



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“FACTORES QUE INFLUYEN EN EL  
COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS SUELOS”

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

EMILIO PINEDA ARCEGA



MÉXICO, D. F.

1993

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## INDICE

CAPITULO 1.- INTRODUCCION. _____	1
CAPITULO 2.- LOS FACTORES PETROGRAFICOS Y SU RELACION CON LAS PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS. _____	4
2.1 Relación de Vacíos. _____	7
2.2 Permeabilidad. _____	9
2.3 Plasticidad. _____	11
2.4 Sensitividad y tixotropía. _____	17
2.5 Actividad. _____	20
2.6 Compresibilidad. _____	22
2.7 Consolidación. _____	33
2.8 Resistencia al esfuerzo cortante. _____	42
2.9 Licuación. _____	52
CAPITULO 3.- INFLUENCIA DE LOS MEDIOS DE TRANSPORTE EN LAS PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS SUELOS. _____	60
3.1 Origen geológico. _____	60
3.2 Clasificación de depósitos de aluvión. _____	61
3.3 Compacidad relativa de suelos friccionantes depositados en agua. _____	65

3.4 Depósitos de glaciaciones, Tilitas. _____	71
3.5 Depósitos de lago glacial. _____	74
3.6 Depósitos eólicos. _____	80
3.7 Suelos expansivos. _____	86
3.8 Suelos colapsables. _____	88
3.9 Depósitos de deslizamiento de tierras. _____	92
CAPITULO 4.- CAMBIOS DESPUES DE LA DEPOSITACION. _____	95
4.1 Variedades de cambios después de la depositación.- _____	95
4.2 Cambios químicos. _____	96
4.3 Agrietamiento. _____	100
4.4 Preconsolidación bajo carga. _____	104
4.5 Deseccación. _____	109
4.6 Variaciones en la humedad y en las condiciones de temperatura. _____	116
4.7 Cambios en las condiciones del agua subterránea. - _____	121
CAPITULO 5.- DISCUSIONES Y CONCLUSIONES. _____	128
CAPITULO 6.- BIBLIOGRAFIA. _____	130
APENDICE I.- ORIGEN GEOLOGICO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO. _____	132
I.1 Generalidades. _____	132
I.2 Origen y evolución. _____	132
I.2.1 Mioceno inferior y medio. _____	135

<b>I.2.2 Mioceno superior.</b>	<b>136</b>
<b>I.2.3 Plioceno inferior.</b>	<b>136</b>
<b>I.2.4 Plioceno cuaternario o tardío.</b>	<b>136</b>
<b>I.3 Composición mineralógica.</b>	<b>138</b>

## CAPITULO 1.- INTRODUCCION.

En este breve trabajo se pretende hacer un resumen de aquellos factores que intervienen en el comportamiento mecánico de los suelos, tanto en suelos friccionantes como en suelos cohesivos. Dicho trabajo se desprende casi por completo de un artículo del Dr. Karl Terzaghi que lleva por título "Influencia de los Factores Geológicos en las Propiedades Ingenieriles de los Suelos" y de la literatura existente relativa al tema de la República Mexicana y en especial a la del Distrito Federal.

Existe la incertidumbre de saber como un suelo se puede comportar ante condiciones de carga externas a él (desplante de cimentaciones para estructuras de edificios o puentes), pasando por la remoción de carga debido a procesos naturales como por ejemplo la erosión y transporte de los suelos de las montañas, al hacer túneles en bancos de materiales, o cuando se tenga que hacer un movimiento de tierras. También, bajo ciertas condiciones, no se puede inferir como se comporte el suelo ante un ascenso o descenso de la presión de agua debido a recargas o al bombeo. Por consiguiente es necesario saber, para tener un cierto grado de certidumbre (bastante confiable), deducir mediante las diferentes propiedades del suelo de que se trate, si es que se puede utilizar para los propósitos deseados.

Es necesario tener una idea lo más exacta posible de las condiciones que llevaron a un suelo a tener las características y propiedades que lo representan. Uno de los objetivos de la Mecánica de Suelos es proporcionar información adecuada y confiable de los diferentes suelos que estudia, valiéndose de métodos basados en la experiencia (empíricos) y en teorías comprobadas (científicos). Así, se puede encontrar que son de sobresaliente importancia práctica para los propósitos ingenieriles, las características que presentan los suelos, como influyen y las propiedades que afecta su comportamiento mecánico.

Desde luego que existen diferentes tipos de suelos y por ende diferentes comportamientos de estos, debido a las propiedades que los representan ante los diferentes propósitos ingenieriles. Es así como se puede resumir el porqué enlistar en este trabajo los factores que afectan el comportamiento mecánico de los suelos, y su influencia en el comportamiento en los sismos de 1957, 1981 y 1985 y, por consiguiente, el porqué de la reglamentación y las actuales normas técnicas que deben cumplir las diferentes obras civiles que se pretenda realizar (Reglamento de Construcciones del D. D. F., de 1987 y sus N. T. C.).

En el siguiente capítulo se mencionan los factores petrográficos y como influyen estos en las propiedades físicas de los suelos

En el capítulo tres se comenta como los medios de transporte influyen en las propiedades ingenieriles de los suelos dado el origen geológico del medio en que este ocurre.

En el capítulo cuatro se hace un desglose de los cambios que ocurren en los suelos después de que fueron depositados.

En el capítulo cinco se presentan las discusiones y conclusiones a que nos lleve el presente trabajo.

Por último se presenta un apéndice el cual contiene el origen geológico de la cuenca del Valle de México, así como también, la composición mineralógica de sus arcillas

También, en el desarrollo de este trabajo, se mencionarán algunos problemas que se originaron por esos factores y como se les dió solución, antes o después de llevar a cabo la construcción de una obra civil, tanto aquí en la república mexicana como en algunas otras partes del mundo.

Se presentan algunas figuras alusivas al tema que se esté tratando y desde luego que también se explica su significado en los párrafos en que se tenga lugar para ello.

NOTA: En este trabajo, los términos "suelo" y "sedimento" se usan de manera indiscriminada, aunque estrictamente hablando pudiesen existir diferencias.

CAPITULO 2.- LOS FACTORES PETROGRAFICOS Y SU RELACION  
CON LAS PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS.

Los factores petrográficos que tienen o pueden tener influencia significativa en las propiedades ingenieriles de los sedimentos incluyen a: la distribución granulométrica, forma y composición mineralógica de las partículas sólidas, el agua y los gases contenidos en sus vacíos y la composición química de las capas adsorbidas.

Prácticamente todos los sedimentos encontrados en la naturaleza consisten de partículas con diferente tamaño, forma y composición mineralógica. Si se le hace un análisis granulométrico a una muestra de suelo, y luego se toma una fracción contenida en alguna de las mallas, y se compara mineralógicamente, con otra, contenida en otra de las mallas, será común que estas sean diferentes. El significado de los términos que se usan para designar a la distribución granulométrica se ilustran en la figura 1. En este trabajo se usará el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "SUCS".

La arena y la fracción comprendida entre las mallas 100-200 está dominada por fragmentos sanos o moderadamente alterados de cristales como el cuarzo, los feldespatos, calcita y mica. El índice entre el porcentaje de granos aplanados y equidimensionales aumenta conforme decrece el tamaño del grano;

**SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS**  
INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

FIG. 1

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (En cualquier parte que se encuentre en el mundo)		SIMBOLO DEL SUELO (SI)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO
<b>SUELOS DE PARTICULAS GRANDES</b> Más de 2 mm de diámetro del material que se retiene en un tambo de No. 20 (0.85 mm)	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	GW	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para GW
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	GP	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para GP
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	GM	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para GM
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	GC	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para GC
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	SM	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para SM
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	SC	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para SC
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	GM	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para GM
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	GC	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para GC
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	SM	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para SM
	PROBLEMA DE UN TIEMPO O UN LUGAR DE TRABAJO, CON MENOS DE OCHO TIEMPOS DE TRABAJO	SC	Gravés y/o gravillos, maciza de gruesa y arenosa, con poco o nada de limo	Dada la enorme falta, indiquen los porcentajes de gravillos de gruesa y arenosa, limo y arcilla, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera. Indiquen también el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera, y el porcentaje de materia orgánica, si la hubiera.	$C_u \geq 60$ mayor de 4, $C_{uc} \geq 10$ entre 1 y 3 No se aplican todos los requisitos de gradación para SC

**PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE**

**SEDOS EN EL CAMPO**

Una muestra tomada en cualquier parte que se encuentre en el mundo. El agua se separa inmediatamente de la muestra y se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

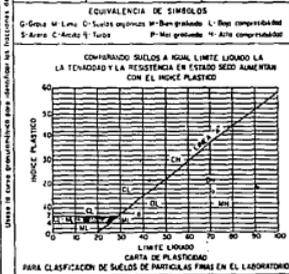
Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

Después de que se haya separado el agua, se seca a 105°C en un horno de desecación.

(1) Clasificaciones de Frayre - Los datos que poseen las descripciones de los grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de gravés y arenosa bien graduada con contenido de arcilla.

(2) Todos los tamaños de los mallas en este caso son los U.S. Standard



la fracción fina está dominada por minerales arcillosos (caolinitas, illitas y montmorilonitas) producidos por intemperismo químico.

La relación entre el tamaño del grano y la composición mineralógica se representa comunmente por curvas de distribución de frecuencia. Grim publicó diagramas de frecuencia de esta clase para un gran número de sedimentos de arcilla con muy diferentes propiedades mecánicas. Esos diagramas muestran la existencia de las relaciones mencionadas.

Debajo del nivel freático, los vacíos del suelo están completamente llenos de agua o con agua y burbujas de gas. Aún cuando se presentan burbujas de gas, el grado de saturación "S<sub>w</sub>" de los sedimentos "in situ" es cercano al 100 por ciento. Sin embargo, cuando se saca una muestra de suelo, el gas se libera del agua y como consecuencia, la muestra se puede expandir rápida y notoriamente.

Cerca de la superficie de las partículas sólidas, las propiedades físicas del agua contenida en un sedimento son radicalmente diferentes a las del agua libre debido a la interacción molecular entre el agua y los sólidos. La parte del agua intersticial, que se afecta significativamente por la interacción molecular con los sólidos constituye el "agua adsorbida". De manera general la relación entre la cantidad de agua libre y agua adsorbida que contiene un suelo aumenta conforme aumenta su superficie específica. Sin embargo, para una determinada superficie específica, depende con mucho de la composición mineralógica de las partículas sólidas y de su

capacidad de adsorción. Las propiedades de los suelos afectados por los factores petrográficos incluyen: la relación de vacíos inmediatamente después de la sedimentación, la permeabilidad, la plasticidad, la sensibilidad, actividad, la compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante y la velocidad de consolidación.

## 2.1.- RELACION DE VACIOS.

En la terminología de mecánica de suelos, el término relación de vacíos "e" indica la relación entre el volumen total de vacíos y el volumen ocupado por los sólidos que constituyen el suelo ( $e = V_v/V_s$ ) como en el esquema mostrado en la fig. 2.

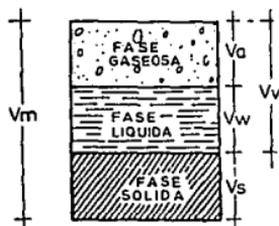


FIG. 2 ESQUEMA DE LAS FASES EN UNA MUESTRA DE UN SUELO.

- $V_a$  = VOLUMEN DE AIRE
- $V_w$  = VOLUMEN DEL AGUA
- $V_s$  = VOLUMEN DE SÓLIDOS
- $V_m$  = VOLUMEN DE LA MUESTRA
- $V_v$  = VOLUMEN DE VACIOS

Para suelos granulares, la relación de vacíos de un agregado bien graduado y puramente friccionante con granos uniformes, como las partículas obtenidas de triturar un espécimen de cuarzo, puede fluctuar entre valores extremos de 0.35 y 1.00. Sin embargo si un sedimento está formado por una suspensión de polvos de

cuarzo, su relación de vacíos es más grande que la unidad y aumenta conforme disminuye el tamaño del grano como se puede observar en la siguiente tabla:

TAM. DE LA PART. ( $\mu$ )	700-250	100-20	20-6	6-2	2
$e_0$ (ya sedimentada)	1.0	1.21	2.23	2.57	2.66
$e_1$ (ya sedimentada vibrada)	0.67	0.80	1.10	1.50	2.16
RELACION $e_1/e_0$	0.67	0.66	0.49	0.58	0.81

TABLA I.- RELACION DE VACIOS DE SEDIMENTOS DE CUARZO TRITURADOS

La estructura de un agregado de partículas uniformes con una relación de vacíos mayor que la unidad, caracteriza a una estructura colapsable o inestable. La existencia de una estructura semejante y la influencia del tamaño de la partícula en la relación de vacíos sólo puede explicarse suponiendo que las partículas comienzan a adherirse unas a las otras tan pronto como entran en contacto. Esta unión intergranular resulta en una verdadera cohesión, a la cual Terzaghi denominó cohesión inicial.

Conforme decrece el tamaño de la partícula, el número de ligas intergranulares por unidad de peso de los sólidos constituyentes aumenta. Como consecuencia, la relación entre el

peso de una partícula individual y la fuerza que resiste su tendencia a moverse hacia una posición más estable, disminuye, así que la relación de vacíos del suelo aumenta. (En el valle de México las arcillas lacustres que lo conforman son de tipo volcánico, montmorilonítico, con relaciones de vacíos mayores a 8).

Por la misma razón, la disminución de la relación de vacíos producida por vibrar los sedimentos decrece conforme decrece el tamaño de la partícula.

Si el polvo de cuarzo se mezcla con polvo de mica, la relación de vacíos para un cierto tamaño de la partícula aumenta rápidamente conforme aumenta el contenido de mica, y el efecto de las vibraciones en la densidad del suelo, decrece.

Si se modifica la relación de vacíos de un suelo, todas las otras propiedades se afectan, por consiguiente, las propiedades ingenieriles de un suelo "in situ" no pueden evaluarse a menos que se conozca la relación de vacíos "in situ", o alguna otra propiedad igualmente significativa, como lo es su compacidad relativa "C<sub>r</sub>" o el índice de liquidez "I<sub>L</sub>".

## 2.2.- PERMEABILIDAD.

La permeabilidad afecta a las propiedades ingenieriles de los suelos debido a que tiene una influencia decisiva en:

a) La velocidad a la cual la relación de vacíos decrece después de incrementar la carga sobre el suelo.

b) En la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y la velocidad de aplicación de la fuerza cortante.

El coeficiente de permeabilidad "k" de una arena compuesta de granos más o menos uniformes depende casi enteramente del diámetro efectivo del grano " $D_{10}$ " y de la relación de vacíos "e". Por consiguiente, el valor k de una arena semejante será burdamente estimado por medio de una ecuación semi-empírica, por ejemplo.

$$k = 200 (D_{10})^2 \cdot e^2$$

Si la arena contiene más de un determinado porcentaje de partículas de mica, ésta ecuación pierde validez y no hay sustituta disponible. Sin embargo, para mezclas de arena y mica, el valor de k depende del tamaño y de la forma de la partícula, así como de la relación de vacíos "e". Por otro lado, el valor "k" de suelos que contienen una fracción arcillosa, se ve grandemente influenciado por la capacidad de adsorción, por ejemplo, si los iones de sodio reemplazan a los iones de calcio en una bentonita, el valor de k se hace mucho mayor que su valor original, pero la relación de vacíos permanece constante.

Debido a la gran variedad de factores que determinan su valor, el valor de k para suelos cohesivos y la relación entre éste valor y la relación de vacíos sólo pueden determinarse experimentalmente. El valor k de una arena limpia y fina, como la de una duna, es del orden de  $10^{-2}$  cm/s, el de los limos es de  $10^{-4}$  cm/s, y el de las arcillas  $10^{-7}$  cm/s, con una gran dispersión del promedio.

### 2.3.- PLASTICIDAD.

La experiencia nos ha mostrado que no puede suponerse que un suelo será muy compresible o adquirirá un alto grado de cohesión a menos que posea, dentro de un cierto rango de contenido de agua, las propiedades de un material plástico, como se muestra en la figura de los estados de consistencia en un suelo (Fig. 3). Puesto que la experiencia también ha revelado la existencia de relaciones estadísticas entre el grado de plasticidad del suelo y todas sus otras propiedades físicas, la plasticidad del suelo continúa siendo objeto de numerosas investigaciones.

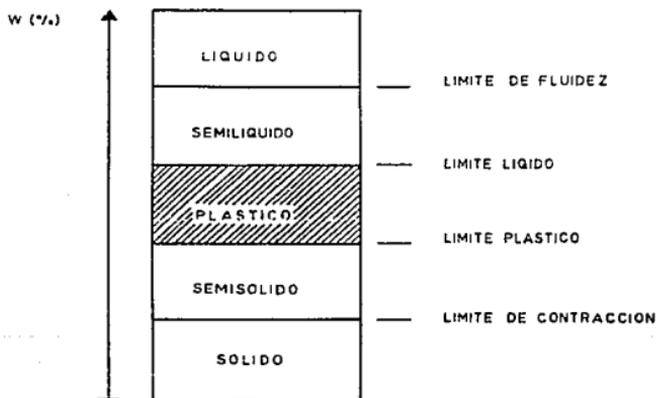


FIG.3 ESTADOS DE CONSISTENCIA EN UN SUELO

En relación a la clasificación de los suelos para propósitos ingenieriles se encontró conveniente expresar las características plásticas de los suelos por el límite plástico " $L_p$ ", el límite líquido " $L_l$ ", y el índice de plasticidad " $I_p$ ". Este procedimiento

fue originalmente propuesto por Atterberg para la clasificación de suelos agrícolas y posteriormente fue adaptado, con éxito notable, a la mecánica de suelos.

El límite plástico es el valor más bajo del contenido de agua, en porcentaje del peso seco, al cual el suelo puede ser rolado en rollitos de 3 mm de diámetro sin fragmentarse. Si el contenido de agua del suelo sobrepasa el valor de " $L_p$ ", el material se hace más suave y en el límite líquido adquiere la consistencia de una pasta de baja resistencia. La diferencia:

$$I_p = L_1 - L_p \quad (1)$$

representa el índice de plasticidad, y los valores  $L_p$  y  $L_1$  se conocen como límites de Atterberg o de plasticidad. Si " $w$ " es el contenido de agua de un suelo "in situ", la relación:

$$I_L = \frac{w - L_p}{L_1 - L_p} \quad (2)$$

es llamada índice de liquidez del suelo.

Puesto que no hay fronteras precisas entre los estados líquido y sólido, el límite líquido se considerará arbitrario. El procedimiento experimental que se adoptó para determinar el límite líquido, es tal que el límite corresponda a una resistencia al esfuerzo cortante de algunas decenas de gramos por centímetro cuadrado. En otras palabras, si el contenido de agua de un suelo está en el límite líquido, su resistencia al esfuerzo

cortante en estado remoldeado será igual a 25 gr/cm<sup>2</sup>. Por tanto, la resistencia del suelo "in situ", con un contenido de agua igual al del límite líquido puede llegar a algunos cientos de gramos por centímetro cuadrado. La diferencia se debe al endurecimiento tixotrópico y a otros procesos físico-químicos que tienen lugar después de la depositación.

La experiencia nos muestra que el índice de liquidez de la capa superior de un depósito de arcilla normalmente consolidado es comunmente cercano a uno. Sin embargo, el índice de liquidez de un suelo formado en el fondo del vaso de una presa llena con una suspensión arcillosa será siempre mayor a dos. El proceso físico del decremento gradual de la relación de vacíos de la capa superior de un valor inicial alto a una relación de vacíos cercana a la que corresponde al límite líquido, se desconoce. El decremento puede deberse a un proceso similar al de la sinéresis (contracción brusca de algunas arcillas al comportarse como un gel y unirse estrechamente para formar un arreglo con fisuras intermedias aunque en los geles ocurre después de agitarlos) en los geles.

Para un determinado tamaño de la partícula, los valores de  $L_1$  y  $L_p$  dependen de la composición mineralógica de los granos y para una determinada composición mineralógica, ambos valores aumentan conforme decrece el tamaño del grano.

Para una determinada composición mineralógica y un determinado tamaño de las partículas,  $L_p$  y  $L_1$  también dependen en mucho de la capacidad de adsorción. Por ejemplo, si los iones de

sodio en una montmorillonita se reemplazan por iones de calcio, el límite líquido decrece de 700 a 124 y el límite plástico de 93 a 72.

Si las partículas de un suelo fino (limos y arcillas) pudieran tocarse mutuamente, el límite plástico debiera ser prácticamente independiente del tamaño de la partícula. Por consiguiente, las relaciones generales descritas en los párrafos precedentes indican que aún en el límite plástico, las partículas sólidas están separadas entre sí por capas adsorbidas y que la caída de la resistencia y la cohesión se localiza en estas capas. A medida que decrece el tamaño de la partícula, la relación entre las cantidades de agua libre y de agua adsorbida contenidas en el suelo aumenta y como consecuencia aumentan también los límites de plasticidad.

La influencia del tamaño de las partículas y de la composición mineralógica en los límites de plasticidad se observa claramente en la carta de plasticidad (Fig. 1). Las abscisas representan el límite líquido " $L_1$ ", las ordenadas, el " $I_p$ " y la línea "A" de ecuación  $I_p = 0.73 (L_1 - 20)$ , representa la relación promedio entre  $L_1$  e  $I_p$ . Si un mineral se ensaya y se le determinan el límite de Plasticidad y su granulometría, los puntos que representan los resultados de la prueba caerán sobre una línea recta casi paralela a la línea A (Fig. 1). Esta línea puede localizarse arriba o abajo de la línea A, dependiendo de la composición mineralógica de los granos. Además, los puntos que representan diferentes muestras de un depósito sedimentario,

geológicamente bien definido, también se localiza en esa línea, debido a que la composición mineralógica de la fracción arcillosa es similar.

La carta original fue preparada por A. Casagrande y contaba en su eje horizontal con una graduación hasta  $L_1 = 100$  y en el vertical hasta  $I_p = 60$ . Esto no era suficiente para suelos como el de la Ciudad de México, donde hay  $L_1 \geq 500\%$  por lo cual fue ajustada y ampliada para aceptar todos los tipos de suelo (Fig. 4). Dicha carta ha sido zonificada de acuerdo a líneas y fronteras características a saber: a) Línea "A" de ecuación ya mencionada que marca la separación entre limos y arcillas, b) Línea "B" con ecuación  $L_1 = 50$  que marca la división entre suelos de baja y alta compresibilidad o plasticidad, según sean arcillas o limos, c) Frontera superior, con ecuación  $I_p = 0.9 (L_1 - 8)$  sobre la cual no existe suelo alguno.

La determinación de los límites de plasticidad es un procedimiento rutinario y fácil de realizar, y la posición de un punto en la carta de plasticidad combinado con los resultados de algunas pruebas suplementarias, también de rutina, permite hacer una identificación altamente confiable de los depósitos sedimentarios y ligarlos con otros encontrados anteriormente. Por tanto, la carta de plasticidad representa una herramienta satisfactoria y muy poderosa para la clasificación de suelos cohesivos para los propósitos de la ingeniería civil y de la construcción.

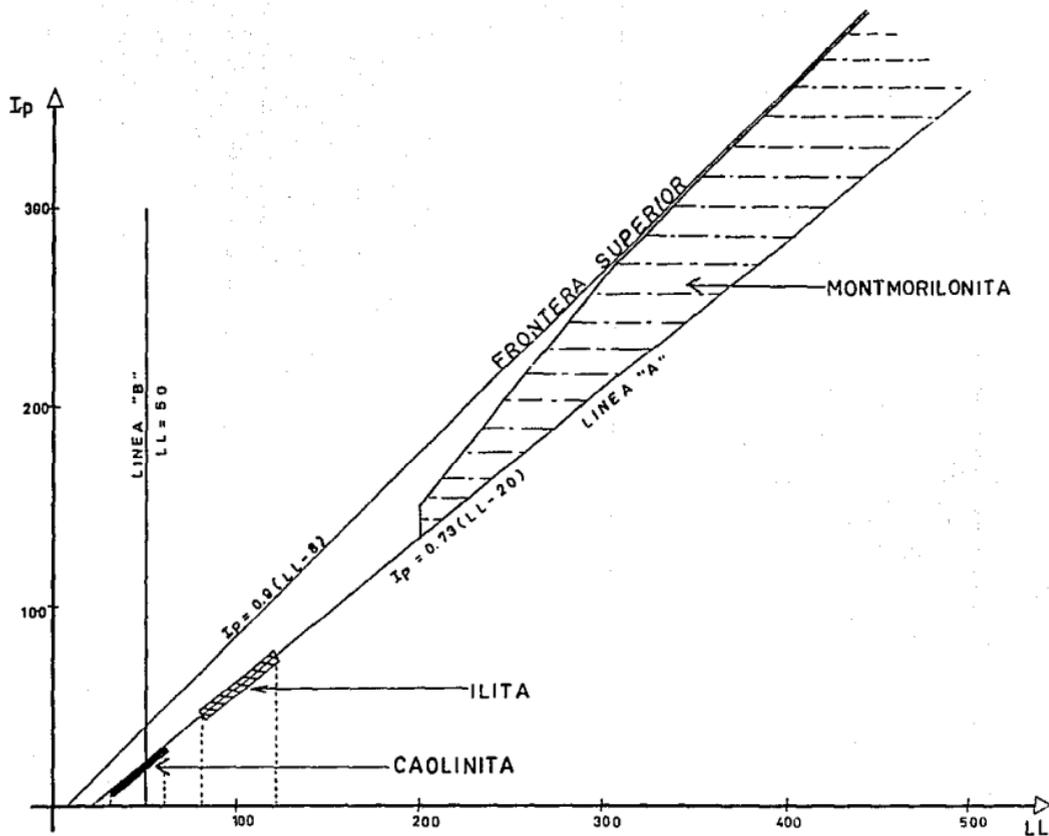


FIG. 4 CARTA DE PLASTICIDAD AMPLIADA

La carta de plasticidad proporciona un medio fácil y confiable para clasificar los suelos finos y correlacionarlos entre si.

