_c .

La clasificación de los suelos se hace con ayuda de las siguientes gráficas de correlación de la figuras 2.25 y 2. 26.

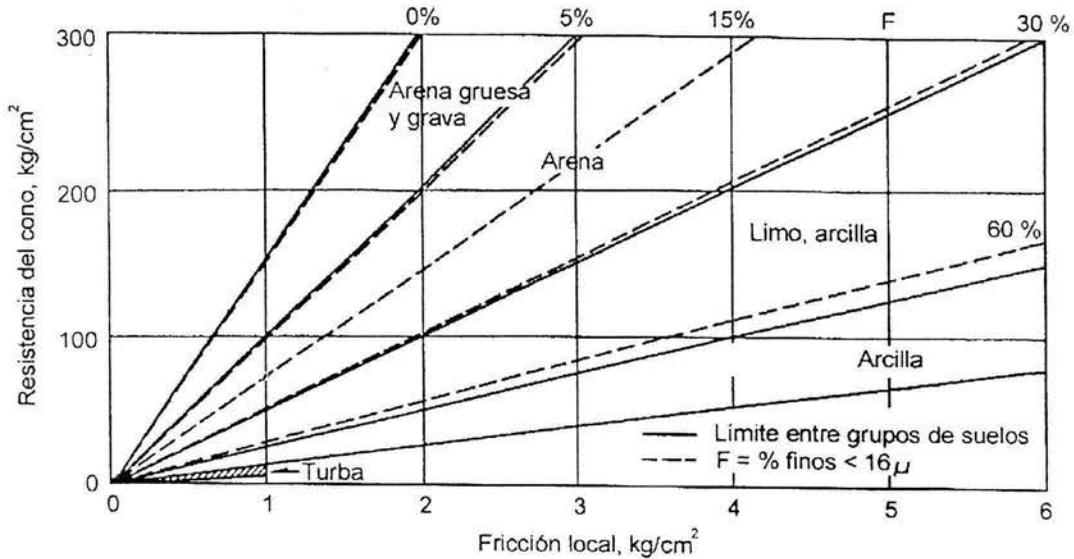


Fig. 2.25 Clasificación de los suelos con penetrómetro estático (Sanglerat, 1972).

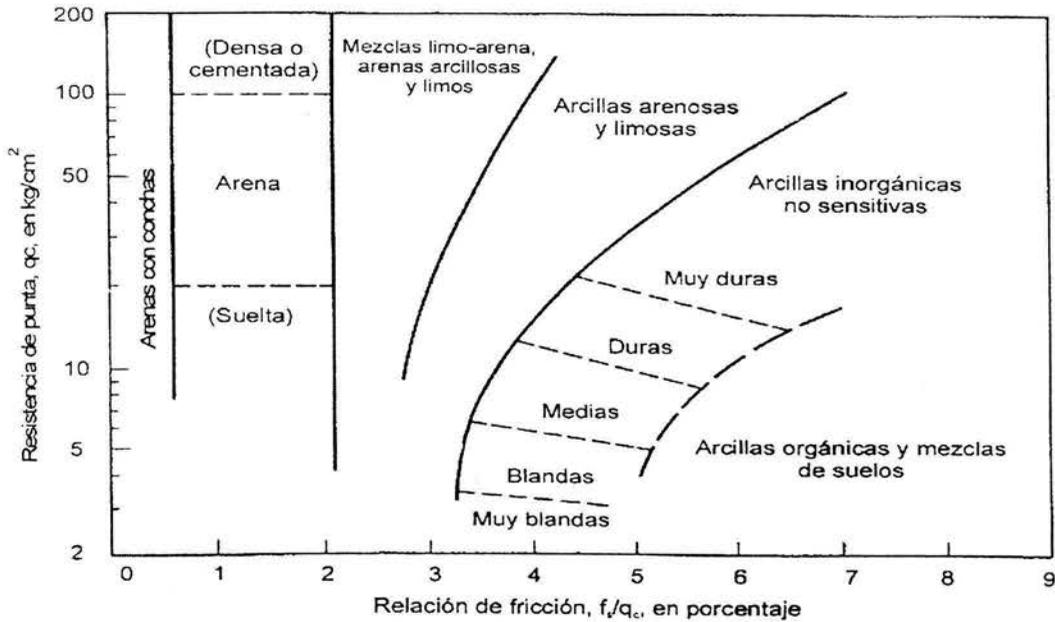


Fig. 2.26 Clasificación estimativa de suelos con penetrómetro estático (Schmertmann, 1970)

Los parámetros de resistencia al corte de los suelos se pueden obtener indirectamente de las pruebas de penetración de cono con la información de la figura 2.27 (parámetros de resistencia al corte).

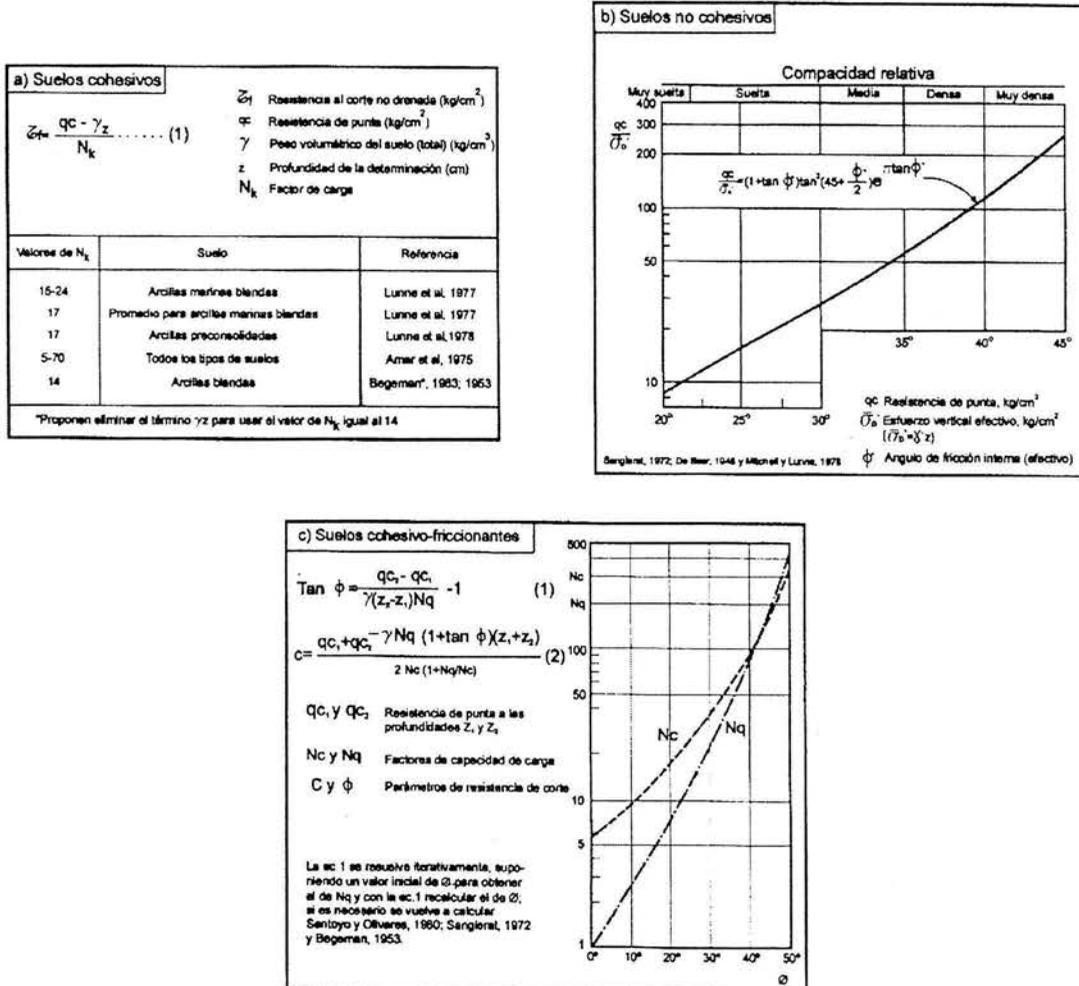


Fig. 2.27 Parámetros de resistencia al corte.

Determinación de propiedades dinámicas a través del número de golpes.

$$G = \frac{\gamma_s}{g} V_s^2 \quad (2.13)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{3g q_c}{2N_{KC} \gamma_s (1+\gamma)}} e^{\frac{3N_{KC}-4}{4} - \frac{1}{2\beta}} \quad (2.14)$$

2.1.2.3 Prueba de Dilatómetro (Dilatómetro de Marchetti DMT).

Se trata de un ensayo carga-deformación, con deformación controlada (*Marchetti*, 1975, 1980) y cuyo rango de aplicaciones en suelos granulares o cohesivos, de poco a muy densos y de blandos a duros, respectivamente. Desde un punto de vista geológico / geotécnico presenta tres aplicaciones principales:

- ⇒/ Determinar el perfil estratigráfico del terreno.
- ⇒/ Evaluar los parámetros geotécnicos de las capas atravesadas.
- ⇒/ Calcular la capacidad cortante del terreno y asentamientos frente a sollicitaciones.

El dilatómetro de Marchetti consiste en una paleta de acero templado, que tiene en el centro de una de sus caras una membrana circular de acero que se expande con gas a presión; se conecta a la unidad de control por medio de una manguera neumática y cables conductores ambos alojados por dentro de las barras de perforación.

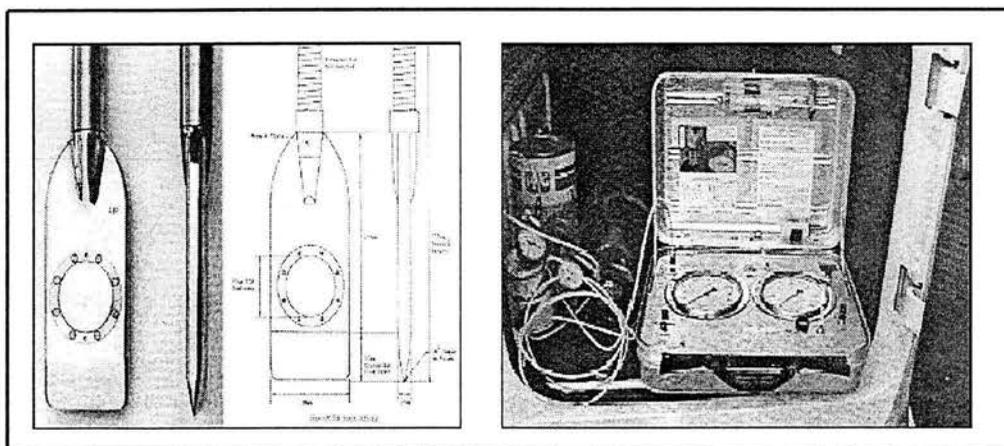


Fig. 2.28 Diagrama general, detalle y consola del dilatómetro de Marchetti.

La paleta se conecta a una unidad de control en superficie mediante una manguera de presión de nylon en cuyo interior contiene un cable eléctrico que transmite las señales. La manguera y cable discurre por el interior de las varillas de hinca, que son huecas. La prueba consiste en hincar la hoja en el suelo con las barras de perforación haciéndola avanzar hasta una cierta profundidad, después expandir la membrana y realizar tres mediciones con la unidad de control. Se trata, por lo tanto, de un instrumento de gran precisión.

La primera lectura consiste en medir la presión necesaria para inflar la membrana circular cuando esta se halla separado de la hoja 0.05mm, a esta lectura se le denomina p_0 . La segunda lectura se toma al momento en que la separación sea de 1.10mm dentro del suelo; este valor se conoce como p_1 . La tercera lectura conocida como p_2 , se toma disipando lentamente la presión de inflando hasta que nuevamente la expansión de la membrana sea de 0.05mm. La unidad de control posee un sistema auditivo y visual para detectar cuando tomar las tres lecturas anteriores.

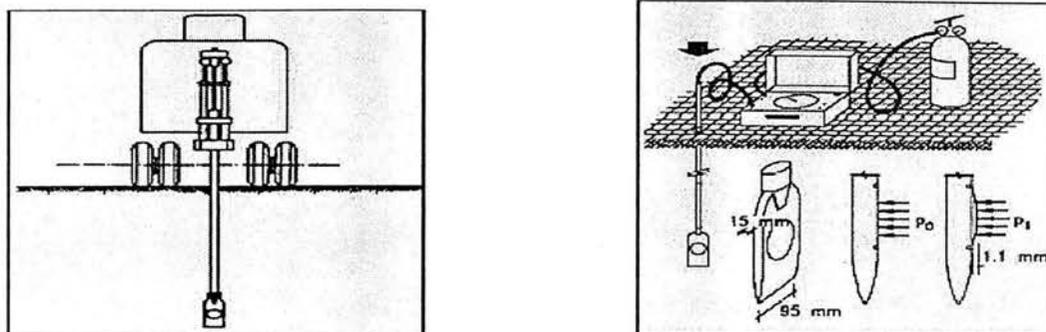


Fig. 2.29 Hinca del dispositivo y diagrama general.

El sondeo se completa hasta la profundidad de interés con medición de lecturas a cada 20 ó 30cm, en toda la profundidad de interés. Para hincar el dilatómetro en el suelo se utiliza un equipo similar al que se emplea para hincar un cono eléctrico en el suelo.

INTERPRETACIÓN DE LAS LECTURAS. Con las tres lecturas anteriores de cada profundidad se determinan los parámetros siguientes:

Índice de presión U_D . Se considera que la expansión de la membrana es una carga circular en la superficie de un semiespacio elástico, con módulo de Young E y relación de Poisson ν , el desplazamiento S del centro de la membrana sujeta a una presión normal σ_p es (Gravensen, 1960):

$$S = \frac{4R\Delta_p}{\pi} \frac{1-\mu^2}{E} \quad (2.15)$$

donde:

R radio de la membrana (30mm, 1.2in).

σ_p presión aplicada.

p

La relación $E/(1-\mu^2)$ es conocida como "módulo dilatométrico E_D " y se calcula sustituyendo $S = 1.1\text{mm}$ (0.44in) y $\sigma_p = p_1 - p_2$ en la ecuación anterior, teniéndose como resultado:

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) \quad (2.16)$$



Al esfuerzo lateral normalizado sobre la membrana se le denomina "índice de esfuerzo", K_D :

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{vo}} \quad (2.17)$$

donde:

- σ'_{vo} esfuerzo vertical efectivo.
- u_0 presión de poro antes del hincado del dilatómetro.
- p_0 lectura A corregida.

El índice del material I_D , (utilizado para estimar la estratigrafía y el tipo de suelo) es:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (2.18)$$

El índice de presión de poro U_D (usado para clasificación del suelo) es definido como (Lutenegger y Kabir, 1988):

$$U_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} \quad (2.19)$$

Los parámetros obtenidos con el dilatómetro se basan en correlaciones que emplean los índices anteriores y que a continuación se describen.

Presión de poro en la penetración.

En suelos cohesivos se encontró que el valor de p_2 es muy cercano al valor de u , especialmente en arcillas blandas. En arenas, Lutenegger(1988) y Robertson (1988) encontraron que p_2 es igual a la presión de poro en equilibrio u_0 . Esto se debe al hecho de que el drenaje en estos suelos ocurre 1 minuto después de la penetración, y que la presión de poro en equilibrio u_0 es restablecida al mismo tiempo que la presión p_2 se mide.

Coeficiente de empuje de tierras en reposo k_0 .

Para arcillas jóvenes: $k_0 = 0.34k_D^{0.54} (S_u / \sigma'_{vo} \leq 0.50)$ (2.20)

Para arcillas viejas: $k_0 = 0.68k_D^{0.54} (S_u / \sigma'_{vo} > 0.80)$ (2.21)



Arcillas con menos de 60,000 años se consideran como jóvenes y arcillas viejas aquellas mayores a 70 millones de años. Las ecuaciones anteriores son para arcillas con $I_D \leq 1.2$ y $k_D < 4$.

Lacasse y Lunne (1988) recomiendan el uso de la carta (Marchetti, 1985) para la obtención preliminar de k_0 . Este método requiere conocer la resistencia de punta q_c .

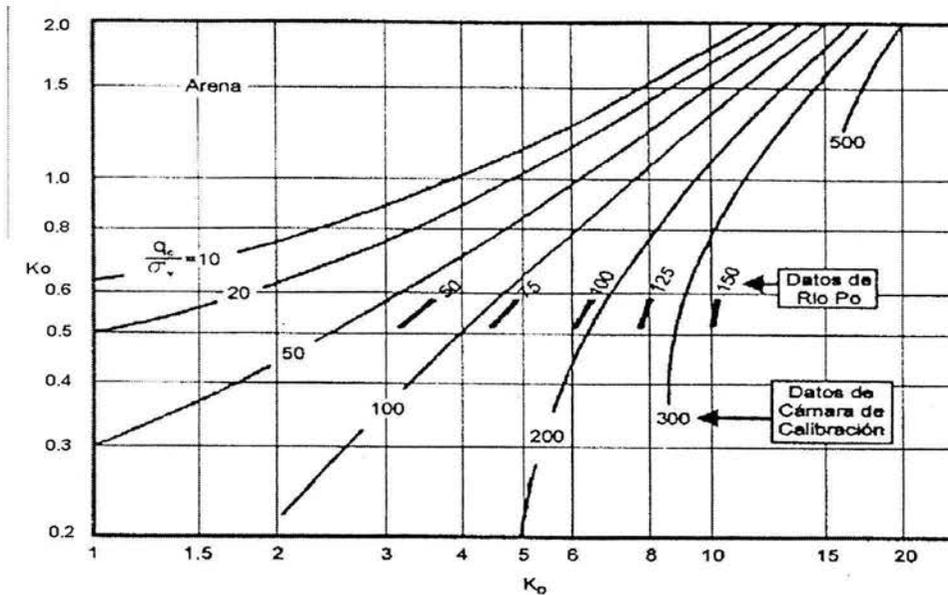


Fig. 2.30 Carta para interpretar k_0 a partir de k_D y q_c (Marchetti, 1985)

Clasificación del suelo.

Como resultado de pruebas en diferentes tipos de suelos se correlacionó el "Índice del material I_D ", un parámetro que depende del tamaño de las partículas del suelo (Marchetti, 1980), depende relativamente del OCR (Marchetti, 1980) y que es independiente del grado de saturación (Lutenegger, 1988, Schmertmann, 1982 y Lacasse y Lunne, 1986). Consecuentemente, la correlación presentada por Marchetti (1980) relaciona el valor de I_D con el tipo de suelo.

Tipo de Suelo	I_D
Turba / Arcilla Sensitiva	< 0.10
Arcilla	0.10 – 0.35
Arcilla limosa	0.35 – 0.60
Limo arcilloso	0.60 – 0.90
Limo	0.90 – 1.20
Limo arenoso	1.20 – 1.80
Arena limosa	1.80 – 3.30
Arena	> 3.30

Tabla 2.C



Ángulo de fricción interna en arenas. Φ

Marchetti (1985) presenta un procedimiento (figura 2.31) para obtener el ángulo de fricción interna en arenas haciendo uso de la resistencia de punta del cono eléctrico q_c y del coeficiente de empuje de tierras en reposo k_0 .

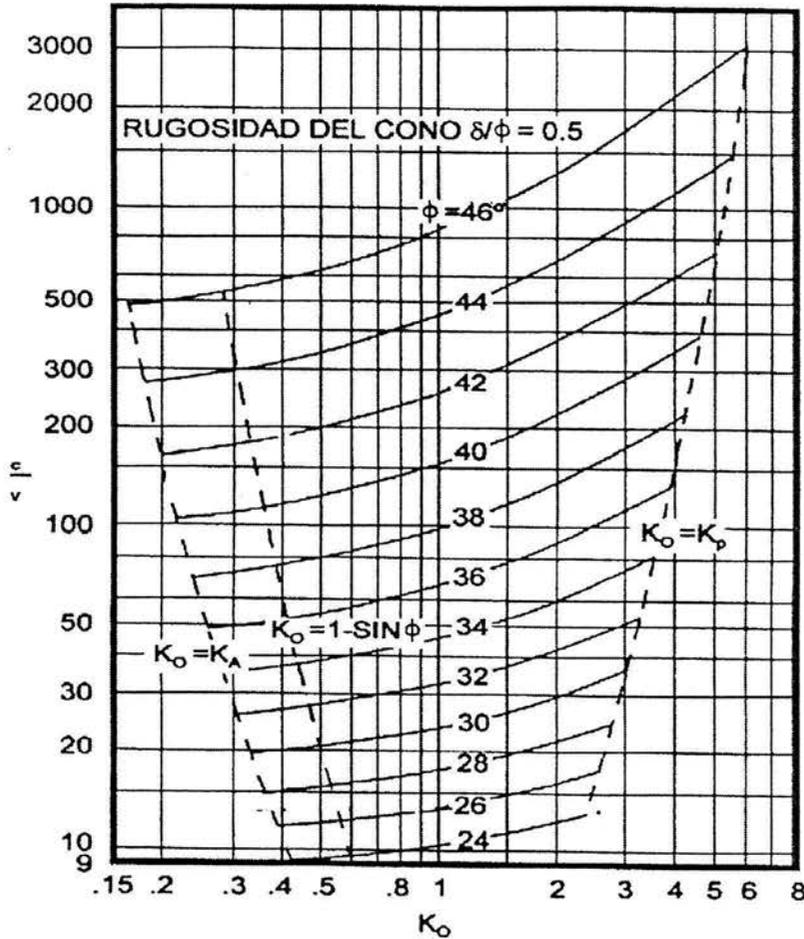


Fig. 2.31 Carta para interpretar Φ a partir de q_c y k_0 (Marchetti, 1985).

Módulo de elasticidad E

A la fecha, dos valores del módulo de elasticidad han sido objeto de investigación: el módulo de Young secante al 25% de la resistencia (E_{25}) y el módulo tangente inicial (E_t).



Los valores de referencia se obtuvieron de pruebas de compresión triaxial tipo UU ensayadas a una presión de confinamiento igual al esfuerzo horizontal medido con el dilatómetro. De acuerdo a estas experiencias (Robertson et al., 1988^a, Campanella et al., 1985, Baldi et al., 1986 y Bellotti, 1989) sugieren la siguiente relación entre el módulo E y el módulo del dilatómetro:

$$E = E_D F \tag{2.22}$$

E_D módulo del dilatómetro.

F se obtiene de los valores mostrados en la figura 2.32, dichos valores pueden utilizarse para obtener una primera estimación de E .

TIPO DE SUELO	MODULO	F	REFERENCIA
Suelos cohesivos	E_i	10	Robertson <i>et al.</i> , 1989
Arena	E_i	2	Robertson <i>et al.</i> , 1989
Arena	E_{25}	1	Campanella <i>et al.</i> , 1985
Arena normalmente consolidada	E_{25}	0.85	Baldi <i>et al.</i> , 1986
Arena preconsolidada	E_{25}	3.5	Baldi <i>et al.</i> , 1986

Fig. 2.32 Factor de corrección F (Lutenegger, 1988).

2.1.2.4 Prueba del Presuriómetro.

Consiste en introducir una sonda cilíndrica en el suelo y expandirla para presionar el suelo horizontalmente, durante la prueba se obtiene una curva esfuerzo-deformación unitaria del suelo mediante la medición del volumen de agua a presión con que se infla la membrana y el aumento radial de la cavidad, (Menard, 1975). El ensaye se repite a diferentes profundidades para obtener perfiles de parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo; como la interpretación se basa en modelos para una cavidad cilíndrica de longitud infinita, los efectos de frontera se minimizan mediante sondas cuya cámara interior está formada por tres segmentos, donde el tramo Intermedio tiene una longitud mínima de 6.5 veces el diámetro.

Se distinguen tres tipos diferentes de presiómetros atendiendo a la forma de instalación en el suelo:

- ≠ El presiómetro colocado en un barreno previamente excavado.
- ≠ El presiómetro auto perforante.
- ≠ El presiómetro hincado.

