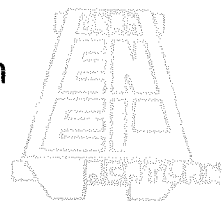




Escuela Nacional de Estudios Profesionales-Acatlán

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



LICUACION DE SUELOS

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

EVA VIOLETA GUTIERREZ BECERRIL

Santa Cruz Acatlán, Edo. de Méx. 1979

4.0028703



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ENEP ACATLÁN
COORDINACION DEL PROGRAMA
DE INGENIERIA Y ACTUARIA

CAI-C-0009-79

SRITA. EVA VIOLETA GUTIERREZ BECERRIL
Alumna de la Carrera de Ingeniería Civil
P r e s e n t e

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 6 de noviembre de 1978, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Licuación de Suelos", el cual se desarrollará como sigue:

1. Introducción.
2. El comportamiento estático de los suelos granulares.
3. El comportamiento dinámico de los suelos granulares.
4. Las fallas por licuación.
5. Descripción de los casos conocidos.
6. El mecanismo de producción y propagación.
7. La "Teoría de la Filtración" de Maslov.
8. La influencia de los diferentes factores.
9. Estudios de laboratorio y campo.
10. Criterios prácticos en vigencia.
11. Resumen y conclusiones.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor -- Ing. Gabriel Moreno Pecero, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Sta. Cruz Acatlán, Edo. de México a 10 de enero de 1979

ING. IGNACIO LARRAGA G.,
Coordinador del Programa
de Ingeniería y Actuaría.

LICUACION DE SUELOS

ÍNDICE

	página
Cap. I. Introducción	1
Cap. II. El comportamiento estático de los suelos granulares	4
2.1 Generalidades	4
2.2 Valores de ϕ en los suelos granulares	7
2.3 La relación de vacíos crítica e_{cr}	10
2.4 Los cambios volumétricos durante el corte	19
Cap. III. El comportamiento dinámico de los suelos granulares	27
3.1 Generalidades	27
3.2 La resistencia al corte bajo vibraciones	28
3.3 Cambios volumétricos y de la presión de poro bajo - vibraciones	32
3.4 La permeabilidad bajo vibraciones	44
Cap. IV. Las fallas por licuación	52
4.1 Cuestiones básicas	52
4.2 Tipos de suelos afectados	53
4.3 Causas de la licuación	54
4.4 Efectos de la falla por licuación	57
4.5 Clasificación de los casos conocidos	58
Cap. V. Descripción de los casos conocidos	72
5.1 Explicación previa	72
5.2 Taludes naturales	73
5.3 Presas y terraplenes	87
5.4 Cimentaciones y estructuras de contención	92

M-0028703

	página	
5.5	Los deslizamientos submarinos	95
5.6	Los flujos en materiales secos	98
5.7	Las arcillas muy sensibles (quick clays)	100
Cap. VI.	El mecanismo de producción y propagación	104
6.1	Generalidades	104
6.2	La teoría de la relación de vacíos crítica (e_{cr})	105
6.3	Conceptos de Casagrande y de la W.E.S.	106
6.4	La licuación por causas dinámicas	108
6.5	La teoría de la perturbación dinámica de la estructura	109
6.6	La teoría de la filtración	112
6.7	Teorías sobre la licuación progresiva	113
6.8	Teorías más recientes acerca de la licuación	115
Cap.VII.	La "teoría de la filtración" de Maslov	123
7.1	La resistencia al corte y la aceleración crítica	123
7.2	Caso de un estrato horizontal	126
7.3	El coeficiente de compactación dinámica	128
7.4	Estabilidad sísmica de un talud	130
7.5	Observaciones	133
Cap.VIII.	La influencia de los diferentes factores	135
8.1	Generalidades	135
8.2	Características del suelo	135
8.3	Características del estímulo dinámico	138
8.4	Características del estrato o relleno	140
8.5	Estado de esfuerzos	140
8.6	Gradiente hidráulico	142

	página
Cap. IX. Estudios de laboratorio y campo	143
9.1 Generalidades	143
9.2 Prueba triaxial cíclica	144
9.3 Prueba de corte simple cíclico	148
9.4 Prueba en mesa vibradora	149
9.5 Prueba en columna torsionante	151
9.6 Pruebas realizadas con explosivos	152
9.7 Pruebas con pilotes de compactación	154
9.8 Prueba de penetración estándar	155
Cap. X. Criterios prácticos en vigencia	158
10.1 Generalidades	158
10.2 Métodos simplificados	159
10.3 Métodos empíricos	171
10.4 Mejoramiento de suelos	173
Cap. XI. Resumen y conclusiones	185
Referencias	196