Si los puntos que representan dos suelos en la carta de plasticidad se localizan sobre líneas muy diferentes, es casi cierto que provienen de dos fuentes diferentes.

#### 2.4.- SENSITIVIDAD Y TIXOTROPIA.

La sensibilidad " $S_e$ " de un suelo cohesivo, como lo es una arcilla, es igual a la relación entre la resistencia a la compresión simple en estados inalterado y remoldeado. Terzaghi midió la tixotropía a través de la sensibilidad de las arcillas. La sensibilidad puede fluctuar entre 1 (arcillas insensitivas) y más de 16 (arcillas vivas o sensitivas, "quick clays"). El fenómeno tixotrópico es consecuencia del restablecimiento de las películas adsorbidas de agua en su condición original.

La sensibilidad de las arcillas con un índice de liquidez menor a uno es comunmente de baja a media ( $S_e = 1.5$  a  $4.0$ ). La mayor parte de la pérdida de resistencia puede deberse al hecho de que el proceso de remoldeo elimina la resistencia que fue previamente adquirida por el endurecimiento tixotrópico.

Si a la muestra remoldeada se le permite reposar bajo condiciones externas inalteradas, alcanzará una gran parte de su resistencia original. La resistencia que puede adquirir un suelo como resultado del endurecimiento tixotrópico depende de la

composición mineralógica del mineral prevaeciente en la arcilla. Es menor para caolinitas, intermedia para ilitas y mayor para montmorillonitas.

La arcilla sensitiva ( $S_e = 4$  a  $8$ ), la extra-sensitiva ( $S_e = 8$  a  $16$ ) y la arcilla "quick clay" ( $S_e > 16$ ) tienen, con muy pocas excepciones, un índice de liquidez muy superior a la unidad. La mayoría de ellas pertenecen a una de dos categorías, a) arcillas de lago glacial y b) arcillas marinas, las cuales emergieron sobre el nivel del mar y perdieron su contenido de sal por lixiviado.

Las arcillas muy finas, del tipo de las de lago glacial contienen comunmente un alto porcentaje de polvo de roca con partículas uniformes. Sus altos indice de liquidez y sensibilidad se manifestarán debido a lo inestable de su estructura, ya que casi todas sus partículas poseen el mismo tamaño como se muestra en la figura 5.

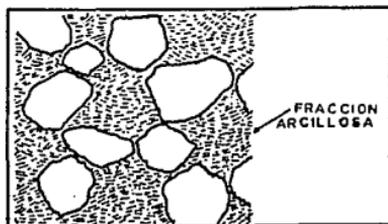


FIG. 5 ARREGLO INESTABLE DE PARTICULAS UNIFORMES EN ARCILLAS SENSITIVAS

La resistencia de la arcilla inalterada se debe principalmente a la resistencia de la estructura formada por estas partículas y a la liga entre partículas en sus puntos de contacto. Si se le destruye su estructura por remoldeo, la arcilla pierde la mayor parte de su resistencia y cualquier ganancia subsecuente en esta, por endurecimiento tixotrópico, no excede una pequeña fracción de su valor original.

Las arcillas marinas, en su estado original, tienen comunmente un índice de liquidez cercano a la unidad y su sensibilidad es de baja a media. Sin embargo, si tales arcillas, emergen sobre el nivel del mar, pueden, bajo ciertas condiciones, convertirse en arcillas extra-sensitivas con un alto índice de liquidez. Una arcilla de esta clase se encontró en las cercanías de St Thuribe en Quebec Canadá, con un índice de liquidez "I<sub>L</sub>" de 1.9 y sensibilidad "S<sub>c</sub>" de más de 150. Las arcillas noruegas pertenecen a la misma clase.

Su alta sensibilidad es atribuible al lixiviado, con lo cual el sodio, en su capacidad de adsorción, se reemplaza por calcio. Este intercambio de base reduce el espesor de las capas adsorbidas que rodean a las partículas de arcilla y por consiguiente reducen su límite líquido, sin embargo, su contenido de agua permanece inalterado debido a que la estructura, formada por las partículas uniformes, impide la consolidación bajo la influencia de la presión de sobrecarga. La estructura resultante es practicamente idéntica a la de las arcillas extra-sensitivas de agua dulce, que adquirieron su sensibilidad durante el proceso de depositación.

El grado de sensibilidad tiene una influencia decisiva en el comportamiento de una arcilla en el caso de la falla de un talud, lo cual, en una arcilla con sensibilidad baja o media comienza comunmente con la formación de grietas de tensión a lo largo de la frontera superior del área de deslizamiento. Durante el deslizamiento, el material se mueve muy lentamente. El segmento que se rompe desliza pero conserva más o menos su forma original y llega al reposo a una corta distancia del pié del talud. En contraste, los deslizamientos en arcillas "quick clays" o muy sensitivas no los precede la formación de grietas de tensión en la frontera superior del área de deslizamiento. Además, la falla se extiende a gran velocidad desde el pié del talud en una dirección ascendente hasta una altura que es muchas veces mayor que el ancho de la zona afectada por la falla inicial del talud.

Tan pronto como la parte agrietada de la arcilla se divide, el material toma la consistencia de un líquido viscoso y fluye aún en superficies horizontales a una distancia mucho mayor que el largo de la zona de deslizamiento. Terzaghi reporta que durante un deslizamiento en Vaerdalen en Noruega, cerca de 77 millones de metros cúbicos de material fluyeron sobre el piso casi horizontal de un valle a una velocidad de más de 8 Km/hr., a una distancia de más de 11 kilómetros de la zona de deslizamiento. Sin embargo, en la frontera superior del área de deslizamiento, la arcilla permaneció en cortes verticales con una altura de varios metros.

## 2.5.- ACTIVIDAD.

La plasticidad de los suelos cohesivos se debe casi exclusivamente a la interacción entre el agua y las partículas de la fracción arcillosa (menores de  $2\mu$ ). Para una determinada composición mineralógica de la fracción arcillosa, el índice de plasticidad del suelo aumenta aproximadamente en proporción directa al contenido de arcilla en porcentaje del peso total. Sin embargo, para un determinado porcentaje de arcilla, el índice de plasticidad puede tener valores muy diferentes dependiendo de la composición mineralógica de la fracción arcillosa. La relación entre el índice de plasticidad " $I_p$ " y la fracción arcillosa en porcentaje del peso total representa la actividad " $a_w$ " del suelo. Los suelos inactivos tienen valores de " $a_w$ " menores a 0.75, los suelos normales tienen un valor " $a_w$ " de 0.75 a 1.25 y las arcillas activas tienen un valor de más de 1.25. Skempton obtuvo para los constituyentes más comunes de la fracción arcillosa los siguientes valores de la actividad:

Cuarzo	Calcita	Mica	Kaolinita	Ilita
0.0	0.18	0.23	0.33-0.46	0.90
Ca-Montmorillonita		Na-Montmorillonita		
1.50		7.20		

$$a_w = \frac{I_p}{W(\%)}$$

donde:

$a_w$  = Actividad

$I_p$  = Índice de plasticidad

W(%) = Peso de la fracción arcillosa en porcentaje del total.

Los valores de la Actividad de las montmorilonitas muestran que éstos valores dependen no sólo de la composición mineralógica de las partículas sólidas sino también, con mucho, de una gran capacidad de adsorción y también del tamaño de la partícula de la porción más activa de la fracción arcillosa. Por tanto, puesto que los minerales de arcilla no están sujetos a desgaste y a clasificación, su promedio granulométrico no es necesariamente tan variable como el de las fracciones gruesas.

En México se dieron varios casos de este tipo de arcillas con sales, que se denominaron como "dispersivas" y que produjeron, en la década 70 - 80, una serie de fallas en presas de tierra (bordes), del tipo de "tubificación". Estas arcillas "dispersivas" están ligadas íntimamente con la actividad " $a_w$ ".

#### 2.6.- COMPRESIBILIDAD.

El término compresibilidad se refiere a la relación entre el incremento de la presión en una muestra de un suelo confinado lateralmente y el correspondiente decremento de su relación de vacíos. La aplicación y subsecuente remoción de una carga " $p$ " sobre un suelo, reduce permanentemente su compresibilidad bajo cargas que son más pequeñas que " $p$ " (Procedimiento de precarga). Por tanto, debe de distinguirse entre suelos normalmente consolidados y suelos preconsolidados.

El término normalmente consolidado se refiere a suelos que nunca han estado sujetos a reducción de carga, como la remoción de sedimentos por erosión. Los siguientes párrafos se refieren únicamente a suelos normalmente consolidados. Los efectos de la preconsolidación serán discutidos con el título de preconsolidación bajo carga.

La relación entre presión y relación de vacíos puede representarse convenientemente por curvas, graficando la relación de vacíos "e" contra el logaritmo decimal de la presión " $p$ " (Fig. 6). En el laboratorio, la relación entre "e" y " $p$ " se obtiene dándole incrementos sucesivos a la presión, en un suelo dentro de un anillo y midiendo el correspondiente decremento de su espesor. A las pruebas de esta clase se les conoce como pruebas de consolidación. Para cada suelo, la curva  $e$ - $\log p$  comienza con una tangente horizontal y a una cierta presión se une a una línea recta inclinada de ecuación:

$$e = - C_c \log p + C \quad (3)$$

En donde:

$C_c$  representa el índice de compresión

$C$  es una constante

El valor de  $C_c$  es igual al decremento de la relación de vacíos producido por un incremento de la presión, de  $p$  hasta  $10p$ .

Para arenas compuestas de partículas uniformes,  $C_c$  es del orden de magnitud de 0.01. Si a la arena se le adhieren hojuelas de mica, el valor de  $C_c$  se incrementa rápidamente conforme

aumenta el porcentaje de mica. El valor de  $C_c$  de una mezcla de 50% de arena y 50% de mica es mayor a uno. En otras palabras, si la presión en dicha mezcla aumenta desde  $p$  hasta  $10p$ , el correspondiente decremento del volumen de la mezcla, es mayor al volumen ocupado por sus constituyentes sólidos.

La curva "S" en la figura 6 representa la curva  $e$ - $\log p$  de una muestra de una arcilla remoldeada con un contenido inicial de agua igual al del límite líquido. La parte izquierda final de la línea recta, sección inclinada de la curva  $e$ - $\log p$  corresponde para cualquier arcilla que tenga un valor de " $p$ " de alrededor de 1 kg/cm<sup>2</sup>. De acuerdo a Skempton el valor de  $C_c$ , el cual es igual a la pendiente de la sección inclinada de la línea recta, aumenta conforme aumenta el límite líquido " $L_1$ " aproximadamente de acuerdo con la ecuación empírica:

$$C_c = 0.007(L_1 - 10\%) \quad (4)$$

El valor de  $C_c$  fluctúa entre 0.15 para arcillas arenosas y para arcillas bentoníticas  $C_c$  es mayor que 1.

Si la prueba de consolidación se realiza en una muestra inalterada de arcilla de baja sensibilidad, se obtiene una curva  $e$ - $\log p$  como la marcada con " $S_1$ " en la figura 6, la cual es muy similar a la curva  $e$ - $\log p$  marcada con "S" para la misma arcilla en un estado remoldeado, excepto que la parte inclinada de la curva " $S_1$ " es más pronunciada. El valor de  $C_c$  de la muestra inalterada excede al de la muestra en un estado remoldeado en cantidades hasta de un 30%. Puesto que, el contenido de agua  $w(\%)$  de la capa superior de un depósito normalmente consolidado de

arcilla de baja sensibilidad es comunmente cercano al limite liquido, las tangentes horizontales de las curvas "S" y "S<sub>1</sub>" en la figura 6 son casi idénticas.

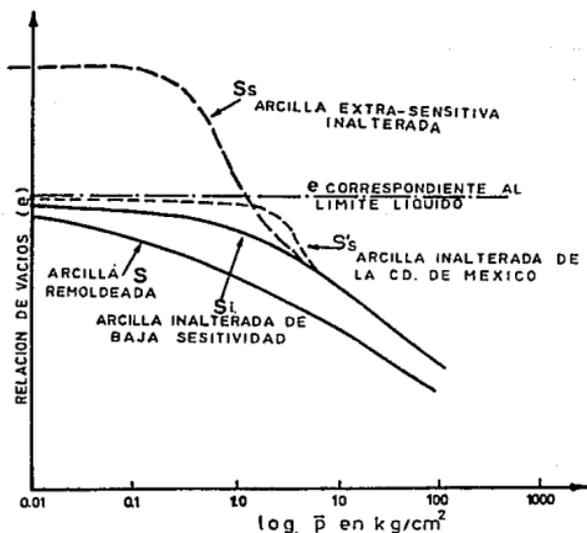
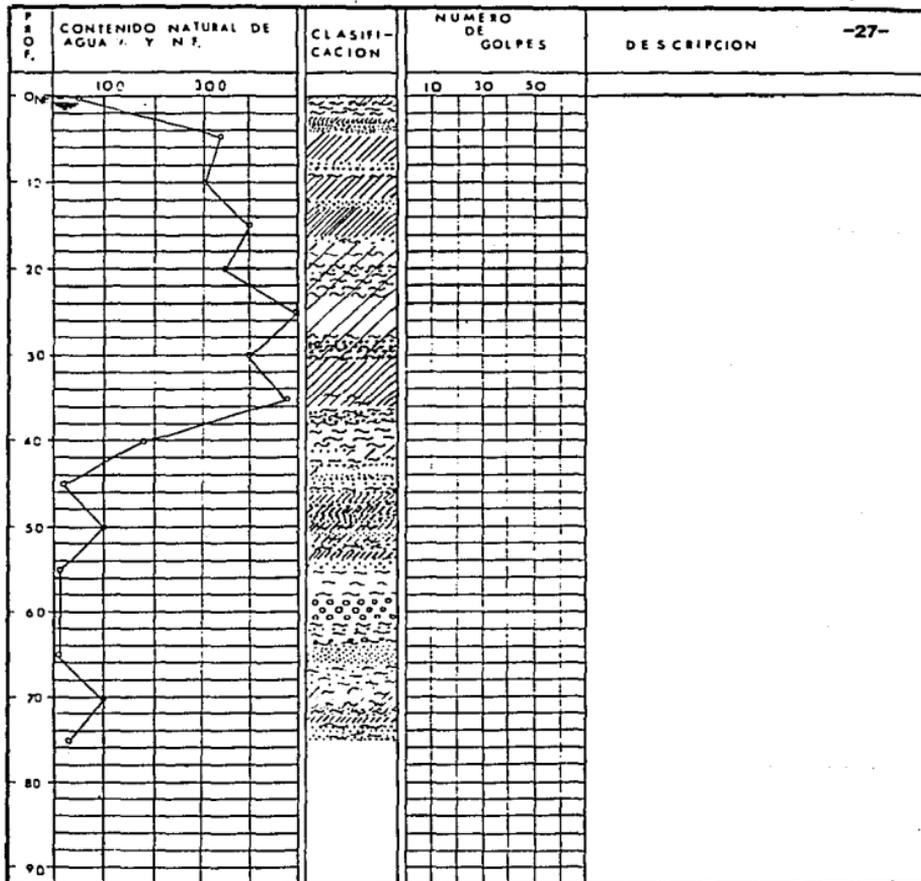


FIG. 6 TIPOS PRINCIPALES DE RELACIONES ENTRE PRESION EFECTIVA Y RELACION DE VACIOS PARA SUELOS COHESIVOS

Si la prueba de consolidación se realiza en una muestra inalterada de una arcilla altamente sensitiva, la curva  $e$ - $\log p$  tendrá las características de la curva punteada marcada con " $S_s$ " en la figura 6. Ya que, el índice de liquidez de tales arcillas es comunmente mucho más grande que la unidad, la tangente horizontal a la curva " $S_s$ " se localiza muy por encima de la tangente horizontal a la curva " $S$ " para la muestra en un estado

remoldeado. La presión a la cual la parte más alta de la curva "Ss" desciende abruptamente hacia la parte inclinada más baja, representa la carga a la cual la estructura inestable mostrada en la fig. 5 se colapsa.

En casos excepcionales, curvas  $e\text{-log } p$  similares a "Ss" en la figura 6, también se obtuvieron mediante pruebas en muestras inalteradas de arcillas con un contenido de agua inicial cercano al límite líquido. La arcilla de la Ciudad de México es un ejemplo. Los primeros 60 metros del subsuelo de la ciudad de México contienen dos espesas capas de una arcilla altamente coloidal laminada y lacustre con lentes de arena fina y limo de origen piroclástico. La fig. 7 es un sondeo típico de dicho subsuelo. Las figs. 8a y 8b representan histogramas del límite líquido (a) y del contenido natural de agua (b) de la arcilla. El valor medio del contenido natural de agua, el cual es de 254.0% es cercano al del límite líquido que es de 260.8%. Sin embargo la curva  $e\text{-log } p$  para esta arcilla, curva "S's" en la figura 6, tiene la forma de la curva curva "Ss" y no la de la curva "S<sub>1</sub>". La sensibilidad de la arcilla fluctúa entre 6 y 16 la cual es alta. Sensitividades de esta magnitud se asocian generalmente con baja actividad. No obstante, la actividad de la arcilla de la Ciudad de México es del orden de 5 la cual es también muy alta. Estas propiedades inusuales de esa arcilla parecen deberse al alto contenido de montmorillonita, combinado con un alto contenido orgánico. Sin embargo, su permeabilidad es muchas veces más grande que la de arcillas normales con un contenido mucho más pequeño de arcilla. Esta discrepancia sugiere que la arcilla de



SIMBOLOGIA

- |  |         |  |          |
|--|---------|--|----------|
|  | ARENA   |  | ORGANICO |
|  | ARCILLA |  | RELLENO  |
|  | LIMO    |  | LAVADO   |
|  | GRAVA   |  |          |

FIG. 7 PERFIL ESTRATIGRAFICO TÍPICO DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

la ciudad de México consiste de páneces firmes compuestos de partículas arcillosas. La alta sensibilidad de la arcilla indica que la estructura formada por los páneces es inestable.

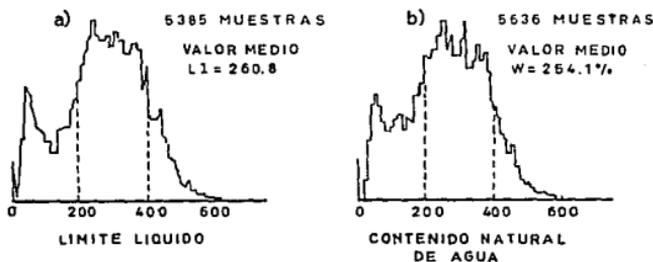


FIG. 8 HISTOGRAMAS PARA LA ARCILLA DE LA CD. DE MEXICO.

Se ha mencionado con anterioridad que la curva e-log  $p$  de muestras de arcilla remoldeada de cualquier clase y que las muestras inalteradas de arcilla de baja sensibilidad tienen la misma forma que la de la mezcla de arena y mica. La relación entre el peso de las partículas escamosas y el peso seco del suelo será designado como Factor de Forma "Fs". Con un incremento del valor de Fs, la relación de vacíos inicial y el índice de compresión  $C_c$  de la mezcla de arena y mica aumenta rápidamente. Esto se debe a la forma y a la flexibilidad de las partículas de mica. Si el factor de forma "Fs" es cero (arena limpia y uniforme), la compresión de la arena bajo carga es casi exclusivamente causada por un ligero desplazamiento de los granos de arena de uno con respecto al otro, y el índice de compresión es muy bajo. A medida que el factor de forma aumenta más y más, la compresión de la arena se debe al doblado de las hojuelas de

mica. Puesto que, la rigidez a la flexión de las hojuelas de mica es baja, la compresibilidad de la mezcla de arena y mica es inevitablemente alta.

Los suelos con un gran contenido de arcilla también consisten de una mezcla de partículas uniformes y de constituyentes escamosos. Por consiguiente, el índice de compresión  $C_c$  de la arcilla también debe ser una función del factor de forma el cual depende exclusivamente de la forma de los granos y no de su composición química. Sin embargo, también depende de factores físico-químicos. De acuerdo a Salas y Serratos, el remplazo de sodio por calcio en una bentonita reduce el índice de compresión de 7.72 a 2.04 a pesar del hecho de que el factor de forma permanece inalterado. Por consiguiente es evidente que la compresibilidad de la arcilla está determinada por dos factores independientes: El factor de forma y las fuerzas de atracción y repulsión molecular dentro de la capa adsorbida. No obstante, aún cuando si el factor de forma es enteramente eliminado, la curva  $e-\log p$  de la arcilla, podría tener aún la forma de la curva de una mezcla de arena y mica. Esto se demuestra por el hecho de que existe una diferencia muy pequeña entre la curva  $e-\log p$  de tal mezcla y la de gelatina pura y otros geles orgánicos que no contienen constituyentes con un hábito escamoso. Como consecuencia, es imposible averiguar cual parte de la compresibilidad de una arcilla se debe a la flexibilidad de sus constituyentes escamosos y cual parte se debe a la interacción de la atracción y la repulsión molecular dentro de las capas adsorbidas. Afortunadamente, para un punto de vista práctico, la respuesta a esta cuestión es irrelevante.

En un depósito natural de arcilla, la carga sobre los sedimentos aumenta conforme aumenta la profundidad bajo la superficie. Por consiguiente, la relación entre la profundidad y la relación de vacíos puede determinarse por las mismas leyes que representan a las curvas  $e-\log p$  en la fig. 6. Esta conclusión fue confirmada por datos de campo obtenidos por Skempton, correlacionando la relación de vacíos del suelo a diferentes profundidades bajo la superficie con la presión de sobrecarga efectiva prevaleciente a esa profundidad. A las curvas de esta clase se les conoce como curvas de consolidación. Algunas de ellas tienen las características de la curva "S<sub>1</sub>" en la fig. 6 y otras tienen las características de las curvas "S<sub>2</sub>" y "S<sub>3</sub>" dependiendo del índice de liquidez y de la sensibilidad de la arcilla a la cual representan.

Con el fin de encontrar la influencia del índice de liquidez "I<sub>L</sub>" en la forma de las curvas de consolidación, Skempton y Northey graficaron el índice de liquidez contra el logaritmo de la presión de sobrecarga efectiva como se muestra en la fig. 9. En este diagrama, las líneas punteadas representan los resultados de las pruebas de consolidación en arcillas lodosas (slurry clays). La pendiente promedio de esas curvas y su posición en el diagrama son practicamente la misma para todas las arcillas. Las curvas continuas se obtuvieron de datos de campo, graficando el índice de liquidez de muestras a diferentes profundidades contra la presión de sobrecarga efectiva a esas profundidades.

Los valores del límite líquido "L<sub>1</sub>" están representados entre paréntesis y los de la sensibilidad "S<sub>e</sub>" en corchetes.

En la figura 9 se puede ver que la distancia vertical entre las curvas de datos de campo y las curvas de las arcillas ensayadas se incrementa en forma general conforme aumenta la sensibilidad. Las curvas de arcillas extra-sensitivas ( $S_e = 8$  a  $16$ ) y de las quick clays o arcillas movedizas ( $S_e > 16$ ) se localizan encima de las curvas de las arcillas ensayadas y su pendiente es aún muy pequeña en un rango de presión en el cual la pendiente de las curvas para arcillas menos sensitivas es casi igual a la de las curvas de las arcillas ensayadas. La curva que representa la arcilla de la Cd. de México ocupa una posición excepcional en el diagrama, tanto como su curva  $I_L$ -log  $p$  que es casi horizontal en un rango de 0.4 hasta 1.1 kg/cm<sup>2</sup> a pesar del hecho de que su valor del "I<sub>L</sub>" es cercano a la unidad. La arcilla de Necaxa (el núcleo de la cortina) exhibe propiedades similares. La arcilla de la Cd. de México proviene parcialmente de material piroclástico y la arcilla de Necaxa de basalto intemperizado. Las causas probables de las propiedades excepcionales de éstas arcillas han sido discutidas con anterioridad. Las arcillas de St Thuribe y de Manglerud son "quick clays" típicas.

Conforme aumenta el espesor de los depósitos sedimentarios, la presión y la temperatura aumentan en cualquier punto, en relación directa a la profundidad de sobrecarga, a menos que los cambios químicos que puedan tener lugar invaliden la ecuación 3. De acuerdo a Dawson, un lodo fangoso tratado químicamente inicia una rápida solidificación como resultado de cambios químicos en cuanto alcanzan temperaturas cercanas a los 127°C. En el campo petrolero de Wilmington en California la compresibilidad de un estrato de arcilla localizado entre las capas de arena con aceite

disminuye rápidamente a una profundidad de 120 m, correspondiendo a una presión de sobrecarga efectiva de alrededor de 150 kg/cm<sup>2</sup> y temperatura cercana a los 82°C. Sin embargo, la relación de vacíos de los sedimentos disminuye hasta una profundidad de 1800 m de acuerdo con la ecuación 3. Este hecho sugiere que los cambios en los estratos inferiores, responsables del decremento de la compresibilidad bajo una profundidad de 1200 m tuvo lugar durante el tiempo que transcurrió desde el fin del periodo de sedimentación (fin del Plioceno). La investigación de la relación entre temperatura, presión y compresibilidad tiene relación directa con los problemas de hundimientos en pozos petroleros.