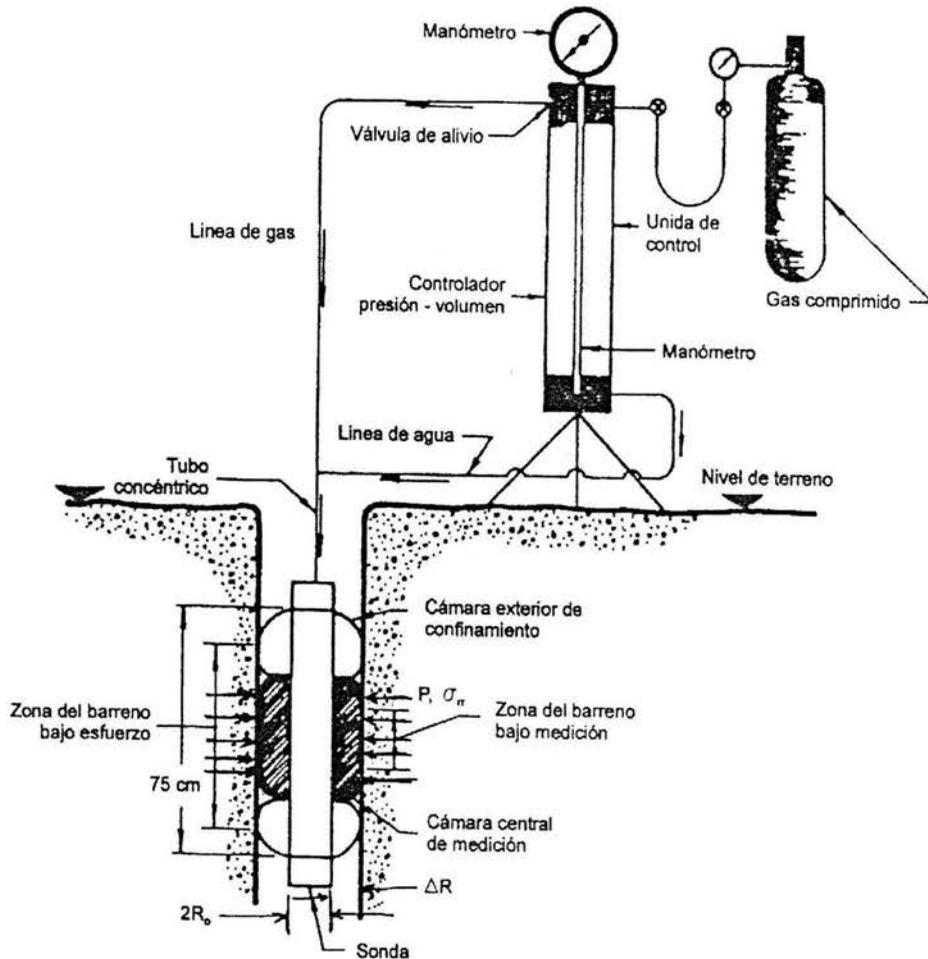


Fig. 2.33 Presuriómetro.

2.3 PRUEBAS DE LABORATORIO.

2.3.1 Prueba De Pulsos Ultrasónicos.

Consiste en generar mediante cristales piezoeléctricos ondas ultrasónicas ya sea longitudinales o de torsión y medir el tiempo, t , necesario para la propagación del pulso elástico generado, a través del espécimen de suelo de longitud L . Lo anterior permite conocer la velocidad de propagación del pulso generado en el espécimen.

La piezoelectricidad es un fenómeno que se presenta en cristales tales como el cuarzo, el fosfato amónico, el bario-titanio, etc. cuando se ejerce una presión sobre ellos.

La deformación producida por una presión conduce a un desplazamiento del centro de la aplicación de las cargas negativas respecto al de las positivas, produciendo así en el cristal una polarización que depende de la presión aplicada (efecto piezoeléctrico directo). Recíprocamente, si se aplica un campo eléctrico al cristal, se producen deformaciones que dependen de la intensidad del campo aplicado (efecto piezoeléctrico inverso).

El método consiste en aplicar un pulso de carga repentinamente en un extremo del espécimen de suelo mediante un cristal piezoeléctrico, la deformación del espécimen debido a la carga se propaga a través del él mediante ondas de esfuerzo. La llegada del pulso de carga al extremo opuesto del espécimen al igual que la aplicación del pulso se registra en un osciloscopio.

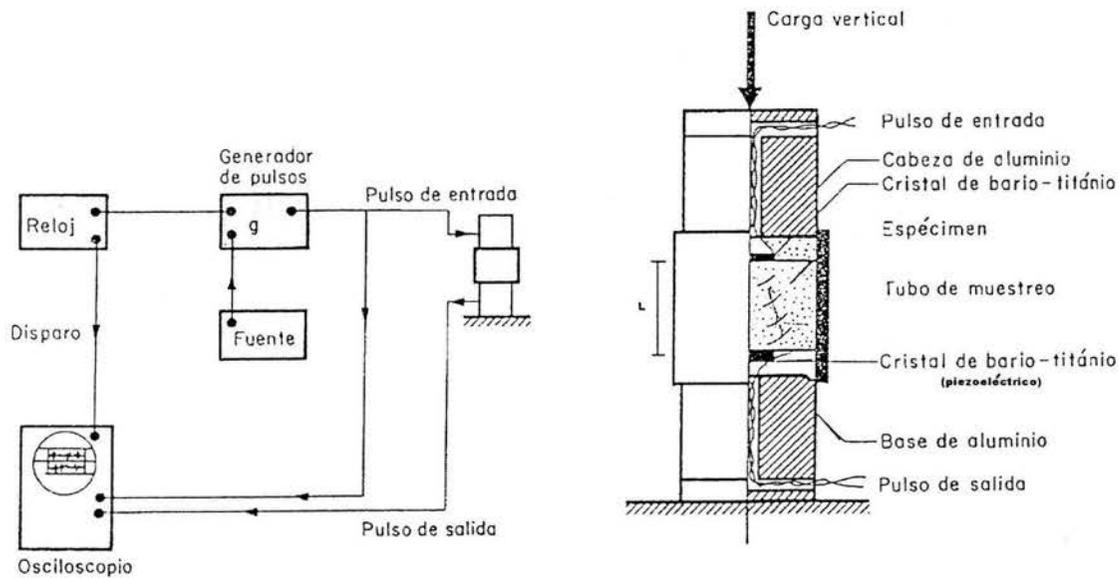


Fig. 2.34 Esquema del equipo utilizado en el ensayo de pulsos (Whitman y Lawrence, 1963)

Si el pulso aplicado es de compresión, la velocidad, V_c , se obtiene mediante:

$$V_c = \frac{L}{t} \quad (2.23)$$

El módulo equivalente de Young, E_{eq} , se obtiene mediante:

$$E_{eq} = \rho V_c^2 = \rho \frac{L^2}{t^2} \quad (2.24)$$

Si el pulso aplicado es de torsión, la velocidad, V_s , se obtiene mediante:

$$V_s = \frac{L}{t_s} \quad (2.25)$$



El módulo equivalente de cortante, G_{eq} , se obtiene mediante:

$$G = \rho v_s^2 = \rho \frac{L^2}{t_s^2} \quad (2.26)$$

El ensaye de pulsos se considera un ensaye no destructivo ya que impone deformaciones unitarias de 10^{-4} a 10^{-3} , en por ciento.

2.3.2 Prueba de Péndulo de Torsión.

El ensaye consiste en aplicar un par torsionante en el extremo superior de la muestra cilíndrica, para posteriormente soltarla y provocar vibraciones libres que son registradas mediante un instrumento eléctrico. Esta conformado de una cámara triaxial modificada, que permite someter a la muestra a diferentes presiones de confinamiento, σ_c , esto lleva al conocimiento de la variación del modulo G , con la presión de confinamiento. Un vástago, unido firmemente a un brazo horizontal, atraviesa la tapa de la cámara y transmite la vibración torsional libre a la cabeza de la muestra.

El brazo horizontal, sobre el cual se colocan masas que guardan simetría con el eje de la muestra, da lugar a un grado de libertad. Al brazo se le da un pequeño impulso inicial y esto hace que el sistema vibre libremente. La vibración como respuesta de los elementos elásticos del suelo es registrada por un pequeño graficador dotado de dos plumillas; una registra la vibración libre del sistema y la otra las marcas de tiempo. De los registros típicos para diferentes suelos se obtiene la amplitud, periodo y decremento logarítmico de la vibración libre amortiguada del sistema aparato-suelo. Durante calibración del aparato se obtiene su frecuencia circular natural amortiguada de vibración ω_{ad} . De la observación de la vibración libre del sistema aparato-suelo se obtiene la frecuencia circular natural amortiguada ω_{nd} .

El valor de G (módulo de rigidez al cortante) se obtiene de la siguiente manera:

$$G = \frac{\omega_{nd}^2}{(1 - D_s^2) - (1 - D_a^2) - \left(\frac{\omega_{nd}}{\omega_{ad}}\right)^2} \frac{k_a h}{\omega_a^2 I_p} \quad (2.27)$$

donde:

- D_s relación de amortiguamiento del sistema (se obtiene a partir de la determinación del decremento logarítmico de la vibración).
 D_a relación de amortiguamiento del aparato.
 ω_a frecuencia circular natural del aparato.

$$\omega_a^2 = \frac{\omega_{ad}^2}{(1 - D_a^2)} \quad (2.28)$$

K_a rigidez del aparato
 h altura de la probeta

I_p momento polar de inercia de la probeta $I_p = \frac{\pi D^4}{32}$

ω_{nd} frecuencia circular natural amortiguada.

ω_{ad} frecuencia circular natural amortiguada de vibración.

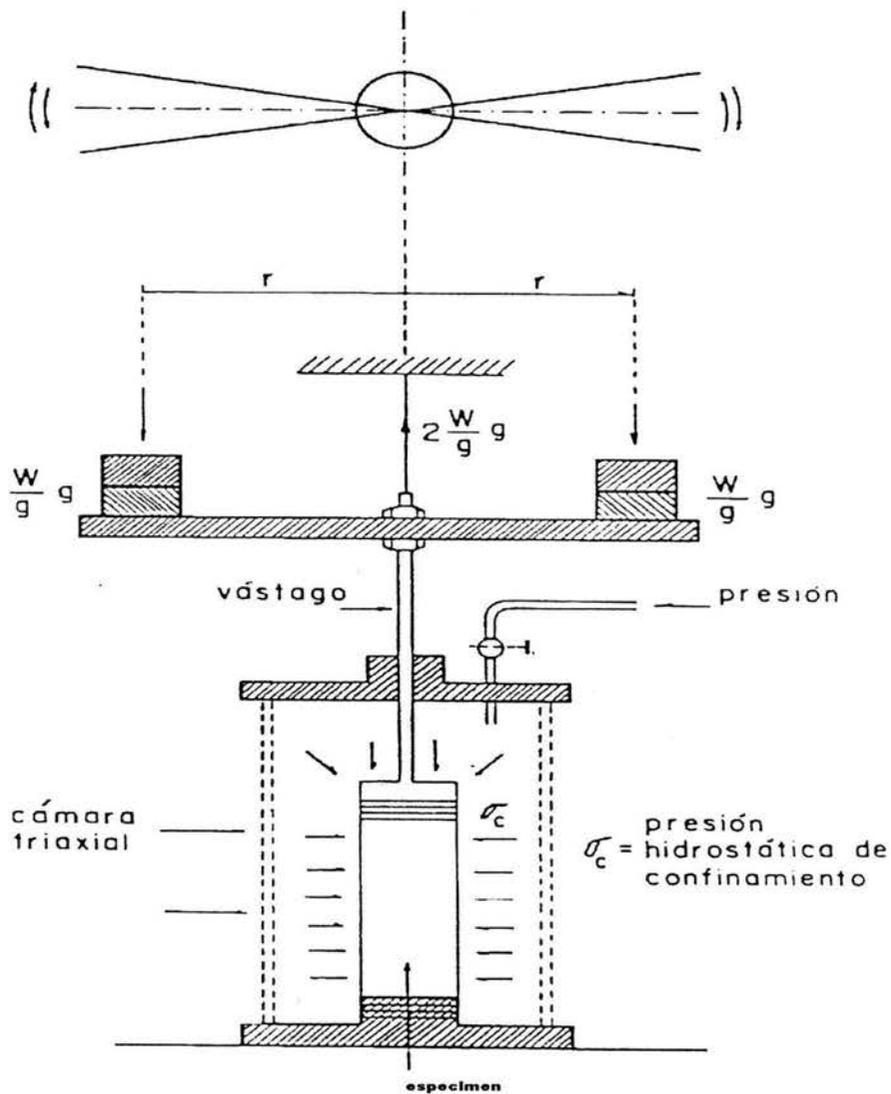


Fig. 2.35 Dispositivo para pruebas dinámicas de torsión, (Zeeveart, 1976)



2.3.3 Prueba de Columna Resonante.

Consiste en someter a una probeta cilíndrica de suelo a vibraciones que bien pueden ser longitudinales, si lo que se desea medir es el módulo E , o torsionales (cortante) si lo que se desea es el módulo G .

La frecuencia de excitación se hace variar hasta alcanzar una de las frecuencias de resonancia y poder así determinar la correspondiente velocidad de propagación de ondas. Por ejemplo, en el caso de que la probeta de suelo cilíndrica sólida o hueca, este fija en su base y libre en su parte superior, las frecuencias de resonancia están dadas por la siguiente expresión:

$$f_n = (2n-1) \frac{v}{4H} \quad (2.29)$$

donde

n es un número entero.

H es la altura de la probeta.

v es la velocidad de onda.

Teniendo las velocidades de propagación de las ondas de compresión:

$$E = v_c^2 \rho \quad (2.30)$$

Teniendo las velocidades de propagación de las ondas de cortante

$$G = v_s^2 \rho \quad (2.31)$$

Donde el nivel de deformación es del orden 10^{-2} - 10^{-4} %

Procedimiento:

Mediante un generador de funciones se produce la forma de la onda con amplitud y frecuencias requeridas, estas características se observan en la pantalla de un osciloscopio. La respuesta del suelo se mide mediante un acelerómetro, cuya salida se observa en el eje Y del osciloscopio. La frecuencia de vibración se controla a voluntad, lo cual permite realizar un barrido de frecuencias hasta encontrar la frecuencia de resonancia, f_n , esta frecuencia depende tanto de las características del aparato utilizado como del espécimen mismo. También, mediante la figura X-Y observada en el osciloscopio se puede conocer cuando el sistema está en resonancia.

La presión de confinamiento se aplica mediante aire comprimido, y para medir la deformación axial se emplea un transductor de desplazamientos (LVDT).

La fracción de amortiguamiento se calcula a partir del registros de vibración libre, obtenido al suspender la corriente de excitación y aplicando la expresión de decremento logarítmico.

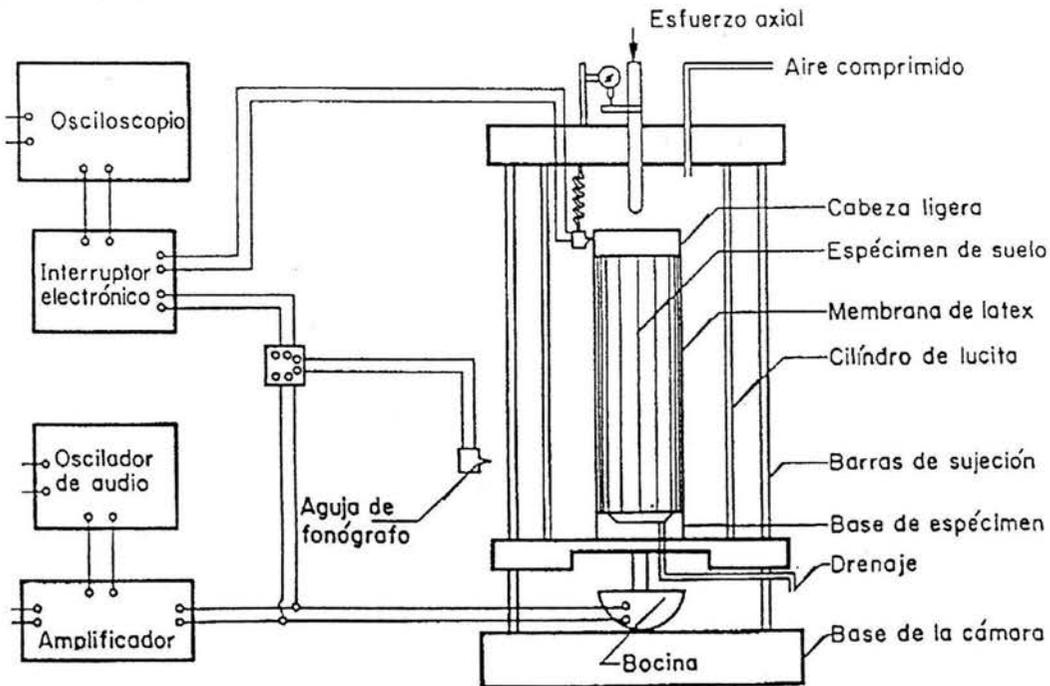
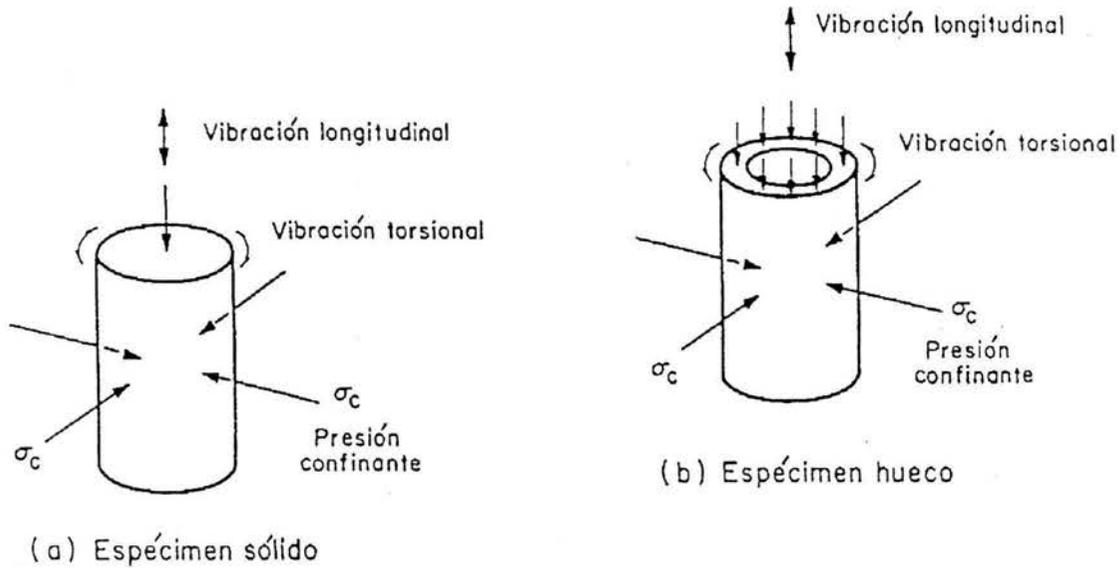


Fig. 2.36 Diagrama esquemático del aparato de columna resonante (Wilson y Dietrich, 1960).

2.3.4 Prueba Triaxial Cíclica.

La prueba consiste en someter un espécimen cilíndrico a una serie de cargas cíclicas de compresión y extensión axiales mientras que la deformación axial es monitoreada.

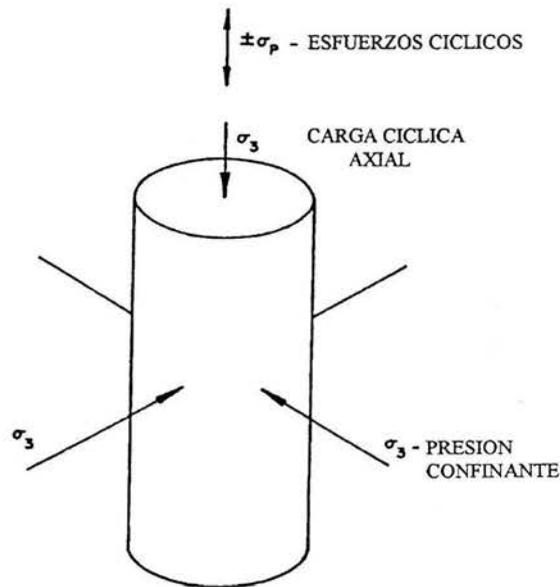


Fig. 2.37 *Ensayes triaxiales cíclicos.*

Por consiguiente, de los ciclos de histéresis se puede calcular el módulo de Young, E . Para evaluar el módulo G , los valores de E y de la deformación axial ε_a se utilizan las siguientes conversiones:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.32)$$

$$\gamma = \varepsilon_a(1+\nu) \quad (2.33)$$

donde:

ν relación de Poisson.

γ deformación de corte (angular).

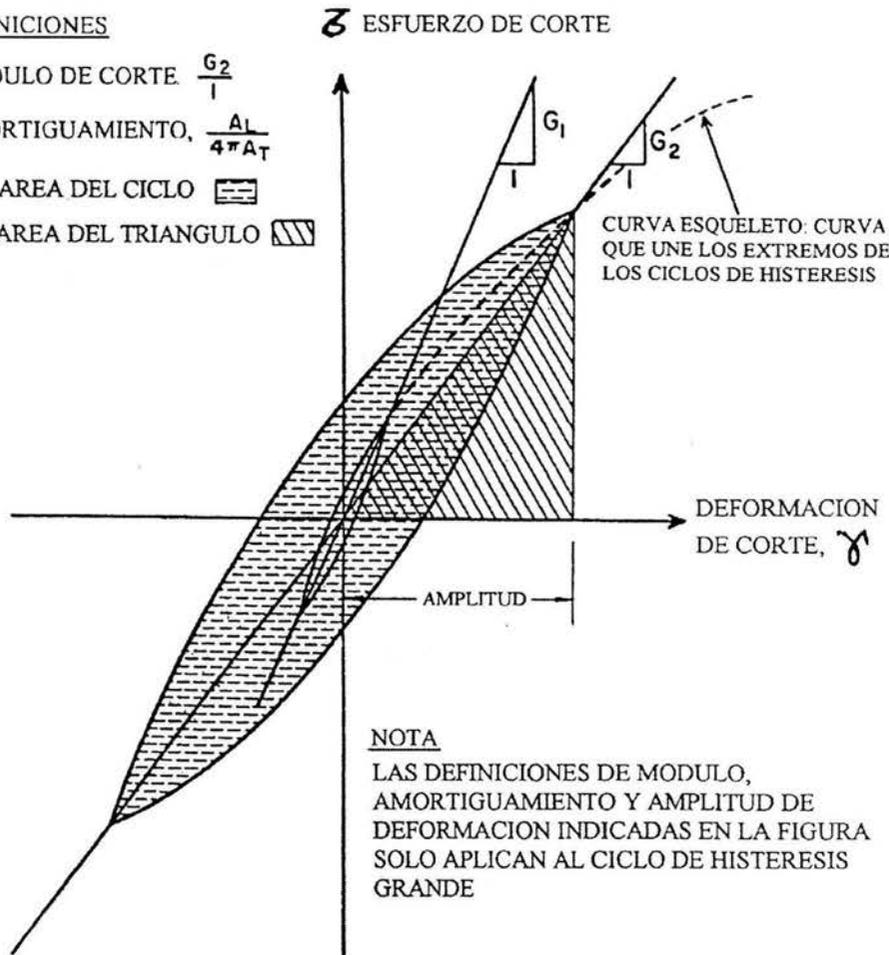
DEFINICIONES

MODULO DE CORTE $\frac{G_2}{I}$

AMORTIGUAMIENTO, $\frac{A_L}{4\pi A_T}$

A_L = AREA DEL CICLO

A_T = AREA DEL TRIANGULO



NOTA

LAS DEFINICIONES DE MODULO, AMORTIGUAMIENTO Y AMPLITUD DE DEFORMACION INDICADAS EN LA FIGURA SOLO APLICAN AL CICLO DE HISTERESIS GRANDE

Fig. 2.38 *Relación esfuerzo-deformación histerética para diferentes amplitudes de deformación.*

2.3.5 Prueba de Corte Cíclica.

Al dispositivo requerido para el ensaye de corte directo se denomina caja, esencialmente consiste de dos marcos superpuestos de forma (en planta) rectangular o circular, donde se aloja el suelo.

La parte superior de la caja se desliza sobre la inferior cuando se aplica la fuerza cortante, hasta obligar la ruptura del suelo a través del plano horizontal que las separa. En los planos externos de la caja será deseable contar con pequeñas navajas salientes que ayuden a desarrollar una distribución uniforme de esfuerzos.

La presión normal, se aplica mediante la carga, P , que ejerce un peso muerto; éste se irá reduciendo conforme disminuya el área efectiva del suelo, a fin de conservar un valor constante de la presión normal. El esfuerzo cortante, que se requerirá para llegar a la falla, se aplica mediante la carga S , la que generalmente se dan con esfuerzo controlado mediante un elemento a tensión (cadena o alambres), polea y porta pesas.

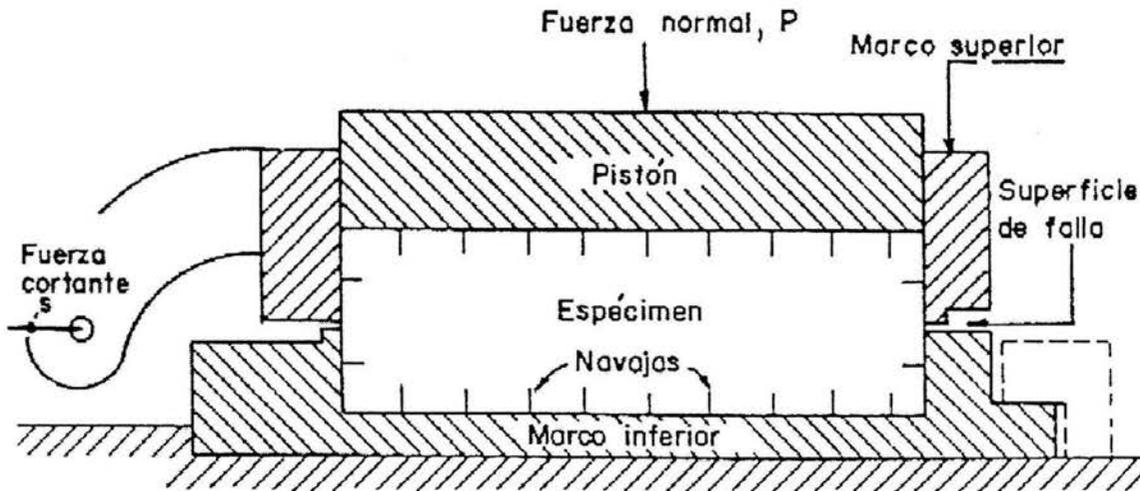


Fig. 2.39 Diagrama esquemático de la caja de corte directo.