CAPITULO I

INTRODUCCION

La licuación de suelos tiene gran importancia debido a la magnitud de los daños que ha causado a diversas estructuras en diferentes países del mundo. En el caso concreto de nuestro país, ésta importancia no es menor, ya que la mayoría de las zonas urbanas se encuentran ubicadas en zonas sísmicas, respecto a las futuras se tiene que prever que no se localicen en zonas potencialmente licuables, al igual que un gran número de presas de tierra y enrocamiento, las cuales están expuestas en cualquier momento a sufrir daños en su estructura a causa de los estragos que provocara un sismo en su cimentación. De ahí la necesidad de intensificar el estudio e investigación del comportamiento de las estructuras que se construyan en zonas de alta sismicidad.

Entre las fallas más espectaculares que se han presentado debido a la licuación de suelos se encuentran las siguientes: - en Zelandia (Holanda) se han producido 229 deslizamientos entre el período comprendido de 1881 a 1946, con un desplazamiento total de 25 millones de m^3 de arena (23). Durante el temblor de Chile en 1960 (25), la tierra fue arrastrada hacia el mar a lo largo de la costa en 600 m, llevándose todas las estructuras de retención. En México, se presentó licuación durante el sismo de Jáltipan, Veracruz, el Río Cotzacoalcos -

tuvo desplazamientos verticales y horizontales de importancia en un gran tramo de la margen izquierda, hubo severos daños en las instalaciones de la zona de astilleros (54). En Alaska, en 1964, se produjeron grandes deslizamientos debido a la licuación del suelo, destruyendo muchas de las instalaciones de la bahía de Anchorage. Muchas de las casas y edificios fueron dañados seriamente debido a las fisuras que se extendían bajo las construcciones (55). En 1964, en Niigata, Japón, muchas estructuras se asentaron más de 1 m y se inclinaron en forma notable; hubo un edificio que giro 80°. Después del sismo el agua empezó a brotar por fisuras formadas en el suelo, en las cuales se llegaron a hundir casas y automóviles. Las estructuras que debían permanecer dentro del terrero emergieron, como sucedió con un tanque para tratamiento de aguas negras. (53). La licuación de los suelos se produce por alguna de las dos causas siguientes: primero, por una perturbación dinámica, como sismo, explosiones o vibraciones, y segundo, los casos en que no existió ningún antecedente dinámico, siendo de otro tipo las causas de la falla. Los suelos que pueden sufrir licuación son los suelos granulares saturados, aunque también se presenta un fenómeno semejante en arcillas saturadas muy sensibles y en suelos granulares secos, pero que no se puede llamar licuación.

Ante éste problema que se plantea no se puede permanecer indiferente, ó a esperar a que la investigación se lleve a cabo en otros países que cuenten con mayor disponibilidad de re

cursos que el nuestro. Sino que se tiene que desarrollar en México una investigación tecnológica que sea propia, y de -- acuerdo con la disponibilidad de recursos que se tenga, ya - que la situación fisiográfica, climática, topográfica, etc., de sitios factibles para la creación de obras de infraestructura nos limita, por tratarse de zonas de alta sismicidad y condiciones geológicas desfavorables por su comportamiento - ante temblores. Debido a los problemas involucrados, sola-- mente con una investigación a alto nivel se podrá llegar a - soluciones confiables para el diseño, y así poder lograr la independencia de la tecnología extranjera, que no siempre es aplicable a los problemas que se presentan en nuestro país.

CAPITULO II

EL COMPORTAMIENTO ESTATICO DE LOS SUELOS GRANULARES

2.1 GENERALIDADES

Es de considerable importancia para el mejor entendimiento -- del problema de la licuación de suelos conocer los parámetros que influyen en el comportamiento de los suelos granulares, -- así como las condiciones que son favorables para que suceda - el fenómeno de la licuación, mismo que será tratado con más - detenimiento posteriormente.