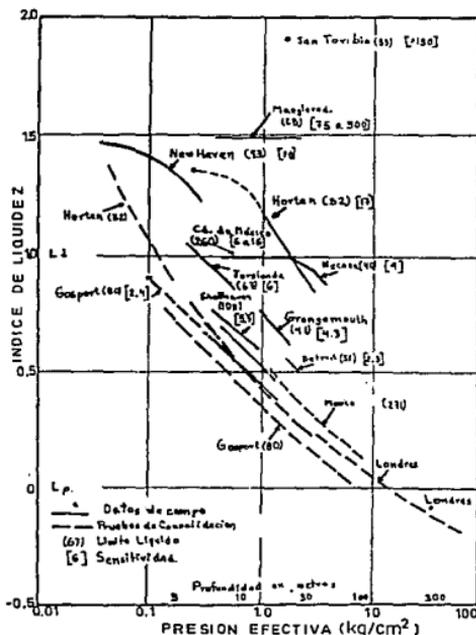


FIG 9 RELACION ENTRE PRESION EFECTIVA E INDICE DE LIQUIDEZ PARA ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS IN SITU. (DATOS OBTENIDOS POR SKEMPTON BJERRUM Y TERZAGHI).

De acuerdo a los datos presentados en los párrafos precedentes, la compresibilidad de los suelos normalmente consolidados puede fluctuar entre límites muy grandes. Un depósito de arena compacta es casi incompresible, mientras que un depósito que contiene un alto porcentaje de minerales de arcilla activa puede ser tan compresible como una mezcla de partes iguales de arena y mica, excepto hasta donde la compresión se retarda después de incrementar la carga, como se explicó con anterioridad. Este hecho es de igual importancia para ingenieros y geólogos.

El ingeniero está obligado a adaptar las cimentaciones de sus estructuras a la compresibilidad de los estratos subyacentes, por tanto, necesita información adecuada respecto al subsuelo de los sitios de sus estructuras. En el ámbito de la geología, la alta compresibilidad de los estratos sedimentarios se asocia con superficies de hundimiento progresivo, con el desarrollo de estructuras secundarias en depósitos sedimentarios que se apoyan en superficies abruptamente inclinadas, y con otros fenómenos que no pueden ser explicados sin tener en cuenta a la compresibilidad.

## 2.7.- CONSOLIDACION.

La súbita aplicación de una carga sobre una capa de sedimentos friccionantes compuestos de partículas minerales sanas y uniformes produce una deformación casi instantánea seguida por una ligera deformación adicional a velocidad decreciente. A baja presión, la deformación instantánea y la gradual se deben casi

exclusivamente al desplazamiento en los puntos de contacto. Conforme se incrementa la carga, un porcentaje del incremento de la deformación se debe al aplastamiento de los granos.

Croce describió los resultados de las pruebas de consolidación en sedimentos volcánicos con un diámetro efectivo  $D_{10} = 0.01$  mm y un coeficiente de uniformidad  $C_u = 6$ , compuesto principalmente de vidrio volcánico, mucho del cual era poroso. El decremento "de" de la relación de vacíos "e" tuvo lugar aproximadamente de acuerdo a la ec.:

$$\delta e = a + b \log(t-t_0) \quad (5)$$

en donde:

a = decremento instantáneo de "e"

t = tiempo

$t_0$  y b son constantes.

Luego de 5 días e ya era igual a  $2a$ . En este caso la mayor parte de la deformación se debió al aplastamiento de los granos.

Si se incrementa la carga sobre una capa de arcilla saturada, la deformación correspondiente tiene lugar gradualmente y a velocidad decreciente. La deformación se asocia con un decremento del contenido de agua de la arcilla y la velocidad a la cual el agua en exceso se drena de la arcilla es muy lenta.

En el instante en que la carga  $p$  súbitamente se incrementa en  $\delta_p$ , el espesor de la capa permanece sin cambio. Como consecuencia, la aplicación de la carga  $\delta_p$  produce un incremento igual  $\delta_u$  de la presión hidrostática en el agua de poro de la arcilla.

$$\delta_u = \delta_p$$

Conforme el tiempo pasa, la presión de poro en exceso disminuye hasta llegar a cero, a la vez que la presión intergranular aumenta de un valor inicial  $p$  hasta  $p + \delta_p$ .

En cualquier instante "t" después de que se aplicó la carga  $\delta_p$ , el decremento  $\delta e$  de la relación de vacíos es igual al decremento que pudo haber sido producido por la súbita aplicación de una carga

$$\delta_m = \delta_{p1} - \delta_u \quad (6)$$

de manera instantánea. El valor  $\delta_m$  representa el incremento de la presión efectiva o presión intergranular en la arcilla en el instante t. La relación " $U_e$ " entre el decremento de la relación de vacíos  $\delta e$  en el instante "t" y el último decremento  $\delta e_1$  (decremento después de un tiempo infinito), representa el grado de consolidación al tiempo "t",

$$U_e = 100 \frac{\delta e}{\delta e_1} \quad (7)$$

para un tiempo infinito:

$$\delta p = \delta p_1, \quad \delta u = 0, \quad \delta e = \delta e_1 \quad \text{y} \quad U_2 = 100\%.$$

Para un cierto espesor dado "H" de la capa de arcilla, el grado de consolidación al tiempo "t" depende exclusivamente del coeficiente de consolidación "C<sub>v</sub>":

$$C_v \text{ (cm}^2\text{/seg)} = \frac{k \text{ (cm/seg)}}{\Gamma_w \text{ (gm/cm}^3\text{)} m_v \text{ (cm}^2\text{/gm)}} \quad (8)$$

en donde:

k = Coeficiente de permeabilidad de la arcilla para el intervalo de carga  $p$  hasta  $p + \delta p$ .

$m_v$  = Coeficiente de compresibilidad para el mismo intervalo de carga (decremento de la relación de vacíos por gramo de incremento de la presión)

$\Gamma_w$  = Peso volumétrico del agua

Contra el incremento de los valores de  $p$ , los valores de  $k$  y  $m_v$  disminuyen, por tanto,  $C_v$  es casi independiente de  $p$ . Decece para arcillas normalmente consolidadas de cerca de  $10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/seg para arcillas ligeras (poco plásticas) hasta cerca de  $10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/seg para arcillas altamente coloidales. Para un determinado valor de  $C_v$ , el tiempo en el cual se alcanza un cierto grado de consolidación "U<sub>2</sub>" se incrementa en proporción directa al cuadrado del espesor "H" de la capa.

Si se conoce  $C_v$ , " $U_e$ " puede obtenerse para un determinado tiempo " $t$ " por medio de la teoría de consolidación. De acuerdo a esta teoría, el valor de " $U_e$ " aumentará con el tiempo " $t$ " (como se muestra en la fig. 10). La teoría está basada en el supuesto de que el retraso entre el incremento de la presión y la correspondiente disminución en la relación de vacíos se debe exclusivamente a la baja permeabilidad de la arcilla. De acuerdo a la teoría, la pendiente de la curva que representa la relación entre " $U_e$ " y el logaritmo del tiempo (fig. 10b) deberá aumentar continuamente hasta que el tiempo " $t$ " se hace igual a:

$$t_1 = \frac{H^2}{C_v} \quad (9)$$

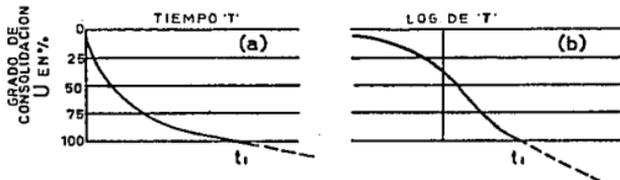


FIG.10 RELACION ENTRE EL GRADO DE CONSOLIDACION Y EL TIEMPO.

cuando el correspondiente grado de consolidación es casi el 95%. Entonces la pendiente se aplanará rápidamente, aproximándose a cero.

En realidad la curva  $U$ - $\log t$  continúa descendiendo después del tiempo " $t$ " como se indica en la fig. 10 por una línea punteada. En el gráfico semilogarítmico, fig. 10b, ésta línea puede ser recta o ligeramente convexa hacia abajo. Su pendiente

promedio cambia para diferentes arcillas. Para las orgánicas, su pendiente inicial puede ser casi igual para toda la curva, sin embargo, la generalidad en estas curvas tiempo-deformación, se presenta en la Fig. 10b, en la que, a la curva, que se encuentra en el tiempo  $t < t_1$  comunmente se le conoce como consolidación primaria y la curva punteada es la consolidación secundaria.

Terzaghi comenta que si el contenido de agua en los vacios de una arcilla se remplaza por un líquido orgánico como el alcohol etílico, la consolidación primaria será despreciable en comparación con la consolidación secundaria. La influencia del líquido orgánico en la importancia relativa de la consolidación secundaria disminuye conforme disminuye el momento polar de las moléculas del líquido, mientras que la deformación de la arcilla aumenta. Los resultados de estos experimentos pueden explicar los efectos secundarios excepcionalmente grandes, del tiempo, observados por Buisman, en relación con pruebas de carga en suelos orgánicos en Holanda y por Graue, Marsal, Alberro, Hanel, Morales y Murillo en el ex-lago de Texcoco.

Es probable que el efecto secundario del tiempo se deba al hecho de que la deformación de una capa de arcilla se asocia con el deslizamiento entre granos. Puesto que el vínculo entre los granos está formado por capas de agua adsorbida con una alta viscosidad, la resistencia de esas capas a la deformación por cortante debería retrasar la deformación, aún en el caso en que el retraso resultante de la baja permeabilidad de la arcilla sea insignificante.

La velocidad de asentamiento de las estructuras debido a los efectos secundarios del tiempo es muy variable; depende del tipo de arcilla y de los factores geológicos de su depositación. Aunque los efectos secundarios del tiempo pueden ser observados y medidos durante la realización de las pruebas de consolidación, los resultados de varios intentos para poder predecir los asentamientos de estructuras a escala natural, pertenecientes a los efectos secundarios del tiempo sobre la base de los resultados de las pruebas de laboratorio, están siendo estudiadas actualmente en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería (DEPFI) de la UNAM a través de investigaciones dirigidas por el Dr. Zeevaert.

Si la arcilla se depositó en el fondo de un lago, en la desembocadura de un río, o en el corazón impermeable de una presa, se originarán asentamientos posteriores al depósito, como resultado de una consolidación progresiva de ese depósito. Para un determinado espesor inicial del depósito, la velocidad de consolidación, dependerá de la velocidad a la cuál se formó el depósito, la compresibilidad del sedimento y del coeficiente de consolidación  $C_v$ . Si estos parámetros se conocen, los asentamientos podrán calcularse para cualquier tiempo "t" entre el fin del periodo de depositación y el tiempo " $t_1$ ", en el cual comienza la consolidación secundaria.

El hundimiento de la superficie se asocia con una disminución de la presión hidrostática en exceso en el agua de poro del sedimento. El decremento de esas presiones puede ser

monitoreado por observaciones piezométricas. La relación entre presiones de poro medidas y calculadas deberá ser satisfactoria, cuando el estrato sujeto a consolidación sea bastante homogéneo.

Las discusiones anteriores se refieren exclusivamente a sedimentos de arcilla, cuyos vacíos están completamente llenos de agua. Si el sedimento contiene burbujas de gas, un súbito incremento de la presión en el sedimento produce igualmente un súbito decremento de su relación de vacíos, debido a la compresión de las burbujas de gas, lo cual ocurre en un instante. El proceso subsecuente de consolidación se asocia con una expansión de las burbujas de gas, lo cual indica que se deben modificar las ecuaciones que determinan la velocidad de consolidación de suelos completamente saturados.

La remoción de la carga en un suelo arcilloso que contiene burbujas de gas, se asocia con la expansión de las burbujas de gas, sin embargo, también produce un decremento temporal,  $-\delta_u$ , de la presión de agua de poro. La cantidad de gas contenido en las burbujas aumenta debido a que a la disminución de presión en el líquido le sigue el relajamiento de gas disuelto. Las consecuencias de estos procesos han sido observadas repetidas veces.

Morán reportó que las muestras de limos orgánicos obtenidos de la perforación de los pozos para la cimentación con pilas del puente Oakland Bay en San Francisco se expandieron durante varias semanas después de que se habían llevado al laboratorio, y la

presión de expansión fue tan grande que alcanzó a romper la capa de parafina que cubría los tubos shelby que la contenían. Puesto que el contenido de agua de las muestras permaneció inalterado el incremento de volumen se debió exclusivamente al relajamiento y expansión del gas. Las muestras de limo orgánico de los pozos de sondeo en Flushing Meadows en Long Island, New York, exhiben propiedades similares. En los dos casos el gas contenido en las muestras era inflamable.

Los mecanismos de la relación entre presión y relación de vacíos de los suelos con un alto contenido de gas, todavía no se han investigado adecuadamente, y la influencia de los factores químicos en esas relaciones aún no se conoce

En el caso de la formación del lago Churubusco, en el Valle de México, dentro de la cuenca del ex-lago de Texcoco se observó un fenómeno similar, una gran cantidad de pozos conteniendo gas metano, altamente flamable, producido dentro de la masa de suelo debido a la descomposición de materia orgánica. Estos suelos son altamente compresibles (CH) con un contenido de agua muy grande, superior al 380%, difícil de determinar ya que durante el proceso de secado para su determinación se quemaba materia orgánica. Estos suelos muestran igualmente una consolidación secundaria muy grande bajo carga, pero también, al ser removida esa carga, presentan una expansibilidad. Este lago se formó, por bombeo del agua del subsuelo para inducir la consolidación de las arcillas y tuvo grandes problemas de bombeo debido a la presencia de "bachas" de gas metano, que hacían cavitarse a las bombas de los pozos profundos (60 metros en promedio), lo cual conllevó al cambio en el sistema de bombeo, del tradicional pozo de succión a

los pozos neumáticos en los cuales se hacía circular aire por el sistema, buscando de esta manera evitar la cavitación generada por el metano.

El lago formado tuvo una profundidad variable entre 1.2 y 1.5 metros mismo que por encontrarse la mayor parte del tiempo sin agua, debido a su función de vaso regulador de avenidas, se ha ido expandiendo nuevamente, hasta casi recobrar su posición original en aproximadamente diez años.

#### 2.8.- RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

Sea:

$p$  = La carga unitaria sobre una superficie potencial de deslizamiento.

$u$  = Presión hidrostática del líquido intersticial, anterior a la aplicación de la fuerza cortante.

$S$  = Resistencia al esfuerzo cortante por unidad de área.

Para suelos friccionantes como las arenas limpias, la relación entre  $p$  y  $S$  puede expresarse por la ecuación de Coulomb:

$$S = (p - u) \tan \phi \quad (10)$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna.

El valor de  $\phi$  depende, entre otros, de la forma de los granos, del grado de uniformidad y de la compacidad relativa de la arena.  $\phi$  varía entre  $30^\circ$  para arenas sueltas y uniformes con partículas redondeadas y  $45^\circ$  para arenas compactas bien graduadas con granos angulares.

Si la relación de vacíos de la arena está sobre un cierto valor conocido como relación de vacíos crítica " $e_c$ ", la falla por cortante se asocia con una disminución del volumen (contracción). Caso contrario se produce una expansión del volumen (dilatancia). La presencia de agua en los vacíos que tiene una arena, prácticamente no influye en el valor de  $\phi$ . Sin embargo, si la arena es fina y los vacíos están completamente llenos de agua, el cambio de volumen asociado con la aplicación de la fuerza cortante se retarda por el tiempo requerido para el cambio correspondiente del contenido de agua de la arena (arenas potencialmente licuables). Por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante cambia, a pesar del valor inalterado del ángulo de fricción interna  $\phi$ .

Si la relación de vacíos de la arena es menor que el valor crítico " $e_c$ " la arena tiende a expandirse. Puesto que la expansión involucra el flujo de agua dentro de los vacíos del material en expansión, la aplicación de la fuerza cortante produce una caída temporal de la presión de agua de poro en  $\delta_u$ . Por tanto  $\delta_u$  es negativa. Por otra parte, si la relación de vacíos es mayor que " $e_c$ ", el contenido de agua disminuye y la caída temporal  $\delta_u$  de la presión de agua de poro, requerida para

la expulsión del agua en exceso es positiva. En cualquier caso, la resistencia al esfuerzo cortante de una arena fina, saturada y con un contenido de agua inalterado se expresa por la ecuación:

$$S_{ca} = (p - u - \delta u) \tan \phi = (p - u) \tan \phi_{ca} \quad (11)$$

En esta ecuación  $\phi_{ca}$  es un valor ficticio, el cual depende de la compacidad relativa de la arena. Si la relación de vacíos de la arena está por debajo del valor crítico " $e_c$ ",  $\delta u$  es negativa y  $\phi_{ca}$  es mayor que  $\phi$ . Caso contrario  $\delta u$  es positiva y  $\phi_{ca}$  es menor que  $\phi$ .

Si una arena tiene una estructura inestable (relación de vacíos "e" cercana a la unidad) una pequeña perturbación, como las vibraciones producidas por una explosión en la proximidad o un rápido descenso del nivel freático, produce un colapso de la estructura. En el instante del colapso el peso sumergido total se transfiere al líquido intersticial.

$$p - u = \delta u, \quad \text{y} \quad \phi_{ca} = 0 \quad (12)$$

Como consecuencia, la arena toma temporalmente el carácter de un líquido viscoso. Las sobrecargas estáticas sobre la superficie de la arena quedan grabadas en ella y si la arena forma una pendiente, la arena comienza a fluir (licuación de arenas). En la costa de Zeeland Holanda, fallas de esta tipo ocurrieron repentinamente en taludes ascendentes en un ángulo de no más de  $15^\circ$ , sin otros motivos que el retroceso de las mareas.

A este proceso se le conoce como licuación espontánea y las condiciones para este proceso ya han sido investigadas por Geuze. Algunas consideraciones de importancia sobre este fenómeno se presentarán en el tema de Licuación.

Para arcillas en un estado remoldeado y normalmente consolidado, la relación entre presión aplicada y resistencia al esfuerzo cortante también se determina aproximadamente por las ecuaciones 10 y 11, dado que el contenido de agua de la arcilla, anterior a la aplicación de la carga  $p$ , está en ó por arriba del límite líquido. Sin embargo, debido a la baja permeabilidad y la alta compresibilidad de la arcilla el valor  $\delta_u$  en la ecuación 11 no es aplicable, a menos que la fuerza cortante sea muy lentamente aplicada. Además, para arcillas normalmente consolidadas,  $\delta_u$  es siempre positiva y como consecuencia  $\phi_{eq}$  en la ecuación 11 es siempre menor que  $\phi$  en la ecuación 10. Los valores de  $\phi$  decrecen en forma general con un incremento del índice de plasticidad  $I_p$ , mientras que los valores de  $\phi_{eq}$  probablemente tienen un máximo para valores del  $I_p$  de alrededor de 50. En la figura 11 esta relación general está indicada por curvas continuas marcadas con  $\phi$  (drenada) y  $\phi_{eq}$  (rápidamente consolidadas). Dicha figura muestra que la diferencia entre los valores de  $\phi$  y de  $\phi_{eq}$  para el estado remoldeado decrece en forma general cuando se incrementan los valores del índice de plasticidad. Este hecho indica que la disminución de volumen asociado con la deformación por cortante disminuye conforme aumenta el índice de plasticidad.

Los valores de  $\phi$  y de  $\phi_{ca}$  para arenas y para arcillas remoldeadas solamente pueden determinarse por pruebas de corte directo o preferiblemente por pruebas de compresión triaxial. El valor de  $\phi_{ca}$  para una arcilla normalmente consolidada en un estado inalterado también puede obtenerse de los resultados de pruebas de veleta realizadas en el fondo de pozos de sondeo.

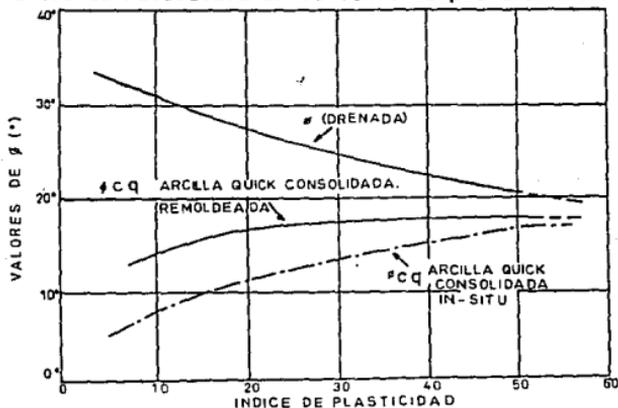


FIG. 11 RELACION ENTRE EL INDICE DE PLASTICIDAD Y EL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA PARA DIFERENTES CONDICIONES DE PRUEBA

Si se grafica la resistencia al esfuerzo cortante  $S_{ca}$  de un depósito homogéneo de arcilla normalmente consolidada con una superficie sumergida contra la presión de sobrecarga efectiva a diferentes profundidades, los puntos que se obtienen se localizan sobre una línea recta, (fig. 12), la cual interseca al eje horizontal a una distancia " $S_o$ " del origen. El valor  $S_o$  representa el valor de " $S_{ca}$ " de la capa superior del depósito para la cual  $p = 0$ .

El valor de " $S_o$ " para arcillas con baja sensibilidad es inevitablemente mayor que cero, debido a que el contenido de agua de la capa superior del depósito de esa arcilla es comunmente

cercano al límite líquido "L<sub>1</sub>". De acuerdo a la definición, el límite líquido es el contenido de agua en el cual la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla en un estado remoldeado tiene un valor de 25 gr/cm<sup>2</sup>. Conforme pasa el tiempo, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta debido al endurecimiento tixotrópico. Esto es muy común de observarlo en las arcillas del Valle de México, las cuales se remoldean durante las labores de piloteado, al ser destruida su estructura y posteriormente luego de unas horas vuelven a adquirir su resistencia original, adhiriéndose perfectamente al pilote. Este hecho se ha comprobado cuando, por alguna razón, se deja al pilote sin ser llevado a la profundidad deseada y las labores de hincado se continúan al día siguiente. En este caso se ha llegado incluso a romper el pilote sin conseguir hacerlo penetrar nuevamente.

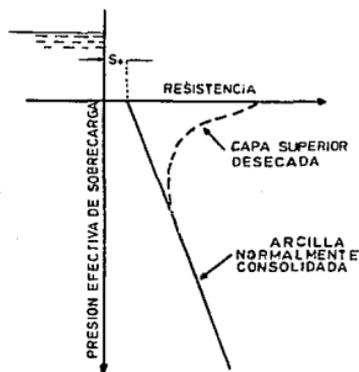


FIG.12 INCREMENTO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONFORME AUMENTA LA PROFUNDIDAD PARA ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS Y DE COSTRA SECA.

El contenido de agua de la capa superior de una arcilla extra-sensitiva y el de las "quick clays" es mucho mayor que el límite líquido. Sin embargo, de acuerdo a Jakobson, el valor de

"S<sub>o</sub>" para una arcilla de lago muy sensitiva, postglacial, normalmente consolidada y sumergida al Sur de Suecia con un índice de liquidez de alrededor de 1.3 varió entre valores altos de 0.06 y 0.08 Kg/cm<sup>2</sup>. En todo caso, el valor de "S<sub>o</sub>" es diferente para diferentes suelos.

En el caso del Valle de México, las arcillas presentaban valores del límite líquido mayores a los contenidos de agua, y por arriba del 400% al igual que las del ex-lago de Texcoco. Esto ha cambiado a lo largo de los años, disminuyendo el contenido de agua por debajo del límite líquido (Marsal, 1959. Mendez, 1991).

Si se acepta que la presión efectiva "p<sub>v</sub>" sobre un plano vertical a cualquier profundidad "D" bajo la superficie es igual a la presión de sobrecarga efectiva "p" a la misma profundidad, entonces:

$$\tan \phi_{eq} = \frac{S_{eq} - S_o}{p} \quad (13)$$

Puesto que "p<sub>v</sub>" representa el empuje de tierras en reposo a la profundidad "D", su valor será probablemente menor que la presión de sobrecarga "p" a la misma profundidad. La relación p<sub>v</sub>/p es siempre menor que la unidad. Por consiguiente, los valores de φ<sub>eq</sub> obtenidos por medio de la ecuación 13 representan los valores límite más bajos. Por otro lado, los valores de φ<sub>eq</sub> determinados por medio de pruebas triaxiales rápidas consolidadas (CU) son mayores a los de los valores "in situ" debido a que para una determinada presión de confinamiento "p", el contenido de

agua de la muestra es más bajo que el del suelo "in situ" a una profundidad en la cual la presión de sobrecarga efectiva es igual a " $p$ ". De acuerdo a Skempton y Henkel, la diferencia entre los dos conjuntos de valores aumenta conforme disminuyen los valores del índice de plasticidad  $I_p$ , de cerca de cero para  $I_p = 80$  hasta casi un 30% para  $I_p = 55$ . Para arcillas con un valor de su " $I_p$ " menor a 55 la diferencia podría ser aún más importante.

Skempton y Henkel también observaron que el valor de  $\phi_{eq}$  para arcillas en un estado inalterado decrece conforme decrece el índice de plasticidad. En la figura 11 todos los puntos representando a  $\phi_{eq}$  para arcillas en un estado inalterado están localizados en la proximidad de la curva punteada marcada con  $\phi_{eq}$  (in situ). La dispersión promedio de los valores medidos representados por la curva será menor que  $\pm 3^\circ$ . Investigaciones subsiguientes realizadas por Bjerrum en las quick clays de Noruega con un bajo límite líquido confirmaron los descubrimientos de Skempton.

La disminución del índice de plasticidad se asocia estadísticamente no sólo con una disminución del valor de  $\phi_{eq}$  para la arcilla in situ (curva punteada en la fig. 11) sino también con un incremento del índice de liquidez, de la sensibilidad y del porcentaje de granos uniformes contenidos en la arcilla. Difícilmente puede dudarse que cualquiera de esas propiedades sean interdependientes.

Se mencionó en el tema de relación de vacíos que los suelos de grano fino compuestos de partículas uniformes tienen una estructura inestable, debido a que las partículas se adhieren

unas a otras tan pronto como entran en contacto. Si el proceso de sedimentación toma lugar en una arcilla lodosa y no en agua limpia, la tendencia de las partículas uniformes más gruesas a agruparse en un arreglo inestable aumenta, debido a que la capacidad de las partículas para arreglarse en una posición más estable bajo la influencia de su propio peso decrece conforme aumenta la densidad del medio circulante. Sin embargo, conforme el índice de plasticidad aumenta, el porcentaje de partículas uniformes se hace tan pequeño que el arreglo del tipo mostrado en la figura 5, no puede volverse a formar. Como consecuencia, el índice de liquidez y la sensibilidad disminuyen y el valor de  $\phi_{ca}$  aumenta.