Dispuesto el espécimen en la caja se aplica la carga P , que genera el esfuerzo normal deseado; su magnitud debe ser acorde con el nivel de esfuerzos que se presente en el campo. Inmediatamente después se inicia la aplicación de la carga creciente S , hasta llevarlo a la falla.

Cuando el tiempo de la etapa de falla es excesivo, aunado a la acción de la presión normal provocaría el drenaje del espécimen, se recomienda aplicar incrementos de esfuerzo cada minuto; los cuatro iniciales de aproximadamente 10% del esfuerzo de falla estimado y los subsecuentes (posiblemente 6) hasta alcanzar la falla se inducirán a la mitad o de la cuarta parte de los primeros; así, la falla se alcanza en diez o quince minutos.



3. LICUACIÓN DE ARENAS.

El término **licuación** se usa para todos los fenómenos que dan lugar a una pérdida de la resistencia a la falla o al desarrollo de deformaciones excesivas, como resultado de una carga transitoria o repetida aplicada a suelos no cohesivos saturados. Con esta acepción, el término es general y cubre un rango amplio de fenómenos que no son necesariamente de la misma naturaleza. (por ejemplo, problemas de resistencia y de deformación).

Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamientos de tierra. En el caso de un sismo existe el triple efecto de aumento de esfuerzo cortante, disminución de resistencia por aumento en la presión de poros y deformación asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar a la falla al cortante y hasta licuación, en el caso de suelos granulares saturados.

Las características de algunos sismos que han provocado licuación se encuentran en la figura 3.1. Las aceleraciones máximas registradas en diferentes sitios afectados son menores de 500 gales y el epicentro se ha localizado a corta distancia del lugar (100 Km.).

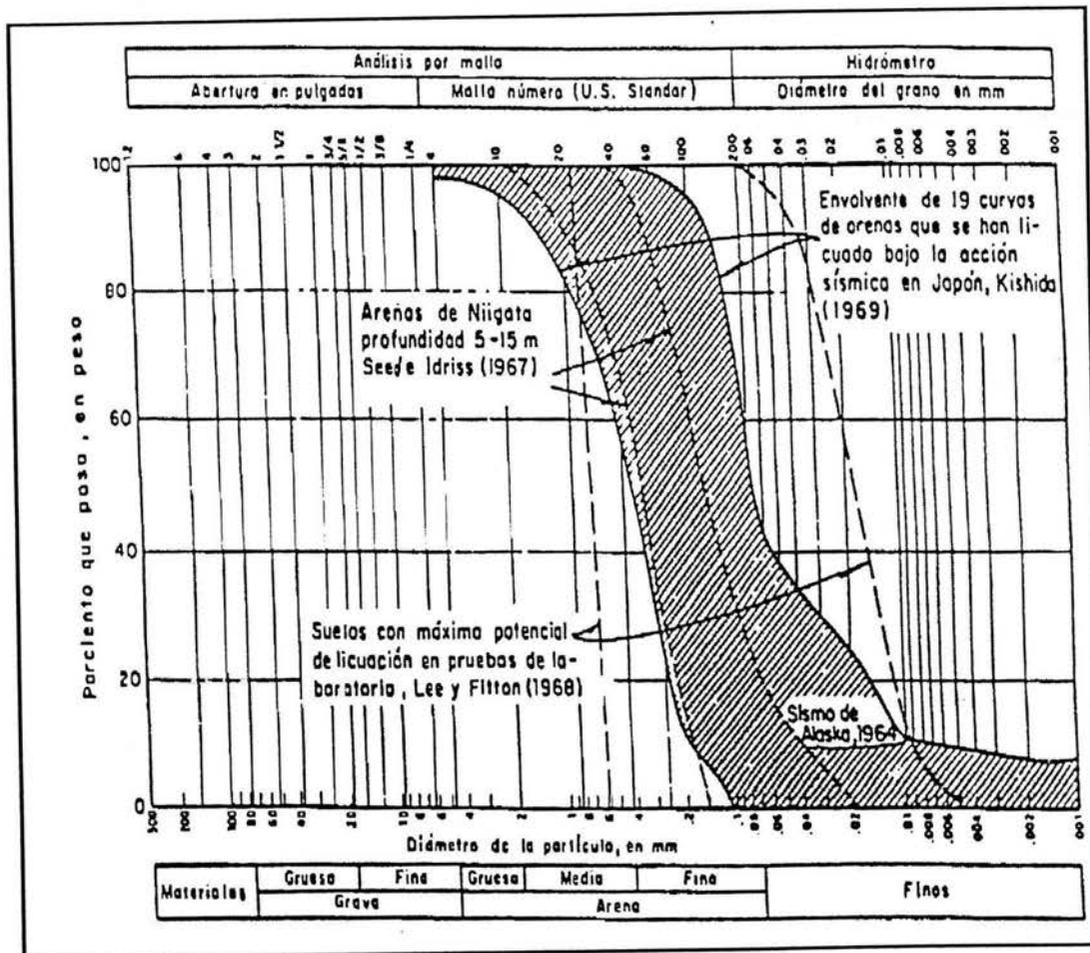


Fig.3.1 Granulometría de suelos susceptibles a licuación.

Las dos causas a que puede atribuirse la pérdida de resistencia son:

- ◀ Incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y aumento correspondiente de presión de poro.
- ◀ Desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial, quizás como consecuencia de un sismo, una explosión, etc.

Esta segunda causa se asocia a un colapso estructural rápido del suelo cuyos vacíos, saturados de agua, tienden a reducirse, desarrollándose presiones en aquella. Las condiciones de un depósito de suelo antes de ocurrir un sismo (figura 3.A), consiste en un conglomerado de partículas individuales en donde cada partícula está en contacto con un número de partículas vecinas. Las fuerzas de contacto creadas por la superposición de dichas partículas transmiten la resistencia de un suelo (figura 3.B).

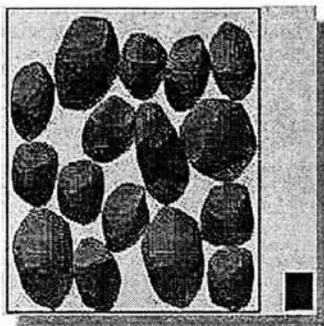


Fig. 3.A

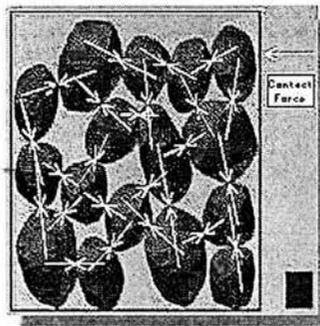


Fig. 3.B

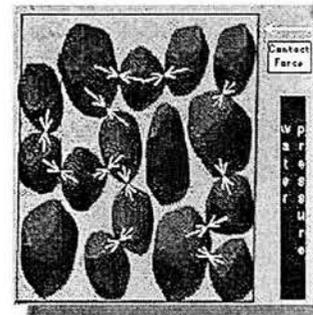


Fig. 3.C

Durante la ocurrencia de un sismo, el agua existente en los poros de un suelo saturado no tiene tiempo de salir a la superficie, esta queda atrapada provocando un aumento en la presión del agua y disminuyendo las fuerzas de contacto. El suelo por consecuencia pierde su resistencia lo cual provoca el fenómeno de licuación (Figura. 3.C).

3.1 ESTADO DEL CONOCIMIENTO.

La licuación ha producido las fallas más dramáticas y espectaculares, debido a la magnitud de la masa de suelo que se pone en juego al producirse este fenómeno, el cual puede cubrir áreas muy extensas.

3.1.1 A PARTIR DE OBSERVACIONES DE CAMPO.

El sismo que afectó a Niigata, Japón en 1964 produjo varios ejemplos clásicos de fallas atribuibles a la excitación de suelos no cohesivos saturados. Hubo fallas de capacidad de carga, en cimentaciones de dobles muros en muelles al licuarse el relleno entre ellos, de capacidad de pilas de puentes y de tuberías por efecto del movimiento lateral permanente (spread) del suelo.

En el mismo año el gran sismo de Alaska, durante el terremoto de marzo, falló en su gran mayoría por licuación. La mayor parte de zonas dañadas fueron arenas o limos arenosos. Los suelos ubicados sobre el nivel del permafrost, eran sueltos y poco consolidados, productos de la acción cíclica del congelamiento y el deshielo, dicha capa se comporta como un impermeable perfecto; impidiendo la filtración del agua.



Al producirse el sismo todos los depósitos de suelos, en su mayor cantidad arena suelta y saturada, fueron sometidas a vibraciones; estas se densificaron y decrecieron en volumen. La infiltración del agua fue impedida por el nivel del permafrost, así la presión de poros, en el depósito, aumento debido a las vibraciones continuas del suelo y en algún momento esta llegó a ser igual a la presión desarrollada por el material sobreyacente ($\sigma=0$). Entonces bajo esta condición el suelo no fue capaz de poseer ninguna resistencia al corte y el conjunto arena-agua se convirtió en un fluido, en donde los elementos más pesados que este fluido se hundieron y los más livianos flotaron; así se produjo la licuación del suelo en la mayor parte de las ciudades de Alaska, constituyendo esta, la principal causa de la falla del suelo.

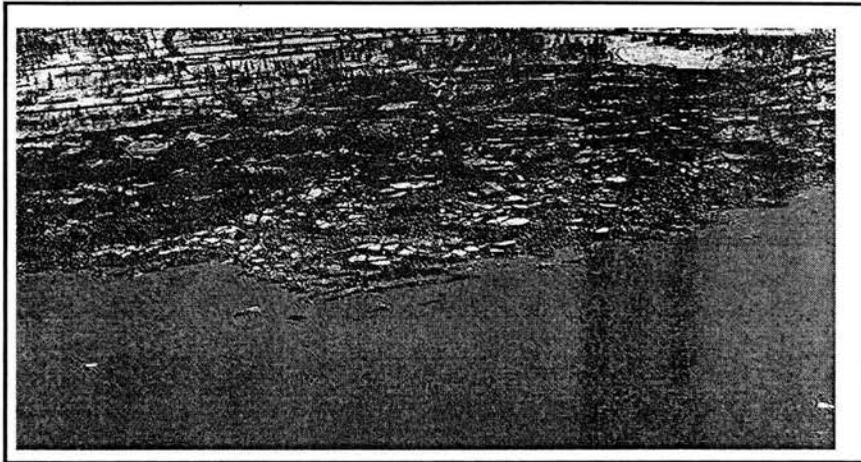


Fig. 3.2 Alaska 1964

El gran sismo causó un deslizamiento submarino masivo que destruyó el muelle Seward, el Whittier y Valdez. También la pérdida de resistencia de lentes de arena contribuyeron a deslizamientos en Anchorage. La presa Lower Van Norman sufrió grandes deslizamientos en su talud de aguas arriba por la licuación de las arenas finas durante el sismo de San Fernando en 1971.

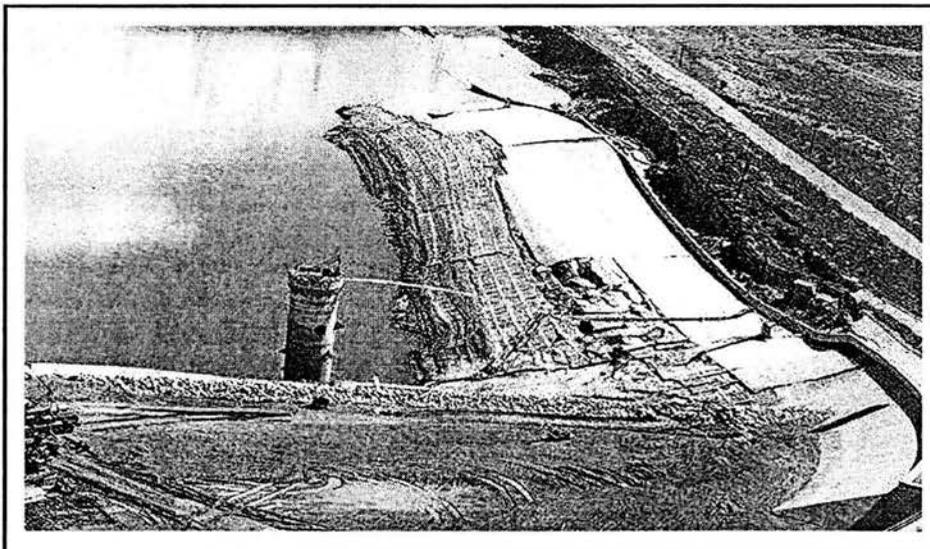


Fig. 3.3 Presa Lower Van Norman.



En México, en la isla de En medio (delta de la desembocadura del río Balsas) se produce licuación por efecto de los sismos. Parece que basta con que la aceleración máxima del terreno alcance un valor del orden de 0.1 g para que un lente de arena se licue.

Recientemente, el sismo de Loma Prieta causó licuación en el área de la Marina en San Francisco, que son rellenos con arena fina.

3.1.1.1 Tipos de Fallas.

Existe una variedad de fenómenos asociados con la licuación como el incremento de la presión de poro, volcanes de arena y varios tipos de deformación. Sólo cuando la deformación es lo suficientemente grande para causar daños a las estructuras, es entonces de importancia para la ingeniería. Tal deformación del terreno se denomina **falla del terreno** y se puede manifestar de varias formas y tipos.

- **Volcanes de arena.**

Aunque estrictamente no son una forma de falla del terreno, dado que por sí solos no causan deformación del terreno, los volcanes de arena son evidencia diagnóstica de elevada presión de poro a cierta profundidad y una indicación de que ha ocurrido licuación.

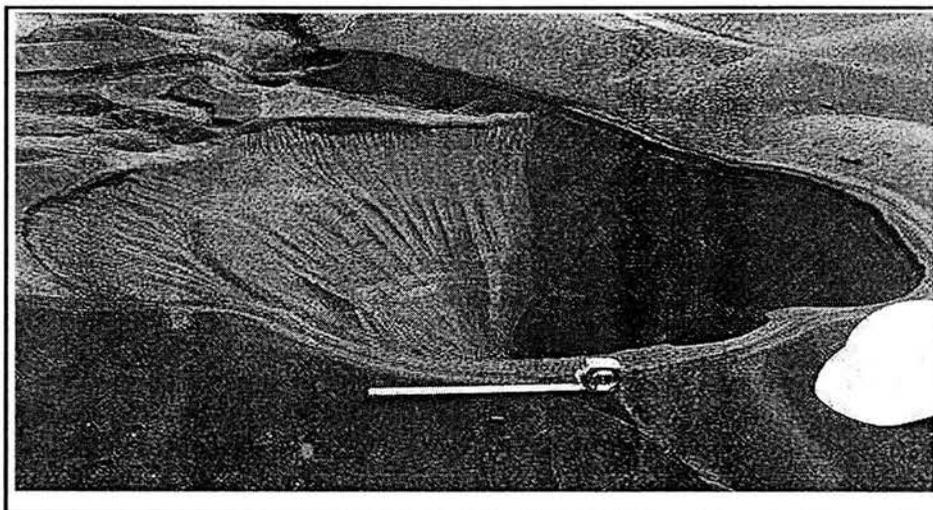


Fig. 3.4 *Loma Prieta. (Octubre 1989)*

El volumen de la arena depositada en la superficie depende de la profundidad del material licuado. Al aumentar el espesor del suelo que sobreyace, se tienen menos volcanes aunque más grandes debido a que el rompimiento para el primer volcán inhibe el desarrollo de otros.

Volcanes de arena fosilizada se han identificado en columnas geológicas en Pallett Creek (a lo largo de la Falla de San Andrés) y en relación con el sismo de Charleston (1986). Esta información se ha usado para fechar estos eventos y establecer su frecuencia.

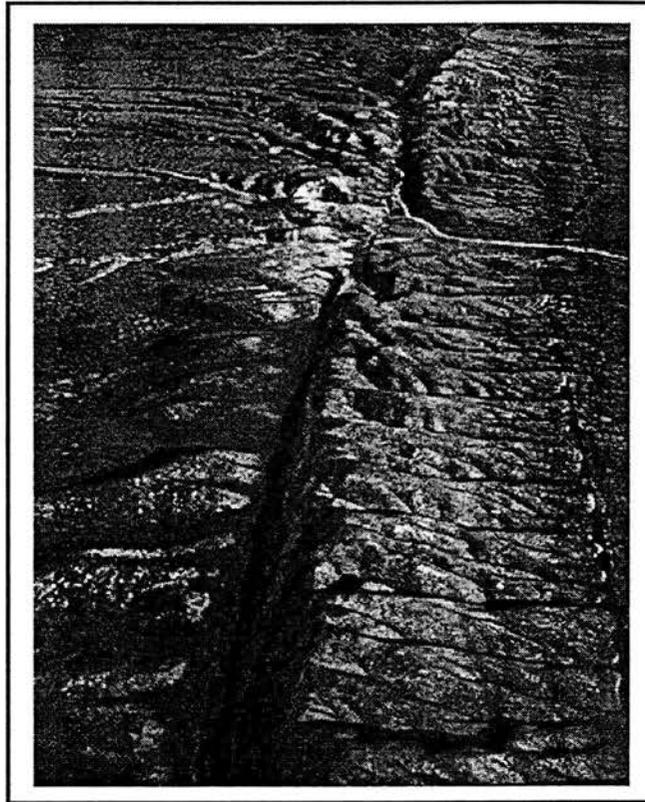


Fig. 3.5 *Falla de San Andrés.*

- **Fallas por flujo.**

La falla de flujo es el tipo de falla más catastrófico causado por la licuación pues comúnmente desplaza decenas de metros, grandes masas de terreno. En unos pocos casos las grandes masas de suelo han viajado decenas de kilómetros, a través de largos taludes, a velocidades por encima de los diez kilómetros por hora. Los flujos pueden estar compuestos de suelo completamente licuado o por bloques intactos de material flotando sobre la capa de suelos licuados. Los flujos se presentan en arenas y limos sueltos y saturados, en taludes relativamente empinados con pendientes superiores a los 3 grados.

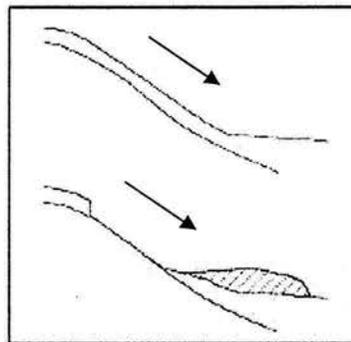


Fig. 3.6 *Falla de flujo causada por licuación.*

La licuación se desarrolla debajo de la superficie del terreno, causando la pérdida de resistencia del suelo y su flujo hacia abajo del talud. En tierra, el suelo licuado y los bloques de suelo intacto que cabalgan sobre la avalancha, logran el reposo cuando la masa llega al fondo del talud. Bajo agua, algunos flujos han viajado varios kilómetros en taludes de poca pendiente. Las presas de jales son afectadas a menudo por fallas de este tipo. Ejemplos recientes son los ocurridos debido al sismo de 1985 en Chile.

- **Derrame horizontal.**

Involucra el desplazamiento de grandes bloques de suelo como resultado de la licuación de una capa subyacente. El movimiento ocurre en respuesta a la combinación de las fuerzas de la gravedad y las inerciales generadas por el sismo. Los derrames horizontales se presentan por lo general en pendientes suaves ($0.3-3^\circ$) y se incrementan en las cercanías a un canal o un río. Las capas de suelos desplazados en general presentan fisuras, fracturas, escarpes y hundimientos de bloques (graben). Los derrames horizontales generalmente afectan cimentaciones de edificios, puentes y líneas vitales de servicios.

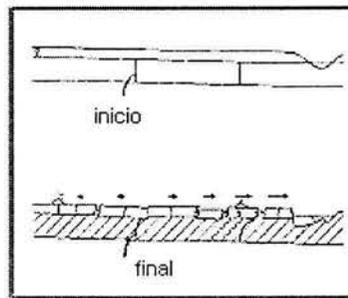


Fig. 3.7 Derrame horizontal debido a licuación.

La capa superficial se mueve lateralmente hacia debajo de la pendiente suave, rompiéndose en bloques limitados por fisuras. Los bloques pueden inclinarse y asentarse diferencialmente.

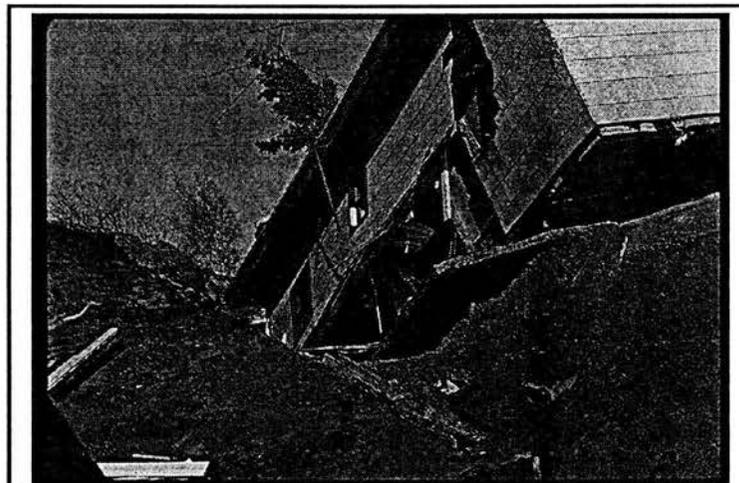


Fig. 3.8 Anchorage Alaska 1964.



- **Oscilación del suelo.**

Cuando el suelo licuado no puede fluir por lo blando de la superficie, la ocurrencia de la licuación a cierta profundidad usualmente desacopla bloques de suelo sobreyacentes, permitiéndoles moverse sobre la capa de suelo licuado. Este movimiento de los bloques produce una oscilación a menudo vista por observadores como ondas sísmica.

Las oscilaciones son acompañadas por la apertura y cerrado de fisuras, y por asentamiento del terreno, que pueden causar daños serios a las estructuras que sobreyacen, y la fractura de estructuras rígidas como los pavimentos y las tuberías.

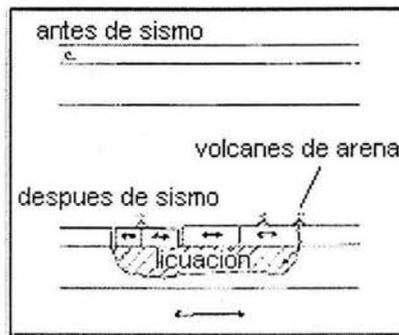


Fig. 3.9 *Oscilación horizontal del terreno debido a licuación.*

Las manifestaciones de oscilaciones del terreno han sido evidentes en muchos sismos. En el de Loma Prieta-USA (1989), en el Distrito de Marina en San Francisco y en Kobe Japón.

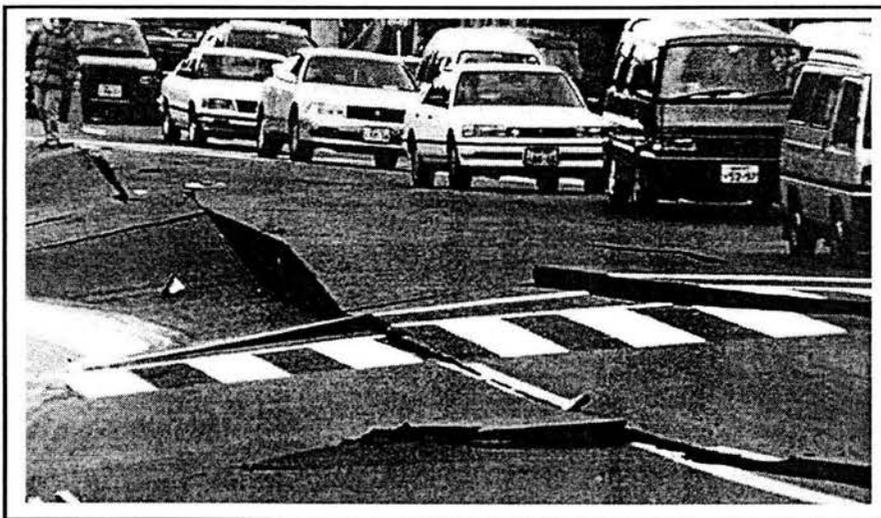


Fig. 3.10 *Sismo de Kobe (Japón 1995).*

- **Pérdida de capacidad de carga.**

Cuando el suelo que soporta a un edificio o cualquier otra estructura se licua y pierde su resistencia, pueden presentar grandes deformaciones lo que origina asentamientos y desplomes.

Durante el sismo de Niigata (1964) ocurrieron fallas por capacidad de carga en el complejo habitacional Kawagishicho, donde varios edificios de 4 pisos se inclinaron hasta 60 grados. Aparentemente, la licuación se desarrolló en la arena a varios metros de profundidad y luego se propagó hacia arriba. La onda de licuación debilitó al suelo que soportaba los edificios y permitió que las estructuras se inclinaran y asentaran lentamente. La mayoría de los edificios fueron posteriormente enderezados y recimentados.