En el presente capítulo se estudian los parámetros que son de interés en el comportamiento estático de los suelos granula-- res. Se entiende como suelos granulares los gruesos consti-- tuídos por arenas y gravas y los finos tales como los limos - no plásticos que en la generalidad de los casos exhiben com-- portamiento friccionante, o sea no tienen componente cohesiva en su resistencia. Según el Sistema Unificado de Clasifica-- ción de Suelos (SUCS) los suelos gruesos se distinguen de los finos a través de la malla 200 (0.074 m); las partículas grue-- sas son mayores que dicha malla, pero menores de 3"; como es el caso de las arenas y las gravas. Y las finas menores que la malla 200, como son las arcillas, los limos y los suelos - orgánicos. (1). Teniendo conocimiento de que muchos materia-- les fallan como consecuencia del estado de esfuerzos que ac-- túe en su interior, inducidos por uno exterior, sin duda la -

resistencia al esfuerzo cortante, en éste caso del suelo, es la característica fundamental a definir en conexión con los problemas de falla, ya que la teoría más usada en Mecánica -- de Suelos atribuye la falla a la igualación del esfuerzo cortante actuante con el resistente.

La resistencia al esfuerzo cortante que presenta un suelo depende del tipo de prueba a que se someta la muestra de suelo, o sea de las condiciones en que se realice dicha prueba, como son: la velocidad de aplicación de la carga, condiciones de drenaje, historia previa de consolidación del suelo y sensibilidad de su estructura. Obviamente la prueba que se seleccionará será aquella que represente mejor las condiciones de trabajo del suelo.

Teniendo presente la Ley de Coulomb, para un suelo granular, como es el caso de algunas arenas, cuyos granos se hayan unidos entre sí por pequeñísimas cantidades de material cementante, como es el carbonato de calcio, la resistencia al corte s se puede expresar por la fórmula:

$$s = c + p \operatorname{tg} \varnothing \quad (2.1)$$

s = resistencia al esfuerzo cortante

c = cohesión

p = esfuerzo normal

\varnothing = ángulo de fricción interna

En la fig. 2.1 se aprecia la variación de s de acuerdo con la fórmula (2.1.). Los casos extremos serían las arenas secas sin cohesión ($c=0$) y las arcillas de comportamiento cohesivo

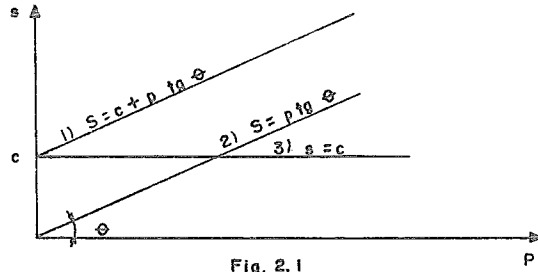
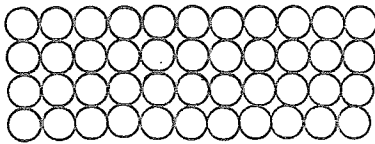


Fig. 2.1

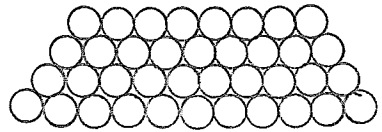
LEY DE COULOMB

- 1) Suelo de comportamiento "friccionante" y "cohesivo"
- 2) Suelo de comportamiento "friccionante"
- 3) Suelo de comportamiento "cohesivo"



a)

Estado más suelto



b)

Estado más compacto

Fig.2.2

COMPACIDAD DE UN CONJUNTO DE ESFERAS IGUALES
Ref.(1).