En las discusiones precedentes nada se ha dicho acerca de la caída de la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas. Hvorslev demostró que la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas remoldeadas, normalmente consolidadas, ec. 10,

$$S = (p - u) \tan \phi \quad (10)$$

consiste de dos partes. Una parte, es una función del contenido de agua  $f(w)$  de la arcilla y tiene el mismo valor en un determinado punto de toda sección sujeta a cortante. La otra parte es igual a la presión efectiva  $(p - u)$  en esa sección, así que:

$$S = f(w) + (p - u) \tan \phi_c \quad (14)$$

El valor  $\phi_c$  representa el "verdadero" ángulo de fricción interna de la arcilla. Skempton demostró que el valor de la relación:

$$m = \frac{f(w)}{(\sigma - u) \tan \phi_c} \quad (15)$$

aumenta desde casi cero para arcillas inactivas hasta casi la unidad para arcillas altamente coloidales, con una actividad " $a_w$ " mayor a dos.

Todos los datos concernientes a la relación entre la presión " $\sigma$ " y los ángulos de fricción  $\phi$  y  $\phi_{cq}$  se obtuvieron de pruebas durante las cuales la muestra estuvo sujeta a cortante por un periodo relativamente corto. Para suelos friccionantes, como una arena, la duración del esfuerzo cortante parecerá ser irrelevante. En otras palabras, si el esfuerzo cortante en una arena es más pequeño que la resistencia al esfuerzo cortante "S" de la ecuación 10, la correspondiente deformación por cortante toma lugar casi instantáneamente. Por otro lado, si el esfuerzo cortante en una arcilla aumenta hasta un valor de más de la mitad del de la resistencia al esfuerzo cortante "S" de la ecuación 10, la arcilla está destinada al "creep", en constante esfuerzo cortante. Si el esfuerzo cortante aumenta muy lentamente, podrían ocurrir fallas a un esfuerzo el cual es menor al de "S" de la ecuación 10.

El fenómeno "creep", puede ser el responsable en parte del arreglo secundario de estructuras localizadas encima de grandes depósitos de arcilla como en el Valle de México, en donde su efecto se une al de la consolidación secundaria, ya mencionada en otra parte de este trabajo. Sin embargo, hasta ahora, el fenómeno "creep" aún no se investiga adecuadamente.

Bajo condiciones excepcionales, la velocidad del "creep" atribuible a la acción de las fuerzas gravitatorias y a otros varios agentes en taludes inestables puede ser lo suficientemente alta como para causar un desplazamiento perjudicial de las pilas de los puentes y las estructuras que se apoyen en él. De acuerdo con Haefeli uno de los estribos del Puente Landquart avanzó a tal velocidad hacia el otro estribo que se hizo necesario insertar un puntal entre los dos. Los movimientos del suelo responsables del desplazamiento del estribo ocurrieron en limos de material deslizante conteniendo rocas de dolomita y se extendieron hasta una profundidad de más de 30 metros bajo la superficie del suelo. Ellos involucraron a una gran área con una superficie inclinada y delicada, y procedieron a una máxima velocidad de 3.5 cm/año. Movimientos similares de masas también han dañado el viaducto de Casteler en el ferrocarril Chur-Arosa en Suiza a tal grado que una reconstrucción radical se hizo necesaria, 27 años después que el puente fue construido.

## 2.9.- LICUACION.

La licuación se desarrolla en los suelos granulares finos, uniformes, saturados y sueltos, los cuales tienen coeficientes de permeabilidad relativamente bajos, y pueden o no tener como

fronteras a otros materiales con coeficientes de permeabilidad semejantes, o incluso menores (limos o arcillas). El fenómeno tiene lugar al ocurrir una excitación dinámica desfavorable en el suelo. Los factores de la licuación que conciernen al suelo, así como la manera en que influyen, se exponen más adelante; de igual manera, los factores de la licuación concernientes a la excitación dinámica así como sus características desfavorables.

Los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos no plásticos, o sus mezclas. Las arenas sueltas con  $D_{10} < 0.1$  mm y con un coeficiente de uniformidad  $C_u < 5$  y los limos con índice de plasticidad menor que seis son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo de un terraplén, como en el terreno de cimentación.

Las fallas por licuación, en suelos finos plásticos se han reportado siempre asociadas a las arcillas marinas emergidas de los continentes y lavadas con posterioridad, con lenta sustitución del agua salada originalmente contenida en sus poros por agua dulce, lo que provoca intercambios catiónicos que propician la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y un gran aumento en su sensibilidad. Esta menor resistencia conduce a disminuir el margen de seguridad en los taludes que se forman en estos suelos, que fallan sin causa aparente. En la falla, la arcilla se remoldea hasta llegar a la condición de un fluido, estado que se conserva de manera perdurable, pues la falta de iones en el agua impide la reestructuración

Antes de describir el mecanismo del fenómeno, se debe mencionar lo siguiente:

a) Del suelo

- Las partículas de un suelo "limpio de finos", ejercen entre sí fuerzas de carácter gravitatorio, de tal manera que aunadas con los valores de las compacidades relativas del depósito, así como de características naturales (tales como la orientación, forma, tamaño y textura de ellas), son las que más influyen en sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

- El agua se considera incompresible, y no tiene resistencia al esfuerzo cortante.

- El aire es muy compresible, y tampoco presenta resistencia al esfuerzo cortante.

b) De la excitación dinámica

- Genera esfuerzos cortantes progresivos, con altos valores y cortas duraciones.

c) De la cimentación de una estructura

- Por condiciones de servicio, ella requiere del suelo: capacidad de carga (compensación y resistencia al esfuerzo cortante), así como de baja deformación, de tal manera que le brinden seguridad y funcionalidad, respectivamente.

Por lo que toca a los hechos presentes durante la licuación del suelo, se pueden anotar:

- Ante un esfuerzo cortante progresivo, el suelo sufre distorsiones angulares.

- Por el bajo coeficiente de permeabilidad y/o de su(s) estrato(s) frontera(s), el agua no se drena rápidamente, por lo que en ella se generan incrementos de presiones de poro que favorecen la distorsión angular de la estructura sólida.

- El estado de esfuerzos efectivos se ve disminuido en la misma proporción en que aumenta la presión en el agua, con lo cual, también desciende la resistencia al esfuerzo cortante.

- Basta que el valor de la presión total (suma de la presión hidrostática y la hidrodinámica) apenas iguale al del esfuerzo total del suelo en su condición natural previa a la excitación (a un nivel cualquiera del estrato), para que los esfuerzos efectivos se anulen y el suelo se comporte casi como un fluido (deformándose con gran facilidad ante los esfuerzos cortantes que se sigan generando).

- Una vez disipada la presión hidrodinámica, el suelo adquiere otra estructura.

Tomando en cuenta lo anterior, se puede hacer una aproximación al mecanismo de la licuación en la masa del suelo:

Cuando un estrato o depósito de suelo arenoso fino, uniforme, suelto y saturado, es sometido a una excitación dinámica (como por ejemplo un sismo), entonces los esfuerzos cortantes generados por ella, tienden a provocar un reacomodo de las partículas y así, en esa circunstancia, el agua no drena con rapidez para permitir ese reacomodo; se producirá un incremento de la presión hidráulica, el cual provocará la disminución, o incluso la anulación, de los esfuerzos efectivos en el suelo y por ende, también su resistencia al esfuerzo cortante decrecerá, o incluso se anulará, teniéndose en la condición más crítica una masa que se comporta casi como un fluido y que manifiesta grandes deformaciones al esfuerzo cortante que se le solicite pudiendo llegar a "fluir" o cambiar de forma con gran facilidad a un volumen casi constante, hasta que el incremento de la presión en el agua descienda a un valor tal, que el estado de las sollicitaciones de esfuerzo cortante a que el suelo se ve sometido y éste pueda cambiar de una masa casi líquida, a otra, cuya estructura sea más estable a dichos esfuerzos cortantes. Por lo anterior, si una cimentación se encuentra apoyada sobre un suelo con las características mencionadas, entonces ella puede ser propensa a fallar, es decir, a perder su estabilidad como consecuencia de esa pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante del suelo en el cual se apoya.

De lo anterior se puede concluir que el fenómeno de licuación de un suelo, es en esencia un proceso temporal, verificándose en condiciones no drenadas y con un descenso progresivo y rápido del estado de esfuerzos efectivos.

Muchos casos de fallas de estructuras de tierra, así como de cimentaciones de estructuras se han atribuido a la licuación del suelo. El propósito de éste inciso es mencionar los casos más sobresalientes en México al respecto.

Durante el sismo de agosto 26 de 1959, en Jáltipan, Veracruz (Marzal, R.J., 1961), un gran tramo de la margen izquierda del Río Coatzacoalcos, tuvo desplazamientos verticales y horizontales de importancia. Muchas de las instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la zona de cimentación, y el asentamiento general fue notable después del sismo. Algunos tramos de los muelles cimentados sobre pilotes metálicos de 10 metros de longitud sufrieron desplazamientos apreciables en dirección horizontal. Uno de los muelles se desplazó hacia el río más de medio metro. Tales movimientos se han atribuido al fenómeno de licuación de los mantos areno-limosos y limo-arenosos que allí se encuentran entre 0 y 8 metros de profundidad, en vista de las altas relaciones de vacíos y de la granulometría uniforme de dichos suelos.

Luego del sismo del 6 de Octubre y el del 5 de Noviembre de 1975 en Chiapa de Corzo, Chiapas, (Arenas, D. A., 1980), se observaron daños principalmente al terreno, siendo estos menores en las construcciones. Además, un puente carretero adyacente a la zona principal de licuación, fue ligeramente afectado. En la zona se realizaron varios sondeos, tanto exploratorios como de recuperación de muestras; de los resultados se puede resumir que el suelo está constituido, fundamentalmente, por aluviones arenosos y finos de depositación reciente por agentes fluviales, que en ningún caso su compacidad relativa sobrepasó al 60%.

En el sismo de Marzo 14 de 1979, en Lázaro Cardenas, Michoacán, (Jaime, A., 1979), ocurrió el fenómeno de licuación en la parte suroeste del sitio donde se construyó un Complejo Industrial de Fertimex, en la isla de "Enmedio". Estos daños generados comprenden a las construcciones para las subestaciones, las plantas de ácidos, el almacén de amoniacos, así como de grietas y asentamientos al terreno.

En el sismo del 8 de Junio de 1980, en Mexicali BCN, (Jaime, A., 1980), ocurrieron abundantes daños al suelo y a las casas de un poblado, así como de un canal abierto, una carretera, una vía de ferrocarril,....etc., todo ello debido al fenómeno de la licuación.

Cabe señalar que en el caso de Mexicali, el depósito del suelo se localizó relativamente lejos de la costa, siendo las demás zonas, o costeñas o ribereñas. En todos los casos, el sismo no llevó más de 35 segundos, y su foco no sobrepasó la profundidad de 30 Km. El suelo fue fundamentalmente arenoso y suelto en condiciones saturadas.

Durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985, en las instalaciones de la terminal de recibo y distribución de PEMEX, en Lázaro Cárdenas, Mich., en el patio del tanque de amoníaco hubo un levantamiento de las losas de piso, por donde se escaparon algunos chorros de arena.

En el área que se encuentra sin construir, refieren testigos que durante el sismo salieron chorros de arena tipo geyser en diferentes puntos de la terminal.

El mecanismo más probable de falla se asocia a la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante (licuación) en las capas de arena fina suelta, debido al incremento de la presión de poro y su alivio por la vía más corta a través de las áreas sin construir o el fondo de los pasos inferiores de tuberías, que ofrecían una trayectoria más corta.

### CAPITULO 3.- INFLUENCIA DE LOS MEDIOS DE TRANSPORTE EN LAS PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS SUELOS

#### 3.1.- ORIGEN GEOLOGICO.

El origen geológico de un depósito determina su patrón de estratificación y las propiedades físicas de sus constituyentes. La estratificación es de primordial importancia para la ingeniería porque determina el grado de precisión con el cual el comportamiento del subsuelo bajo condiciones dadas de carga puede ser predecido sobre la base de registros de sondeos y datos de pruebas. Por otra parte, el comportamiento del mismo depende primeramente de las propiedades físicas del depósito en su estado presente, como la clasificación, la compacidad relativa, consistencia y otras. Algunas de estas propiedades como las características granulométricas probablemente permanecerán inalteradas después que la depositación sea completada, mientras que otras podrían sufrir modificaciones más o menos radicales debido a un cambio en el desarrollo.

El conocimiento de los procesos responsables de las propiedades físicas que los suelos adquieren durante el periodo de depositación es aún muy limitado, sin embargo, cada avance significativo de este conocimiento es de importancia práctica considerable porque reduce el margen de error involucrado en la interpretación de los registros de sondeos y de los resultados de

las pruebas. En los siguientes incisos se resume algo relativo al transporte: fluvial, glacial, eólico y a sus maneras de depositarse o endurecerse, compactarse o consolidarse.

### 3.2.- CLASIFICACION DE DEPOSITOS DE ALUVION.

Los depósitos de aluvión comunmente están bien graduados, no obstante, las características granulométricas varían erráticamente de un punto a otro. Esto se debe a la distribución heterogénea de las velocidades sobre el lecho del río en un determinado tiempo y también a variaciones temporales de la descarga que producen los periodos alternados de la erosión y de la depositación prevalecientes.

La influencia de la distribución heterogénea de las velocidades sobre el lecho del río, en el tamaño de las partículas de los sedimentos del fondo se ilustra con los resultados de observaciones hechas por Strub, concernientes a la relación entre velocidades y características granulométricas de los sedimentos en el fondo de un cruce en el Río Missouri con la curva de Baltimore, 496 km aguas arriba de la boca del río. Los trabajos de Strub contienen mapas que muestran la distribución de la velocidad, el tirante y el tamaño de los sedimentos del fondo del cruce. Los sedimentos más gruesos se encontraron en el cruce e inmediatamente aguas abajo del mismo, mientras que los sedimentos más finos ocuparon áreas aguas abajo, al final de los meandros de arena. La posición de los cambios de los cruces con el transcurso del tiempo y la posición de la línea del canal y

los meandros de arena varían año con año, por tanto, las secciones de estratificación y las variaciones erráticas en la granulometría son inevitables.

Con objeto de averiguar si existe alguna relación entre el tamaño de la partícula y la clasificación, Shockley y Garber representaron los resultados del análisis mecánico de un gran número de muestras de arena de los bancos de la parte más baja del Río Mississippi en diagramas de frecuencia a escala semilogarítmica, como lo hizo previamente Bagnold relacionado con investigaciones de dunas de arena. Todos los diagramas se aproximan a la campana de Gaus, como se muestra en la figura 13, por tanto, las características granulométricas pueden describirse adecuadamente por 3 valores numéricos: valor pico o modal " $D_p$ ", la pendiente " $S_c$ " del lado grueso de la campana y la pendiente " $S_f$ " del lado fino del eje de tamaño de la partícula. El valor  $D_p$  de las arenas ensayadas varía entre 0.1 y 0.7 mm. Se encontró que la pendiente  $S_c$  fue la misma para todas las muestras. La pendiente  $S_f$  fue más inclinada para  $D_p = 0.2$  mm, y decreció conforme aumentaban o disminuían los valores de  $D_p$ .

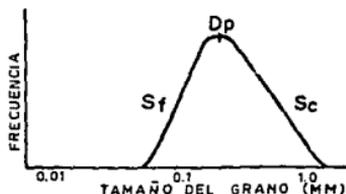


FIG. 13  
DIAGRAMA DE FRECUENCIA DEL TAMAÑO  
DEL GRANO (ESC. SEMI-LOG.)

Algunos depósitos de aluvi6n contienen lentes o bolsas de gravas bien graduadas conocidas como playones de grava. Se dividen en 2 categorías: la primera de esas categorías consiste de lentes o bolsas con un espesor de hasta 1.80 m, y una longitud de varios metros, excepcionalmente, de más de 30 m. La formaci6n de esos playones de grava se asocia a la turbulencia, aguas abajo, de los rápidos de la corriente o a procesos similares a los de depositaci6n en deltas. La segunda categoría consiste de capas horizontales, delgadas, de gravas bien graduadas.

En el caso de presas, este tipo de playones tiene una importancia capital pues, a través de ellos se puede escapar el agua del embalse al unirse una cadena de playones de grava.

Si el agua se percola a través de un dep6sito de sedimentos bien graduados, como un aluvi6n glacial, que contenga bolsas de playones de grava, los constituyentes más finos del sedimento bien graduado pueden ser lavados gradualmente dentro de los intersticios de la grava. Si la bolsa se localiza cercana al fondo de un almacenamiento, éste proceso lleva a la formaci6n de dolinas sobre las bolsas. Numerosas dolinas de ésta clase pueden verse en el fondo del dep6sito Cedar, en Washington, el cual se localiza sobre un aluvi6n glacial. El agua escapa del dep6sito a través de un valle enterrado hacia un talud localizado aguas abajo del dep6sito.

Todos los playones de grava que han sido descritos hasta ahora, forman lentes o bolsas en estratos compuestos por sedimentos bien graduados. Una excepci6n a ésta norma se encontr6 en las llanuras de Montana donde un área de 8 km<sup>2</sup> está cubierta

por un estrato de 100 m de espesor, el cual está compuesto completamente de playones de grava. Los vacíos de los primeros 15 m están llenos de sedimentos más finos, mientras que los del resto del estrato están abiertos. La porción aguas abajo del depósito consiste completamente de bolsas que miden entre 0.30 m y 1.20 m de sección transversal. Depósitos de ésta clase pueden formarse sólo por inundaciones catastróficas. Las consecuencias prácticas más importantes de la ocurrencia de los playones de grava son las dudas involucradas en la estimación de la pérdida de agua por infiltración, y las dificultades que aparecen si tal grava se encuentra en las operaciones de tuncleo.

Si los playones de grava se localizan en un valle enterrado iniciando desde la zona de un depósito de almacenamiento dentro de un valle adyacente, es impracticable estimar la cantidad de agua que se perderá por infiltración. Es probable que las pérdidas no excedan la cantidad calculada, suponiendo que el efecto de la inclusión de playones de grava en la permeabilidad de los depósitos sea despreciable, pero también es posible que las pérdidas sean muchas veces mayores.

Si al perforar un túnel se encuentran playones de grava sobre el nivel freático, los playones de grava pueden fluir en seco lo cual es muy malo. Un encuentro con tal grava bajo el nivel freático puede ser catastrófico debido a la excesiva permeabilidad de éste material.

Al perforar el drenaje profundo del Distrito Federal, dentro de la masa de arcillas se encontraron lentes de arena volcánica saturados, que al ser perforados causaban inundaciones al túnel, motivo por el cual se usó una técnica particular, consistente en tunelear con escudo y aire comprimido, para de esta manera, evitar los flujos repentinos de agua y material granular (Tusa, 1976).

### 3.3.-COMPACIDAD RELATIVA DE SUELOS FRICCIONANTES DEPOSITADOS EN AGUA.

Las propiedades mecánicas de los suelos fricciones dependen casi completamente de su compacidad relativa "C<sub>r</sub>", por tanto, la descripción de tales suelos es completamente inadecuada a menos que contenga información confiable concerniente a su compacidad relativa.

El método más expedito para determinar la compacidad relativa se origina desde la exploración del terreno, a través de pruebas de penetración estática o más recientemente, de cono eléctrico. En las pruebas de cono eléctrico se determina la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y de fricción del cono; en el fondo de un pozo de sondeo. En las pruebas dinámicas se cuenta el número de golpes por pie de penetración al hincar una barra en el suelo también a diferentes profundidades. Si el suelo está suelto, la resistencia a la penetración es baja y prácticamente independiente de la profundidad, mientras que la resistencia del mismo suelo en un estado compacto aumenta en proporción directa a la profundidad.

La experiencia en construcción y pruebas de penetración ha demostrado que algunos suelos friccionantes que yacen bajo el agua son predominantemente compactos. En algunos de ellos, la compacidad relativa varía de manera errática de un punto a otro entre suelta y compacta; en otras localidades, depresiones de la superficie en suelos compactos en forma de zanjas o canales, están ocupadas por material suelto, o puede ser que el depósito entero esté suelto. Si el suelo está compacto es casi incompresible. Los pilotes que se hincan dentro de este estrato llegan al rechazo a una profundidad de algunos metros bajo la superficie y los taludes sobre arena compacta son estables aún cuando ellos estén sobre el ángulo de reposo del material. Los depósitos de esta clase son bastante raros.

Si la compacidad relativa " $C_r$ " de un depósito de arena varía erráticamente de un punto a otro, el asentamiento diferencial de edificios sobre zapatas que se apoyan sobre el depósito puede ser casi tan grande como el asentamiento máximo. Este tipo de asentamientos puede ser más dañino que el asentamiento total que seguiría si todas las zapatas se desplantaran sobre arena suelta. Los pilotes hincados en el depósito llegan al rechazo a muy diferentes profundidades, por lo cual la técnica del piloteado dejó de llevarse al rechazo y actualmente se especifica, desde el estudio geotécnico, la profundidad a la que deberán quedar desplantados los pilotes, los cuales pueden ser precolados e hincados con perforación previa. En la isla de Vancouver algunos pilotes fueron hincados a través de limos blandos dentro de arena fluvio-glacial. En algunas incrustaciones la profundidad a la cual los pilotes llegaron al rechazo varió hasta 8 m. En el puerto de Rotterdam, los pilotes se hincaron a través de 21 m de

limos y turbas, dentro de un estrato de arena, para servir como cimentación de un muelle. En todos lados los pilotes llegaron al rechazo a una profundidad de unos cuantos metros bajo la superficie del estrato de arena, excepto en una sección con una longitud de 60 m, donde los pilotes encontraron poca resistencia a la penetración hasta una profundidad de 6 m bajo la superficie de arena. Sondeos subsecuentes mostraron que no hubo diferencias notables entre las muestras de arena obtenidas de ésta sección y de las obtenidas de los sondeos en arena compacta.

Durante la excavación del canal de navegación del puerto de Houston, en una arena relativamente compacta, a una profundidad de 9 m, se encontró un depósito de arena suelta. Dentro de éste cuerpo, la arena se movió adentro del corte tan rápidamente como si hubiera sido removido por una draga. Un muelle localizado a una distancia de 100 m de la línea central del corte se hundió 3 m en una longitud de alrededor de 100 m.

Si la mayor parte de un estrato de arena que se localice sobre el nivel freático está suelta, la arena es relativamente compresible pero de cualquier manera, estable. Sin embargo, si el mismo estrato está parcial o totalmente sumergido, la posibilidad de una licuación espontánea debe ser tomada en cuenta. Este fenómeno ha sido discutido bajo el título de resistencia al esfuerzo cortante.

Un gran cuerpo de arena fluvio-glacial en estado suelto se encontró en el área de la presa Franklin Falls en New Hampshire. Si se hubiera dejado en su estado original, la presa hubiera fallado en el caso de un sismo como resultado de una licuación

espontánea de su base. De acuerdo a Lyman, el peligro se eliminó por la detonación de cargas de dinamita en el fondo de los pozos de sondeo a una profundidad de casi 10 m. Como resultado de las vibraciones producidas por las explosiones la superficie del terreno se compactó de manera dinámica, hundiéndose hasta casi los 60 cm.

La existencia del peligro de los deslizamientos por flujo de taludes sumergidos en arena suelta se demuestra con los catastróficos deslizamientos de arena que algunas veces ocurrieron en la costa de Zeeland en Holanda. La referencia a estos deslizamientos por flujo fue hecha bajo el título de Resistencia al Esfuerzo Cortante. La figura 14 muestra dos estratigrafías típicas de arena las cuales se obtuvieron por el procedimiento de penetración estática. En ambos diagramas las abscisas de la línea punteada representan la resistencia que la arena ofrecería a la penetración del hincado del penetrómetro, si su relación de vacíos hubiera sido igual al valor crítico "e<sub>c</sub>" (frontera entre compacta y suelta).

De acuerdo al diagrama, la compacidad relativa "C<sub>r</sub>", de la arena de Zeeland varió en el sitio de la prueba (a) entre suelta y compacta, y en (b) puede ser apreciada como suelta durante la profundidad total de penetración. Todavía no se sabe si la presencia de capas de arena compacta en un depósito de arena suelta como la mostrada en la figura 14a, es suficiente para prevenir la ocurrencia de deslizamientos por flujo, pero es poco probable.

A pesar de la sobresaliente importancia práctica de la compacidad relativa de suelos friccionantes depositados en agua, los factores que la determinan todavía no se conocen realmente. De acuerdo a los datos especificados en la tabla I debiera esperarse que el valor de  $C_r$  disminuya de manera general conforme decrece el tamaño de las partículas. Esta conclusión se corrobora por varias observaciones: Shocley y Garber encontraron que la compacidad relativa de los estratos de arena depositados por el Mississippi decrecieron del 88% para un valor pico  $D_p = 0.7$  mm al 59% para un  $D_p = 0.1$  mm. Por tanto, es ampliamente evidente que la compacidad relativa de arenas depositadas en agua, con características granulométricas idénticas, pueden variar entre amplios límites, como se muestra en las siguientes observaciones.