Fig. 3.11 Pérdida de capacidad de carga (Niigata 1964).

En muchos casos el peso de la estructura puede ser insuficiente para causar los grandes asentamientos asociados con las pérdidas de capacidad descritas anteriormente. Sin embargo, pueden ocurrir pequeños asentamientos cuando la presión de poro se disipa y el suelo se consolida después de un sismo. Estos asentamientos pueden causar daños aunque menores a los producidos por fallas de flujo, derrames horizontales o pérdidas de capacidad

- **Emersión por flotación de estructuras enterradas.**

Tanques, tuberías, pilotes de madera y otras estructuras enterradas que son más ligeras en peso que el suelo aledaño, emergen por flotación cuando el suelo que las rodea se licua. Emersiones de varios tanques resultaron de sismos en Japón. En otras ocasiones, pilotes de madera de viejos puentes han sobresalido un metro aproximadamente, indicando la localización de una estructura ya destruida. El daño causado por la emersión rara vez es catastrófico, pero puede tener consecuencias importantes en estructuras vitales y la restauración de los servicios de la comunidad.

- **Asentamiento del terreno.**

La densificación de materiales granulares puede causar asentamientos importantes en bastas áreas. Cerca de la costa, puede originar que el nivel del terreno baje lo suficiente para que en la marea alta se inunden zonas amplias. Densificación y asentamiento del terreno están generalmente asociados y magnificados con la licuación. En el sismo de Alaska de 1964, el revestimiento de un pozo mostró un asentamiento de cerca de 80cm por densificación de una capa de aluvión de 150 m de espesor.

- **Falla de muros de retención.**

La licuación de la arena de relleno incrementa los empujes laterales en el muro. Esto, combinado en algunos casos con la caída de nivel de agua en el mar, causada por un maremoto, ha causado fallas de muros (tablestacas) durante varios sismos (Chile, 1960 y 1985).

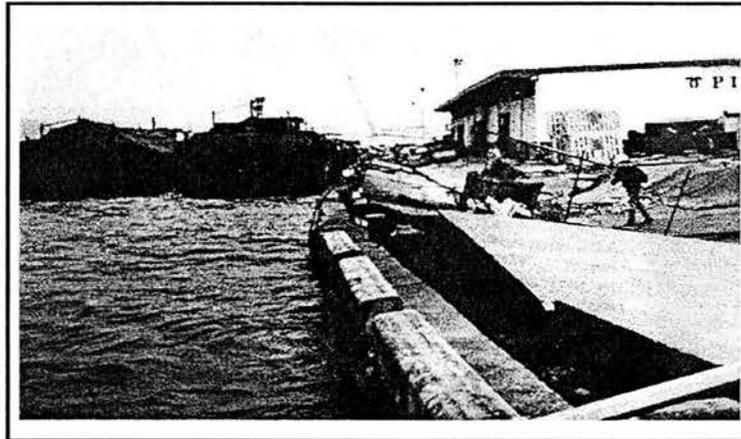


Fig. 3.12 Chile 1985.

3.1.1.2 Algunas Observaciones del Fenómeno de Licuación.

Evidencias directas e indirectas en el campo confirman que las presiones de poro se incrementan durante la acción sísmica. Tal evidencia incluye volcanes de arena, medición de presiones de poro, registros de movimientos del terreno y fallas retrasadas.

⇒ **Medición de presión de poro.**

En el sismo de Mid-Chiba en septiembre 25 de 1980, en el área de la Bahía de Tokio. Magnitud 6.1, profundidad focal 20 km. La máxima presión de poro fue 15% mayor que el esfuerzo vertical efectivo, la disipación del exceso de la presión de poro fue más rápida cerca de la superficie que a profundidad.

La figura 3.13, muestra el comportamiento al respecto para el caso del sismo en Ishira, 1981. La disipación de la presión de poro por drenaje ocurre con mayor facilidad cerca de la superficie que a profundidades mayores.

⇒ Registro del movimiento del terreno.

Si la rigidez y la resistencia de la arena disminuyen por la excitación, la habilidad de la arena para transmitir ondas de corte decrece. En un caso extremo cuando la rigidez se pierde casi, los movimientos en la superficie se reducen apreciablemente. Este fenómeno se ha observado en un acelerograma obtenido en Niigata. Al principio, el registro muestra el carácter usual de los movimientos registrados durante un sismo. Luego, las aceleraciones disminuyen rápidamente y el periodo del movimiento se alarga. (Se observa también en la figura 3.13).

⇒ Tiempo de Falla.

En muchos casos, la falla de una estructura ocurre después de algún tiempo que cesó el sismo. Esto se debe a que las presiones de poro altas generadas en una zona de la estructura (licuación) no son suficientes para desatar el deslizamiento. Al paso del tiempo se redistribuye la presión de poro, lo que en algunas ocasiones produce condiciones más críticas que generan la falla. La falla de presas de jales en Japón en la península de Izu tomó aproximadamente 25 horas después del sismo.

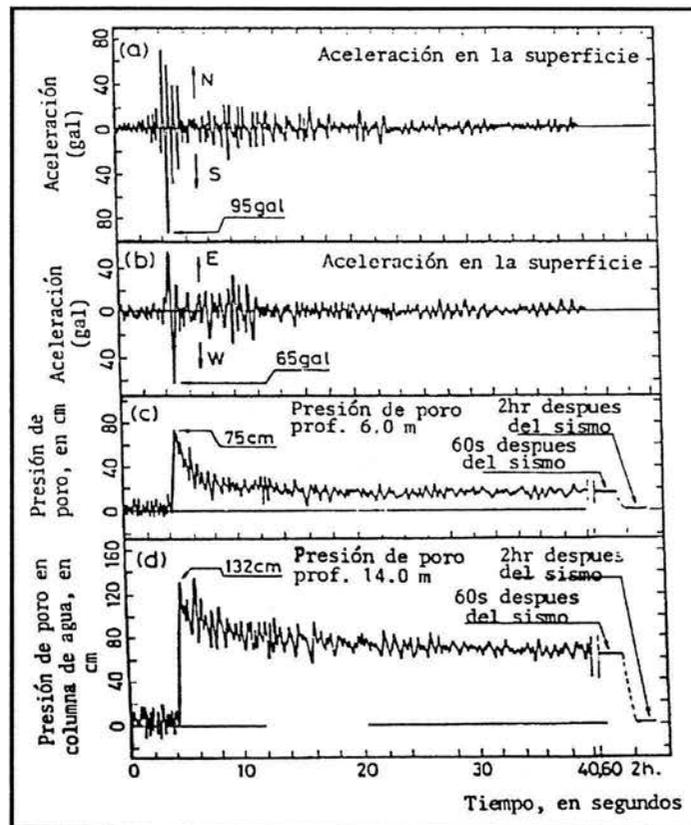


Fig. 3.13 Mediciones de campo de la presión de poro de arenas saturadas (Ishira, 1987).



⇒ **Observaciones Geológicas y Geotécnicas.**

Existen distribuciones granulométricas que marcan las fronteras entre suelos que son y no son potencialmente licuables. Para determinar la susceptibilidad de un suelo a licuación existen varios criterios (Kramer, 1996).

Criterio geológico.

Los depósitos de suelo que son susceptibles a licuación son los materiales uniformes granulares sueltos tales como depósitos fluviales, coluviales y eólicos saturados. La licuación se ha observado en abanicos aluviales, playas y otros depósitos de semigravedad. La susceptibilidad a la licuación de depósitos antiguos es generalmente menor que la de depósitos nuevos. Suelos del Holoceno son más susceptibles que los suelos del Pleistoceno.

La licuación solamente ocurre en suelos saturados, por lo tanto la profundidad del nivel de agua influye en la susceptibilidad a la licuación. La licuación es más común en los suelos donde el nivel freático se encuentra subsuperficial. Los rellenos o depósitos hechos por el hombre en estado suelto son muy susceptibles a la licuación.

a) Criterio Composicional.

La forma, tamaño y graduación de las partículas influye en la susceptibilidad a la licuación. La plasticidad tiene un mayor efecto que el tamaño de granos, los suelos no plásticos son muy susceptibles a la licuación, especialmente los limos y las arenas finas. Algunas arcillas también son susceptibles a licuación de acuerdo al criterio de Wang (1979). Las arcillas susceptibles a licuación generalmente tienen las siguientes propiedades:

- Fracción menor que 0.005 mm \leq 15%.
- Límite líquido \leq 35%.
- Contenido de agua \geq 0.9 LL
- Índice de liquidez \leq 0.75.

Las gravas también son susceptibles a la licuación, aunque en menor proporción que las arenas. La susceptibilidad a la licuación también es influenciada por la graduación. Los suelos bien graduados son generalmente, menos susceptibles que los suelos pobremente graduados. Los suelos de partículas redondeadas son más susceptibles que los suelos con granos angulares.

b) Criterio de Estado.

La susceptibilidad a la licuación depende del estado en que se encuentre el material, esfuerzos, densidad y relación de vacíos. La licuación puede ocurrir en una masa de suelo, puede ocurrir a lo largo de una superficie o línea de falla en las cuales los esfuerzos de cortante son el factor preponderante. En el primer caso, la licuación tiene como resultado un cambio de volumen o asentamiento y en el segundo, se produce un deslizamiento o falla al cortante.

⇒ Licuación fuera de Costa.

Los suelos localizados fuera de la costa están sujetos a condiciones semejantes de licuación que los suelos en tierra durante la acción de los sismos. La licuación y grandes deformaciones debidos a las cargas cíclicas impuestas por el oleaje pueden ser importantes y deben, por tanto considerarse en el diseño de plataformas de gravedad y piloteadas. La experiencia en el Mar del Norte muestra que el cabeceo de plataformas de gravedad durante una tormenta, puede causar presiones de poro importantes en el suelo bajo los bordes de la estructura y la correspondiente tendencia del suelo a fluir hacia fuera de estas zonas. Diseños típicos incluyen pozos de alivio para reducir la presión de poro en la arena adyacente a la estructura.

3.1.2 A PARTIR DE OBSERVACIONES DE LABORATORIO.

Algunos de los resultados que se discuten aquí proporcionan una base para:

- ◀ Entender el fenómeno de licuación.
- ◀ Identificar los factores que controlan la resistencia a la licuación.
- ◀ Indicar la aproximación y confiabilidad con la que la resistencia se puede medir en el laboratorio.

3.1.2.1 Densificación por Carga Cíclica.

La figura 3.14 muestra la densificación progresiva de una arena por la aplicación de ciclos de deformación en un aparato de corte simple, bajo condiciones drenadas.

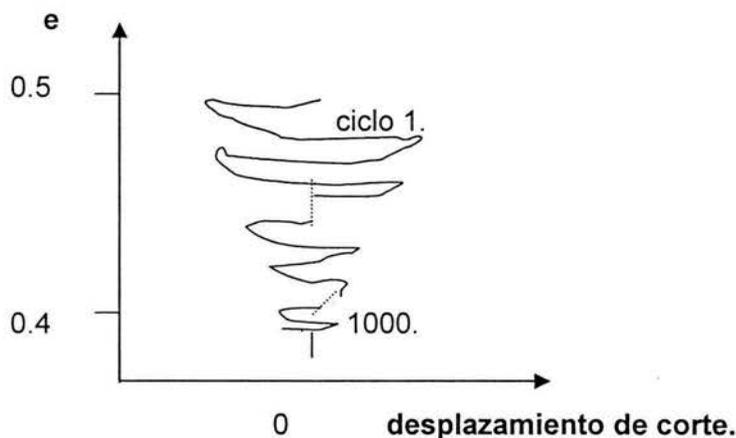


Fig. 3.14 *Densificación progresiva de una arena.*

Cada ciclo induce densificación adicional, a una tasa menor, hasta que la arena logra un estado muy denso. Esta densificación es el resultado del reacomodo de las partículas durante la aplicación de la deformación en ambos sentidos.



En realidad, cada medio ciclo de deformación generalmente causa alguna expansión de la arena ya que las partículas son forzadas a rodar o deslizarse sobre otras partículas adyacentes, sin embargo, las partículas son capaces de formar un arreglo más denso. El proceso de densificación lo controla la amplitud de la deformación y no la magnitud de los esfuerzos cíclicos, sin embargo, en la práctica, la cantidad de densificación se predice usualmente utilizando el esfuerzo cíclico normalizado, $\delta_c \sigma_0$. Tal que la práctica representa una aproximación válida en un intervalo limitado de esfuerzos efectivos.

Tanto los resultados de ensayos en aparatos de corte simple como en mesa vibradora de arenas secas muestran la existencia de una deformación de umbral (aproximadamente igual a 0.01%), debajo de la cual no ocurre densificación independientemente del número de ciclos, por lo tanto, la deformación cíclica debajo de este nivel no es destructiva, puesto que no ocurre reacomodo de las partículas.

Pequeños incrementos o decrementos en el esfuerzo efectivo octaédrico normalmente no causan densificación importante en una arena, sin embargo, al incrementarse significativamente los esfuerzos, la deformación permanente (después de la descarga) también se incrementa debido a la rotura de granos que empieza a ser un factor determinante en el comportamiento.

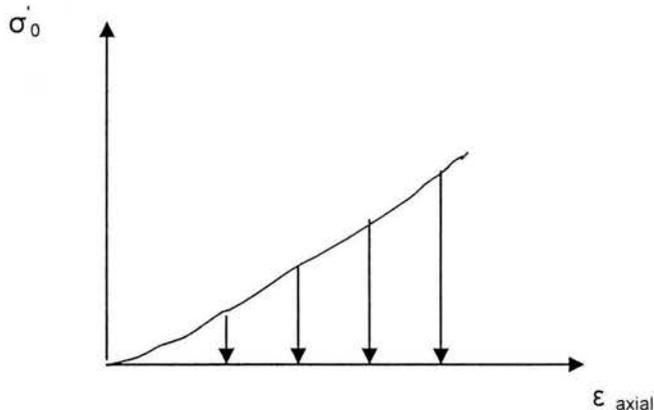


Fig. 3.15 *Ensayo de odómetro.*

3.1.2.2 Generación de Presión de Poro Durante Carga Cíclica no Drenada.

La disminución en volumen causada por la carga cíclica no puede ocurrir si un suelo está saturado con un fluido incompresible y el movimiento del líquido restringe. En lugar del cambio volumétrico, los esfuerzos efectivos disminuyen para contrarrestar la tendencia a la disminución de volumen. Esta situación se muestra esquemáticamente en la figura 3.16, con un esfuerzo total consistente, un decremento en el esfuerzo efectivo significa un incremento en la presión de poro. En efecto, la deformación cíclica causa que el esqueleto del suelo trate de disminuir su volumen, y parte del esfuerzo aplicado se transfiere al fluido de los poros que es menos compresible.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

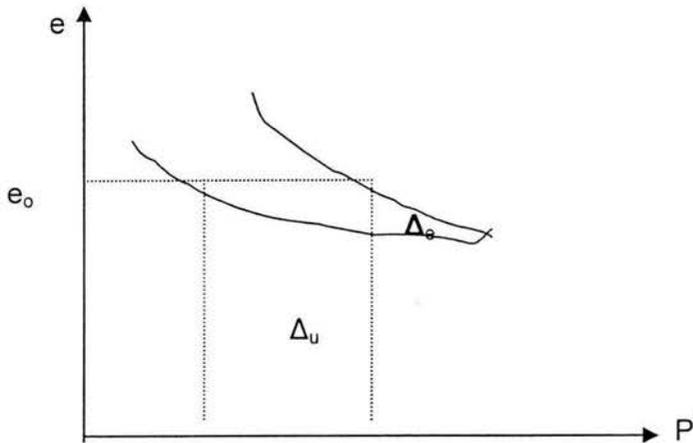


Fig. 3.16.

Resultados de ensayos triaxiales cíclicos muestran cómo se incrementa la presión de poro cuando la arena se somete a cargas cíclicas. La figura 3.17, presenta resultados típicos en los que las muestras se consolidaron isotrópicamente. A medida que los ciclos de carga continúan, la presión de poro se incrementa progresivamente hasta que alcanza (durante parte de cada ciclo subsiguiente) el valor del esfuerzo total actuando en la arena.

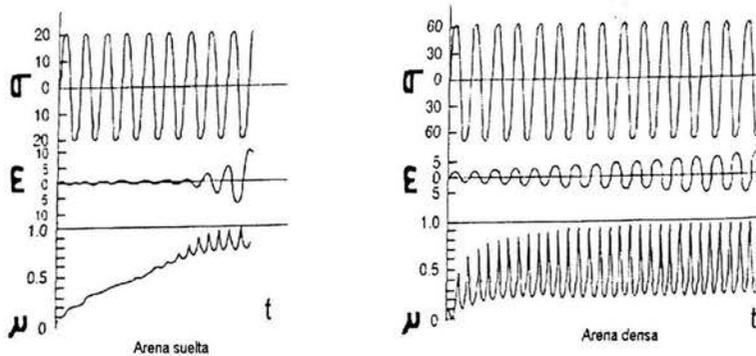


Fig. 3.17 Consolidación isotrópica de muestras de arena.

Por tanto, hay condiciones transitorias de esfuerzo efectivo nulo. La primera ocasión que esto ocurre se denomina *licuación inicial*.

Los ensayos de corte simple cíclicos producen resultados semejantes, pero la condición de licuación inicial ($\sigma=0$) se define ahora cuando la presión de poro iguala al esfuerzo total vertical.



En la figura 3.17, hay una variación cíclica de la presión de poro antes de alcanzar la condición $\dot{\sigma}=0$, que está superpuesta a la tendencia general de aumento continuo.

Esta variación cíclica la causa el cambio en el esfuerzo octaédrico durante cada ciclo, cambio que se refleja inmediatamente en la presión de poro. Este efecto cíclico no está presente en los resultados de ensayos de corte simple, como se indica en la figura 3.17.

La presión de poro continua ciclando después de alcanzar la condición $\dot{\sigma}=0$, que sólo puede ocurrir en la ausencia de esfuerzos de corte estáticos. La aplicación de esfuerzos de corte cíclicos causan dilatación en la muestra y, por tanto, disminución en la presión de poro. Por consiguiente, la presión de poro cicla como los esfuerzos de corte cíclicos. El número de ciclos para alcanzar la condición $\dot{\sigma}=0$ depende de la densidad relativa (entre otros factores) de la arena y de la magnitud del esfuerzo cíclico (deformación cíclica) aplicado.

Una relación física entre estos parámetros se muestra en la figura 3.18. Aquí, la intensidad de la carga se representa por la relación δ_c/σ'_{v0} , donde δ_c es el esfuerzo de corte cíclico y σ'_{v0} es el esfuerzo efectivo inicial vertical.

El valor de δ_c/σ'_{v0} requerido para alcanzar la condición $\dot{\sigma}=0$ en un número constante de ciclos decrece con valores crecientes de σ'_{v0} . Esto se debe a que la tendencia a densificación la controla la deformación cíclica y no el esfuerzo cíclico.

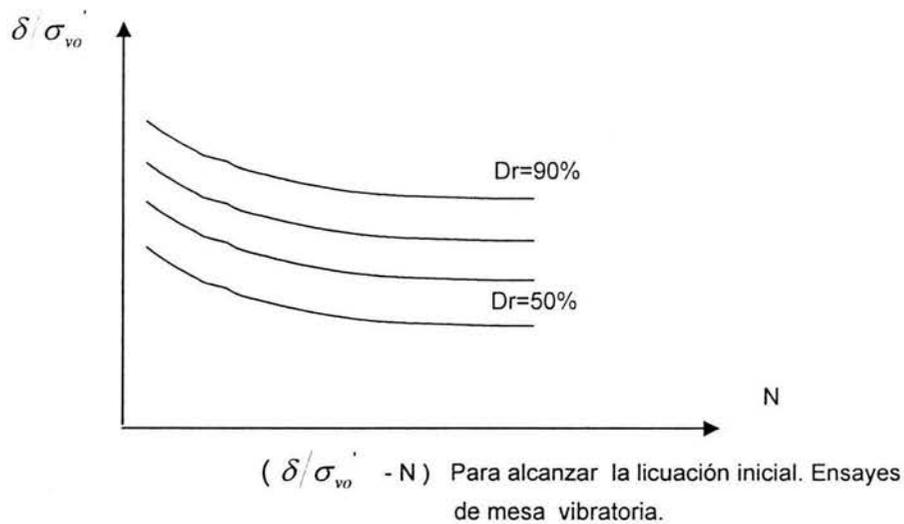


Fig. 3.18 Relación física.

Como se indica en la figura 3.19, la deformación cíclica debe exceder un valor crítico antes de que se acumule presión de poro. Este límite corresponde al que se requiere para iniciar la densificación y es alrededor de 0.01% para una amplia variedad de arenas.

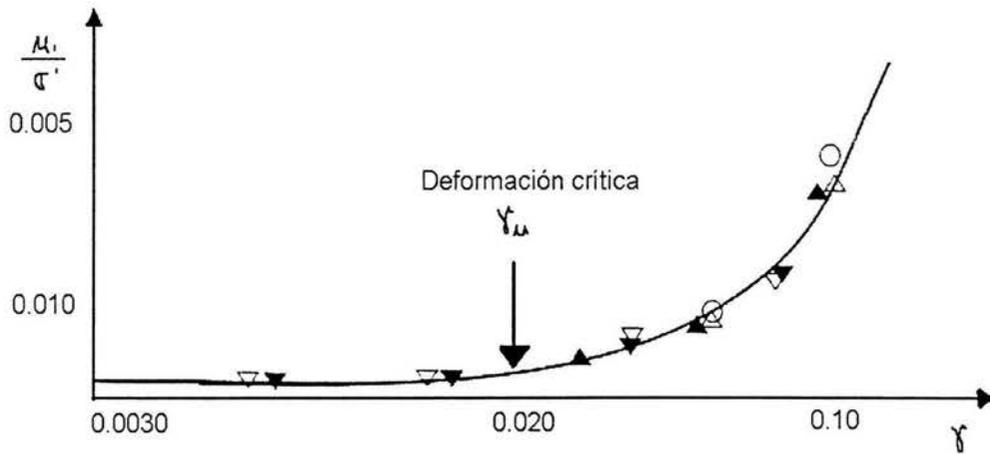


Fig. 3.19 *Deformación crítica.*

Una vez que la condición $\sigma=0$ se alcanza en ensayos de carga controlada, las deformaciones cíclicas se incrementan rápidamente en arenas sueltas. En arenas densas este incremento es menos dramático. Parece que existe una deformación cíclica límite que se puede desarrollar después de alcanzada la licuación inicial, como se indica en la figura 3.20.

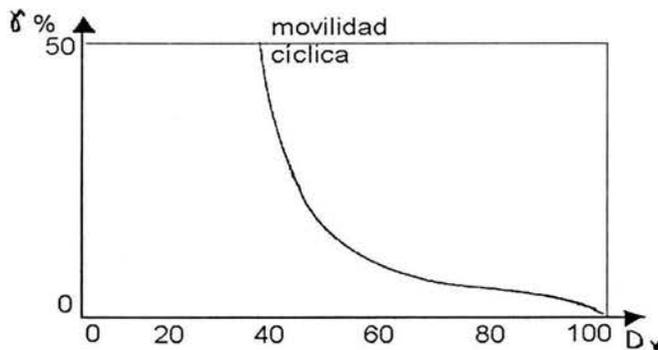


Fig. 3.20 *Deformaciones límite durante ensayos de mesa vibratoria.*

El incremento gradual de la presión de poro causa que la trayectoria de esfuerzos para cada ciclo migre hacia las líneas de falla (Fig. 3.21). Una vez que una línea de falla se alcanza (usualmente durante la parte de extensión del ciclo), la generación de presión de poro y las deformaciones se incrementan drásticamente. Después de la condición $\sigma=0$, las trayectorias de esfuerzos efectivos se mueven a lo largo de las líneas de falla, pasando cerca o por el origen dos veces por ciclo.

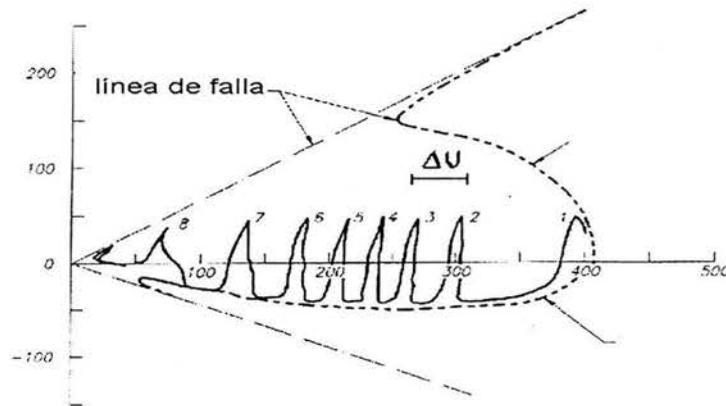


Fig. 3.21 Trayectoria de esfuerzos.

Este comportamiento corresponde a las fases contracción-dilatancia en el proceso de densificación, y explica las fluctuaciones de la presión de poro posteriores a la condición $\sigma' = 0$. Esta fluctuación tiene típicamente una frecuencia del doble a la que se aplican los esfuerzos (o deformaciones).