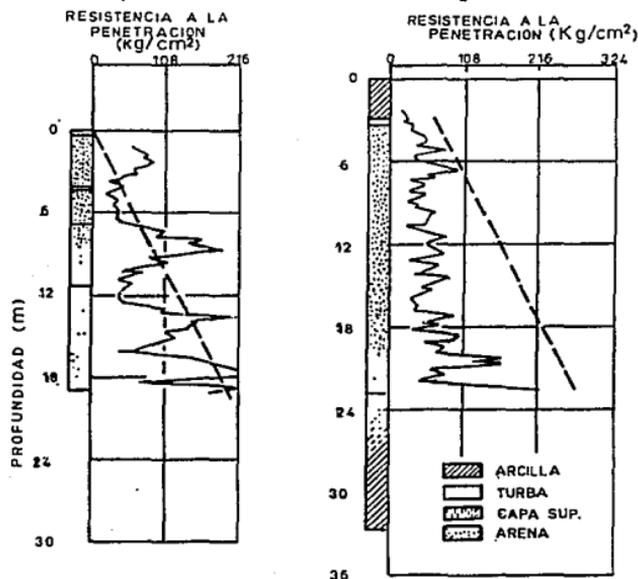


FIG. 14 SONDEO CON PENETRACION ESTATICA EN UNA ARENA SUELTA EN LA COSTA DE ZEELAND, HOLANDA (KOPPEJAN, 1948)

Una arena fina bien graduada cercana a la costa en Lynn, Mass. está entre las más compactas, y una arena fluvio-glacial gruesa bien graduada del Río Muskingum en Michigan es una de las arenas más sueltas que hayan sido encontradas. En los depósitos de arena bajo la planicie de inundación del Río Godavari en Madras, en el punto donde el río emerge del Ghatt oriental, la compacidad relativa de la arena cambió casi bruscamente de suelta a compacta en aproximadamente la profundidad de la socavación temporal con valores hasta de 20 m, mientras que las características granulométricas permanecieron inalteradas. Por consiguiente, parece ser que la granulometría es sólo una característica y de ninguna manera es la más importante, de varias que determinan la compacidad relativa de las arenas depositadas por los ríos. La velocidad de depositación podría ser otra variable distinta.

En relación a las arenas de playa, prevalecen condiciones similares. Peck y Reed construyeron perfiles que muestran las variaciones de la compacidad relativa "C<sub>r</sub>" para los depósitos de arena a lo largo de la costa oeste del lago Michigan que cubren una longitud de varios Kilómetros y se encontró que la compacidad relativa disminuye conforme aumenta el contenido de limos en la arena. Esta observación muestra que la compacidad relativa de arenas de playa depende, hasta cierto punto, del tamaño de las partículas. Por otro lado, Krumbein reportó que la compacidad relativa de las arenas de playa de la ribera del lago Michigan tuvo un máximo dentro de los 3 primeros metros de la línea costera. De ahí, hasta una distancia de casi 15 metros, la compacidad relativa decreció. Más allá de esta zona de transición, la compacidad relativa se mantuvo baja. Estas

variaciones no tuvieron nada que ver con el tamaño de las partículas. Sin embargo, el nivel del lago y, como consecuencia, la posición de la línea costera cambian, no es de sorprender que el patrón resultante de la compacidad relativa del depósito de la ribera sea bastante complejo.

### 3.4.- DEPOSITOS DE GLACIACIONES, TILITAS.

Los estratos de tilita son principalmente depósitos subglaciales que se formaron o sobre la superficie del terreno o bajo la base de una masa de hielo (Glaciar).

La tilita depositada sobre la superficie del terreno comunmente se encuentra en la forma de una cubierta de material bien graduado sin una clara estratificación, con un espesor que varía desde unos cuantos centímetros hasta varios metros. Algunos estratos de tilita están compuestos de una capa inferior muy compacta (tilita basal), y una capa superior menos compacta (tilita superficial). A la tilita basal a veces se le nombra como Hardpan. Debe su resistencia a la compactación de una fuerte carga de hielo y puede tener la capacidad de carga de una roca suave. En estratos macizos de tilita, inclusiones consistentes de lentes o bolsas de material estratificado y bien graduado no son extraordinarias

La experiencia nos ha mostrado que los estratos de tilita de igual edad tienen características granulométricas similares. Por ejemplo, las tilitas de New England están bien graduadas, de muy gruesas a finas, pero su contenido de arcilla es muy bajo. Por tanto proporcionan un excelente material para la construcción de

presas, que combina gran estabilidad con adecuada baja permeabilidad. Debido a sus propiedades pueden ser colocadas en presas sin cuidados especiales. En contraste, los estratos de tilita de Central British Columbia son mucho menos bien graduados y su contenido de arcilla es mayor que el de las tilitas de New England. Por consiguiente el uso de ese material en presas de tierra requiere riguroso control del contenido de agua y compactación adecuada.

Las diferencias que pueden existir entre las características granulométricas de estratos de tilita de diferente edad en la misma región se ilustran por las observaciones de Shepps respecto a los estratos de tilita superficial del Noreste de Ohio. Encontró que los estratos de igual edad practicamente tuvieron idénticas características granulométricas. A mayor edad el porcentaje de partículas de arcilla aumentó del 16% en las tilitas de Tazawell al 42% en las tilitas recientes de Carry.

Las tilitas formadas por depositación abajo de la base de los glaciares han sido hasta ahora identificadas e investigadas sólo en el área de Chicago en el Lago Michigan y en el área de Cleveland en el lago Erie.

Una descripción de los estratos de tilita del área de Chicago fue publicada por Peck y Reed. En el distrito de Loop la formación de tilitas consiste de cinco estratos con diferente edad. El segundo estrato de arriba consiste de una arcilla blanda a muy blanda y es notablemente homogéneo. Todos los otros estratos son heterogéneos y exhiben un patrón errático de estratificación. Cada capa es más rígida que la localizada sobre

ella, excepto la capa superior a la cual se le ha formado una costra rígida, producida por secado durante la temporada de exposición al aire. En la Ciudad de México, Zeeveart, señala la existencia de una corteza superior de mayor resistencia que las arcillas lacustres que la subyacen. Murillo y Morales, señalan estas mismas costras en las arcillas del ex-lago de Texcoco, producidas por secado.

Las propiedades físicas adquiridas por las arcillas de Chicago durante los procesos de depositación tuvieron una influencia decisiva en los métodos y costos de construcción de su metro. La mayoría de los túneles del metro se localizan en la tilita de Deerfield. Al norte del Río Chicago la base del túnel se apoya sobre la tilita subyacente de Parkridge, la cual es suficientemente rígida para proporcionar soporte seguro para afianzar las zapatas de los marcos de los túneles. Por consiguiente los túneles fueron hechos a mano. Al sur del Río Chicago la base del túnel está bien situada sobre la cima de la tilita de Parkridge y como consecuencia tuvo que usarse un método de protección más caro. La influencia de la "costra seca", en las operaciones de protección de la construcción será discutida bajo el título de Desecación.

En el área de Cleveland, el aluvión del Río Cuyahoga se localiza sobre tres estratos de tilita depositados en agua que están separados uno del otro por capas de depósitos de lago glacial. Después de la última retirada del hielo, todos esos depósitos quedaron sepultados bajo un estrato de arena y grava fluvio-glacial con un espesor de alrededor de 30 metros; el actual valle del río se formó por la erosión en los depósitos

fluvio-glaciales. Los nuevos depósitos aluviales forman una cubierta sobre la superficie del primer estrato de tilita. Debido a estos desarrollos, todos los estratos de arcilla glacial quedaron preconsolidados bajo una presión de casi  $4.45 \text{ Kg/cm}^2$ . El efecto de ello en las propiedades ingenieriles de los estratos de arcilla; será discutido bajo el título de Preconsolidación bajo carga.

### 3.5.- DEPOSITOS DE LAGO GLACIAL.

Los depósitos de lago glacial se componen comunmente de capas de color claro, de limos con un bajo contenido de arcilla, alternando con capas más oscuras que contienen un mayor porcentaje de arcilla. El espesor de cada capa permanece constante durante grandes distancias. Los depósitos de arcilla con tal patrón de estratificación son llamados "varved clays" o "arcillas barbadas". Generalmente se acepta que cada capa doble fue formada en un año. La segregación del sedimento en una capa de color claro en verano y de una capa de color oscuro en invierno comunmente se adscribe al siguiente proceso. Cada verano una gran cantidad de agua de deshielo transporta limo y arcilla que entran al lago. Las partículas de limo se depositan poco tiempo después de que entran al lago. Las partículas de arcilla permanecen en suspensión y se sedimentan durante el invierno. Debido a que no hay deshielo en el invierno y a que no entra agua al lago, las capas de invierno contienen más de la fracción arcillosa del material suspendido el cual fue lavado en el lago durante el verano. De acuerdo a Leggett y Bartley los procesos químicos son también los participantes en la influencia de la segregación de las partículas.

El espesor de las capas dobles varía de un año a otro. Puede variar entre unos cuantos milímetros y varios centímetros en un sólo depósito. Se han encontrado capas dobles excepcionales con un espesor de varios metros.

La segregación de arcillas de lago glacial en capas limosas y en capas con un mayor contenido de arcilla han tenido una doble influencia en las propiedades ingenieriles de estos sedimentos. Primero, las capas de limo están destinadas a ser extra-sensitivas, y segundo, debido a la continuidad de las capas individuales y a la relativamente alta permeabilidad de las capas de verano, la permeabilidad de los depósitos de las arcillas barbadadas (varved clays) en dirección horizontal es mucho mayor que en dirección vertical.

Las arcillas del Valle de México presentan, igualmente, una fuerte anisotropía. En la anisotropía de las arcillas intervienen fundamentalmente, tanto su génesis (formación y depositación), como su contenido de sales (anisotropía de estructura: macroscópica y microscópica).

El término de "anisotropía de estructura" designa diversas propiedades. Se puede distinguir la anisotropía de las partículas elementales, llamada anisotropía de la microestructura y la anisotropía debida al arreglo aleatorio de las partículas, llamada anisotropía macroscópica.

La anisotropía de la microestructura, aunque es más importante desde un punto de vista básico o fundamental que desde uno de ingeniería, sirve como ayuda para comprender el comportamiento del suelo. La microestructura de una arcilla es la historia geológica completa del depósito, incluyendo tanto los cambios de esfuerzos, como las variaciones de los cambios ambientales durante la depositación. Investigaciones en la microestructura de la arcilla, sugieren que el factor más importante que influye sobre la estructura final de una arcilla es el ambiente electroquímico que existió en la época de la depositación. El grado general del arreglo parece ser particularmente sensible a si la depositación ocurrió en un ambiente marino, salobre o de agua dulce. La concentración de iones podría variar desde alta, en el caso de depositación marina, a baja, en agua dulce.

Por otra parte, la anisotropía macroscópica que resulta de tener una estructura orientada, por mucho tiempo, no se ha tenido en cuenta en los cálculos de la ingeniería civil; sin embargo, esta anisotropía juega un papel importante y puede tener influencia en el cálculo de los coeficientes de seguridad, como para el caso de una falla de talud, sobre todo cuando se le somete a cargas dinámicas o de tipo sísmicas.

En general, en un estrato de arcilla, las partículas están orientadas preferentemente en un plano paralelo al estrato; esto corresponde a un tipo de anisotropía macroscópica.

El suelo del ex-lago de Texcoco es arcilloso, de origen lacustre, con una composición similar a la de las arcillas del Valle de México. Las arcillas del ex-lago de Texcoco presentan una anisotropía de estructura (Miranda A, 1988). Su anisotropía mecánica se estudió en el laboratorio utilizando pruebas de compresión simple y de consolidación. Se observó una anisotropía del módulo elástico en función del ángulo de inclinación  $\theta$  con el que actúan las cargas. Los coeficientes de compresibilidad máxima disminuyeron de 6 a 4 en el sentido de  $\theta = 45^\circ$ . La variación de valores porcentuales del ángulo de falla debida a la anisotropía, se observó ser mucho más importante en el módulo de elasticidad que en la resistencia a la compresión simple.

En el caso de anisotropía de deformación, se observó que está ligada a la mayor relación de vacíos y de contenido de agua iniciales que posee la arcilla por el simple hecho de estar tomada más horizontalmente que la original, tomada vertical. En cuanto a su anisotropía de permeabilidad, también presenta una mayor permeabilidad horizontal que vertical, hecho que ha tenido importancia en la evolución del relleno sanitario "BORDO PONIENTE" (Oviedo E, 1992).

También se ha mencionado, en páginas anteriores que, el remoldeo de la estructura de un sedimento extra-sensitivo con un contenido de agua inalterado reduce la resistencia al esfuerzo cortante a una pequeña fracción del valor original y que aumenta la compresibilidad. Si se hincan pilotes dentro de un suelo normalmente consolidado de esta clase, el suelo localizado entre ellos se remodela, tomando una consistencia lodosa. Sin embargo, los pilotes apoyados en estructuras de arcillas extra-sensitivas

podrían tener asentamientos excesivos a menos que fueran hincados de punta sobre un estrato firme localizado bajo el estrato de arcilla.

En el caso de la Ciudad de México, dada la Formación Arcillosa Superior (FAS), originalmente, para evitar asentamientos, los pilotes se desplantaban de punta (años 1940 - 1950) pero, debido al abatimiento de niveles freáticos y piezométricos en todo el Valle de México, se empezaron a generar hundimientos en toda la ciudad, hecho que tuvo por consecuencia la emersión de los edificios desplantados en la primera capa dura. Actualmente esta práctica ha sido relegada y en su lugar se están usando cimentaciones mixtas a base de pilotes de fricción y cajón de cimentación.

La alta sensibilidad de las arcillas barbadadas, normalmente consolidadas, también determina su comportamiento en el caso de un deslizamiento de tierras. Si un talud de dicha arcilla falla, el deslizamiento puede tomar el carácter de un deslizamiento típico de una quick-clay. Un deslizamiento de esta clase ocurrió en Abril de 1952 en arcillas barbadadas en la costa oeste de la parte norte del lago Roosevelt, formado por la presa Grand Coulee. El deslizamiento comenzó en la línea costera, pero en corto tiempo el deslizamiento tomó la forma de un cráter redondeado por paredes casi verticales con una altura mayor a 30 metros. El material del deslizamiento tuvo la consistencia de un lodo espeso que fluyó hacia el lago a través de una angosta brecha en las paredes del cráter. El diámetro del cráter aumentó uniformemente hasta el colapso de las paredes verticales. Cuando Terzaghi vió el deslizamiento, dos meses después de que éste

comenzó, la cara vertical de la parte de atrás se localizaba a una distancia de 180 metros de la brecha, a través de la cual el material del deslizamiento fluyó fuera del cráter.

En el lago Steep Rock en Canadá, se hizo una excavación profunda en arcillas barbadadas con el propósito de alcanzar la superficie de un depósito de oro localizado a una profundidad de 45 metros bajo el lecho del lago. Antes de que empezara la excavación, el área fue drenada y continuó en ese estado mientras la excavación procedía. Los deslizamientos que ocurrieron en los taludes de la excavación se parecieron mucho a los deslizamientos de quick-clays.

Subsecuentes investigaciones de laboratorio mostraron que las capas de color claro de arcillas barbadadas del Río Steep Rock tuvieron un contenido de agua "w" de 20 a 40, una actividad "a<sub>w</sub>" de 0.25 y una sensibilidad "S<sub>e</sub>" de más que 100; mientras que para las capas oscuras "w" = 60 a 100, "a<sub>w</sub>" = 0.55 y "S<sub>e</sub>" = 12. El tamaño promedio de los granos de las capas de color claro fue de 4 $\mu$  contra 0.5 $\mu$  del de las capas de color oscuro. Las capas de color claro contenían carbonato de calcio, las de color oscuro nada. La alta sensibilidad de las capas de color claro explica la condición semi-líquida del material del deslizamiento.

La segunda característica importante de los depósitos de lago glacial, es la baja relación entre la permeabilidad en direcciones vertical y horizontal (anisotropía de permeabilidad). Debido a esta característica, el ascenso del nivel freático en un estrato de arena comunicándose con el depósito de arcilla a lo largo de su margen, incrementa el valor de la Presión

Hidrostática "u" en la arcilla barbada a grandes distancias de la margen. Las posibles consecuencias de tal incremento se discutirán en el capítulo de "Cambios en las condiciones del agua subterránea".

### 3.6.- DEPOSITOS EOLICOS.

Los depósitos eólicos pueden dividirse en dos categorías, Dunas de arena y Loess. Cada uno de ellos tiene características granulométricas muy bien definidas.

Los vientos pueden arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde el del limo hasta el de las arenas gruesas; estos arrastres pueden hacer que las partículas se depositen a muchos kilómetros de su lugar de origen. Dos tipos principales de suelo deben su formación al arrastre de las partículas por el viento: el loess y los médanos. El loess puede definirse como un depósito eólico, constituido por una mezcla de arenas finas cuarzosas, algo feldespáticas y limos, estructurado en forma abierta y algo cohesiva. Esta cohesión suele atribuirse a la presencia de carbonatos de calcio solubles, en los que se ha querido ver un elemento cementante; sin embargo, investigaciones recientes parecen indicar que tales carbonatos están contenidos en grumos aislados, que no pueden proporcionar cementación a la masa y, por tanto, parece ser que esta cementación debe atribuirse a la existencia de películas arcillosas envolviendo a los granos depositados.

Los médanos son aglomeramientos de arena suelta que fue arrastrada por el viento a poca altura y que se vió detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno. Suelen estar formados por arenas cuarzosas, con algo de mica.

En general, un suelo queda descrito por un perfil estratigráfico, que resalte la secuencia de colocación y el espesor de sus estratos.

Las dunas de arena están compuestas o de granulometría muy gruesa, producto del intemperismo en condiciones áridas, o de constituyentes de sedimentos clasificados que pueden ser transportados por el viento, al ras del suelo, sin levantarse casi de la superficie. Por tanto, las dunas de arena se forman en una corta distancia más allá, de las fronteras del área de influencia del viento.

La duna de arena consiste principalmente de granos de cuarzo bien redondeados. El valor pico varía entre 0.15 y 0.30 mm y el coeficiente de uniformidad "C<sub>u</sub>" raramente excede de 3. De acuerdo a Bagnold, la compacidad relativa de la mayoría de las dunas de arena es baja. Extensiones de arena muy compacta, que Terzaghi compara con extensiones de nieve empacada por el viento se encuentran depositadas en la duna del lado expuesto a la dirección preferencial del viento (Barlovento), y también la depositación se lleva a cabo sobre la cresta de la duna. Extensiones de arena muy suelta, conocidas como "movedizas", son también muy comunes, y la transición de arena suelta a compacta, probablemente será abrupta.

Las partículas de limo y de arcilla son arrastradas por el viento afectando sobre todo las áreas áridas. Son acarreadas por corrientes de aires turbulentos hasta grandes alturas y depositadas en capas delgadas a una gran distancia del origen. Llegan al reposo sobre superficies cubiertas de pasto y se acumulan en el transcurso de los siglos para formar depósitos de loess con un espesor que varía entre unos cuantos centímetros y varios metros. Excepcionalmente, los depósitos de loess también se forman en pantanos o sobre floresta rala. Por tanto los depósitos de loess cubren extensas áreas en cada continente y sus propiedades físicas son de sobresaliente importancia en relación con las operaciones ingenieriles.

Las características petrográficas y granulométricas de los loess y sus propiedades físicas en un estado remodelado son bastante uniformes. El material está bien graduado.

Cerca del cincuenta por ciento de las partículas tienen un tamaño intermedio entre 10 y 50 $\mu$  y el coeficiente de uniformidad  $C_u$  es del orden de 10. De acuerdo a Smith, el tamaño promedio de una partícula de loess en Illinois decrece conforme aumenta la distancia entre colinas de acuerdo a una ley logarítmica simple.

Cerca del 50 al 75 por ciento de las partículas de los loess consisten de cuarzo, del 10 al 25 por ciento de feldespatos, y del 10 al 30 por ciento de calcita. El porcentaje de minerales de arcilla que contiene un loess no intemperizado varía entre un porcentaje mínimo y un máximo de cerca del 15%. El límite líquido

"L<sub>1</sub>" es de 25 a 30, y excepcionalmente hasta de 45, el índice de plasticidad es de 4 a 9 y el ángulo de fricción interna en la ec. 10 oscila entre 30° y 34°.

El loess in situ debe sus características sobresalientes a las propiedades que adquirió durante el proceso de depositación, y no a las de sus minerales. Esas características incluyen a la estructura inestable combinada con gran cohesión y la presencia de canales de raíces más o menos verticales uniformemente espaciados, y con una película de carbonato de calcio.

Aunque el loess es un depósito subaéreo, su estructura inestable se origina de la misma forma que la de los sedimentos depositados en agua con partículas del tamaño del limo, como se muestra en la tabla I. Tan pronto como un grano contacta a otro grano de la superficie del depósito este se adhiere y la adhesión es suficientemente fuerte para soportar los ajustes en una posición más estable. Sin embargo, en un sedimento depositado en agua la liga de cohesión permanece inalterada y es tan débil que una ligera presión de sobrecarga es suficiente para cambiar el arreglo inestable de las partículas de limo en una estable aunque también muy suelta. En el loess la liga inicial es también muy débil, pero se hace progresivamente más fuerte, probablemente debido a la precipitación sucesiva de material cementante de capas de evaporación de humedad. Como consecuencia la liga entre partículas se hace tan fuerte que las partículas retienen su arreglo inestable mientras la profundidad de sobrecarga aumenta, aún cuando esta profundidad sea de varios metros.

De acuerdo a la "United States Bureau of Reclamation", la liga entre partículas de loess consiste principalmente de minerales de arcilla. Sin embargo, la resistencia a la compresión simple "qu" de un loess inalterado que se localice sobre el nivel freático puede llegar a varios kilogramos por centímetro cuadrado, y los farallones con una altura de más de 30 metros pueden permanecer estables.

Aunque la liga entre partículas de loess consiste principalmente de minerales de arcilla, la resistencia de la capa superior de los depósitos de loess varía con las estaciones del año. Si el loess está sumergido permanentemente, su estructura inestable se rompe, después de lo cual el loess toma temporalmente la consistencia de una capa lodosa. Conforme pasa el tiempo la relación de vacíos decrece y la superficie del depósito se hunde. La influencia de la saturación en la relación entre presión y relación de vacíos de un loess se muestra en la figura 15. La línea AB representa la relación para los loess en su condición natural sobre el nivel freático. Después que se aumentó la presión a  $7.2 \text{ Km/cm}^2$ , se admitió agua en la muestra con lo cual la relación de vacíos disminuyó a presión constante en la cantidad BC. El punto C se localiza junto a la curva AD, la cual se obtuvo saturando la muestra antes de que iniciara la prueba de consolidación.

La importancia de la disminución de la relación de vacíos, línea BC en la figura 15, producida por la saturación depende de la relación de vacíos inicial " $e_0$ ". Para  $e_0 = 0.8$  la disminución es imperceptible pero se hace más aparente cuando aumentan los valores de " $e_0$ ". El valor de " $e_0$ " depende primeramente de las

condiciones climáticas que prevalecieron durante la depositación del loess y de los cambios en estas condiciones desde la depositación. Además, la relación de vacíos de los loess derivados de aluvión glacial, como los loess del Mississippi es menor que la de los loess de un desierto. De acuerdo a Scheidig, la relación de vacíos de los depósitos de loess de Rusia aumenta de menos de 1.0 en el norte del Mar Negro a valores hasta de 1.4 en Asia Central.

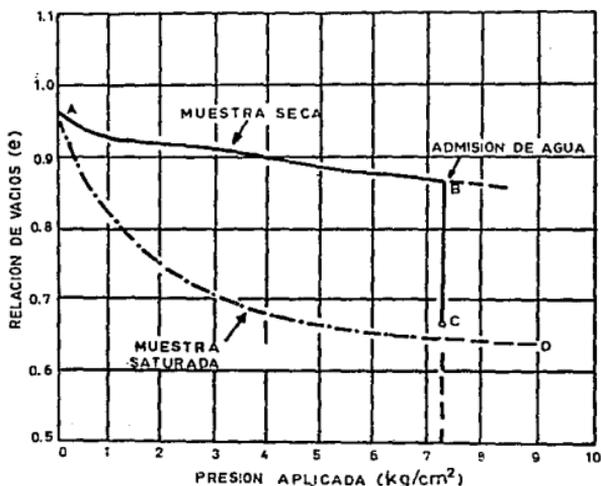


FIG.15 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD PARA UN LOESS EN DIFERENTES CONDICIONES DE PRUEBA (GIBBS, 1951)

Cuando se pretenda utilizar un loess como suelo de cimentación deberá preverse siempre una pérdida de resistencia y el hundimiento de la superficie, asociados con una posible saturación que puede causar asentamientos diferenciales, dando lugar a los suelos expansivos o colapsables. Los problemas más graves de este tipo de suelo ocurren en construcciones ligeras, casas habitación, pavimentos, etc., que generalmente, por razones

de economía, no se estudian a fondo. Por tanto, es muy importante que el ingeniero civil disponga de criterios inmediatos, sencillos y económicos para detectar la presencia de este tipo de suelos, así como de una zonificación a nivel estatal de las posibles zonas problemáticas.

### 3.7.- SUELOS EXPANSIVOS.

Suelo expansivo es todo material que en contacto con el agua experimenta incrementos volumétricos significativos, los cuales se traducen generalmente en movimientos del suelo de cimentación, que se transmiten a la estructura afectando su funcionamiento, ya sea a través de grietas o fisuras o de roturas en instalaciones que llegan a la construcción.

Dichos suelos pueden dividirse en dos categorías:

a) Depósitos arcillosos no saturados de origen eólico, cuyos grumos alcanzan el tamaño de los limos. Son susceptibles de expansión bajo humedecimiento y de asentamientos bajo carga y saturación.

b) Depósitos arcillosos de origen residual, altamente reactivos a los cambios de humedad; presentan expansión bajo saturación y contracción en ambiente seco

Factores que determinan el comportamiento de suelos expansivos.