3.2 POTENCIAL DE LICUACIÓN A PARTIR DE ENSAYES DE CAMPO.

Ensayes de penetración estándar y de cono eléctrico.

El método simplificado de Seed e Idriss consiste en comparar una medida de la resistencia a la penetración (el número de golpes de una prueba de penetración estándar, N , o la resistencia de punta medida con un cono eléctrico, q_c) con el cociente de esfuerzos cíclicos, τ_c / σ'_0 que se induce en la masa arenosa, a una profundidad dada. Con estos dos parámetros se determina si en la profundidad estudiada, el suelo puede licuarse, de acuerdo con experiencias previas pues los pares de valores $N - \tau_c / \sigma'_0$ o $q_c - \tau_c / \sigma'_0$ obtenidos al examinar las condiciones de sitios en donde se ha presentado licuación, definen líneas que separan los estados de arenas licuables de los que no lo son.

En la figura 3.22, se presenta una de estas gráficas en donde se puede estimar la licuabilidad de las arenas para temblores de diferente magnitud.

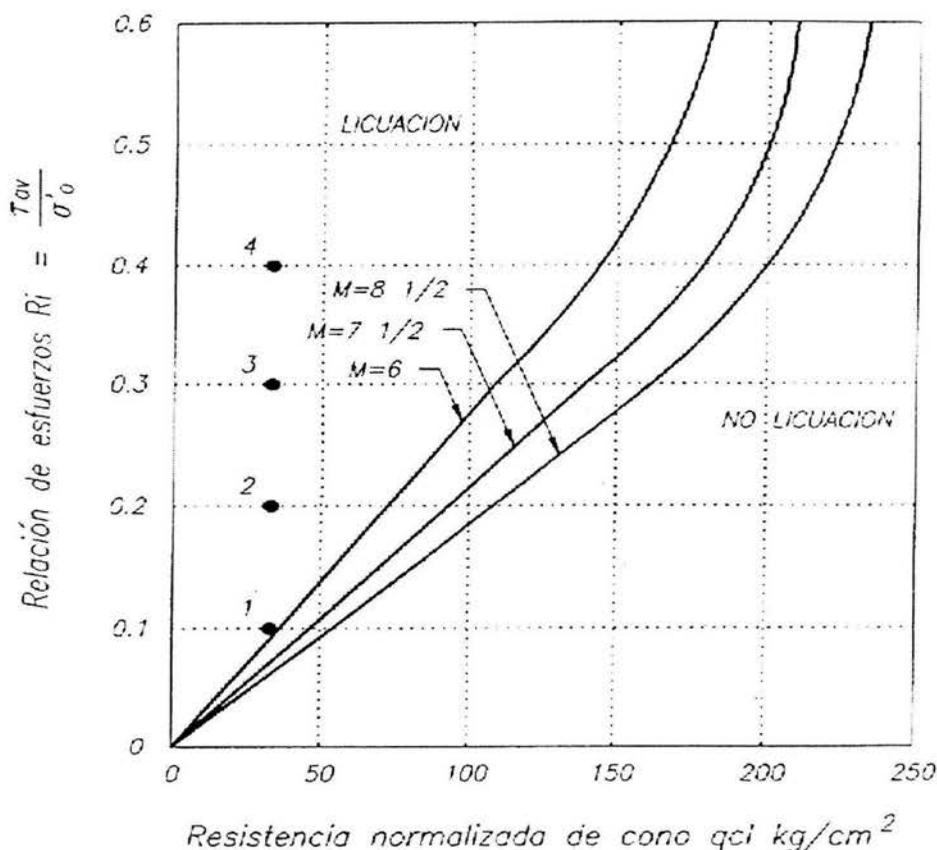


Fig. 3.22 Evaluación del potencial de licuación.

La distribución de los esfuerzos cortantes máximos que se presentan dentro de un depósito de arena se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$\frac{\tau_c}{\sigma_0} \approx 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma_0'} r_d \quad (3.1)$$

en donde a_{\max} es la aceleración máxima del terreno; g la de la gravedad; σ_0 y σ_0' son los esfuerzos total y efectivo a la profundidad donde se estiman los esfuerzos cortantes. El parámetro $r_d \leq 1.0$ se utiliza para tomar en cuenta los efectos de amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesar materiales de poca rigidez, como los suelos. Este parámetro disminuye con la profundidad y se puede obtener de gráficas como la de la figura 3.23, o bien de análisis de la respuesta sísmica del depósito estudiado.

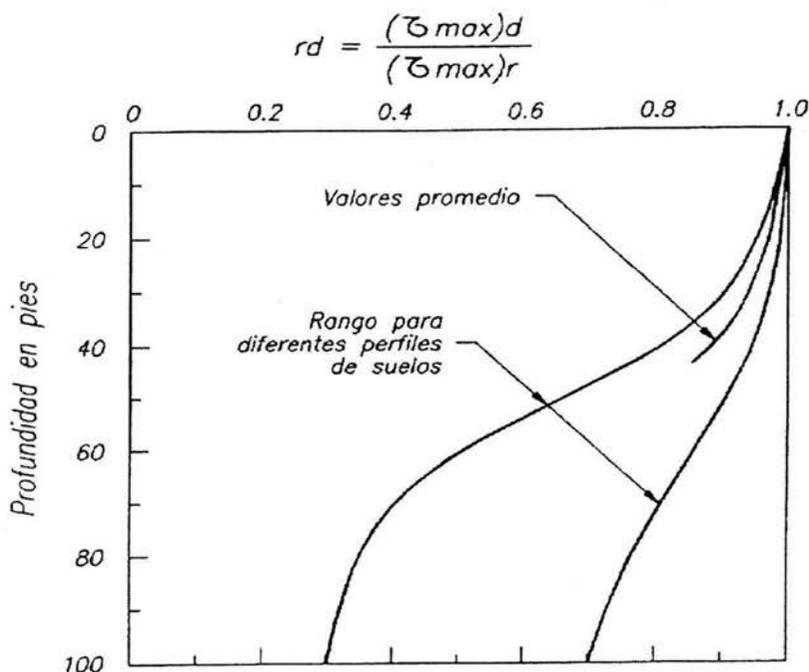


Fig. 3.23 Rango de valores de r_d para diferentes suelos.

Conocido τ_c , σ_0' , se determina si el estrato es licuable para los valores de N o q_c medidos en el campo. Estos deben normalizarse con respecto al esfuerzo vertical efectivo de campo, antes de entrar en las gráficas de licuabilidad y para ello se puede emplear la figura 3.24, que proporciona un factor, C_q , que corrige a los valores de la resistencia a la penetración obtenidos en el campo.

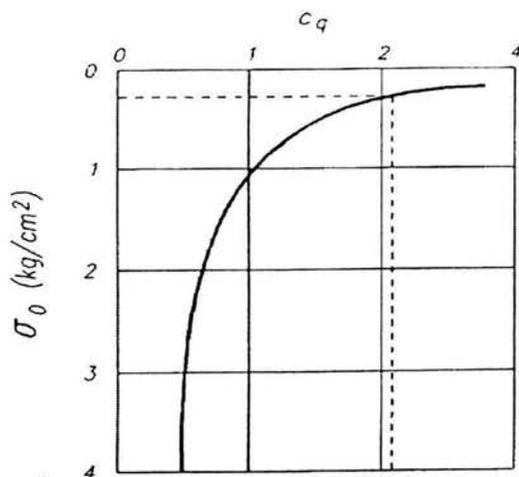


Fig. 3.24 Determinación del factor de corrección C_q .



La línea que divide a los pares de valores de σ_{av}/σ_0' y de q_c que producen la licuación de los que no la producen, puede utilizarse para definir un factor de seguridad contra la licuación de arenas, $FS_{lic.}$:

$$FS_{lic.} \approx \frac{(\tau_c/\sigma_0')_{crit}}{(\tau_c/\sigma_0')} \quad (3.2)$$

el numerador es el cociente de esfuerzo cortante cíclico promedio que producirá licuación (cociente crítico de esfuerzos cortantes); el denominador representa los esfuerzos cortantes cíclicos que induce en el suelo un temblor con cierta intensidad determinada por la aceleración máxima del terreno, a_{max} .

Basándose en el análisis de una amplia colección de casos, Robertson et-al (1992) desarrollaron otros criterios para definir directamente a partir de los resultados de un ensaye de cono eléctrico, si un estrato es licuable. De acuerdo con ellos, la licuación se presenta si:

$$\blacktriangleleft \quad q_c \left(\frac{P_a}{\sigma_0'} \right)^{0.6} \leq 67 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.3)$$

$$\blacktriangleleft \quad q_c \left(\frac{P_a}{\sigma_0'} \right)^{0.5} \leq 50 a 75 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.4)$$

$$\blacktriangleleft \quad q_c \sigma_0' \leq 40 a 50 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.5)$$

En la gráfica de la figura 3.25, se ilustra la aplicación de este criterio para un depósito de arenas sueltas en Manzanillo, Col.; como se ve en la figura, las ecuaciones (3.3) y (3.4) limitan una zona en donde la licuación es posible. La expresión (3.5) define límites más optimistas de las condiciones de licuabilidad, para presiones verticales pequeñas y para presiones mayores ocurre lo contrario ya que conduce estimaciones conservadoras.

3.3 VELOCIDAD DE ONDAS S PARA ESTIMAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN.

Método basado en el coeficiente de esfuerzos cíclicos. En los últimos años también se ha propuesto un método enteramente análogo al de Seed e Idriss en el que, en lugar de la resistencia a la penetración, se utiliza la velocidad de propagación de ondas de cortante como parámetro de comparación para determinar si un estrato es licuable. Este método se desarrolló a partir de la aparición del cono sísmico en Canadá (Robertson et-al, 1992).

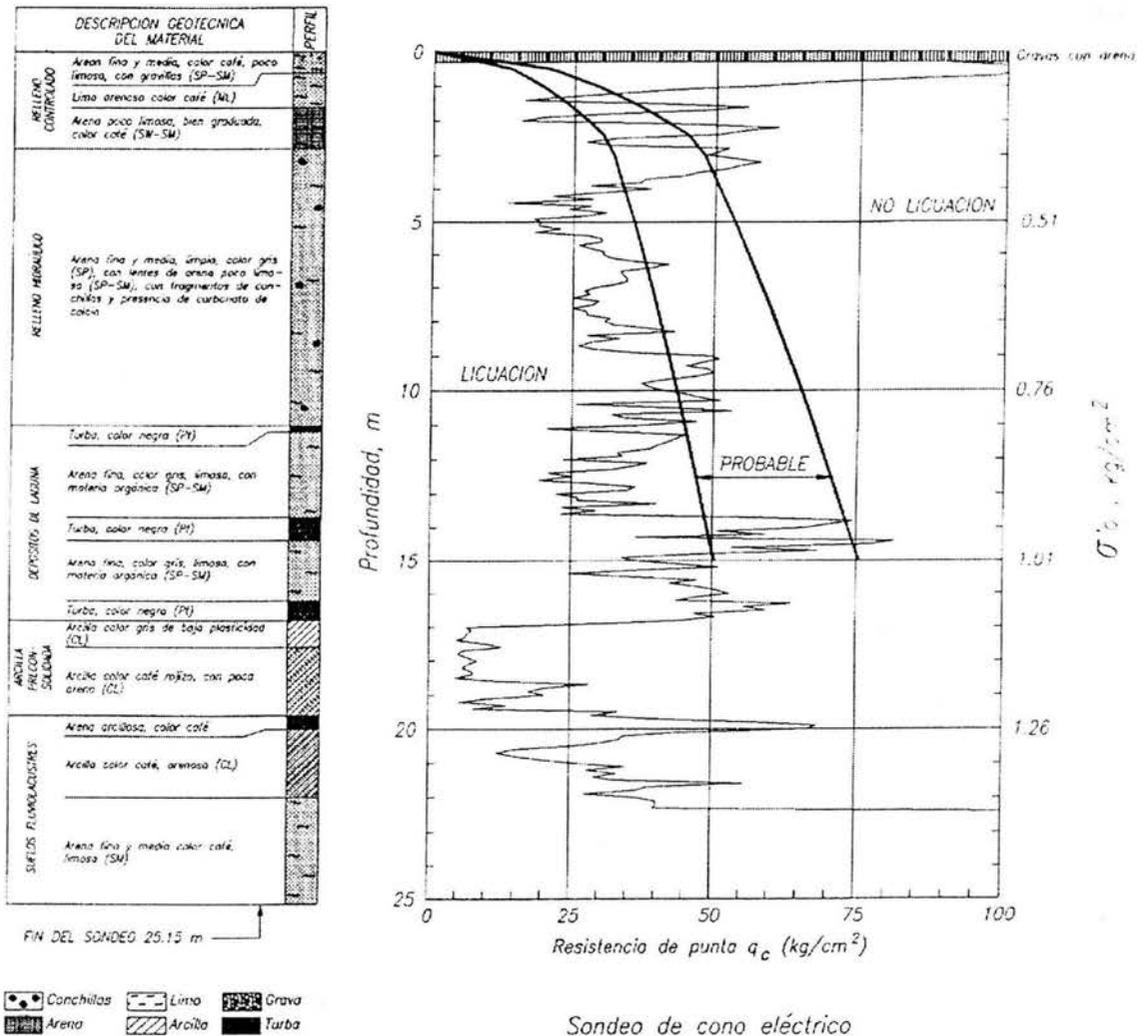


Fig. 3.25 Aplicación del criterio de Robertson (1992).

La utilización de la velocidad de propagación de ondas de corte indirectamente medida de la rigidez inicial del suelo para estimar la licuabilidad de los depósitos arenosos se justifica en tanto que depende de los mismos factores que la determinan: compacidad, grado de saturación, estado de esfuerzos efectivos, tamaño y forma de los granos, etc. en la figura 3.26, se presenta un perfil de velocidades de propagación de ondas de corte contra la profundidad obtenido de los resultados de un ensaye con el cono eléctrico, desarrollado en el Instituto de Ingeniería (Ovando et-al, 1996).

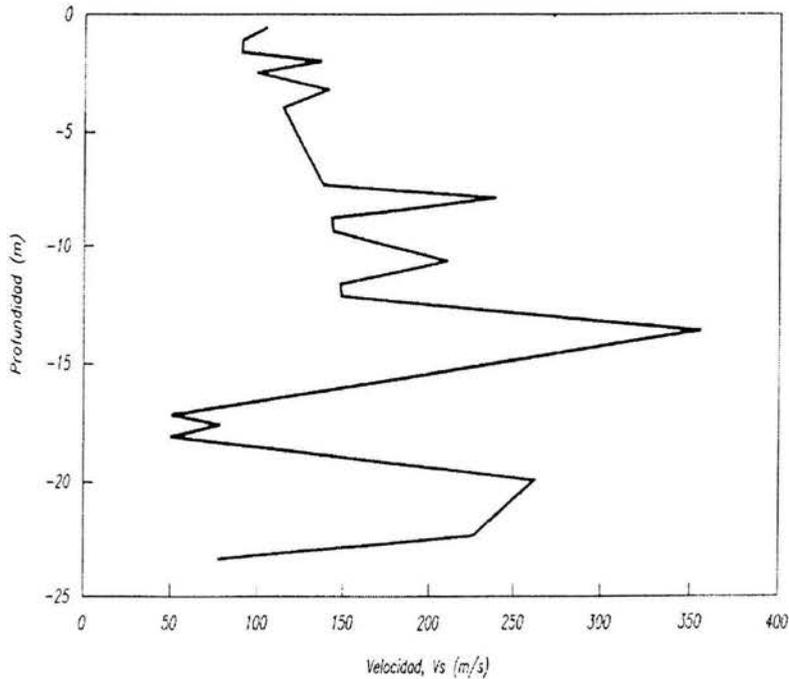


Fig. 3.26 Perfil de velocidad de propagación de onda de corte contra profundidad.

El uso del nuevo criterio para predecir el potencial de licuación requiere de gráficas como la de la figura 3.27, cuyas abscisas son las velocidades de propagación de ondas de corte normalizadas, v_{st} , y sus ordenadas los esfuerzos cortantes promedio inducidos en la masa del suelo durante un sismo, normalizados con respecto al esfuerzo vertical efectivo de campo, τ_{av} / σ'_0 , dado por la ecuación (3.1).

La velocidad normalizada de ondas de corte se obtiene con.

$$v_{st} \approx v_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.25} \quad (3.6)$$

v_s , es la velocidad de propagación de ondas de corte medida con el cono sísmico y P_a es una presión de referencia, generalmente la atmosférica.

Al utilizar este método, también se puede definir un factor de seguridad contra la licuación (ecuación 3.2). El factor de seguridad contra licuación es función de la profundidad y por ello es posible construir perfiles como los de la figura 3.28, en los que FS_{lic} se calculó para temblores con aceleraciones máximas diferentes. Los valores de v_s se obtuvieron de la figura 3.26.

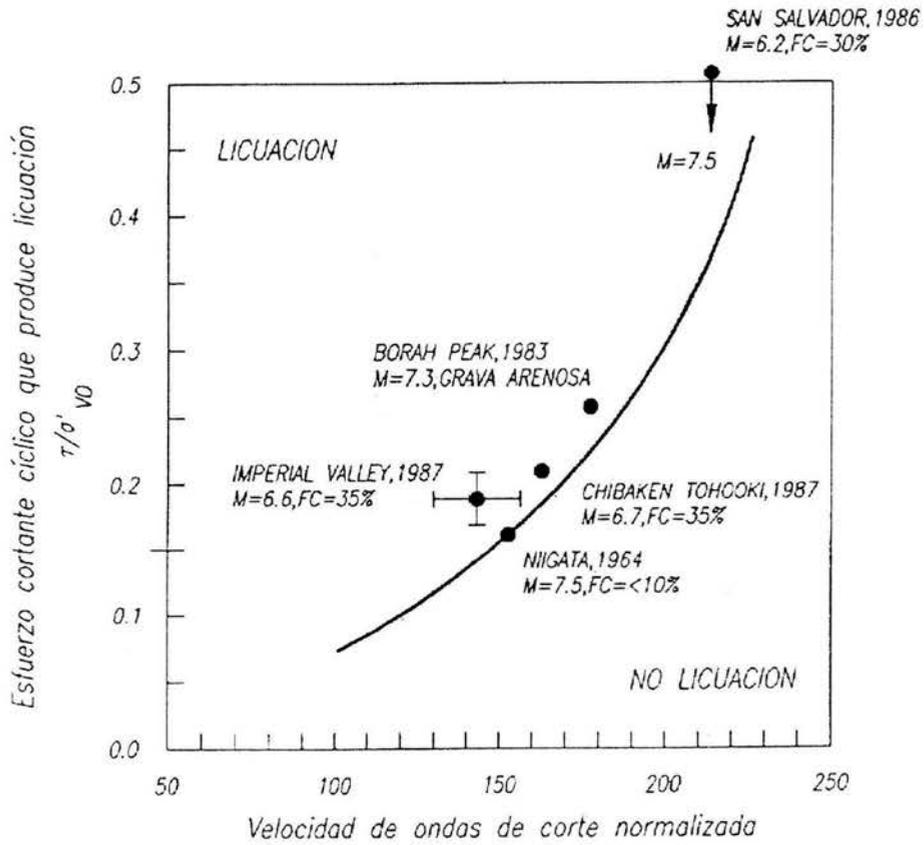


Fig. 3.27 Criterio para estimar el potencial de licuación.

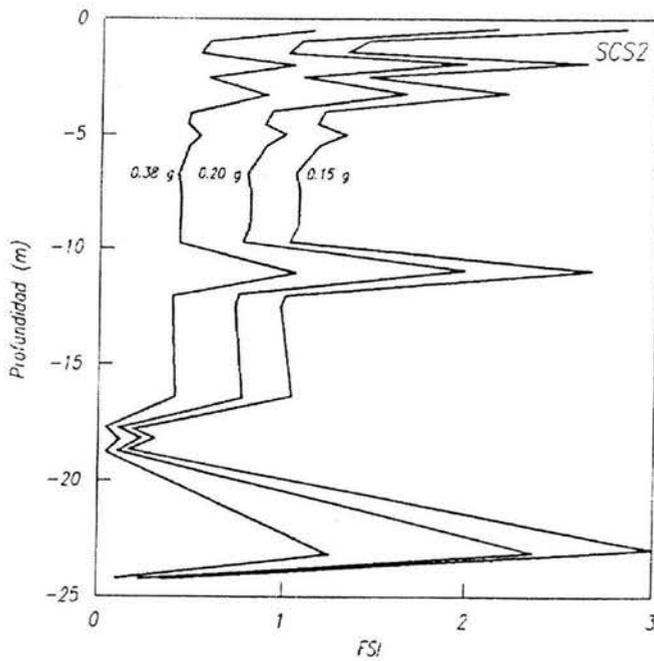


Fig. 3.28 Factor de seguridad contra licuación en función de la profundidad.



En las profundidades en las que FS_{lic} es menor que la unidad, la licuación de arenas ocurrirá, y tanto más severa como menor sea el valor del factor de seguridad.

3.4 LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS.

La aplicación de los métodos simplificados permite conocer si un determinado estrato arenoso suelto es susceptible de licuarse y, con la aplicación de factores de seguridad como el de la ecuación (3.2), se puede estimar cualitativamente la severidad del fenómeno, sin que éste defina cuantitativamente. La cuantificación a priori de los daños que produce un temblor es siempre una tarea que sólo puede proporcionar aproximaciones de su orden de magnitud. Aún así, los métodos simplificados para estimar el potencial de licuación, proporcionan elementos indicativos que se pueden mejorar haciendo análisis de la respuesta sísmica de los depósitos arenosos sueltos.

Métodos analíticos. En estos se integran las ecuaciones de movimiento, modelando las arenas como materiales capaces de sufrir grandes deformaciones. El efecto de la presión de poro se introduce mediante esquemas simplificados, algunos de ellos obtenidos de los resultados de ensayos de laboratorio o bien, mediante modelos "acoplados" en los que las ecuaciones de equilibrio también incluyen las propiedades del suelo que determinan su capacidad para acumular y disipar presión de poro y además, el suelo se representa como un material elastoplástico (Zienkiewicz et-al 1990).

Para efectuar un análisis numérico detallado de ese tipo, las arenas deben caracterizarse en términos de modelos constitutivos esfuerzo-rigidez-deformación y de su potencial para generar presión de poro en función de las cargas cíclicas aplicadas. Todo esto se obtiene de ensayos de laboratorio –ensayos de columna resonante así como cíclicos triaxiales, torsionales o de corte simple- en muestras de arena reconstituida, ante la gran dificultad de obtener muestras inalteradas de arena.

3.5 RELACIÓN ENTRE ENSAYES DE CAMPO Y DE LABORATORIO.

Los resultados de numerosas investigaciones indican que la estructura inicial y el estado de esfuerzos no influyen en las condiciones para que se presente el estado estable (Verdugo et-al, 1995). De aquí se sigue que siempre se podrán establecer criterios para estimar la licuabilidad de arenas a partir de diagramas de estado construidos con base en los resultados de ensayos de laboratorio, ya que la resistencia última o residual –la resistencia en el estado estable- así obtenida, debe ser igual a la de campo. En efecto, si se acepta lo anterior, se deduce que la línea de estado estable determinada en el laboratorio es la misma que se tiene para un depósito arenoso en el campo y para determinar la licuabilidad de un depósito, deben de conocerse o estimarse los estados de esfuerzos efectivos y las relaciones de vacíos o la compacidad in situ.

3.5.1 Correlaciones Entre Ensayos de Campo y Laboratorio.

Desafortunadamente, los problemas de muestreo impiden tener medidas directas de la compacidad in situ de los depósitos arenosos sueltos. La densidad de estos materiales se ha obtenido con base en los resultados de ensayos de penetración estándar o de cono eléctrico efectuados en cámaras o depósitos especiales de calibración.



Este método se ha aplicado a materiales limo-arenosos compactados (Santoyo et-al, 1992). A falta de estos ensayos, debe recurrirse a correlaciones.

Correlaciones.

Skempton (1986) propuso la siguiente expresión general para relacionar la densidad relativa de las arenas, D_r , con la resistencia a la penetración estándar, N .

$$N = (a + b\sigma_v') (D_r/100)^2 \quad (3.7)$$

en donde a y b son constantes que dependen principalmente del tamaño de los granos y σ_v' es el esfuerzo vertical efectivo de campo. En la práctica japonesa $a = 16$ y $b = 23m$ según Ishira (1973). También existen correlaciones entre D_r y la resistencia de punta medida con un cono eléctrico, q_c .

La siguiente se debe a Jamiolkowski (1985).

$$D_r = -A + B \log(q_c / \sqrt{\sigma_v'}) \quad (3.8)$$

Tatsuoka (1990) recomienda utilizar $A = 85$ y $b = 76$. Conocida la densidad relativa, las densidades máximas y mínimas se determinan en el laboratorio como muestras tomadas del lugar.

3.5.2 MÉTODOS MIXTOS.

Algunos métodos combinan resultados de ensayos de campo y de laboratorio para estimar el potencial de licuación.

3.5.2.1 Resistencia a la Penetración y Resistencia en el Estado Estable.

De acuerdo con algunos autores, el método simplificado de Seed e Idriss conduce generalmente a estimaciones conservadoras de la licuabilidad de las arenas sueltas. Dicho método supone implícitamente que existe una correlación única entre la resistencia a la penetración y la resistencia en el estado estable, independientemente del tipo de suelo. Además las curvas de licuabilidad se han obtenido de sitios en donde han ocurrido fallas por licuación, lo que no necesariamente significa que ésta se presente en otros sitios con la misma resistencia a la penetración, pero con diferente compacidad y diferentes estados de esfuerzo. Para individualizar las correlaciones, Verdugo (1993) propone expresiones en las que las resistencias a la penetración medidas en pruebas SPT y en pruebas de cono eléctrico, se relacionan con la resistencia en el estado estable, q_{ss} , y además con otros parámetros que se obtienen de ensayos de laboratorio.



Para el caso de las pruebas de penetración estándar sugiere:

$$N_1 = \frac{(a+b)}{(e_{\max} - e_{\min})^2} \left[e_{\max} - e_r + \lambda_{ss} \log \frac{q_{ss}}{C_s p_r} \right] \quad (3.9)$$

en donde N_1 es la resistencia a la penetración normalizada con respecto a la que se obtiene cuando el esfuerzo vertical efectivo es la unidad, λ_{ss} es la pendiente de la línea de estado estable; e_{\max} y e_{\min} son las relaciones de vacíos máxima y mínima; e_r y p_r definen un punto arbitrario de referencia en el diagrama de estado, sobre la línea de estado estable; a y b son parámetros determinados experimentalmente que dependen del tamaño medio de las partículas y C_{ss} es una constante relacionada con el ángulo de fricción movilizado en la falla. Esta expresión debe calibrarse antes de aplicarla en la práctica. En el caso de los ensayos de cono eléctrico Verdugo propuso.

$$q_{c1} = 10^\beta \quad (3.10)$$

$$\beta = \frac{1.85e_{\max} - 0.85e_{\min} + e_r + \lambda_{ss} \log(q_{ss} / C_s p_r)}{0.76(e_{\max} - e_{\min})} \quad (3.11)$$

para aplicar las ecuaciones (3.9) a (3.11), se requiere conocer la relación de vacíos y el estado de esfuerzos de campo y estimar la resistencia en el estado estable a partir de la resistencia a la penetración. Esta última se podrá comparar con el esfuerzo cortante cíclico inducido por el temblor de diseño (ecuación 1), para determinar si el estrato o punto bajo de estudio se licuará.

3.5.2.2 Resistencia de Punta y Parámetro de Estado φ_A .

Este parámetro permite determinar si el comportamiento de una arena será contractivo o dilatante. Been y Jefferies (1986,1987) lo relacionan con la resistencia de punta medida con un cono eléctrico y con los esfuerzos total y efectivo medidos en campo, p y p' :

$$\varphi_A \approx - \frac{1}{(8.1 - \ln \lambda_{ss})} * \ln \left[\frac{q_c - p}{p} \left(8 + \frac{0.55}{\lambda_{ss} - 0.01} \right)^{-1} \right] \quad (3.12)$$

Las expresiones presentadas (ecuaciones 3.7 a 3.12) son relativamente nuevas y su uso aún no se ha extendido. Por lo mismo, deben calibrarse con datos de campo y laboratorio obtenidos siempre que sea posible.



3.6 DISMINUCIÓN DEL RIESGO DE LICUACIÓN.

La alternativa para disminuir el riesgo de licuación no es única, el problema debe tratarse caso por caso, ya que depende de muchas variables, entre las más importantes: granulometría de los materiales, estratigrafía, geometría del depósito, volumen del material licuable, disponibilidad de equipo y mano de obra calificada, recursos económicos y profundidad a la que se encuentre el estrato problema.

La mayoría de los métodos de mejoramiento aprovechan la capacidad del suelo para deformarse e incluso licuarse para lograr el mejoramiento deseado. Por lo tanto, es imprescindible tener un conocimiento claro de las características y propiedades del depósito, para lograr las metas esperadas.

Métodos utilizados con mayor frecuencia.

3.6.1 COMPACTACIÓN DINÁMICA O DE IMPACTO.

Probablemente la técnica más antigua para el mejoramiento de suelos; utilizada por los romanos y en Estados Unidos desde el siglo pasado, pero realmente racionalizada por Mennard (1975) en la década de los setentas. Consiste en dejar caer una masa, en un arreglo particular, desde una altura fija, para compactar el suelo usando una grúa para izarla; los pesos pueden llegar a las 40 ton y a alturas de caída de 30 m. Las experiencias han demostrado que este método es el menos confiable, pues es difícil lograr el mismo nivel de control y por ello también requiere de ensayos de verificación extensivos. Se recomienda para mejorar rellenos de poco espesor pues el efecto del impacto decrece rápidamente con la profundidad.

3.6.2 VIBROCOMPACTACIÓN.

Método de mejoramiento profundo de suelos granulares que efectúa la densificación por el movimiento vertical y horizontal de un tubo vibrador hincado en el suelo. El vibrador es un tubo hueco de acero con masas excéntricas sostenido por una grúa; la forma de densificar consiste en hincar el tubo en arreglos regulares, provocando la licuación del suelo, para posteriormente reacomodar la estructura hasta alcanzar el grado de densificación deseado. Se han desarrollado varias técnicas y equipos para su ejecución; en algunas se utiliza un martillo hincador vibratorio y un tubo o perfil de acero que desde la superficie se va introduciendo y retirando continuamente; esta técnica resulta poco eficiente ya que hay que cerrar el espacio de los hincados para lograr la densificación deseada.

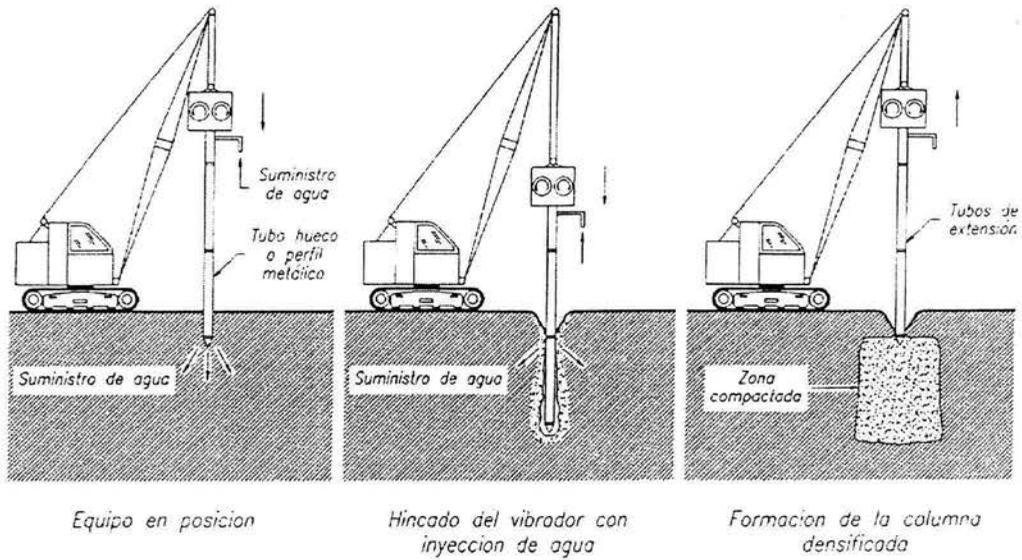


Fig. 3.29 Esquema de la técnica de vibrocompactación.

3.6.3 VIBROFLOTACIÓN.

Técnica similar a la anterior en ejecución pero proporciona mejores resultados porque se hace aporte de arena o grava al momento que el suelo se licua, formando de este modo columnas de suelo mejorado.

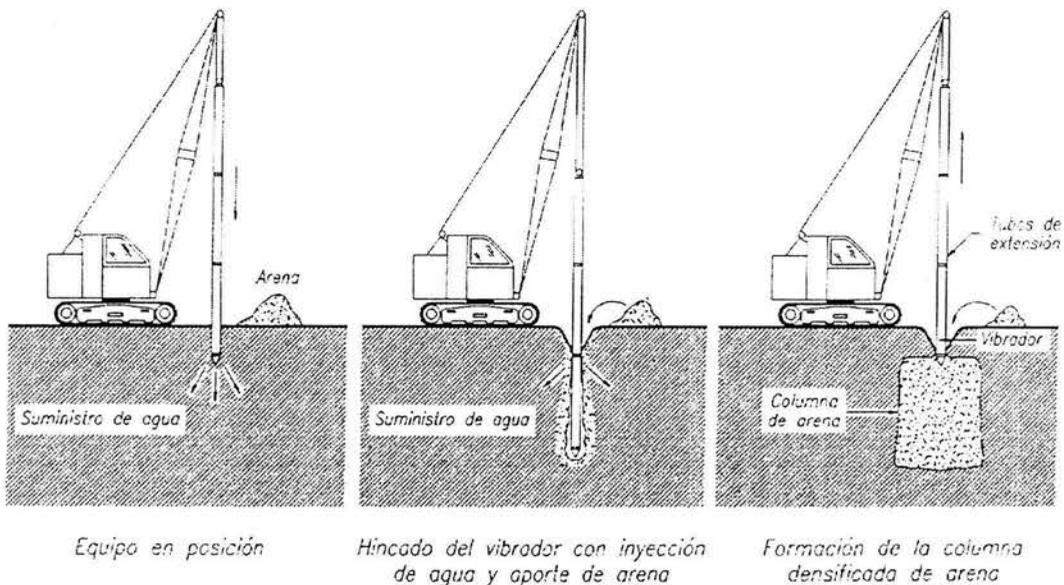


Fig. 3.30 Esquema de la técnica de vibroflotación.

3.6.4 VIBRODESPLAZAMIENTO.

Consiste en la compactación por desplazamiento lateral del suelo que provoca un torpedo vibratorio con toberas en la punta para inyección de aire o agua que se hincan hasta la profundidad deseada, variando la frecuencia de vibración y el arreglo del hincado; el torpedo de hincado consiste de un tubo de acero de gran peso de 70 a 120 cm de diámetro, equipado con masas excéntricas internas. El proceso consiste en hincar el torpedo provocando el desplazamiento lateral del suelo, posteriormente se retira el torpedo y se rellena en capas con grava gruesa o piedra triturada –columnas de piedra- ; se introduce nuevamente el torpedo y se densifica el material colocado, con lo que se logra reforzar el suelo por reemplazo. Con este procedimiento se logra la densificación del material por refuerzo y se obtienen zonas de disipación de presión de poro. (Figura 3.31)

3.6.5 DRENES VERTICALES.

Empleados principalmente para ayudar a la consolidación de depósitos de suelos cohesivos, como auxiliares en algunos casos de las precargas, también han sido utilizados para ayudar a mitigar los problemas de licuación, por su capacidad para disipar como drenes las presiones de poro que se generan durante un evento sísmico. Su efectividad para mitigar problemas de licuación ha sido ilimitada.

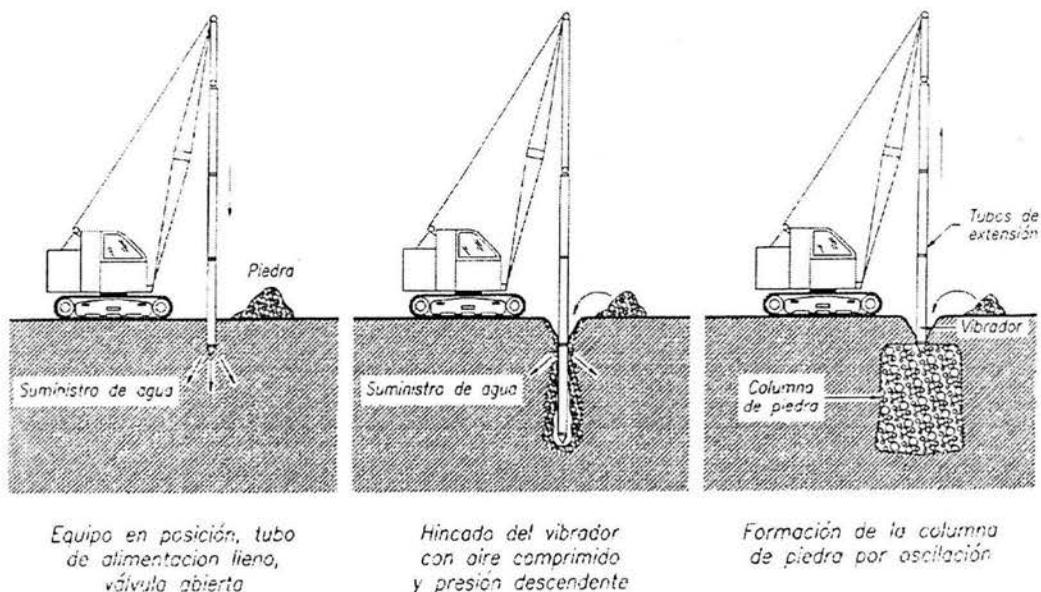


Fig. 3.31 Esquema de la técnica de vibrodesplazamiento.

3.6.6 INYECCIÓN DE MEZCLAS (JET GROUT).

El Jet Grout, desarrollado en su versión actual en Japón, es una técnica que utiliza una broca con toberas horizontales de alta eficiencia que cortan a los suelos lateralmente y al mismo tiempo introduce una inyección que se combina con el suelo formando columnas de material inyectado, logrando desde la mezcla del depósito de suelo con la inyección, hasta el completo reemplazo. Generalmente se inyecta cemento y usualmente se ha utilizado para recimentar y restablecer la capacidad de estructuras dañadas.

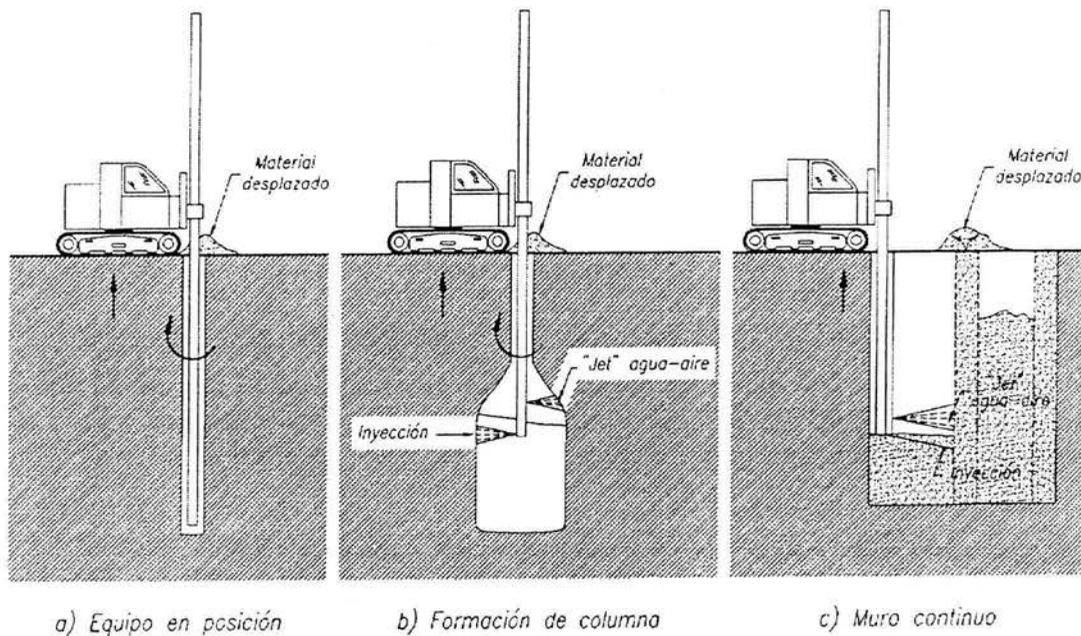


Fig. 3.32 Técnica de "Jet Grout".

3.6.7 EXPLOSIONES.

En algunas ocasiones se han empleado para compactar materiales arenosos. Su principal limitación es la falta de control que se tiene en el proceso debido a la gran erraticidad de los resultados que suelen obtenerse cuando se utiliza este método.

3.6.8 PRECARGA.

Consiste en aplicar una carga temporal sobre el área que se requiere mejorar, para lograr reducciones de volumen en la masa arenosa por consolidación. Su efectividad depende de la magnitud de la sobrecarga inducida en el suelo y si se utiliza en grandes extensiones puede resultar muy onerosa. Generalmente es menos efectiva que los métodos vibratorios de compactación.



3.6.9 REEMPLAZO.

Consiste en retirar el material licuable y reemplazarlo con otro de mejores características. Atendiendo a los costos que significa, en general sólo resulta recomendable el tratamiento de superficies relativamente pequeñas y en depósitos de poco espesor.



4.0 RESPUESTA DINAMICA DE MUROS DE RETENCIÓN.

Generalmente se acepta que durante los temblores aumenta la resultante de las presiones del suelo sobre las estructuras que lo soportan debido a cambios en la distribución de las presiones. El fenómeno es indudablemente más complejo que la sola variación de las presiones; se combinan con ella la pérdida de resistencia en el suelo de apoyo y en el relleno mismo y el hecho de que se trata de un fenómeno dinámico.

4.1 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA MURO- SUELO.

Al analizar el comportamiento dinámico de muros de retención se debe estimar la manera en que las propiedades de los suelos se ven afectadas por vibraciones. En suelos cohesivos se ha observado que la rigidez y la resistencia aumentan con la velocidad de deformación y que la aplicación de cargas alternantes las disminuye. Los aumentos pueden exceder a las disminuciones o viceversa dependiendo del nivel de esfuerzos y de la sensibilidad del suelo. En el caso de excitaciones sísmicas la combinación de estos efectos es despreciable para la mayoría de los suelos cohesivos exceptuando a las arcillas sensitivas. En estas últimas, en general, se tendrá un decremento neto de resistencia bajo un número relativamente bajo de ciclos de carga. Haciendo uso de factores de seguridad adecuados este efecto puede tomarse en cuenta en el análisis.

Suele ocurrir que los muros de retención se desplanten sobre medios estratificados. Si bajo el muro subyace un estrato blando es conveniente examinar la estabilidad global del sistema muro-relleno-estrato subyacente y prever las distorsiones inducidas por asentamientos del estrato compresible.

La existencia de estratos superficiales blandos puede dar lugar al fenómeno de amplificación dinámica. En suelos blandos suelen tenerse mayores intensidades que en los lugares cercanos de suelo firme. En topografías muy irregulares o en las que la profundidad de los estratos blandos sea muy variable, los efectos de amplificación también son importantes. En prominencias del terreno o en la vecindad de depresiones los factores de amplificación también son del orden de dos. En depósitos de espesor variable el suponer una estratigrafía horizontal conduce a estimaciones erróneas de la amplificación.

Los problemas de amplificación modifican la respuesta sísmica esperada de un sistema de retención. Sin embargo, para fines de diseño el uso de procedimientos empíricos es aceptable en la mayoría de los casos a menos que existan grandes incertidumbres sobre la naturaleza y magnitud de las amplificaciones. En tal caso, si la importancia de la obra lo permite, es razonable realizar un estudio con algún procedimiento más refinado.

Las rigideces relativas del suelo y del muro influyen sobre la distribución de las presiones dinámicas. Aunque el comportamiento del suelo es no lineal se ha obtenido información cualitativa de este aspecto del problema a partir de soluciones elásticas empleando el método de los elementos finitos (MEF). Tal información es más significativa en muros con desplazamientos limitados.



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

Algunos rellenos granulares saturados son susceptibles de licuarse durante la ocurrencia de un temblor. El potencial de licuación de un relleno granular saturado es una medida de su susceptibilidad a licuarse.

Depende de los siguientes factores:

- ❖ Grado de saturación.
- ❖ Densidad relativa.
- ❖ Relación de esfuerzos normales a cortantes.
- ❖ Duración de la vibración.
- ❖ Granulometría del relleno.
- ❖ Condiciones de drenaje, etc.

La licuación sólo ocurre, según parece, cuando se tienen todos estos factores en condiciones críticas. Los procedimientos simplificados que existen para valuar el potencial de licuación suelen emplearse como elementos de juicio para decidir si un relleno es susceptible de licuarse ante excitaciones sísmicas caracterizadas por su aceleración máxima. Debido a que estos procedimientos son poco confiables y a que en la mayoría de los muros de retención no se justifican estudio más precisos lo más recomendable es evitar mediante filtros, drenes y procedimientos de densificación los aumentos de presión de poro asociados al fenómeno de licuación. La práctica usual en Mecánica de Suelos para el diseño de los dispositivos de drenaje es aplicable al caso de muros de retención construidos en zonas sísmicas.

4.2 EXCITACIÓN SÍSMICA.

Al ocurrir un sismo parte de la energía liberada se propaga en forma de ondas de cuerpo y superficiales. Las ondas de corte son las que transmiten la mayor parte de la energía. Por esto en el análisis de estructura térreas es usual suponer que la excitación consiste en movimiento de cuerpo rígido de la base de la estructura resultante de la propagación vertical de ondas de corte. Los efectos de otras ondas como las Rayleigh no suelen considerarse, aunque para temblores de foco lejanos son las que sufren menos atenuación.

Las características de la excitación sísmica dependen de las reflexiones y refracciones múltiples que pueden tener las ondas sísmicas en sus trayectorias, así como de las condiciones locales (estratigrafía, topografía). En un sitio determinado la excitación sísmica se puede caracterizar por la aceleración y velocidad máxima, la duración y la intensidad.

La excitación sísmica que se emplee dependerá del método de análisis. Así, en métodos generales se requerirá especificar con detalle la excitación de manera que sea congruente con la formulación empleada en el problema, mientras que en otras bastará asignar un nivel de aceleración de diseño mediante coeficientes sísmicos. Estos coeficientes son en función de las características probables de los temblores que pueden ocurrir en un lugar, así como del grado de seguridad aconsejable para la estructura.



4.3 RESEÑA CRÍTICA DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS.

⇨ ELÁSTICOS.

En estos métodos se supone que el suelo de relleno es un medio elástico lineal homogéneo. Los primeros trabajos para estudiar el comportamiento dinámico de muros de retención con este enfoque no consideraron la interacción entre el suelo de relleno y el muro. Se suponía que el muro era completamente rígido, sujeto a traslaciones y giros en su base. Matsuo y Ohara, 1960 hicieron formulaciones similares a partir de las ecuaciones de Navier. Tajimi, 1974 empleó la teoría bidimensional de propagación de ondas. En todos estos casos las soluciones se presentan para excitaciones armónicas. Estos investigadores reportan semejanzas cualitativas con resultados experimentales. La aplicabilidad de estas técnicas en la práctica queda descartada por el hecho de que difícilmente se podrían presentar en ocasiones en las que las hipótesis y simplificaciones implícitas en ellas se satisfagan cuando menos aproximadamente.

Scott (1974) utilizó un modelo teórico de viga de cortante para representar el relleno y simuló la interacción suelo-muro con resortes tipo Winkler de rigidez variable más un resorte en la base para tomar en cuenta la rigidez al giro del muro. Sus resultados se basan en un análisis modal-espectral de dos casos: muro empotrado y muro articulado en la base. La aplicación práctica de este método requiere de un análisis cuidadoso con el objeto de asignar valores realistas de los parámetros involucrados en el modelo.

El método de elementos finitos (MEF) permite estudiar el fenómeno de interacción dinámica en una forma más adecuada. Aggour y Brown (1978) estudiaron la influencia de algunos parámetros en la distribución de presiones dinámicas sobre el muro. Examinaron la importancia de las rigideces relativas del suelo y del muro, la geometría del relleno y su longitud, las condiciones de apoyo, etc. consideraron a la cimentación como infinitamente rígida y la excitación que se impuso en la base era la más desfavorable para el muro en cuestión, según criterio de Drenick (1978).

Las conclusiones de Aggour y Brown permiten tener una idea cualitativa de la naturaleza del fenómeno, útil en especial para el caso de muros rígidos con desplazamientos limitados. La figura 4.1, muestra la influencia de la rigidez del muro en la distribución de las presiones dinámicas.

Wood analizó un muro que forma parte de la estructura de una planta generadora de electricidad cimentada sobre roca. Llevó a cabo un análisis modal para obtener la respuesta sísmica predeterminada. Supuso que el movimiento sísmico se aplicaba en la masa rocosa y que la inercia del muro no podía depreciarse. Sus conclusiones refuerzan la idea de que los enfoques elásticos son aplicables a casos en donde los desplazamientos de los muros no inducen estados plásticos en el relleno.

Los métodos elásticos coinciden en el hecho de que la distribución de presiones dinámicas no es hidrostática. En algunos casos cuando el muro es suficientemente rígido, la presión dinámica tiende a variar linealmente desde valores pequeños en la base hasta valores máximos cerca de la parte superior. Los factores que más fuertemente influyen en la distribución de presiones son la rigidez del muro y la del suelo de relleno.