Los movimientos de una construcción cimentada en un suelo expansivo tienen tres componentes:

a) Un movimiento ascendente, que principia después de terminada la obra y se debe a que la construcción impide la evaporación del área bajo ella, favoreciendo la saturación del suelo. Según la experiencia general, este movimiento acaba en cuatro años.

b) Un movimiento cíclico de expansión y contracción que ocurre en el perímetro de la construcción. Se encuentra relacionado con la cantidad y frecuencia de la lluvia, así como de la evaporación de la zona.

c) Movimientos locales rápidos que se generan en las roturas de tuberías o instalaciones que conducen agua.

La magnitud del asentamiento o expansión depende a su vez de los siguientes factores:

a) Espesor del estrato de arcilla expansiva.

b) Cantidad y tipo de los minerales arcillosos en el estrato expansivo.

c) Magnitud de las sobrecargas que recibe el estrato de arcilla y variación de estas a lo largo del mismo.

d) Profundidad del nivel freático, capacidad y magnitud de succión del suelo

f) Relación de esfuerzo horizontal a vertical.

g) Profundidad y naturaleza de los cambios de humedad estacionales (clima).

h) Fugas de agua en tuberías de drenaje o agua potable.

Criterios de identificación y clasificación de suelos expansivos.

La mayoría de estos criterios se basan en la determinación de las propiedades índice del suelo y su comportamiento respecto a límites fijados por la experiencia de cada autor, entre los cuales tenemos a:

a) Criterio de W. T. Altweyer

b) Criterio de A. W. Skempton

c) Criterio de W. G. Holtz

d) Criterio del Bureau of Reclamation

### 3.8.- SUELOS COLAPSABLES.

Suelo colapsable es aquel que bajo carga y/o saturación sufre asentamientos bruscos.

Puede dividirse según su origen en dos categorías:

a) Arenas y

b) Limos y loess

Los suelos residuales, arenosos no saturados, de alta relación de vacíos y cohesión residual baja; pueden sufrir colapso bajo humedecimiento y carga si se presentan filtraciones intensas a través del suelo, seguidas de desecación del material.

Los suelos de origen eólico, con alta relación de vacíos, no saturados, ligeramente cementados por depositaciones superficiales entre las partículas; pueden sufrir colapso bajo saturación o bajo carga y saturación.

Suelos de alta relación de vacíos con cementantes solubles en agua, normalmente calcáreos; pueden sufrir colapso después de eluviación o lavado de los cementantes.

Limos y loess

Suelos eólicos del tipo loess, pobremente cementados y no saturados; pueden sufrir colapso bajo carga y saturación.

Suelos arcillosos de origen eólico con grumos de partículas del tamaño de los limos, no saturados; pueden sufrir colapso bajo carga y saturación.

Criterios de identificación y clasificación de suelos colapsables.

Existen unicamente dos criterios de identificación. El que se describe a continuación indica que un suelo, cuyas características cumplen con la tabla es colapsable. El segundo criterio es el del "Bureau of Reclamation", mismo que ya se mencionó en el inciso de suelos expansivos

Contenido de agua	Grado de saturación	Límite líquido	Índice de plasticidad
13 a 39	100%	45	25

De acuerdo a Hollz y Gibbs algunas áreas de irrigación en Nebraska y Montana se asentaron y se expandieron luego de que se admitió el agua en los diques. Una tubería de concreto que iba de la estación de bombeo de Glendive con un canal principal de irrigación que no estaba revestido y que se deterioró progresivamente, comenzó en el extremo de aguas abajo. Los estribos de un puente carretero estaban soportados por pilotes atravesando el canal se asentaron hasta 15 centímetros, mientras los loess en los cuales estaban asentados los pilotes se saturaban.

A fin de reducir el asentamiento de canales y de presas de almacenamiento en loess sujetos a saturación después de la construcción, Johnson redujo la relación de vacíos de los loess después de la construcción inyectando lechadas de limos bajo presión. El procedimiento ha sido intensamente usado en proyectos de irrigación en Nebraska.

A pesar de sus indeseables propiedades in situ, Turnbull reporta que el loess ha sido constantemente utilizado como material de construcción para presas de tierra.

Observaciones en el nivel freático en zona de loess en Alemania han demostrado que las fuertes lluvias locales pueden causar un ascenso casi simultáneo del nivel freático de varios metros y que el descenso subsecuente del nivel freático ocurre muy lentamente. Esta observación indica que el coeficiente de permeabilidad de los loess aún saturados, en dirección vertical, es mucho mayor que en la dirección horizontal. Por tanto, parece que la saturación no necesariamente involucra una deterioración completa del sistema vertical de raíces, lo cual es característico de los loess típicos.

También, debido a los canales de raíces, el loess exhibe un fisuramiento vertical. Expuesto en un talud inclinado está sujeto a la rápida e intensa erosión del suelo, mientras que expuesto en taludes verticales permanecen intactos y estables por largos periodos. Si un talud vertical falla, la falla toma el carácter del colapso de un deslizamiento vertical, exponiendo además una cara vertical.

Los terremotos violentos o las explosiones pueden romper la liga entre las partículas de los loess sobre el nivel freático después de lo cual el loess toma el carácter de una suspensión de partículas de limo en aire, la cual puede fluir a gran velocidad y a grandes distancias del sitio del rompimiento. De acuerdo a

Close y Mc Cormick una catástrofe mayor, de esta clase, ocurrió en Diciembre de 1920 en la Provincia de Kansu en los manantiales del Río Hwang-Ho en China.

### 3.9.- DEPOSITOS DE DESLIZAMIENTO DE TIERRAS.

El término deslizamiento de tierras (landslide) se refiere a un rápido desplazamiento de una masa de roca, de suelo residual o de sedimentos contiguos a un talud, en el cual el centro de gravedad de la masa en movimiento avanza en una dirección hacia afuera y hacia abajo. Este evento ocurre en un periodo muy corto de tiempo tan pronto como las condiciones del esfuerzo para la falla del piso localizado bajo el talud son satisfactorias. La mayoría de estos deslizamientos se producen sólo por la fuerza de gravedad, mientras que los movimientos de un "creep" pueden deberse a la acción combinada de la fuerza de gravedad con otros varios agentes. Si un talud de "quick-clays" falla, el piso del valle adyacente puede quedar cubierto hasta una extensión de muchos kilómetros del sitio del deslizamiento con una capa gruesa del material semi-líquido que deslizó, pero debido al endurecimiento tixotrópico de los lodos congelados en pocos días, la resistencia a la compresión del material que deslizó, ahora solidificado, no excede una pequeña fracción de la del mismo material en su estado anterior, como se explicó en el capítulo de sensibilidad. El endurecimiento tixotrópico es seguido por la consolidación bajo la influencia de la gravedad asociado con la disminución de la relación de vacíos pero este proceso se realiza muy lentamente. Al mismo tiempo, probablemente se forme una costra seca por desecación superficial.

Grandes depósitos de material de deslizamiento de tierras también pueden formarse por deslizamientos mayores de taludes de roca bastante intemperizada, como el deslizamiento que ocurrió en 1850 en un corte vertical compuesto por basalto intemperizado cercano a la parte superior de la cresta en la parte oeste del Monte Garibaldi en British Columbia, a una elevación de casi 1000 metros sobre el fondo del valle boscoso del Río Cheakamus. El material fluyó en el piso hasta una extensión de varios kilómetros. Formó un depósito con un espesor de hasta 12 metros y una superficie más o menos horizontal no tan pareja. Tiene la apariencia de un concreto suave y ligero, conteniendo boleos con un diámetro de hasta varios metros. El depósito está bien graduado y completamente libre de estratificación. Aunque casi el 35% de los constituyentes tienen un tamaño de más de 7.5 cm y el contenido de arcilla es casi nulo, la permeabilidad promedio es del orden de  $10^{-4}$  cm/s. La mayoría de los árboles que crecieron en el piso de ese valle anteriores al deslizamiento retuvieron su posición vertical excepto aquellos que crecieron a lo largo de las márgenes del área cubierta. La base del depósito de deslizamiento de tierras está separada de los sedimentos subyacentes del río por una capa porosa compuesta de tierra vegetal y de arbustos.

Los depósitos de deslizamiento de tierras compuestos de fragmentos de roca intemperizada y de detritus con un alto contenido de arcilla, pueden conservar su movilidad durante décadas. En el valle del Río Reventazon en Costa Rica el Ferrocarril de Puerto Limón a San José cruza varios depósitos de esta clase. En cada temporada de lluvias los movimientos resultan

tan importantes como para necesitar una renivelación de las vías, hasta que el material precipitado se estabiliza por medios artificiales.

## CAPITULO 4.- CAMBIOS DESPUES DE LA DEPOSITACION

### 4.1.- VARIEDADES DE CAMBIOS DESPUES DE LA DEPOSITACION.

Los cambios que pueden ocurrir después de la depositación se resumen abajo y se describen con más detalle en las siguientes páginas. Estos cambios pueden ser considerados como: a) Cambios Químicos, b) Agrietamiento, c) Preconsolidación, d) Deseccación y e) Cambios en la Temperatura y en la Humedad.

Si la superficie de un depósito de agua o tierra congelada se expone al aire, la capa superior se somete a los cambios químicos del intemperismo y los lixiviados. En muchos suelos cohesivos con un alto contenido de arcilla, los cambios ocurren aún cuando la superficie del depósito permanezca sumergida. Esos cambios llevan a la formación de un sistema de grietas.

Si se reduce la carga sobre un suelo, por ejemplo al fundirse una capa de hielo que cubre su superficie o por la remoción de sedimentos sobrepuestos por la erosión, el suelo toma las características de un suelo preconsolidado. Estas características son muy diferentes a las del mismo suelo en un estado normalmente consolidado.

Si la capa superior de un suelo cohesivo se expone al aire, ocurre una consolidación adicional y permanente de su capa superior debido al cambio de volumen asociado con la deseccación

(Lago de Texcoco). Cambios permanentes o estacionales en la velocidad de evaporación de la superficie son acompañados por cambios de volumen en la capa superior del suelo que pueden ser tan importantes como para dañar estructuras desplantadas en la capa superior.

El cambio menos notable pero en algunos casos más importante o incluso catastrófico después de la depositación, es un incremento de la presión de agua de poro en un suelo de granos finos, resultado del ascenso del nivel freático en una formación más permeable localizada bajo el área ocupada por el suelo o más allá de sus fronteras.

#### 4.2.- CAMBIOS QUIMICOS.

Después que la superficie de un suelo se expone al aire, la capa superior queda sujeta a intemperismo. El intemperismo comunmente involucra un incremento del contenido de arcilla debido al desprendimiento de los constituyentes químicamente inestables. Como consecuencia, los suelos con un contenido inicialmente bajo de arcilla, pueden adquirir un cierto grado de plasticidad y su permeabilidad puede decrecer. Esos cambios tienen diversas consecuencias prácticas.

En depósitos de loess, por ejemplo, el intemperismo produce una capa superficial de un "Loess limo arcilloso" con permeabilidad relativamente baja. Esta capa ayuda a mantener la integridad de la liga entre las partículas del loess en las partes más bajas del depósito, porque reduce la velocidad a la

cual el agua de lluvia se percola dentro del loess. Si se remueve la capa superior, la compresibilidad del loess subyacente aumenta y la superficie de hundimiento puede sobrevenir.

En sedimentos friccionantes, el intemperismo produce una capa superior que contiene al mínimo una cantidad moderada de partículas de limo y arcilla. Por consiguiente, en regiones donde no existen depósitos de arcilla, la capa superior puede usarse como material de construcción para la sección impermeable de presas de tierra, como lo reportó Eismol.

El intemperismo de la capa superior de los suelos se asocia con el lixiviado por medio del cual los constituyentes solubles se remueven y se depositan en un horizonte inferior. Este proceso lleva a una subdivisión de la porción más superior del sedimento en dos horizontes (A y B). En algunos casos el lixiviado avanza hasta profundidades considerables por debajo de la superficie y se asocia con un marcado incremento de la porosidad de la zona lixiviada. En algunas regiones, como la de Sao Paulo en Brasil, este proceso tiene una gran influencia en las condiciones de cimentación.

En grandes áreas en la vecindad de Sao Paulo el estrato más superior consiste de una capa gruesa de arcilla roja muy dura, del terciario. A una profundidad de casi 3 metros, la arcilla tiene una estructura panaloide debida al lixiviado que aumentó la relación de vacíos de su valor inicial de menos de 1.0 hasta casi 1.5. Debajo de la capa lixiviada la arcilla contiene grandes y numerosas concreciones (partículas unidas que forman una masa

sólida) de limonita (la limonita es un óxido de hierro que contiene agua y que se caracteriza por un color pardo o amarillo brillante).

El incremento de la relación de vacíos a 1.5 se asoció con un incremento muy importante de la compresibilidad de la porción lixiviada de la arcilla aunque el contenido de agua permaneció bajo, y sobrevinieron asentamientos excesivos bajo cargas moderadas. Por tanto, las cimentaciones no pueden desplantarse sobre esta capa, a menos que su relación de vacíos se reduzca por algún proceso de compactación artificial. Este proceso fue utilizado para preparar la cimentación de un depósito municipal de agua. Se excavó en la arcilla hasta la base del estrato de estructura panaoide y la excavación fue inmediatamente rellena con el material de la excavación, pero en un estado compacto. Durante el proceso de compactación el volumen de la arcilla decreció casi en un 25%.

Un cambio radical en el medio ambiente, puede también, asociarse con un cambio significativo de las propiedades físicas de un suelo (Mosser, Valle de México).

Otra alteración química resultante de un cambio en el medio ambiente parece haber ocurrido en el subsuelo de El Cairo, Egipto. De acuerdo a Hanna, el subsuelo de esta ciudad contiene dos estratos arcillosos los cuales son depósitos aluviales del Río Nilo. El estrato superior tiene un color café y es relativamente duro e insensitivo ( $L_1 = 60$  a  $70$ ,  $L_p = 25$  a  $30$  y  $w = 30\%$  a  $40\%$ ). El estrato inferior tiene un color más oscuro y es más blando y más sensitivo que el superior ( $L_1 = 50$  a  $60$ ,  $L_p = 25$

a 35 y  $w = 40\%$  a  $50\%$ ). Grim encontró las siguientes diferencias entre los dos estratos de arcilla: El superior contiene montmorillonita con sodio y calcio en iguales proporciones en el complejo de adsorción, mientras que el estrato más oscuro contiene montmorillonita cálcica solamente. Se demostrará, un poco más adelante, que el reemplazo de sodio por calcio se asocia con un decremento del " $L_1$ " y un aumento de la sensibilidad. Estas relaciones pueden tener en cuenta algunas de las diferencias entre las propiedades de los estratos anteriores y corroboran la opinión de que la arcilla oscura representa el producto de la alteración de una capa de arcilla café, lo cual tuvo lugar después que esta capa quedó permanentemente sumergida.

Profundos cambios resultan solamente del intercambio de base que ha ocurrido en depósitos de arcillas glaciales, marinas, que subsecuentemente emergieron sobre el nivel del mar. Mientras la arcilla se localiza bajo el nivel del mar los vacíos están ocupados por agua de mar con un contenido salino de 35 gramos por litro y su complejo de adsorción está dominado por el sodio. Correlacionando las propiedades físicas de las arcillas Noruegas con su contenido de sal, Bjerrum encontró que el efecto de la disminución del contenido salino de 35 a 15 gramos por litro es poco importante, sin embargo, una disminución de 15 a cero gramos por litro, se asocia con una disminución de la actividad " $a_0$ " de 0.6 a 0.25, un aumento de la sensibilidad " $S_e$ " de 3 hasta varios cientos, una disminución de los límites líquido y plástico y un incremento del índice de liquidez de un valor cercano a uno a un valor cercano a 3. De acuerdo a la figura 9, un importante

incremento en el índice de liquidez se asocia con un cambio radical de las características de compresión de la arcilla, y de acuerdo a la figura 11, involucra una importante disminución del valor in situ de la resistencia al esfuerzo cortante  $\phi_{eq}$ . Debido a esos cambios, las arcillas marinas glaciales, que son sedimentos perfectamente normales se convierten en peligrosas quick-clays. Los deslizamientos característicos de "quick-clays" han sido descritos en el capítulo de sensibilidad.

La transformación de las arcillas de agua salada de baja sensibilidad en arcillas extra-sensitivas ya ha sido realizada en el laboratorio por un proceso de lixiviado.

#### 4.3.- AGRIETAMIENTO.

Algunas arcillas normalmente consolidadas, prácticamente todas las arcillas de los depósitos aluviales y muchas arcillas preconsolidadas, se debilitan por una red de grietas.

La formación de grietas en arcillas normalmente consolidadas aún no se explica de manera satisfactoria. Aparecen debido a un proceso comparable con el de la sinéresis, y puede ser idéntico al proceso que reduce gradualmente la relación de vacíos de la capa superior de muchos sedimentos sumergidos hasta un valor correspondiente al límite líquido. Se ha postulado además que el intemperismo y la pérdida de potasio (fig. 16) pueden resultar en un agrietamiento, ya que hay numerosas pequeñas fallas por cortante durante la consolidación (Mitchell J.K, 1976). Sin embargo, algunas de las arcillas extra-sensitivas de Canadá, con un índice de liquidez de más de 1.5, están agrietadas. Skempton y

Northey observaron que las muestras remoldeadas de arcillas de Londres y Shelhaven depositadas bajo el agua por un periodo de un año, desarrollaron un sistema de grietas similar al que existe en las mismas arcillas en estado natural. El contenido de agua de la arcilla próxima a las paredes de las grietas estuvo ligeramente sobre el promedio. De acuerdo a L. Casagrande, los sistemas de grietas también se producen por procesos electrosmóticos. Esas arcillas están agrietadas probablemente por contracción.

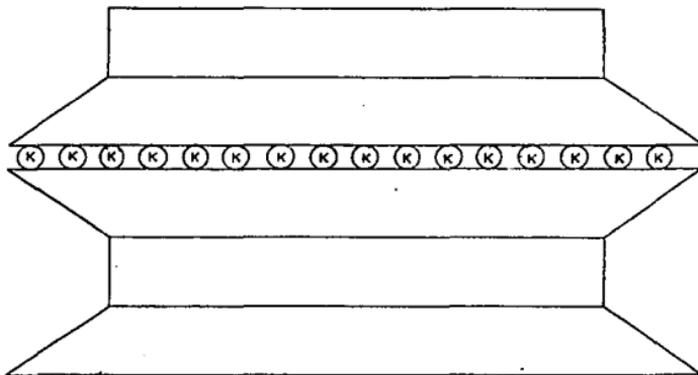


FIG. 16 LIGA DE 2 IONES SILICO-ALUMINATO A TRAVES DEL POTASIO

Las grietas en arcillas de depósito aluvial han tratado de ser explicadas por una variación temporal del contenido de agua asociado con ciclos de expansión y contracción. Las grietas en arcillas preconsolidadas probablemente se producen por una expansión diferencial al remover la carga (por procesos de desecamiento heterogéneo diferencial, como lo es el caso del Lago de Texcoco) y/o deformación por movimientos tectónicos.

La variedad en el origen de las grietas está marcada por una igual variedad en su separación y por la apariencia de sus paredes. La separación de las grietas puede fluctuar entre unos

milímetros y varios metros. Sus paredes pueden ser áridas o de "espejo de falla", parcial o intrincadamente torcidas. Si se sumerge una muestra de arcilla agrietada, todas las grietas pueden abrirse simultáneamente o puede ser que la muestra se rompa gradualmente en pequeños fragmentos. Todavía no se dispone de una adecuada clasificación de grietas en los suelos cohesivos.

En arcillas normalmente consolidadas la existencia de grietas no tiene consecuencias prácticas significativas, mientras que en arcillas preconsolidadas tienen una influencia decisiva en la estabilidad de los taludes.

Si las grietas están cercanamente espaciadas, podría ocurrir un derrumbe durante la excavación de un corte con taludes. Terzaghi reporta derrumbes de esta clase, ocurridos durante y después de la excavación del corte de una Vía Férrea cercana a Frankfurt en 1911, en una arcilla intensamente agrietada, altamente coloidal y fuertemente preconsolidada. El espaciamiento entre las grietas no excedió de unos cuantos milímetros y sus paredes fueron de espejo de falla. El derrumbe del material dentro del corte se asemejó al movimiento de glaciales.

En la Ciudad de México, en la Colonia Federal, vecina al Aeropuerto, durante la excavación, con paredes verticales, para la construcción de la cimentación de un escuela, se encontraron arcillas agrietadas.

En más ejemplos, los derrumbes de los taludes de los cortes en arcilla con muchas grietas ocurre varios años o décadas después de que se hace el corte. Esto se debe al hecho de que a

la excavación del corte le sigue una disminución gradual de la resistencia al esfuerzo cortante del material en ambos lados del corte. Esta disminución procede de la siguiente manera:

La remoción del soporte lateral del material que se localiza en ambos lados de la excavación produce en este material esfuerzos cortantes asociados con una ligera apertura de las grietas. Las grietas son invadidas por el agua, la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla que se localiza en las proximidades de las grietas disminuye, y el derrumbe ocurre tan pronto como el promedio de la resistencia al esfuerzo cortante se hace igual al del esfuerzo cortante en la superficie potencial de deslizamiento.

La experiencia ha demostrado que la resistencia al esfuerzo cortante promedio de arcillas muy agrietadas en el instante del derrumbe comunmente varía entre 0.15 y 0.30 Kg/cm<sup>2</sup>, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante inicial de tales arcillas varía entre 1 y 3 Kg/cm<sup>2</sup>. El material del derrumbe siempre contiene muchos trozos de arcilla, los cuales han retenido más de su resistencia original incrustados en una matriz blanda.

En relación a la ocurrencia retrasada de derrumbes, Skempton correlacionó el tiempo que transcurrió entre las operaciones de excavación en la arcilla de Londres y las subsecuentes fallas por cortante en la arcilla con la resistencia al esfuerzo cortante en el instante de la falla. Algunos de los resultados de su investigación se muestran en la figura 17. Debido a la gradual disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla agrietada, los derrumbes en tales arcillas pueden ocurrir sin

provocación y aún sin notables signos de peligro. Sin embargo, puede considerarse cierto que el derrumbe es precedido por un leve pandeo del talud procediendo a una velocidad acelerada.

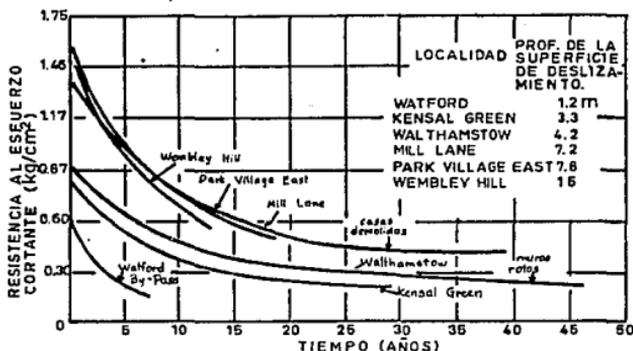


FIG. 17 RELACION TENTATIVA ENTRE EL TIEMPO Y LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE A LO LARGO DE SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO EN CORTES Y MUROS DE CONTENCIÓN EN ARCILLAS DE LONDRES (SKEMPTON, 1948)

En túneles a través de suelos agrietados, la velocidad a la cual procede la deterioración depende de las propiedades físicas del suelo, del espaciamiento entre las grietas, y algunas veces de la humedad relativa del aire dentro del túnel. El tiempo que transcurre entre la apertura del túnel y el comienzo del deterioro, varía de unos cuantos minutos a varios días.

#### 4.4.- PRECONSOLIDACION BAJO CARGA.

Si se reduce la carga en un suelo, por la remoción de sedimentos superpuestos por erosión, por ejemplo, su relación de vacíos aumenta. La relación entre la disminución y el incremento de la relación de vacíos debido a la consiguiente aplicación y reducción de carga se muestra en las curvas AB y BC de la figura 18, en las cuales la presión aplicada y la relación de vacíos se dibujaron a escala aritmética.

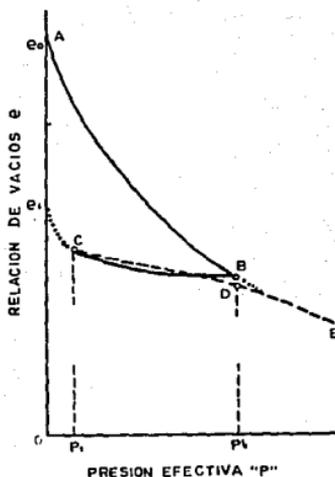


FIG.18 INFLUENCIA DE LA REDUCCION DE CARGA EN LA CONSOLIDACION DE UN SUELO.

Si a la reducción de carga de  $p_{1e}$  a  $p_1$  le sigue otra vez un incremento de carga, la relación de vacíos decrece como lo indica la curva punteada CDE (fig. 18). Dentro del rango de presiones  $p_1$  a  $p_{1e}$ , la pendiente promedio de la curva de compresibilidad, curva CD, es mucho menor que la de la rama virgen AB mientras que, más allá de  $p_{1e}$ , estas dos curvas se hacen idénticas. A la carga  $p_{1e}$  se le conoce como carga de preconsolidación.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por un

aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación. Tal proceso ha ocurrido en el Lago de Texcoco y en todo el Valle de México.

Si la carga de preconsolidación para un suelo cohesivo se desconoce, su intensidad puede ser estimada sobre la base de los resultados de pruebas de consolidación en muestras inalteradas. Casagrande propuso un método empírico para determinarla, que se continúa empleando en la práctica común (Juárez B. y Rico A., Tomo I, Pág. 285).

Las propiedades de las arcillas preconsolidadas que se ilustran en la figura 18 tienen 4 consecuencias prácticas importantes:

1) En suelos cohesivos, la reducción de la relación de vacíos de "e<sub>o</sub>" a valores menores a "e<sub>1</sub>" se asocia con un aumento permanente de la cohesión. Por tanto, la resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada es siempre mayor que la de la misma arcilla bajo la misma carga, pero en un estado normalmente consolidado, aún cuando la arcilla haya sido debilitada por una red de grietas. Esta condición ha tenido una influencia decisiva en la estabilidad de taludes.

2) Bajo cargas menores que la de preconsolidación p<sub>o</sub>, la compresibilidad de un suelo es menor que aquella del mismo suelo bajo idénticas condiciones de carga.

3) La expansión en el fondo de las excavaciones profundas en arcillas fuertemente preconsolidadas puede ser muy importante y problemática, debido a que el aumento de volumen asociado con la remoción de los últimos incrementos de carga aumenta, conforme aumentan los valores de  $p_v$ .

4) En algunos suelos sujetos a reducción de carga, la presión horizontal disminuye menos que la vertical. En tales casos la presión horizontal que un túnel soporte puede ser mayor que la vertical. Estas conclusiones serán ilustradas en los siguientes párrafos por los resultados de investigaciones de campo.

En el capítulo de depósitos de glaciaciones, tilitas, se mencionó que cada uno de los estratos subyacentes del distrito de Chicago se consolidó bajo una carga de hielo más pesada que la carga del estrato anterior y que esta condición tuvo una influencia decisiva en el costo y en el método de construcción del metro de Chicago. En el área de Cleveland, todos los sedimentos subyacentes al depósito aluvial del Río Cuyahoga, se preconsolidaron bajo el peso de suelos fluvio-glaciales los cuales han sido subsecuentemente removidos hasta una profundidad de casi 30 metros por erosión. Como consecuencia, fue posible construir, en uno de los depósitos de lago glacial una estructura con un peso mayor al que soportan los pilotes de la cimentación, porque la carga que la base del edificio transmite al estrato, es considerablemente más pequeña que la de su preconsolidación  $p_v$ . Si la arcilla se hubiera encontrado en un estado normalmente consolidado, el asentamiento de la estructura pudo haber sido excesivo.

La preconsolidación local de un depósito de arcilla puede producirse por el peso de una estructura pesada, aislada y subsecuentemente demolida; al hacer una excavación en el sitio, su fondo puede expandirse. Tal desarrollo ocurre en la Ciudad de México, donde un hundimiento regional ocurre como resultado del bombeo de agua de los acuíferos localizados entre capas de arcilla blanda. Por ejemplo, en un cruce de calles en un área antiguamente ocupada por un pesado templo azteca, la calle, la cual fue originalmente horizontal, adquirió notables expansiones en el área precargada.

La expansión en el fondo de las excavaciones en arcillas fuertemente preconsolidadas ha recibido cuidadosa atención en relación a la irrigación y control de proyectos de inundaciones, debido a que una expansión diferencial podría causar un indeseable desplome de pozos para turbinas y movimientos perjudiciales en el revestimiento de concreto de canales de descarga con referencia a estructuras adyacentes. La expansión de la arcilla se asocia con un incremento de su contenido de agua y como además la permeabilidad de la arcilla es muy baja, la expansión ocurre muy lentamente, a una velocidad decreciente. Está gobernada por leyes similares a las que determinan la velocidad de consolidación.

Los datos relativos al valor de la relación entre la presión horizontal y la vertical en arcillas fuertemente preconsolidadas son muy escasos, aunque en casos de rocas y algunos suelos preconsolidados, la presión horizontal es considerablemente mayor que la presión de sobrecarga.

Esta propiedad de los suelos preconsolidados, de producir asentamientos mínimos ha sido aprovechada como un proceso constructivo que se ha vuelto común para la construcción de cimentaciones sobre suelos blandos, teniendo como objetivo incrementarles su resistencia y disminuirles su compresibilidad. Las precargas usuales se hacen con tierra, a base de plataformas o terraplenes, y se usan sobre todo para la cimentación de tanques de almacenamiento y estructuras de gran extensión. Para mejorar su eficiencia, se ha combinado la aplicación de estas precargas con el uso de drenes verticales. Su costo es menor que el de otras alternativas de cimentación.

En México se ha utilizado con éxito por Petróleos Mexicanos, en la zona de Coatzacoalcos-Minatitlán, Ver., para sus instalaciones de los complejos petroquímicos de Pajaritos y Morelos (Soto, E., SMMS, 1970, Rico A, La ingeniería de suelos en las vías terrestres, vol. II, pág. 458). La SARH, también ha utilizado este sistema en la zona del Ex-lago de Texcoco, para la cimentación de tanques aereadores y de sedimentación (Obras recientes en el Lago de Texcoco, SMMS, 1984).

#### 4.5.- DESECACION.

Tan pronto como la superficie de un depósito sedimentario (suelo) queda expuesta al aire, la capa que se localiza inmediatamente abajo de dicha superficie comienza a secarse; en seguida el agua se succiona por acción capilar de las capas más profundas hacia la superficie de evaporación. El ascenso capilar se asocia con una disminución de la presión en el agua de poro,

en la capa localizada debajo de la superficie de evaporación y con un incremento  $R$  de la presión efectiva (grano con grano) de igual intensidad. A esta presión suplementaria se le conoce como "presión capilar" (Figura 19). En suelos compuestos de partículas de limo, el valor máximo que la presión capilar puede tomar depende exclusivamente de la tensión superficial del agua y del tamaño de los vacíos. En arcillas, la presión capilar, también depende de varios factores físico-químicos y puede alcanzar valores hasta de varias decenas de Kilogramos por centímetro cuadrado. Este fenómeno tiene repercusiones de gran importancia en la zona oriente del Valle de México en donde genera agrietamientos que destruyen vialidades y estructuras hasta de mediano tamaño (Arietamientos en suelos, SMMS, 1971). Igualmente se han reportado otros agrietamientos, generalmente ligados a la sobre explotación de mantos acuíferos, en las Ciudades de Celaya, Guaymas, Aguascalientes y Hermosillo, entre otras.

La presión capilar tiene los mismos efectos mecánicos que los de una fuerte sobrecarga, pero sus efectos se limitan a la capa sujeta a desecación. Si el suelo es muy compresible, la superficie de evaporación produce un notable decremento de la relación de vacíos de la capa sujeta a desecación, por lo cual esta capa toma el carácter de una "costra seca", como es el caso en la Ciudad de México.

La velocidad inicial de evaporación en la superficie del suelo depende primeramente de la humedad relativa del aire y de las condiciones de exposición. Tan pronto como el contenido de agua de la capa más superior del suelo alcanza un cierto valor conocido como el "LIMITE DE CONTRACCION  $L_c$  (w%)" el cual es al

menos un poco menor que el límite plástico  $L_p$ , el aire invade los vacíos de la capa superior, el color de la capa cambia de oscuro a claro, la superficie de evaporación se contrae al incrementarse la profundidad bajo la superficie y la velocidad de evaporación decrece. Si el valor máximo " $P_c$ " de la presión capilar, el coeficiente de compresibilidad " $m_v$ " del suelo y el coeficiente de consolidación  $C_v$  se conocen, la velocidad a la cual progresa la desecación puede ser calculada.

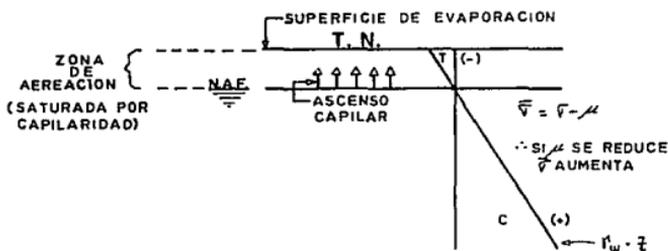


FIG. 10 EFECTO DE LA PRESION CAPILAR EN LA PRESION EFECTIVA EN UN SUELO

El proceso se detiene tan pronto como el espesor de la costra seca se hace aproximadamente igual al de la profundidad a la cual la desecación avanza, por consiguiente el espesor de la costra seca depende, en parte, de las condiciones climáticas. Bajo condiciones húmedas el espesor puede variar entre 1.5 y 4.5 metros, y en regiones áridas puede ser considerablemente más grande. En la porción más superior de la costra seca los vacíos del suelo están parcial o totalmente llenos de aire, la estructura del suelo se hace como de migajón, y si el suelo tiene

un índice de plasticidad mayor a 20, las variaciones estacionales en el contenido de humedad de la capa superior se asocian con perceptibles expansiones y hundimientos estacionales de la superficie del terreno (caso de la zona del Bajío: Querétaro, Guanajuato y parte de Michoacán).

El decremento de la relación de vacíos producido por la desecación de un suelo cohesivo como la arcilla, se asocia con un incremento de la resistencia al esfuerzo cortante, puesto que involucra un incremento de la presión efectiva " $p$ " en la capa:

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Como consecuencia, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo cambia con la profundidad, como lo indica la línea punteada en la figura 12. Si una costra seca se sumerge otra vez permanentemente, retiene el carácter de un estrato fuertemente preconsolidado con una resistencia al esfuerzo cortante la cual es mucho más grande que la de la misma capa en estado normalmente consolidado.

La distribución geográfica de las costras secas y su localización dentro de los suelos estratificados depende de los cambios que experimentó la posición del nivel freático del agua, en el curso del tiempo, con respecto a la elevación de los depósitos sedimentarios adyacentes. En muchas regiones costeras esos cambios representan el resultado combinado de la elevación del nivel del mar después del final del Pleistoceno simultáneo con la elevación isostática de la tierra.

En los continentes, dentro de las áreas antes ocupadas por los glaciales del Pleistoceno, el número y la elevación de las costras secas se determinan principalmente por las fluctuaciones de los niveles de los lagos, asociados estos con los avances y las retiradas de las capas de hielo. Mooser, 1986, describe la influencia de las glaciaciones y los periodos interglaciales en la localización y la elevación de distintas costras de suelo en la estratigrafía del Valle de México.

Dondequiera que una costra seca se localice, no muy profunda por debajo de la superficie del suelo, tiene una influencia decisiva en las condiciones de cimentación en esta región porque desempeña la función de una balsa o loza, apoyándose en la superficie de material suave, que es capaz de soportar el peso de estructuras bastante pesadas. Como la costra seca que se localizó bajo una gran parte del centro de Boston en la denominada arcilla azul de Boston, a una profundidad de 6.0 m bajo la actual superficie, y por debajo del Distrito de Loop en Chicago sobre las morenas de Blodgett a una profundidad de 4.5 m bajo el nivel de la calle. También en Chicago, la presencia de la costra seca en la capa de tilita de Blodgett redujo sustancialmente la expansión producida por el avance del escudo a través de la tilita suave de Deer Field durante la construcción de los túneles de su metro. Algo semejante aunque con diferente origen, pueden formar la primera y segunda capas duras en el Valle de México.

Es probable que el espesor de las costras secas varíe erráticamente. Por tanto, en relación con las operaciones de cimentación se hace necesario investigar las variaciones del espesor de la costra por medio de sondeos muy cercanos entre sí sobre el área que deba ocupar la estructura.

Si la arcilla subyacente a una superficie de evaporación se preconsolidó previamente bajo una fuerte carga, no hay diferencia significativa entre la capa superior y el resto del estrato, puesto que la capa superior puede estar intemperizada o fuertemente agrietada. En regiones áridas y semi-áridas puede haber una diferencia poco perceptible. Sin embargo, debido a la superficie de evaporación, en la capa superior actúa permanentemente la presión capilar. Un flujo local en la capa superior, por ejemplo, el lixiviado de un conducto, elimina la presión capilar, después de lo cual la relación de vacíos de la porción húmeda aumenta. Si el índice de plasticidad " $I_p$ " del sedimento está entre 15 ó 20, la expansión del suelo puede ser tan importante que las estructuras que se apoyen en ese suelo, expansivo, pueden dañarse severamente, ya que su volumen puede incrementarse hasta en un 40%. La expansión se debe exclusivamente a la eliminación de la presión capilar y el proceso de expansión se representa por la curva BC de la figura 18. En cualquier punto del proceso, la presión requerida para prevenir expansiones adicionales se determina por la abcisa del punto correspondiente de la curva de expansión, curva BC de la figura 18.

Los depósitos aluviales están sujetos a desecación sucesiva en capas delgadas, en pocos meses después que cada capa se formó. Por tanto, tales depósitos tienen todas las características de los suelos fuertemente preconsolidados. Sin embargo, en años lluviosos, la consolidación es menos intensa que en los años secos. Por consiguiente, la intensidad de la carga de preconsolidación varía con la profundidad. La permeabilidad de la capa que está entre los primeros 3.0 o 4.5 metros de depósitos de arcilla de esta clase puede ser muy alta debido a la presencia de canales de raíces cercanamente espaciados e interconectados. Este también es el caso del Lago de Texcoco donde ocurre un proceso similar.

En algunos casos las arcillas que se depositan permanecen en estado normalmente consolidado, con un índice de liquidez cercano a la unidad. En pocos años la capa de la superficie se transforma en una costra seca y la costra queda enterrada bajo los depósitos de aluvión glacial normales, mientras que la mayoría se consolida sólo bajo la influencia de la gravedad, formando cuerpos de forma creciente de suelos altamente compresibles incrustados en estratos de baja compresibilidad. Si no se detecta la presencia de tales lentes bajo el área de una estructura propuesta, pueden ocurrir severos asentamientos diferenciales. En la zona de Xochimilco dentro del Valle de México, Nader y Morales, 1978, reportan zonas en donde estratos de arcilla compresible subyacen a coladas basálticas de poco espesor o incluso llegan a estar intercaladas sucesivamente. De no detectarse, podrían producir daños a la cimentación.

En regiones áridas, los suelos lixiviados probablemente adquirirán y retendrán una estructura inestable, ya que la depositación es seguida casi inmediatamente por la desecación y la depositación de material cementante, comparable a la liga entre los loess. La saturación subsecuente causa un colapso de la estructura dentro de la zona sujeta al humedecimiento.

Si una fuerte lluvia caé sobre la capa superior ya desecada de un sedimento de playa, el agua es absorbida por acción capilar a través del suelo, causando aire en los vacíos entre el nivel freático y la capa superior saturada, para quedar comprimida. El aire comprimido puede causar una falla de la capa superior por tensión, o puede reventarse a lo largo de líneas de menor resistencia. En suelos finos de algunos "charcos" estacionales (tipo jagüeyes), se forma un sistema de tubos, similar a los canales de raíces, con un diámetro hasta de varios milímetros.

#### 4.6.- VARIACIONES EN LA HUMEDAD Y EN LAS CONDICIONES DE TEMPERATURA.

Arriba del nivel freático el contenido de humedad de la capa superior de los suelos varía con la temporada del año y en regiones con un clima frío y moderado también está sujeta al congelamiento y descongelamiento alternantes. En suelos de grano grueso como las arenas limpias, los efectos mecánicos de estos procesos son insignificantes ya que el máximo valor que la presión capilar puede tomar es muy pequeño, ya que el agua se congela y descongela "in situ". Por otro lado, en suelos cohesivos de grano fino, el valor máximo de la presión capilar y, como consecuencia, los cambios de volumen asociados con el

humedecimiento y secado alternantes aumentan conforme aumenta el índice de plasticidad " $I_p$ ". Durante el proceso de congelamiento, el agua es absorbida del estrato más bajo hasta la capa superior, donde se acumula y forma capas o bolsas de hielo limpio. Los cambios de volumen progresivos o estacionales asociados con estos procesos pueden ser suficientemente importantes para romper la dura superficie de una carretera o para dañar estructuras existentes. Como consecuencia, estos cambios reciben incesante atención en los países nórdicos.

La evaporación de los árboles reduce el contenido de humedad de la masa de suelo invadido por su sistema de raíces y produce un hundimiento en forma de plato hondo de la superficie del suelo que rodea al árbol. Skempton describió el agrietamiento gradual de las paredes de un teatro en Samford Hills, con zapatas sobre arcilla de Londres, como resultado de la acción de drenado de árboles de álamo localizados a 9.0 metros de la parte más cercana a la estructura. En aquel entonces los árboles alcanzaron una altura de 15 metros, de acuerdo a las observaciones de Skempton, el hundimiento asociado con el crecimiento de los árboles se notaba a distancias hasta de 25 metros. Dentro de una distancia de 15 metros pueden ser perjudiciales. En la proximidad del árbol la desecación puede alcanzar profundidades de 2 a 3 metros y el asentamiento correspondiente puede alcanzar valores hasta de 10 centímetros. Este también fue el caso del fraccionamiento Aragón donde después de terminadas las construcciones se plantaron arbolitos en las áreas verdes y luego de cierto tiempo se observó un hundimiento del área ocupada por los árboles. Después de varios estudios para determinar la causa de ese fenómeno se llegó

a la conclusión de que las raíces de los árboles chupaban el agua del terreno produciendo desecación y además una consolidación del subsuelo.

En áreas cubiertas por construcciones, la velocidad de evaporación es casi igual a cero. Si un edificio se desplanta sobre una arcilla fuertemente preconsolidada con un alto índice de plasticidad, en una región con un largo periodo de sequía, el contenido de agua de la arcilla localizada bajo la parte central del edificio aumenta gradualmente debido al ascenso capilar del nivel freático, lo cual no es compensado por la evaporación. Como consecuencia las zapatas de las columnas interiores o divisorias ascienden con relación a las de las paredes exteriores. Este fenómeno se observó probablemente por vez primera, en San Antonio Texas por Simpson, en edificios con zapatas sobre una arcilla fuertemente preconsolidada del Cretácico. Debido a la expansión, las divisiones se rompieron. En algunas estructuras Simpson logro evitar futuros incrementos de la expansión con la construcción de pequeños túneles de ventilación por debajo del sótano.

Las expansiones más notables en México han ocurrido en las arcillas del Bajío, que está rodeado por cerranías y conos volcánicos extintos. En general son zonas de rellenos aluviales variando en su edad geológica del Mioceno al Reciente, formando frecuentemente llanuras de inundación. Las arcillas que se encuentran en esa región son todas del tipo expansivo, variando poco de Querétaro a la Piedad Mich.

LUGAR	L <sub>s</sub> %	I <sub>p</sub> %	w %
QUERETARO	60-90	27-60	25-38
AJACUBA	54	34	19
LEON	76	46	26
IRAPUATO	40-75	20-47	10-35

Jennings, 1960, Seed, 1962, Cordero, 1989, afirman que los prerequisites para la expansión de las arcillas son: una alta actividad, bajo índice de liquidez, baja posición del nivel freático y una evaporación que exceda a la precipitación. Estas conclusiones no pueden ser válidas para todos los casos ya que algunas arcillas expansivas tienen una actividad normal. Igualmente, Tshebottarioff describió los daños a edificios como resultado de expansiones en el este de Cuba donde la lluvia excede grandemente a la evaporación. Sin embargo, todos los fenómenos de expansión tienen los siguientes rasgos comunes: El nivel freático se localiza a una profundidad de por lo menos 4.5 m por debajo de la superficie del suelo. La arcilla tiene un índice de plasticidad promedio de más de 30; y un índice de liquidez cercano a cero.

En contraste a la expansión por humedad, la cual ocurre sólo en arcillas fuertemente preconsolidadas con un alto índice de plasticidad, el fenómeno de la expansión por congelación es más evidente en suelos normalmente consolidados con un bajo índice de plasticidad. La expansión que se asocia con el congelamiento estacional está limitada estrictamente a la profundidad de

penetración de la helada, la cual se incrementa de unos cuantos centímetros más allá de las fronteras de las zonas subtropicales a un máximo de 3 a 4 metros en regiones de congelamiento degradante en zonas más nórdicas. Más allá de estas regiones el suelo está permanentemente congelado hasta una profundidad que aumenta en forma general hacia los polos y la zona de congelamiento temporal es reemplazada por una zona de deshielo temporal.

En suelos de grano grueso el agua se congela in-situ y su volumen aumenta en casi un 10%. La correspondiente elevación del suelo no tiene consecuencias. Por otro lado, en suelos cohesivos, se forman capas de hielo claro. El agua contenida en esos lentes se succiona por capilaridad desde lo más profundo hacia los centros de congelamiento. La cantidad total de agua contenida en la capa superior aumenta y, la superficie se eleva perceptiblemente. A esta elevación se le conoce como "expansión por congelación". Las peores expansiones por congelación ocurren en suelos dominados por la fracción limosa, ya que estos suelos combinan gran altura de ascensión capilar con una permeabilidad relativamente alta. Debido a la alta permeabilidad, grandes cantidades de agua pueden alcanzar la base de las formaciones de hielo en poco tiempo.

Cuando el hielo se funde, en la primavera, el estrato que contiene las capas de hielo se rompe y se vuelve una masa lodosa ya que su contenido de agua es mayor que el que tenía antes del inicio de la temporada invernal. En áreas donde la zona de acreación (zona comprendida entre la superficie del suelo y el nivel de aguas freáticas, fig. 19) es mas pequeña (en distancia

vertical) que la altura de ascensión capilar de los sedimentos localizados dentro de esta zona, la expansión por congelación puede alcanzar hasta 15 cm y el subsecuente descongelamiento de las capas de hielo lleva a la formación de pequeñas extensiones o capas de material muy suave. Debido a los efectos perjudiciales de estos procesos en carreteras de superficie dura (de concreto hidráulico) la expansión por congelación ha sido objeto de amplias investigaciones por más de 30 años.

#### 4.7.- CAMBIOS EN LAS CONDICIONES DEL AGUA SUBTERRANEA.

Si el nivel piezométrico del agua contenida en los vacíos de un suelo subyacente a un talud aumenta, el valor " $\alpha$ " en la ecuación 10 aumenta en cada punto de los sedimentos que se localizan bajo la superficie piezométrica; el valor correspondiente de la resistencia al esfuerzo cortante de éste suelo decrece y puede ocurrir un deslizamiento. Esta es una de las causas más comunes de la falla de taludes en suelos de grano fino.

El ascenso del nivel piezométrico puede causarse al llenar un depósito de almacenamiento, por el lixiviado de un canal de irrigación, por el ascenso del nivel freático en una formación de roca agrietada que se localiza bajo la base de los sedimentos y por otros varios incidentes. Antes que las consecuencias de la elevación del nivel piezométrico sean visibles, el cambio en la presión de agua de poro puede detectarse por observaciones en tubos piezométricos. Si tales observaciones no se hacen, los movimientos del suelo producidos por los cambios dan la impresión

que ocurrieron sin provocación alguna. Los siguientes ejemplos ilustran la variedad de las consecuencias de un aumento del nivel piezométrico.

La figura 20 es una sección vertical a través del subsuelo de una casa de máquinas localizada a la orilla de un lago en la Costa Range. De acuerdo a los resultados de sondeos realizados antes de la construcción, el sitio se localiza en un depósito "D" compuesto de limos y de detritus de arena que se apoya sobre una fuerte capa de arcilla glacial, ligeramente varvada "C".

Tan pronto como se terminó la construcción, se notó que la casa de máquinas avanzaba hacia el lago en dirección inclinada a una velocidad de 1.5 cm/año. En la siguiente primavera aparecieron grietas de tensión con un ancho de varios centímetros de abertura, a una distancia de casi 60 metros de la orilla del lago, se extienden desde la zona donde se encuentra la casa de máquinas hasta una distancia de casi 300 metros en direcciones opuestas.

Debido a estos desarrollos se tuvieron que hacer sondeos suplementarios que proporcionaron la información que se ilustra en la figura 20. La arcilla firme se apoya a una profundidad de casi 30 metros bajo el nivel del lago en un estrato muy compacto de limo y arena limosa. La resistencia del estrato de arcilla está perjudicada por varias zonas trasquiladas, lo cual indica que ha ocurrido un deslizamiento o deslizamientos en alguna ocasión en donde se encuentra la casa de máquinas. Durante las operaciones de sondeo se notó que el agua ascendió durante la noche en los tubos de ademe. Por tanto, se instalaron medidores

de Bourdon en los tubos de ademe y las medidas leídas mostraron que los niveles piezométricos al tiempo de la instalación fueron cercanas a la línea marcada con  $H_{min}$  en la misma figura. Durante la primavera siguiente las elevaciones piezométricas aumentaron rápidamente y cuando alcanzaron valores representados por las ordenadas  $H_{max}$  se formó una nueva grieta de tensión paralela a la orilla del lago y cercana a la grieta precedente.

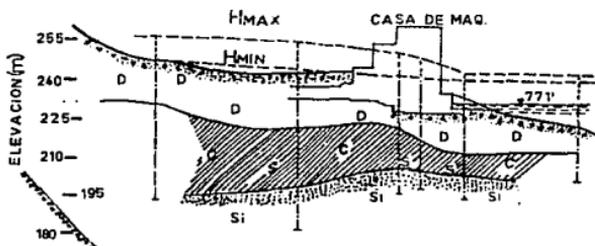


FIG. 20 PRESION HIDROSTATICA EN EXCESO EN UN ESTRATO DE LIMO LOCALIZADO BAJO UN ESTRATO DURO DE ARCILLA. ESTE DE LA COSTA RANGE EN BRITISH COLUMBIA.

Estas observaciones explicaron el mecanismo de los movimientos del suelo. La resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la base del estrato de arcilla se determina mediante la ecuación 10. Como la presión del agua " $u$ " en la base del estrato de arcilla aumentó, el factor  $(\sigma - u)$  en dicha ecuación disminuyó. Cuando se acercó al valor cero, el suelo bajo la margen del lago se deformó por el desplazamiento de la superficie de contacto entre el limo y la arcilla.

Un proceso similar llevó a la destrucción parcial de una casa de máquinas en la costa oeste del lago Whatshan en British Columbia. La casa de máquinas se localiza en la orilla del lago,

en el borde de un terraplén bajo que consiste de limos y de arena limosa. El material del terraplén se apoya en una pendiente excesivamente inclinada de roca basal, un granito fracturado que contiene zonas trasquiladas. La superficie del terraplén se eleva hacia el talud de roca y en el pié del talud de roca está enterrada bajo boleos de granito de roca y escoria. El deslizamiento ocurrió en la base del talud de donde la roca se cubrió con limo y el material que deslizó descendió hasta la casa de máquinas. Investigaciones subsecuentes demostraron que el deslizamiento fue causado por un incremento de la presión hidrostática, "u" y como consecuencia disminuyó la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de contacto entre el granito y el material del terraplén, producto de un lixiviado a través de las grietas en el revestimiento de los túneles de presión dentro del granito fracturado.