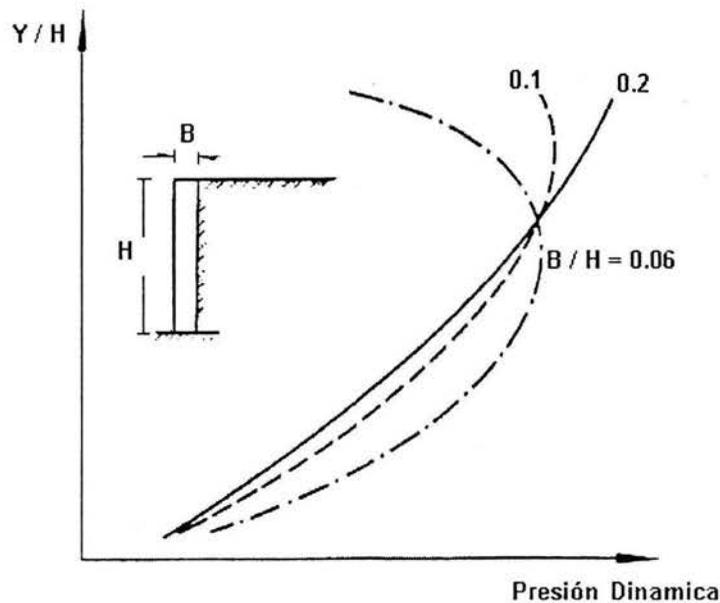


Fig. 4.1. *Distribuciones de presión dinámica. Efecto cualitativo de la rigidez del muro.*

Lo anterior sugiere que métodos simplificados como el de Scott pudieran aplicarse a los casos en donde, por la magnitud de los desplazamientos del muro, el comportamiento del suelo fuera esencialmente elástico bajo la acción de cargas gravitacionales y sísmicas. Tal sería el caso de muros rígidos apoyados sobre roca o sobre pilotes, muros en sótanos, etc. Desde luego que si la magnitud de la obra lo justifica, un estudio con el MEF sería más apropiado.

⇒ PSEUDOELASTÍCOS.

Estos métodos toman en cuenta las fuerzas de inercia debidas a los movimientos sísmicos como fuerzas estáticas equivalentes. El método de Mononobe-Okabe desarrollado inicialmente para rellenos granulares secos, es una extensión del método de Coulomb para calcular empujes de tierra en la que se incluyen fuerzas de inercia adicionales debidas a las componente horizontal y vertical de la aceleración. Este método supone que si el muro se desplaza suficientemente existirá un estado de falla incipiente en el relleno y una cuña de suelo en equilibrio límite. Dependiendo de la dirección del desplazamiento del muro se tendrán estados activos o pasivos aunque en el caso sísmico los estados de esfuerzo en el relleno son, de acuerdo con este punto de vista, preponderantemente activos. La orientación de la línea de deslizamiento crítico se puede encontrar por cálculo diferencial de manera que el empuje activo sea máximo.

Las objeciones que se pueden argumentar contra el uso de la fórmula de Mononobe-Okabe son serias. Primeramente, al igual que en la teoría de empuje de tierras de Coulomb, en el método de Mononobe-Okabe no se satisface el equilibrio de momento de la cuña de suelo. Segundo, no en todos los muros de retención sujetos a cargas sísmicas se puede garantizar que existe un estado activo del relleno.



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

Tercero, hipótesis de que los movimientos sísmicos generan una superficie de falla durante un temblor es cuestionable. Cuarto, es un hecho demostrado experimentalmente que la distribución de presiones dinámicas no es hidrostática.

A pesar de lo anterior en los reglamentos que incluyen explícitamente el diseño sísmico de muros de retención es el método recomendado. Las razones de ello son la sencillez del método y el hecho de que hasta el momento no se haya desarrollado ningún otro que supere sus deficiencias esenciales y que sea de fácil aplicación. Cabe agregar que la magnitud del empuje se aproxima al valor correcto en muros cuyos desplazamientos dan lugar a estados activos.

⇒ BASADOS EN LIMITAR DESPLAZAMIENTOS.

Ha sido común observar después de la ocurrencia de un temblor, que los muros de retención presentan desplazamientos permanentes. La magnitud de los desplazamientos tolerables en un muro de retención depende de su tipo y de su función. A partir de la especificación de un límite para los desplazamientos permisibles en un muro se han desarrollado criterios de diseño sísmico.

Basados en una idea sugerida inicialmente por Newmark y Rosenblueth (1971), Richard y Elms (1979), propusieron un criterio de diseño a partir de la especificación de un desplazamiento límite. En el procedimiento se calcula el peso del muro necesario para evitar un desplazamiento mayor que el especificado. Implica el uso de un modelo plástico no simétrico para representar el sistema muro-suelo (similar al modelo de falla progresiva de Newmark para describir el comportamiento de terraplenes) combinado con el análisis de Mononobe-Okabe. Newmark y posteriormente Franklin y Chang (1977), calcularon los desplazamientos de sistemas rígido-plásticos no simétricos excitados por los acelerogramas de diferentes temblores. Para comparar los resultados escalaron los registros a una aceleración máxima de 0.5g y a una velocidad máxima de 76.6 cm/s y obtuvieron gráficas de desplazamientos normalizados. De las envolventes de las curvas de desplazamientos normalizados vs. Resistencias normalizadas, Richards y Elms (1979) obtuvieron una expresión aproximada para calcular el desplazamiento normalizado en función del coeficiente sísmico y los niveles de aceleración y velocidad máximos. Sugieren invertir dicha expresión una vez determinado el nivel de desplazamientos permisibles para obtener el coeficiente de aceleración máxima. Obtenido este, calculan el peso del muro.

Todas las objeciones hechas al método de Mononobe-Okabe valen en este caso ya que se aplica para valuar las fuerzas que producen los desplazamientos del muro. En rigor sólo puede emplearse en muros de gravedad que fallan por deslizamiento sin considerar la contribución de los giros al desplazamiento del muro. La normalización de los acelerogramas para el cálculo de desplazamientos conduce a resultados aproximados ya que al escalar los acelerogramas se introducen distorsiones en su contenido de frecuencia. Este enfoque ofrece posibilidades de investigación. Por ejemplo, sería deseable examinar la respuesta del sistema rígido-plástico sin escalar los acelerogramas; establecer un criterio que tome en cuenta los efectos de volteo, o combinar la idea de limitar los desplazamientos con algún método más aproximado que el de Mononobe-Okabe.



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

Dado el estado actual del conocimiento la aplicación práctica del método deberá hacerse cautelosamente.

⇒ NO LINEALES.

Estos métodos consideran las características no lineales del suelo de relleno en la obtención de la respuesta sísmica de muros de retención. Para hacerlo, se ha utilizado el método del elemento finito. Ayala, Aranda y Romo (1978), en un estudio, emplearon esta técnica introduciendo condiciones de frontera que minimizan las reflexiones de ilegítimas.

El programa que utilizaron permite excitar el sistema de retención a una cierta profundidad con registros reales o simulados a partir de un espectro de respuesta dado. Como el sistema es no lineal esta forma de normalizar los registros es sólo aproximada.

Sus resultados se refieren a muros en voladizo. En muros flexibles, concluyen, los momentos flexionantes son menores que los obtenidos con la fórmula de Mononobe-Okabe; en muros muy rígidos son, en contraste, mayores.

En la actualidad la mejor manera de estimar las presiones dinámicas sobre un muro de retención incluyendo efectos no lineales y de interacción con el relleno es utilizando el MEF no es directamente aplicable al diseño en la gran mayoría de las situaciones de la práctica por el alto costo por concepto de tiempo de computadora que implica. Siempre que la magnitud e importancia de la obra lo justifiquen deberá preferirse sobre otros métodos de análisis. Debe enfatizarse que los parámetros involucrados en el modelo así como las condiciones de frontera deberán escogerse de manera que reflejen realmente las propiedades y condiciones del relleno, del muro y del suelo de cimentación.

4.4 CLASIFICACIÓN DE LOS MUROS.

De acuerdo a su importancia las estructuras de retención se clasifican como sigue:

- Grupo A. Muros de retención que soporten estructuras o servicios de importancia vital cuya falla causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de plantas termoeléctricas, casas de máquinas, torres de transmisión, subestaciones, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, hospitales, escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, estaciones, terminales de transporte, muros de puentes, museos, locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura.
- Grupo B. Muros de menor importancia que los del grupo A pero cuya falla sería costosa o pudiera poner en peligro otras estructuras o servicios de importancia. Tal es el caso de plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, casas habitación privada, hoteles y edificios de departamentos u oficinas.

- Grupo C. Muros de poca importancia cuya falla sería poco costosa. Solamente en las zonas de alta sismicidad se recomiendan precauciones para su diseño sísmico.

Atendiendo al tipo de comportamiento que tengan los muros, estos efectos se clasifican en dos tipos:

- Tipo 1. Muros flexibles: aquellos cuyos desplazamientos son suficientemente grandes para minimizar los empujes de tierra. Tal es el caso de muros esbeltos en voladizo, muros cimentados en materiales no rocosos, etc.

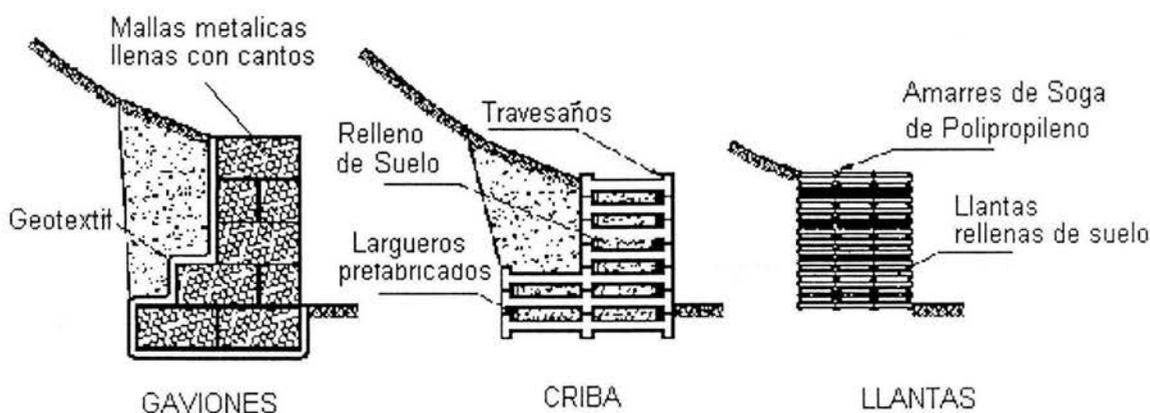


Fig. 4.2. Clases de muros flexibles.

GAVIONES: fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica. Sin embargo, las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requieren cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.

CRIBA: simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad. Sin embargo requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.

LLANTAS(Neusol): Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados. No obstante, no existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

PIEDRA-PEDRAPLÉN: Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible. Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

- Tipo 2. Muros rígidos: aquellos en donde las presiones estáticas de tierra se deban a estados neutros (en reposo). Por ejemplo, muros de sótanos o de cajas de cimentación, muros con contrafuertes, muros cimentados sobre roca o apoyados sobre pilotes.

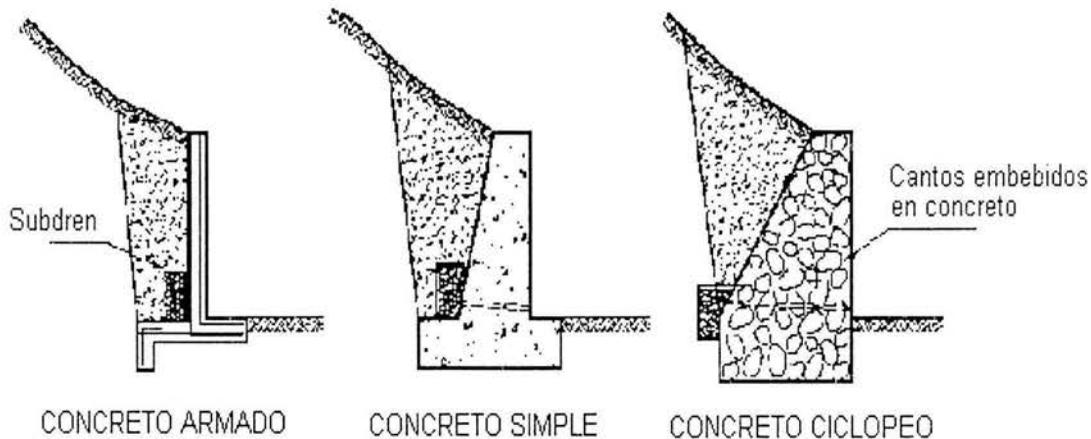


Fig. 4.3. Clases de muros rígidos.

REFORZADO: Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a 10 m), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia. Sus principales desventajas incluyen el requerimiento de un buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.

CONCRETO SIMPLE: Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior. Pero requiere una muy buena cimentación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.

CONCRETO CICLÓPEO: Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto. El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes.



4.5 COEFICIENTES SÍSMICOS.

Para el análisis pseudo estático de muros de retención clasificados según su importancia se emplearán los coeficientes sísmicos horizontales, k_h , que se indican en la tabla 4.A. El coeficiente sísmico vertical k_v se tomará como $k_h/3$.

	ZONA			
Grupo	A	B	C	D
A	0.013	0.04	0.08	0.12
B	0.010	0-025	0.06	0.10
C	-	-	-	0.05

Tabla 4.A.

Las zonas A, B, C y D se refieren a las regiones sísmicas del país indicadas en la carta de regionalización sísmica (Fig.1.18, Capítulo II) en cada una de ellas la sismicidad se considerará uniforme. Dentro de cada región las características sísmicas varían según la naturaleza del suelo. Atendiendo a la posibilidad de amplificación por la presencia de estratos superficiales los coeficientes sísmicos de la tabla 4.A deberán multiplicarse por los siguientes factores:

1. Suelo blando 1.5.
2. Suelo firme o Roca blanda 1.0.
3. Roca dura 0.7.

4.6 RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN.

El movimiento del muro de retención depende de la respuesta del suelo adyacente al muro, de la respuesta del suelo de base, de la inercia y flexibilidad del muro y de la naturaleza del movimiento de entrada. Los casos históricos documentados indican que:

1. El muro puede moverse por traslación o rotación, de los cuales depende el diseño del muro; en algunos casos los dos tipos de falla pueden presentarse, pero es posible observar sólo alguno de ellos.
2. La magnitud y la distribución de la presión dinámica sobre el muro son influenciadas por el modo en que se desplazan los muros (rotación por la base, rotación por la corona ó traslación).
3. La máxima acción del suelo sobre el muro ocurre cuando el muro se traslada o rota *alrededor* del relleno. El mínimo efecto del suelo sobre el muro es cuando se traslada o rota *fuera* del relleno.
4. La forma de la distribución de presiones del suelo sobre el muro cambia con el movimiento del muro. El punto de aplicación del empuje del suelo se mueve verticalmente. La posición es mayor cuando el muro se mueve alrededor del relleno y es menor cuando se mueve fuera.
5. La presión dinámica del muro es influenciada por la respuesta dinámica del muro y del relleno y puede incrementarse significativamente cerca de la frecuencia natural del sistema muro-relleno. Los desplazamientos permanentes se incrementan en frecuencias cercanas a la frecuencia natural del sistema.



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

6. Los efectos por la respuesta dinámica pueden causar la deflexión de diferentes partes del muro cuando están fuera de fase. Este efecto puede ser particularmente importante cuando el muro penetra en el suelo (desplantado a profundidad) y el suelo y el relleno están fuera de fase con la cimentación

Dados estos complejos fenómenos de interacción, variabilidad inherentes y de incertidumbre de propiedades de los suelos; es difícil analizar todos los aspectos de la respuesta sísmica de muros de retención. Como resultados se han desarrollado modelos simples con varias suposiciones del suelo, estructura y movimiento sísmico para el diseño de muros.

Una aproximación común para el diseño de muros involucra la estimación de las cargas impuestas sobre el muro durante el evento sísmico, pero su determinación es extremadamente complicada por lo que las cargas o presiones sísmicas son estimadas usando métodos simplificados.

4.7 COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DE RETENCIÓN DURANTE SISMOS

El comportamiento sísmico de los muros de retención por gravedad debe ser también revisado, ya que la importancia de incluir los efectos de inercia es de suma importancia. Los diferentes cambios de varios parámetros sensibilizan el análisis, ofreciendo rangos de seguridad. Por ejemplo, para sismos "moderadamente severos" se ha observado que los muros se desplazan por lo que existen fórmulas que permiten modelar dicho desplazamiento. En estos cálculos contamos con varios elementos, como son el desplazamiento permisible, el coeficiente de aceleración y las características geométricas de la estructura entre otros.

El comportamiento de muros de retención durante sismos se puede explicar de la siguiente manera. Consideremos un muro de retención con desplazamiento suficiente, bajo fuerzas estáticas siendo la presión en el suelo activa (P_A), que actúa a $H/3$ de la base. El muro de retención presenta también una cuña de falla, mostrada en la figura 4.4 por los puntos bC . El movimiento del suelo y muro se observan en dicha figura.

El movimiento del suelo está representado por $0a$ durante un tiempo t_1 de izquierda a derecha. Por la inercia la tendencia del muro a moverse es de derecha a izquierda durante el intervalo t_1 . Si dejamos que sea 0_1a_1 el intervalo descrito hacia la izquierda desde su equilibrio, siendo el momento de alejamiento del relleno. La cuña de falla abC se mueve en la misma dirección del muro durante el intervalo t_1 .

El movimiento consta de tres situaciones:

- ❖ El rango del movimiento del muro y la falla es el mismo. En este caso no hay más interacción entre el muro y la cuña de falla (relleno); las presiones del muro no son alteradas.



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

- ❖ El muro se mueve fuera del rango, siendo mayor que el movimiento de la cuña de falla (relleno). En este caso la interacción antes descrita, es reducida y la presión de la tierra decrece comparada con el valor activo bajo las condiciones estáticas.
- ❖ El rango de movimiento de la cuña de falla es mayor que el del muro. En este caso, la presión de tierra en el muro se incrementa. Siendo una condición límite que el muro de retención no se moverá del todo, para poder asumir que la presión es la máxima (condición irreal que jamás debe realizarse en la práctica de muros libres).

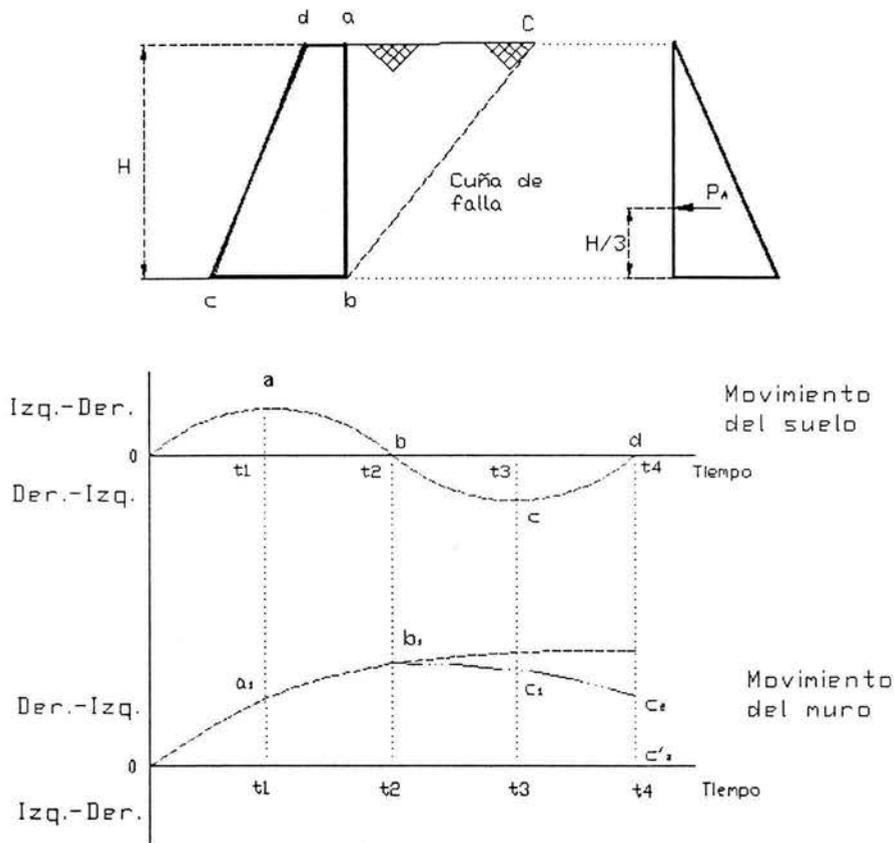


Fig. 4.4. *Cuña de falla y movimiento del suelo.*

Durante el intervalo $t_1 t_2$ el muro se mueve de a_1 a b_1 . El rango de movimiento del movimiento del muro de a_1 a b_1 es probablemente más pequeño que de 0_1 a a_1 .

El movimiento del suelo entre el intervalo $t_3 t_2$ en la figura 4.4, es de derecha a izquierda; el muro tendrá la tendencia a moverse de izquierda a derecha. Este movimiento será impedido en gran parte por la presencia del relleno.



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

Sin embargo, habrá una recuperación parcial del desplazamiento del muro a c_1 desde su posición desplazada, representada por el punto b_1 . Será similar durante el intervalo t_3t_4 y el movimiento de muro está representado por c_1c_2 . Posteriormente podemos observar que el muro se movió fuera a $c_2c'_2$, de su posición original de equilibrio (bajo la presión activa), bajo un ciclo de movimiento de tierra $Oabcd$. Bajo pulsos adicionales por movimiento de tierra durante un sismo, se observará que el muro se seguirá moviendo fuera de su posición inicial en el equilibrio estático.

Durante un sismo ocurre un desplazamiento y un cambio en las presiones del suelo, así como el punto de aplicación. Existe una flexibilidad e inflexibilidad del muro, estudiada por Wood. En un muro rígido cimentado en un suelo también rígido, las fuerzas del suelo son mayores. En estos casos una solución elástica será conveniente y las fuerzas comprendidas serán el doble que las obtenidas por el método Mononobe-Okabe.

El valor de h , la altura donde la resultante de la presión del suelo actúa en el muro, puede generalizarse como $h = H / 3$, para el caso estático y sin efectos sísmicos pero conforme aparecen éstos la altura h aumenta, según Word, basándose en estudios que encontraban a la resultante de la presión dinámica actuando aproximadamente a media altura de la estructura.

Los parámetros estudiados por Seed y Whitman demuestran que el ángulo de fricción del muro y la aceleración vertical son relativamente insignificantes, pero estos parámetros disminuyen conforme la intensidad del sismo crece. Por otra parte como se observa en la figura 4.5, la fuerza activa está altamente sensibilizada al ángulo del relleno y al ángulo de fricción del suelo (ϕ).

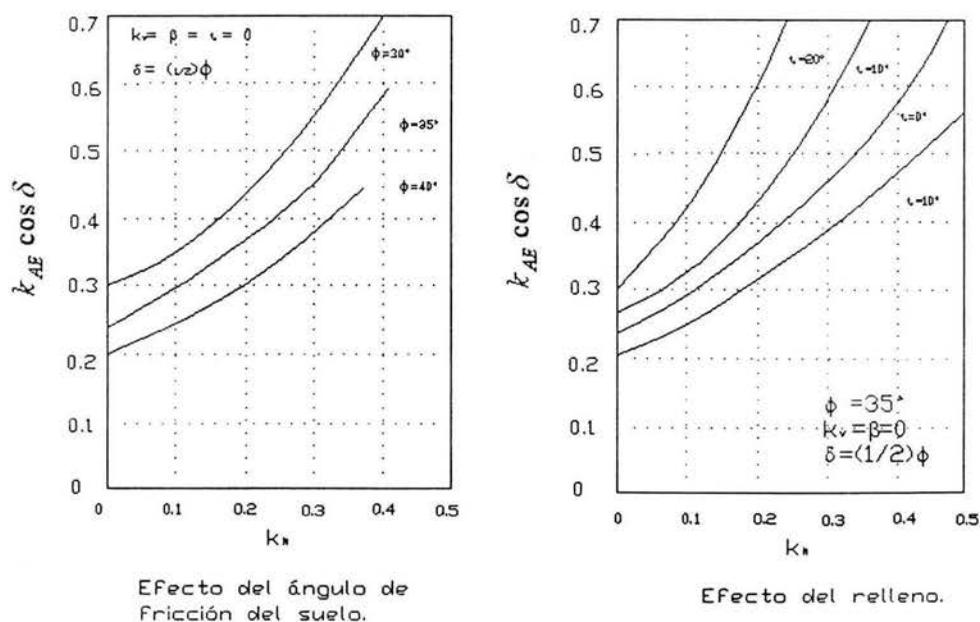


Fig. 4.5 Sensibilidad de la fuerza activa con respecto al ángulo del relleno y ángulo de fricción del suelo.



Otro aspecto importante en el análisis dinámico es el efecto inercial del muro. Los procedimientos actuales no toman en cuenta a las fuerzas de inercia, particularmente a la masa del muro de retención, que es de suma importancia en la observación del comportamiento sísmico. Es absurdo el no tener cuidado en esta área ya que el peso del muro es el que ofrece la mayor resistencia al movimiento.

Debemos asimilar a un muro como un estado crítico que puede tender a una falla, la estabilidad y el declive o inclinación deberá ser expresada en términos de la posición del centro de fuerzas de presión, que actúan en la base del muro, a este efecto lo llamamos usualmente volteo.

4.8 MÉTODO DE MONONOBE –OKABE.

Okabe (1936) y Mononobe y Matsu (1929) desarrollaron las bases del análisis pseudo-estático causado por las presiones sísmicas que afectan las estructuras de retención. El método de Mononobe-Okabe, es una extensión directa de la teoría estática de Coulomb. En dicho método de análisis, las aceleraciones son aplicadas a una cuña activa (o pasiva) en la teoría de Coulomb.

4.8.1 CONDICIÓN DE EMPUJES ACTIVOS.

Las fuerzas que actúan en una cuña activa de relleno cohesivo en estado seco y homogéneo se muestran en la figura 4.6.

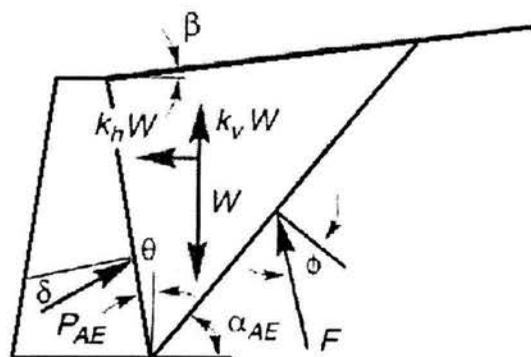


Fig. 4.6. Fuerzas actuantes en la cuña activa.

En la suma de fuerzas que existe bajo la condición estática (figura 4.6) actúan sobre la cuña fuerzas pseudo-estáticas en dirección horizontal y vertical, cuyas magnitudes están relacionadas a la masa de la cuña por medio de las aceleraciones pseudo-estáticas.

$$\begin{aligned} a_h &= K_h g \\ a_v &= K_v g \end{aligned} \quad (4.1)$$



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

El empuje activo total de la cuña puede ser expresado en forma similar a la desarrollada para las condiciones estáticas como:

$$P_{AS} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad (4.2)$$

donde el coeficiente de empuje activo dinámico esta dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4.3)$$

donde:

$$\Rightarrow \phi - \beta \geq \psi$$

$$\Rightarrow \gamma = \gamma_d$$

$$\Rightarrow \psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

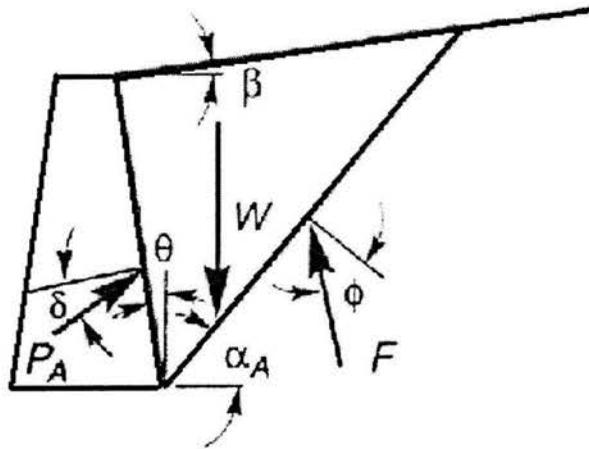


Fig. 4.7. Fuerzas actuantes en el relleno de un muro.

La superficie de falla para la condición estática se encuentra inclinada (Zarrabi-Kashani, 1979) un ángulo:

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left(\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right) \quad (4.4)$$



donde:

$$C_{1E} = \frac{\tan(\phi - \psi - \beta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi - \theta)]}{\tan(\phi - \psi - \beta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)]}$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi + \theta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \}$$

Aunque el análisis de Mononobe-Okabe toma en cuenta que el empuje activo total actúa en un punto $H / 3$ por encima de la base de un muro de altura H , resultados experimentales sugieren que dicho empuje actúa en un punto superior bajo condiciones de carga. El empuje activo total P_{AE} (ecuación 4.2), puede estar dividido en una componente estática, P_A y una componente dinámica ΔP_{AE} , por tanto:

$$P_{AE} = P_A + P_{\Delta AE} \quad (4.5)$$

Se sabe que la componente estática actúa a una distancia $H / 3$ por encima de la base del muro. Seed y Whitman (1970) recomiendan que la componente dinámica tiende a actuar aproximadamente a una altura $0.6H$. Sobre estas bases, el empuje activo total actuará a una altura (caso activo y pasivo):

$$h = \frac{P_A H / 3 + \Delta P_{AE} (0.6H)}{P_{AE}} \quad (4.6)$$

por encima de la base del muro. La evaluación de h depende de las magnitudes relativas de las componentes estática y dinámica. Seed y Whitman(1970) concluyen que las aceleraciones verticales pueden ser ignoradas cuando el método M-O es usado para estimar el empuje P_{AE} en el diseño típico de muros de retención.

4.8.2 CONDICIÓN DE EMPUJES PASIVOS.

El empuje pasivo total en un muro de retención con relleno de suelos cohesivos en estados seco (figura 4.8) esta dado por:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (4.7)$$

donde el coeficiente de empuje activo dinámico está dado por:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]} \quad (4.8)$$

La superficie de falla para la condición pasiva aplicando el método M-O, esta inclinada sobre la horizontal con un ángulo:

$$\alpha_{PE} = \psi - \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \psi + \beta) + C_{3E}}{C_{4E}} \right] \quad (4.9)$$

donde:

$$C_{3E} = \tan(\phi + \beta - \psi) [\tan(\phi + \beta - \psi) + \cot(\phi + \theta - \psi)] [1 + \tan(\delta + \psi - \theta) \cot(\phi + \theta - \psi)]$$

$$C_{4E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi - \theta) [\tan(\phi + \beta - \psi) + \cot(\phi + \theta - \psi)] \}$$

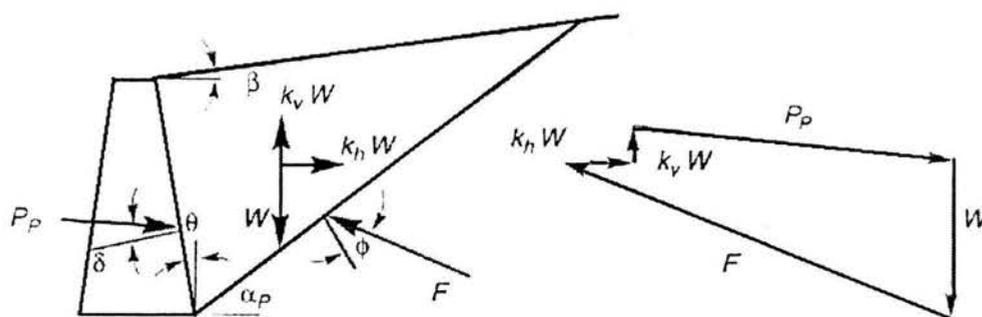


Fig. 4.8. Fuerzas actuantes en el caso pasivo.

El empuje pasivo total puede también ser dividido (Towhata e Islam, 1987) en una componente dinámica y otra estática:

$$P_{PE} = P_p + \Delta P_{PE} \quad (4.10)$$

Se observa que la componente dinámica actúa en la dirección opuesta a la componente estática, así la resistencia pasiva disponible se reduce.

4.9 MÉTODO STEEDMAN-ZENG.

Como un análisis pseudo-estático, el método de Mononobe-Okabe explica la naturaleza de cargas dinámicas de un sismo de forma muy aproximada. Sin embargo, toma en cuenta de manera simple las características de la respuesta dinámica. Para explicar las diferentes etapas y efectos de amplificación en el relleno de un muro de retención, puede considerarse un análisis pseudo-dinámico simple para las presiones sísmicas. (Steedman y Zeng, 1990).



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

Considerando un muro empotrado (figura 4.9), si la base está sujeta a una aceleración armónica horizontal de amplitud a_h , la aceleración a una profundidad z , por debajo de la base del muro puede expresarse como:

$$a(z,t) = a_h \operatorname{sen} \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{v_s} \right) \right] \quad (4.11)$$

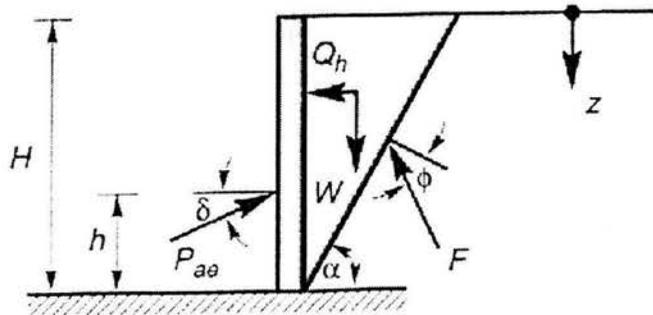


Fig. 4.9. Geometría del muro y notación para el análisis de Steedman y Zeng.

Si las presiones sísmicas del muro se consideran para el suelo de cuña triangular inclinada sobre la horizontal a un ángulo α , la masa de un elemento diferencial a una profundidad z puede ser expresada como:

$$m(z) = \frac{\gamma H - z}{g \tan \alpha} dz \quad (4.12)$$

donde γ adquiere un valor unitario para la cuña de relleno. La fuerza inercial total actuante sobre el muro puede por lo tanto expresarse como:

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a(z,t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\operatorname{sen} \omega \zeta - \operatorname{sen} \omega t)] \quad (4.13)$$

donde: $\lambda = 2\pi v_s$ es la longitud de onda de la propagación vertical y $\zeta = t - H/v_s$. El caso especial para una cuña rígida esta dada en el límite como:

$$\lim_{v_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan \alpha} = \frac{a_h}{g} W = k_{hw} \quad (4.14)$$



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

que es equivalente a la fuerza pseudo-estática supuesta en el método de M-O. El empuje total (estático más dinámico) puede obtenerse resolviendo para una cuña de fuerzas, esto es:

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \phi) + \text{sen}(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \quad (4.15)$$

y la presión total por la diferenciación de el empuje total:

$$P_{AE}(t) = \frac{\partial P_{AE}}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha} \frac{\text{sen}(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \text{sen} \left[\omega \left(t - \frac{z}{v_s} \right) \right] \quad (4.16)$$

El primer termino de la ecuación 4.16, que se incrementa linealmente con la profundidad y no varia con el tiempo, representa la presión estática actuando sobre el muro. La resultante de empuje estático actúa, de acuerdo con la teoría de la presión estática en un punto $h_s = H/3$ por encima de la base del muro.

El segundo termino representa la presión dinámica. Este incremento es una función no lineal de profundidad, de forma que depende de un radio H/λ .

Un ejemplo típico de la no linealidad de presiones dinámicas se muestra en la figura 4.10.

La presión dinámica tiene incrementos no lineales con respecto a la profundidad, la posición del empuje dinámico varia con el tiempo de acuerdo a:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \text{sen} \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\text{sen} \omega \zeta - \text{sen} \omega t)} \quad (4.17)$$

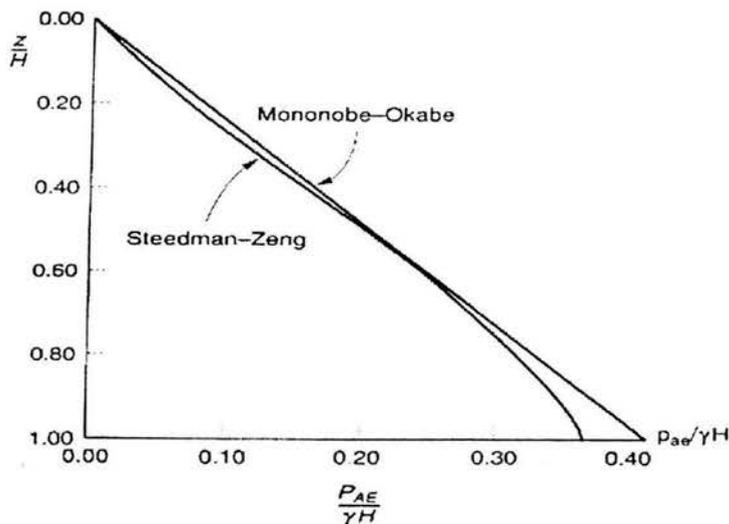


Fig. 4.10. Comparación de la distribución de presiones normalizada para el método de M-O y Steedman-Zeng asumiendo que $k_h = 0.2$ y $H/\lambda = 0.3$.



El punto de aplicación del empuje dinámico para movimientos de baja frecuencia (menor que H / λ , hasta que el relleno esté necesariamente en fase) es en $h_d = H / 3$.

4.10 DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS DE MUROS DE RETENCIÓN.

La funcionalidad de algunos muros de retención después de ocurrido un sismo, esta estrechamente relacionada con las deformaciones permanentes que ocurren durante los sismos. Las deformaciones permanentes de largo tiempo, pueden ser aceptables para algunos muros, otros pueden fallar con pequeñas deformaciones. Análisis que predicen las deformaciones de un muro, pueden proporcionar una información ventajosa del funcionamiento de los muros de retención.

4.10.1 MÉTODO RICHARDS-ELMS.

Richards y Elms (1979), propusieron un método para el diseño de muros de gravedad basado en desplazamientos permanentes del muro. El método estima los desplazamientos permanentes de manera análoga a el procedimiento de desplazamiento de muro de Newmark. La aplicación del método de Richards-Elms, requiere de la evaluación de la aceleración del sistema muro-relleno. Considerando el muro de gravedad mostrado en la figura 4.11.

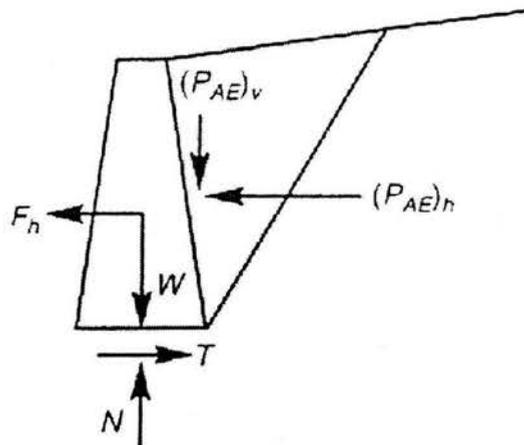


Fig. 4.11. Muro actuando por gravedad y aceleraciones pseudo-estáticas.

Cuando la cuña activa esta sujeta a aceleraciones actuando alrededor del relleno, la resultante de fuerzas actuará hacia fuera del relleno.

$$T = F_h + (P_{AE})_h$$

$$N = W + (P_{AE})_v \quad (4.18)$$



Substituyendo:

$T = N \tan \phi_b$, $F_h = a_y W / g$, $(P_{AE})_h = P_{AE} \cos(\delta + \theta)$ y $(P_{AE})_v = P_{AE} \sin(\delta + \theta)$, la aceleración del terreno puede calcularse como:

$$a_y = \left[\tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta)}{W} \right] g \quad (4.19)$$

Richards y Elms recomiendan que el empuje P_{AE} se calcula usando el método de M-O (se requiere que a_y sea conocida, la solución de la ecuación 4.19 puede ser obtenida iterativamente). Usando los resultados de el análisis de el deslizamiento de un bloque.

Richards y Elms propusieron la siguiente expresión para desplazamientos permanentes de un bloque.

$$d_{perm} = 0.087 \frac{v_{max}^2 a_{max}^3}{a_y^4} \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0.3 \quad (4.20)$$

donde v_{max} es la máxima velocidad del terreno, a_{max} la máxima aceleración del terreno, a_y es la aceleración de fluencia para el sistema muro-relleno. La ecuación 4.20 proporciona los desplazamientos estimados que son muy cercanos a los desplazamientos máximos.

4.10.2 MÉTODO WHITMAN-LIAO.

El método Richards-Elms, ofrece una determinación racional aproximada de los desplazamientos de un muro de gravedad. Su simplicidad radica, en parte, de suposiciones que ignoran ciertos aspectos problemáticos de las presiones dinámicas. Whitman y Liao (1985), identificaron varios errores reincidentes que resultaban de las suposiciones simplificadas del método Richards-Elms.

La más importante, fue ignorar la respuesta dinámica del relleno, los factores de movimiento, los mecanismos de inclinación y las aceleraciones verticales. Análisis de elementos finitos de la respuesta dinámica de el relleno con desplazamiento de el muro (Nadim, 1982), por ejemplo, muestran la amplificación ocurrida cuando la energía de movimiento coincide con el periodo natural del terreno, produciendo desplazamientos más grandes que los considerados en el modelo R-E.

Análisis en los que la cuña del relleno y muro se trataron como bloques separados (Zarrabi-Kashani, 1979) muestran que las condiciones de movimiento de la horizontal y el desplazamiento vertical de la cuña del relleno causan mayores desplazamientos que en el modelo R-E. Estudios combinados de inclinación y desplazamiento (Nadimi, 1980; Siddharthan et al, 1992) indican que los mecanismos de inclinación incrementan los desplazamientos del muro que aquellos producidos por modelos que consideran únicamente el desplazamiento.



RESPUESTA DINÁMICA DE MUROS DE RETENCIÓN

Estudios con aceleraciones verticales producen desplazamientos un poco más largos que cuando son ignoradas, en movimientos menores con aceleraciones elevadas ($a_{\max} > 0.5g$) y $a_y, a_{\max} \geq 0.4$ (Whitman y Liao, 1985).

Whitman y Liao cuantificaron y combinaron los efectos de cada uno de los modelos para describir un modelo mediante una distribución normalizada de forma logarítmica con variable aleatoria M y desviación estándar $\sigma_{\ln M}$.

Utilizando los resultados del análisis de deslizamiento de bloques de 14 condiciones de movimiento del terreno realizado por Wong (1982), Whitman y Liao encontraron que los desplazamientos permanentes se distribuyen de forma logarítmica con valor significativo.

$$d_{perm} = \frac{37 v_{\max}^2}{a_{\max}} \exp\left(\frac{-9.4a_y}{a_{\max}}\right) \quad (4.21)$$

Combinado todos los resultados obtenidos, el desplazamiento permanente puede representarse como una distribución logarítmica con variable de valor significativo:

$$d = \frac{37 v_{\max}^2}{a_{\max}} \exp\left(\frac{-9.4a_y}{a_{\max}}\right) \bar{Q} M \quad (4.22)$$

y varianza:

$$\sigma_{\ln d}^2 = \left(\frac{9.4g}{a_{\max}}\right)^2 \sigma_{a_y}^2 + \sigma_{\ln M}^2 + \sigma_{\ln Q}^2 \quad (4.23)$$

Valores significativos sugeridos y su desviación estándar para el movimiento de la base, de la resistencia de suelo, y el factor de error para algunos modelos se muestra en la tabla 4.B.

Factor	Valor	Desviación estándar
Error del modelo	$M = 3.5$	$\sigma_{\ln M} = 0.84$
Resistencia del suelo	$\bar{a} = a_y (\bar{\phi}, \bar{\delta})$	$\sigma_{a_y} = 0.04 \text{ a } 0.065$
Movimiento de la base	$\bar{Q} = 1$	$\sigma_{\ln Q} = 0.58 \text{ a } 1.05$

Tabla 4.B.



CONCLUSIONES.

El principal objetivo del presente trabajo fue el de proporcionar algunos de los tópicos básicos que maneja la materia de Dinámica de Suelos, tales como: licuación de arenas, regiones sísmicas del país y otros; de tal forma, que lo alumnos cuenten con material de apoyo para que el curso se desarrolle de manera sencilla permitiendo dar mayor énfasis a ejercicios de aplicación y comentarios de interés que brinda el profesor que imparte dicha materia. Al contar con los tópicos mostrados en la presente tesis, se genera un mayor interés, dado que se tendrá una visión general de lo que maneja dicha materia y la importancia que tiene en la Ingeniería como aplicación.

En lo que se refiere al conocimiento de las regiones sísmicas de nuestro país, nos permitirá como ingenieros considerar las acciones sísmicas en el estudio de suelos y diseño de estructuras. Actualmente, los periodos de ocurrencia de los grandes temblores de profundidad intermedia son del orden de 100 años. Aunque no se ha localizado confiablemente la sismicidad de fondo, en general, se podría concluir que las zonas de subducción son las de mayor riesgo, sin menospreciar el efecto que los sismos corticales pudieran tener.

En la evaluación de los efectos de los sismos en las estructuras es muy importante establecer la relación que existe entre las características de los movimientos sísmicos del terreno. Las condiciones geológicas y geotécnicas en general afectan las características de los temblores, por lo que es necesario cuantificar estos efectos para establecer criterios de diseño aceptables. Así mismo, al interactuar la estructura con el suelo adyacente, modifica los movimientos sísmicos del terreno, lo cual hace necesario evaluar los efectos de esta interacción en los movimientos sísmicos del terreno, surgiendo entonces la necesidad de evaluar los efectos de esta interacción en los movimientos sísmicos desarrollados en la estructura.; como sucede en el caso del comportamiento dinámico de las cimentaciones y de los muros de retención.

Los métodos presentados en la presente tesis, evidencian la necesidad de disponer de elementos para enfrentar el diseño de muros de retención que al tiempo que incorporen los adelantos recientes sobre el tema, sean de aplicación fácil y económica. La realización de más estudios paramétricos con el MEF podría aportar criterios de diseño en tanto las investigaciones sugeridas anteriormente se desarrollan.

Dado el estado actual del conocimiento y a pesar de que los métodos pseudo-estáticos son deficientes en tanto que no representan adecuadamente la naturaleza dinámica del problema, se pueden generar recomendaciones de diseño con base en ellos. De acuerdo con las suposiciones que implican, sólo son aplicables cuando se presentan estados de falla en el relleno. Sin embargo, modificando los coeficientes de empuje es posible dar criterios conservadores de diseño para muros con desplazamientos limitados. Desde luego que el empleo de procedimientos más refinados como los elásticos y los no lineales, son para este último caso alternativas más adecuadas que los métodos pseudo-estáticos desde el punto de vista del análisis aunque, por razones económicas, generalmente no son aplicables.



Así también, los efectos de sitio influyen en la suma y distribución de los daños, dependiendo de las características mecánicas y geométricas del subsuelo y de los movimientos sísmicos que inciden en él. Debido a estos efectos, cambia el contenido de frecuencias de los movimientos sísmicos y su amplitud se amplifica o atenúa. Los materiales arcillosos plásticos y blandos generalmente los amplifican, en especial cuando la excitación sísmica contiene vibraciones de periodo largos y cuando su intensidad no lleva a la masa del suelo más allá del límite de comportamiento elástico; así mismo, la duración de los temblores se incrementa. Por otro lado, las irregularidades laterales de algunos depósitos arcillosos producen ondas superficiales. Finalmente, en los suelos granulares saturados puede ocurrir la licuación o la movilidad cíclica y en el mejor de los casos una ligera densificación. Por tanto estos constituyen los efectos de sitio más significativos.

El análisis de todos los parámetros y efectos mencionados, así como el comportamiento estará en función de las propiedades dinámicas que presenten el suelo en cuestión, por ello se destacan las principales pruebas que se realizan y las relaciones matemáticas que permiten obtener las principales características de los suelos en condiciones dinámicas tales como: el modulo dinámico de Young, el módulo dinámico al esfuerzo cortante relación de Poisson, etc.

Es en lo personal, una experiencia satisfactoria el poder participar en el desarrollo de los tópicos impartidos en la materia de Dinámica de suelos, esto me ha permitido conocer la aplicación de una amplia gama de conocimientos que a lo largo de la carrera se me presentaron, lo interesante que resulta la Ingeniería cuando se puede aplicar a la solución de problemas reales y de gran precedencia como lo son los sismos, la respuesta del suelo a cargas dinámicas e incluso, a la propia respuesta de una estructura.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- ❖ Regionalización Sísmica de la República Mexicana. Santamaría Saldaña D. Estudios de Postgrado UNAM.
- ❖ MANUAL CIMENTACIONES PROFUNDAS.
- ❖ INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS. Alberto Jaime P. Capítulo 8 Respuesta sísmica de depósitos de suelo.
- ❖ SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, 1995. Tomo 4
- ❖ Determinación Experimental De Las Propiedades Dinámicas De Los Suelos. J. Abraham Díaz Rodríguez. Facultad de Ingeniería UNAM. Estudios de Postgrado.
- ❖ Introducción a la Dinámica de Suelos. Alberto Jaime P. Facultad de Ingeniería. Estudios de Postgrado.
- ❖ Manual Sobre Diseño Sísmico de Presas. Capítulo 2 Determinación de las propiedades dinámicas. Miguel P. Romo.
- ❖ LICUACIÓN DE ARENAS. Miguel P. Romo. NOTAS
- ❖ LICUACIÓN DE ARENAS. Efraín Ovando Shelley, José A. Segovia Pacheco. Editorial tgc. Capítulo 6.
- ❖ Notas de la materia de Dinámica de Suelos.
- ❖ INTRODUCCIÓN A LA DINÁMICA DE SUELOS. Alberto Jaime P. Capítulo 7. Instituto de Ingeniería UNAM.
- ❖ ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO DE MUROS DE RETENCIÓN. Efraín Ovando Shelly, Francisco J. Sánchez-Sesma, Arturo Arias. Instituto de Ingeniería UNAM.
- ❖ Seismic Design of Retaining Walls.



REFERENCIAS DE LA WEB.(mapas y fotografías)

- ❖ <http://coyoacan/igeolw.unam.mx/intensidades/mapa2.gif>
- ❖ <http://www.ua.es/ursua/ondas.htm>
- ❖ <http://rescate.4t.com/placa.html>
- ❖ <http://pubs.usgs.gov/sip/earthq1/>
- ❖ <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/what1.html>
- ❖ <http://www.cedex.es/lq/dinamica/ensayos.html>