También pueden ocurrir deslizamientos cada año, en la primavera cuando se funde la nieve, en taludes de depósitos de limo que ocupan la parte más baja de muchos de los valles glaciares en forma de U, al sur de las Columbias Británicas, como los valles de los ríos Frazer, Big Thompson, Columbia y Okanogan. De acuerdo a Matthews, estos depósitos se formaron al final del Pleistoceno por sedimentación de hielo de lagos de represa. Los actuales valles de ríos se formaron fuera de los depósitos de limo por erosión a una profundidad de varios metros y sus lados se elevan en terraplenes hasta el nivel de la superficie original de limo.

En muchas secciones de estos valles, la roca está intensamente fracturada y su permeabilidad es más grande que la del limo. En estas secciones el nivel freático aumenta durante el periodo de fusión de la nieve hasta una altura sobre la del actual fondo del río. La presión en el agua de poro del limo aumenta y los deslizamientos sobrevienen dondequiera que la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de superficies potenciales de deslizamiento desciende por debajo del valor de los esfuerzos cortantes. En el valle del Río Big Thompson estas condiciones fueron las responsables de los deslizamientos que ocurrieron a lo largo de las líneas del "Canadian Pacific" y del "Canadian National Railway".

Un inevitable aumento de la presión en el agua de poro también puede ser causado al llenar un depósito de almacenamiento o al aumentar su nivel.

Si un depósito de almacenamiento formado por una presa que se apoya en sedimentos se llena por vez primera, probablemente saldrán manantiales del suelo cerca del pié de los taludes aguas abajo del área ocupada por la presa. La erosión del subsuelo comenzando en uno o más de estos manantiales puede producir conductos en forma de túnel siguiendo las venas de agua en una dirección ascendente. Si uno de estos túneles se aproxima al fondo del depósito, el agua se precipita dentro del túnel, el túnel se amplía rápidamente, su techo falla y la presa falla. A estos pavorosos accidentes se les conoce como fallas debidas a tubificación. Ello puede ocurrir sin ningún signo de peligro muchos años después de que un depósito se llenó por vez primera.

Terzaghi demostró que el factor de seguridad de una presa que se apoya en sedimentos, con respecto a la tubificación, puede variar entre menos de uno y más de 10, dependiendo de los detalles de estratificación que no pueden investigarse por cualquier medio practicable, antes de llenar del depósito. Sin embargo, el peligro de la tubificación puede ser seguramente, eliminado, independientemente de los detalles de estratificación, cubriendo el área de salida del agua filtrada por un filtro invertido, adecuadamente graduado, después que se determina la localización de los puntos de peligro mediante observaciones.

Las condiciones que llevan a la tubificación también pueden ser establecidas por procesos naturales. Un incidente de esta clase ocurrió a las afueras de la ciudad de Memphis, Tenn. La ciudad se localiza en el borde de un terraplén, a una elevación de casi 30 metros sobre el nivel más bajo del agua del río Mississippi, sobre la superficie de un estrato de arcilla amarilla firme con un espesor de cerca de 18 metros. La arcilla reposa sobre un estrato de arena limosa limpia con agua con un espesor de cerca de 12 metros. En el lado del río, el afloramiento del estrato de arena está cubierto por una capa practicamente impermeable de material de deslizamiento. Como consecuencia el nivel piezométrico del agua en la arena se localizó sobre el nivel mas bajo del Mississippi.

Durante el retroceso de una inundación en el Río Mississippi, Terzaghi reporta que una franja de tierra con una longitud de más de 210 metros y con un ancho de más de 30 metros localizada próxima a la orilla más alta del talúd que desciende hacia el río, comenzó a hundirse a una velocidad de cerca de 30

centímetros por hora y continuó a esa velocidad durante casi treinta horas. Al final de ese periodo el área hundida fue rodeada por un farallón vertical de arcilla. Sondeos subsecuentes demostraron que el espesor del estrato de arena decreció por debajo del área hundida en la cantidad completa del hundimiento.

De acuerdo a Terzaghi el hundimiento fue causado por tubificación; la arena fluyó hacia una abertura en la cubierta de arcilla que se formó por erosión en la cubierta durante el precedente punto más alto del agua del río Mississippi. La abertura se localizó a una distancia no menor de 300 metros al sur aguas abajo del área de hundimiento.

## CAPITULO 5.- DISCUSION, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En este trabajo se trató de mostrar que el comportamiento de los suelos de acuerdo con las operaciones ingenieriles puede ser predeterminado con razonable seguridad sólo si se conocen sus propiedades físicas involucradas en las operaciones ingenieriles.

Según la experiencia general, la clasificación de los suelos sobre la base de la inspección visual y sobre la de la investigación petrográfica de muestras obtenidas de los sondeos de exploración convencional es inadecuada y muchas veces engañosa.

Las propiedades significativas de los materiales encontrados en las operaciones de sondeo pueden ser reconocidas y adecuadamente descritas solamente sobre la base de los resultados de pruebas de laboratorio en muestras inalteradas o de pruebas de campo como se explicó en este trabajo. Aún cuando, donde las investigaciones han sido las portadoras, la información disponible es aún más o menos fragmentaria, a causa de que las propiedades de los depósitos naturales de sedimentos varían de un punto a otro y la construcción de perfiles del suelo requiere una cantidad considerable de extrapolaciones.

La extrapolación consiste en establecer el patrón de estratificación sobre la base de la información obtenida de los sondeos realizados espaciados entre sí no más de 15 metros.

El patrón de estratificación se determina por la historia geológica de los depósitos el cual, a su vez, refleja las propiedades físicas de los suelos, como también se explicó en este trabajo. Por tanto, el conocimiento de la relación entre propiedades físicas e historia geológica es de sobresaliente importancia práctica. Por otro lado, los resultados de investigaciones detalladas del subsuelo, relacionadas con las operaciones ingenieriles preparan al Ingeniero con una nueva fuente de información significativa.

El comportamiento de los suelos depende, con mucho, del medio de transporte al que estuvieron sujetos para su formación (eólico, lacustre, glacial, etc.), ya que forman depósitos con una serie de propiedades particulares, como: compresibilidad, resistencia, permeabilidad, velocidad de propagación de ondas sísmicas, etc.

## BIBLIOGRAFIA.

- COVITUR., "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México"., Septiembre de 1986.  
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
- Flores L., Baranda A., Morales A., "Cimentaciones en Suelos Susceptibles a Licuación"., Tesis de Licenciatura., F. I., UNAM., Mexico 1987.
- Juarez E., Rico A., "Mecánica de Suelos Tomo II"., México., 1982.
- Masari M., Marsal R., "El subsuelo de la Ciudad de México"., México., 1959
- Morales R., Murillo R., "El Subsuelo del Ex-Lago de Texcoco"., Congreso Panamericano., Valparaíso Chile., 1990.
- Morales R., Murillo R., "Comportamiento de los Suelos Blandos del Ex-Lago de Texcoco"., 1991.

- Oviedo E., "Influencia de las Características de las Arcillas y Factores Operacionales en el Diseño y Comportamiento del Relleno Sanitario BORDO PONIENTE"., Tesis de Licenciatura F.I., UNAM., México 1972
- Phillips W., Phillips N., "Fundamentos de Mineralogía para Geólogos"., 1986.
- S.M.M.S., Simposium "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México"., México., 1978.
- S.M.M.S., "Los Sismos de 1985, Casos de Mecánica de Suelos"., 1986.
- S.M.M.S., Simposium sobre "Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México"., México., 1989.
- S.R.H., "Primera Experiencia en México con Arcillas Dispersivas"., 1974.
- Terzaghi K., "Influencia de los Factores Geológicos en las Propiedades Ingenieriles de los Suelos"., Economic Geology, U. S. A. 1950.
- Terzaghi K., "Mechanism of Landslides"., The Geological Society of America., 1950.

## APENDICE I.- ORIGEN GEOLOGICO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.

### I.1.- GENERALIDADES.

La Cuenca del Valle de México, cuya superficie es de unos 9,600 Km<sup>2</sup>, tiene un contorno irregular de forma alargada, cuyo eje mayor está orientado NE-SW con una extensión de unos 148 Km, desde la Sierra de las Cruces al suroeste hasta la Sierra de Pachuca al noreste, atravesando al lago de Texcoco; la zona más angosta comprende la porción meridional de la región, desde la Sierra de Tezontlalpan al noreste hasta el Cerro Tlaloc al sureste; su longitud es de unos 65 Km. Está limitada al sur por la Sierra Ajusco-Chichinautzin, al oriente por las sierras: Nevada, Rio Frio y Calpulalpan, y al poniente por la de las Cruces y de Tepozotlán.

Es de tipo endorréica, pertenece a las planicies escalonadas (Lugo - Hubp, 1984) que forman parte del Arco Volcánico Trans-americano (AVT) (Damon et al, 1981) y es una extensa altiplanicie lacustre con altitud promedio de 2240 m.s.n.m.

### I.2.- ORIGEN Y EVOLUCION.

El comienzo de la subducción de la Placa de Cocos en el Pacífico, debajo de la masa continental meridional de México creó, primero, la Fosa de Acapulco, foco principal desde entonces

de la elevada sismicidad del Sur de México y en seguida el levantamiento de la Mesa Central Meridional. La placa al hundirse hasta una profundidad de unos 100 Kilómetros en el Manto Superior, produjo una primera faja volcánica representada entre otras por las vulcanitas en el área de Temascaltepec, Taxco, Iguala y probablemente Oaxaca. Posteriormente, posiblemente por un cambio en el ángulo de subducción (ángulo más suave), la disolución de la placa produjo los magmas que han constituido a partir del Mioceno Medio el gran conjunto de rocas volcánicas que forman la moderna Faja Volcánica Transmexicana. Es en el centro de dicha faja que se sitúa la Cuenca de México.

Lo zigzagueante de la Faja Volcánica sugiere una fragmentación de la Placa de Cocos a partir de la trinchera de Acapulco. Además, su considerable aunque variante anchura en sentido N - S (70 a 150 Km) dentro de la parte central, es un argumento en favor de un ángulo muy suave de subducción, ángulo que se acentúa hacia el área istmica.

Es probable que en el Mioceno Superior y el Plioceno la Faja Volcánica tuviera su continuación desde la cuenca de Oriental al SE. rumbo al Pacífico, aunque en el cuaternario este tramo ha permanecido prácticamente inactivo en el área de Oaxaca y en el Istmo. También se estima que los volcanes al N y al SE de Veracruz (Chiconcuaco y los Tuxtles), considerados como extremo oriental de la Faja Volcánica, no pertenecen al vulcanismo producto de la subducción de la Placa de Cocos, sino que son más bien el resultado de erupciones a partir del Manto Superior,

ligadas a una estructura cortical de origen distinto y que se extiende desde los Tuxtles hasta el Chiconcuaco, pasando frente a las costas de Veracruz.

En la Faja Volcánica Transmexicana, parece coincidir con ella, en su parte central, una zona angosta de profundo fracturamiento cortical, que ocurre desde Bahía de Banderas en el Pacífico hasta los Tuxtles en el Golfo de México y que ejerce un control tectónico sobre un buen número de los volcanes. Este fracturamiento, originado, probablemente en el Triásico y análogo a los lineamientos de Zacatecas y Monterrey más al norte, liga las manifestaciones del vulcanismo creado por subducción con el vulcanismo del Golfo de México, dependiente de la estructura cortical mencionada en el párrafo anterior. Es interesante notar que el profundo fracturamiento cortical aludido sufre, al W de la Cuenca de México, entre el área de Temascaltepec y Acambay, una interrupción que puede ser interpretada como un desplazamiento lateral a la derecha; su edad sería pre-cretácica.

Por fin, puede observarse también una segunda zona de fracturamiento importante, que principiando en el Nevado de Toluca avanza al Este, pasa por la Sierra del Chichinautzin, donde gira al ENE, en seguida se introduce al volcán de la Malinche y se prolonga eventualmente hasta la zona del Chiconcuaco en el Golfo de México.

Visto en grande, la Faja Volcánica Transmexicana representa una manifestación compleja en la que intervienen varios elementos que son:

- Elemento producido por la subducción
- Elemento del fracturamiento Transcontinental, desplazado por corrimiento.
- Fracturamiento del Arco Tarasco
- Fracturamiento Chichinautzin-Malinche- Chiconcuaco
- Fracturamiento de Querétaro
- Fracturamiento de la fosa de Colima

Las rocas marinas del Cretácico son el basamento de la secuencia volcánica y sedimentaria continental del Terciario y del Cuaternario en la Cuenca de México. Las calizas arcillosas del Cretácico Superior de la Formación Morelos se encuentran a 1550 m de profundidad y en Tulyehualco a 2100 m, las calizas no son arcillosas y son del Cretácico Medio de la Formación Cuautla, lo cual denota el estilo de deformación y de fallamiento en bloques que conforman el basamento de la cuenca.

#### I.2.1.- MIOCENO INFERIOR Y MEDIO.

El basamento volcánico del Terciario Medio de la Cuenca de México representado por la formación Xochitepec está afectado por dos sistemas de fallas y fracturas debidas a las reactivaciones tectónicas que hubo en esa época. El primer sistema corre de SW-NE; y el otro sistema de SE-NW, probablemente generados por los esfuerzos compresivos de la placa de Cocos (Mooser, 1975; Aguayo y Marín 1987). El fracturamiento SW-NE está representado por la falla Apan-Tlaloc, que afecta en su prolongación sur al Tepozteco. El fracturamiento SE-NW corresponde al alineamiento Popocatepetl-Cerro de los Pitos-Cerro de Chimalhuacán y Sierra de Guadalupe.

### 1.2.2.- MIOCENO SUPERIOR.

A fines del Mioceno se formaron las Sierras de Pachuca, de Tepetzotlán, de Guadalupe, del Patlachique y del Tepezan. Consisten en estrato-volcanes menores y medianos, de composición andesítica y dacítica así como de domos esencialmente dacíticos. El conjunto de estas sierras (Mooser, 1975) constituye el Grupo de las Sierras Menores.

### 1.2.3.- PLIOCENO INFERIOR.

Debido a la fuerte reactivación tectónica de esta época, se crearon las elevadas sierras de Las Cruces y la Sierra Nevada, al Este y al Oeste de la Cuenca de México respectivamente, constituidas por lavas andesíticas y dacíticas porfídicas, denominadas como Grupo de las Sierras Mayores (Mooser, 1975).

Ambas, la Sierra de las Cruces y la Sierra Nevada, constituyen alineamientos dirigidos al NNW.

### 1.2.4.- PLIOCENO CUATERNARIO O TARDIO.

En este periodo, las erupciones en las cumbres de las grandes sierras, a menudo formaban domos andesíticos y dacíticos y se desarrolla una red fluvial que drena hacia el Amacuzac el espacio entre las dos sierras elevadas comprendido hasta Pachuca.

En el suroeste de la futura Cuenca de México, la evidencia morfológica, permite reconstruir al pié de las lomas, entre el cerro de Chapultepec en el W, y en el Peñón de los Baños en el E, un valle importante que corre desde la Sierra de Guadalupe hasta el espacio entre la Sierra de Zempoala y el Tepozteco. Tal valle recibía cuatro importantes afluentes: en el norte el Río Hondo, en el centro los Ríos de Mixcoac y de Contreras y en el sur el Río Ajusco sepultado hoy por lavas.

En esta época cambió el régimen tectónico. Se formaron fracturas dirigidas esencialmente W - E en la zona de la Malinche al norte de Toluca. Sin embargo, en el espacio intermedio de la Cuenca de México, estas fracturas sufrieron una ligera deflexión (Mooser, 1978), manteniendo una dirección WSW - ENE. Uno de los productos de este vulcanismo, fue probablemente el Cerro del Ajusco. Se trata del alineamiento caracterizado por la Sierra de Santa Catarina. La actividad tectónica dió origen a efusiones de andesitas y sucesivamente, andesitas basálticas; los basaltos fueron abundantes, dando lugar a la acumulación de más de 1000 Km<sup>3</sup> de rocas volcánicas que constituyen a la Sierra del Chichinutzin con más de 120 conos cineríticos. Este volumen de rocas volcánicas se desarrolló en los últimos 700 000 años y sirvió de umbral para que esta sierra cerrara la Cuenca de México.

Al pié de las sierras que circundan a la Cuenca de México se depositaron abanicos aluviales y lahares, intercalados con capas de pómez, cenizas, suelos, gravas y arenas de origen fluvial; a todo este complejo vulcano-sedimentario, se le conoce como formación Tarango (Bryan, 1948; en: Sánchez-Díaz, 1989) cuya

localidad tipo está al sur-poniente en la Ciudad de México. Hacia el suroeste de la Ciudad de México la Formación Tarango se encuentra cubierta por gravas del grupo Chichinautzin, pertenecientes a los derrames del Xitle en la zona del Pedregal de San Angel. En la porción occidental de esta Cuenca la Formación Tarango está al pié de la Sierra de las Cruces, desde la región norte de Cuajimalpa hasta la parte occidental de San Pedro Atlapulco, al sur de la Marquesa.

Finalmente en las épocas glaciales de los últimos 100 000 años, y debido a las lluvias abundantes pudieron formarse cuerpos de agua importantes, que aveces se unían en un solo gran lago.

En relación a los lagos pleistocénicos y recientes, puede establecerse una división en dos: a) lagos formados en las partes bajas, que constituyeron vasos de evaporación y por ello fueron salobres; se trata de los lagos de Xaltocan y Texcoco; b) lagos que se formaron al pié de la Sierra del Chichinautzin, que fueron nutridos constantemente por manantiales prolificos y que por ello fueron de agua dulce.

El antiguo lago de Tenochtitlán representa un caso intermedio, habiendo sido casi siempre dulce, debido a los manantiales de Chapultepec y Tlalpan y a las importantes aportaciones de los arroyos de las Lomas. Sin embargo, su límite oriental con el lago de Texcoco fue siempre dinámico, avanzando y retrocediendo las aguas salobres del último, de acuerdo con el régimen de lluvias.

### I.3.- COMPOSICION MINERALOGICA

Las condiciones de sedimentación, y el tipo de materiales que constituyen los suelos arcillosos determinan la microestructura de los estratos del subsuelo, y a su vez, dan origen al comportamiento mecánico observado en la práctica de la ingeniería.

El antecedente más completo en cuanto a identificación de los componentes que forman las arcillas de la Ciudad de México se debe a Marsal y Masari (1939) quienes dan algunos de los primeros indicios de cuales son los minerales presentes, así como de la complejidad de su constitución. Previamente, Zeevaert (1949) analiza su material del subsuelo y concluye que la fracción fina (menor a 2 micras) se compone en más del 50% por montmorilonita. Otros autores, entre ellos Casagrande (1951) manejan también este dato, pero sin presentar resultados de análisis propios.

Leonards y Girault, en 1961, analizan nuevas muestras de estratos diferentes a los estudios anteriores, y concluyen que la cristalinidad de las arcillas es tan pobre, que difícilmente se pueden catalogar como montmorilonitas o ilitas y deciden catalogarlas como alófanos (sin estructura periódica).

En un nuevo intento de identificación, Lo, en 1962 investiga otra muestra más y encuentra también materiales poco cristalinos (amorfos). Así mismo, Girault (1964) vuelve a insistir en que los minerales son alófanos y descarta definitivamente, la presencia del grupo de esmectitas (entre las que se encuentra la montmorilonita).

Pero, Mesri et al (1975), realizan numerosos estudios de una sola muestra de unos 15 metros de profundidad para concluir que la fracción arcillosa contiene minerales de la familia de las esmectitas, hecho que contradice a Girault y en parte a Marsal y Masari.

La causa de las contradicciones entre los estudios precedentes es relativamente sencilla de explicar; todos analizaron muestras diferentes. Todos reportan metodologías de análisis contundentes, sin embargo, al existir una considerable variación de la mineralogía con la profundidad, sobre todo de la fracción fina, era natural que los resultados fueran contradictorios. Así se puede comprobar que, para algunos estratos, Zeevaert tenía razón; hay horizontes donde la fracción fina se compone de montmorilonitas perfectamente identificables. También Marsal y Masari tenían razón, al no separar y analizar exclusivamente la fracción más fina, encontraron que dominan en muchos estratos las ilitas, no obstante cabe mencionar que de todos los análisis, estos autores llegaron a las conclusiones más balanceadas.

También es necesario señalar que la interpretación depende estrictamente de la fracción requerida en cada estudio, y aún de la terminología utilizada. Si se toma la fracción más gruesa, el subsuelo se compone de los siguientes minerales: ilitas, plagioclasas, calcitas (de conchas de ostrácodos no de evaporitas), cristobalitas, dolomitas, cuarzo, hornblenda y anfíbolas, en donde el orden de abundancia de los minerales, varía erráticamente con la profundidad. No obstante, si se toma el otro extremo, la fracción más fina, se encuentran diversas

esmectitas, dominando a veces montmorilonitas, illitas, cloritas, caolinitas, micas y nontronitas; también variando en orden y proporción con la profundidad

Las arcillas del Valle de México se han estudiado en diversas ocasiones y comúnmente se ha concluido que la fracción fina (menor de 2 micras) corresponde en más del 50% a arcillas montmoriloníticas (Zeeveart, 1949), con pobre estructuración, amorfas o criptocristalinas, con calcita, clásticos basálticos y diatomeas (Coria y Pablo, 1975). Otros estudios han señalado la presencia de illita y materia orgánica (Marsal y Mazari, 1959). Estudios posteriores demostraron que existe una gran variación de la mineralogía con la profundidad, sobre todo de la fracción fina, y que ambos tipos de arcillas se encuentran presentes en la columna estratigráfica, donde el orden de abundancia de los minerales varía erráticamente con la profundidad (Peralta, 1989).

En general, los suelos arcillosos son mezclas complejas de minerales arcillosos con gran cantidad de vidrio y cenizas volcánicas difíciles de clasificar, ya que además contienen, aparte de todo lo anterior, gran variedad de microorganismos que forman parte de la estructura, sales disueltas, grasas de origen animal y materia orgánica. Todo ello en combinación da por resultado un suelo heterogéneo cuya microestructura determina el comportamiento ante cargas externas estáticas y dinámicas, su resistencia, su deformabilidad y su modo de falla. Esta dependencia microestructura-comportamiento, es muy difícil de predecir.

La heterogeneidad de los suelos arcillosos es aún más importante si se considera que los microfósiles tienen un tamaño de 80 a 200 veces mayor que el de las partículas arcillosas y además, no se adhieren a ellas, interrumpiendo así la continuidad de las propiedades entre minerales. Por otro lado hay que recordar que las propiedades de un material dependen, en una medida significativa, del tamaño y distribución de sus componentes.

Dentro de los fósiles, los hay de dos tipos: ostrácodos y diatomeas o diatomáceas. La concha de los ostrácodos está formada sobre todo por carbonatos de calcio (calcita), que es lo que llega a formar el llamado "caliche", evaporita de los carbonatos, que se observa en el vaso del ex-lago de Texcoco.

Por otra parte las diatomeas son algas unicelulares que habitan en ciertos lagos. Sus valvas se componen de sílice ( $\text{SiO}_2$ ) y son muy porosas, por lo cual retienen, al igual que los ostrácodos, una gran cantidad de agua en su estructura.

En el ex-lago de Texcoco ha proliferado por siempre el alga espirulina, alga microscópica, la cual ha formado suelos con muy bajo peso volumétrico, inferior al peso volumétrico del agua ( $670 \text{ kg/m}^3$ ) en estado seco y con contenidos de agua "w" mayores a un 300%.

Las diatomeas tienden a formar enlaces muy fuertes con las arcillas, de ahí la alta resistencia intermolecular de éste tipo de suelos, y en particular, los del ex-lago de Texcoco, aunque durante las sollicitaciones externas, tanto las diatomeas como los

ostrácodos tienden a actuar como superficies de falla, desde el punto de vista microscópico; son micro grietas que debilitan al material. Peralta et al, 1989, han encontrado "una correlación entre cantidad de fósiles y algunas propiedades físicas, como la fragilidad y el contenido de agua", así como con grasas de origen animal, hipótesis explicativa adicional de otra propiedad característica de las arcillas lacustres, su tacto resbaloso, que les ha valido el mote popular de "jaboncillo". Sin embargo, en los trabajos de Marsal y Masari y cuando menos en los de Mesri et al., se demuestra que el origen de esta característica es otro, y proponen que, son las diatomeas las causantes de tan pertinaz deslizamiento, o lo adjudican a las sales potásicas presentes, que también causan un efecto similar.

Para algunos estratos limo-arcillosos grises con inclusiones blancas (ostrácodos o lentes pumíticos), la porción de arcilla es muy baja (menos de 3%) y de ahí todavía habría que ver que proporción es de cada tipo de arcilla. Esto, la influencia del secado y los procedimientos de laboratorio al realizar las pruebas de clasificación, así como una posible falla de la concepción de la carta de plasticidad, específicamente en la pendiente de la línea A, la cual quizás debiera ser un poco más suave (o tal vez abatir su pendiente a partir de la línea  $L_1=100\%$ ), han originado problemas al clasificar estos suelos, ya que se les ha identificado como limos en lugar de arcillas en zonas donde tradicionalmente se ha supuesto que se encontrarán exclusivamente arcillas (Demeneghi A., 1987; Juárez E., y Rico A., 1978; Marsal y Graue, 1969).

Sin embargo, de todo lo anterior existe aún una gran discusión empezando por la contradicción en la nomenclatura entre geólogos (mineralogista) e ingenieros de mecánica de suelos (civiles); para los primeros, la arcilla es un compuesto determinado por propiedades físico-químicas; para los segundos, las arcillas son generalmente clasificadas como la fracción menor de la malla 200, en donde se clasifican por el tamaño de la partícula y no por su composición.