($\phi=0$). Para un suelo de comportamiento intermedio valdría la fórmula completa. (1)

Para un suelo de comportamiento no cohesivo, el valor de la resistencia al corte estará dado por la fórmula:

$$s = \text{ptg}\phi \quad (2.2)$$

En una arena saturada, la presión normal inicial tendrá que ser sustituida por la presión efectiva, ya que la presión inicial en el agua de los poros no puede ignorarse, con lo cual:

$$s = (p-u) \text{tg}\phi \quad (2.3)$$

En donde $(p-u)$ representa el valor de la presión normal efectiva del suelo. (1) (2)

2.2 VALORES DE ϕ EN LOS SUELOS GRANULARES

En los suelos granulares, el ángulo de fricción interna ϕ , adopta valores diferentes dependiendo de diversos factores, entre los más importantes se encuentran:

la compacidad

la forma de los granos y

la distribución granulométrica

La compacidad, se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas sólidas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas. En un suelo muy compacto, las partículas sólidas que lo constituyen tienen un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación bajo carga del conjunto será pequeña. En suelos poco compactos el grado de acomodo es menor; en ellos el volumen de vacíos y por ende la capacidad de deforma

ción, serán mayores. (2)

El concepto anterior queda representado en la fig. 2.2

La estructura típica de un suelo granular (análoga a la de un agrupamiento de esferas en una caja) recibe el nombre de estructura simple, y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compacidad. Terzaghi propuso el concepto de compacidad relativa para medir tal condición. (3)

Para medir la compacidad de un depósito granular, se pueden utilizar cualquiera de los siguientes conceptos:

$$\text{relación de vacíos} = e = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen de sólidos}}$$

$$\text{porosidad} = n = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen total}}$$

$$\text{peso volumétrico seco} = \gamma_d = \frac{\text{peso de los sólidos}}{\text{volumen total}}$$

$$\text{compacidad relativa} = C_r = D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

Tanto la relación de vacíos como la porosidad indican el porcentaje relativo del volumen de poros en una muestra de suelo. Este volumen de vacíos en general está ocupado por un fluido gaseoso y/o líquido, muy frecuentemente se trata sólo de agua (4). La porosidad se suele expresar en porcentaje. La relación de vacíos se expresa en forma decimal y puede alcanzar valores superiores a la unidad. (4)

En cuanto a la compacidad relativa, $e_{\text{máx}}$ y $e_{\text{mín}}$ corresponden a los estados más compacto y más suelto que pueda presentar el

suelo en cuestión.

La compacidad relativa se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y éste valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos granulares, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos (3).

En la práctica, las variaciones que se han observado de ϕ van desde $\phi = 28^\circ$ en arenas sueltas, uniformes y de granos redondeados, hasta $\phi = 46^\circ$ en arenas compactas, bien graduadas y - de granos angulosos (2)

La forma de los granos. También influye en el comportamiento mecánico de un suelo granular la angulosidad de sus granos, a mayor angulosidad de las partículas sólidas, aumenta el valor de ϕ . Esto se entiende fácilmente si se piensa que existe mayor trabazón entre partículas angulosas que redondeadas, siendo más fácil el deslizamiento intergranular en las primeras - (2) (3).

Granulometría. Un suelo bien graduado experimentará menos roturas que un suelo uniforme de la misma granulometría, ya que en el primero existen muchos contactos entre partículas sólidas y la carga por contacto es, por tanto menor que en un suelo uniforme. Por lo tanto un suelo bien graduado elevará el valor de ϕ . (4)

Contenido de agua. El contenido de agua del suelo prácticamente no afecta el valor de \emptyset , aunque se han medido pequeñas variaciones que suelen despreciarse. (4)

2.3 LA RELACION DE VACIOS CRITICA e_{cr}

Desde que se supo que las arenas compactas sufrían expansión y las sueltas, contracción durante el corte, se pensó que pudiera haber una compacidad intermedia a la cual la deformación al corte pudiera tomar un lugar sin algún cambio de volumen. La relación de vacíos a la cual corresponde ésta compacidad intermedia ha sido llamada relación de vacíos crítica por Arthur Casagrande (1936) (5)

Las pruebas de corte directo no son muy satisfactorias para la determinación de la relación de vacíos crítica de las arenas; por lo que han sido utilizadas las pruebas triaxiales sobre arena completamente saturada. En éstas pruebas el cambio de volumen de un espécimen de arena durante la prueba es estimado por medición de la variación del nivel de agua en la bureta graduada (5)

En la fig. 2.3 se observa el cambio de volumen de una muestra de suelo en el momento en que llega a la carga de falla, en función de la relación de vacíos inicial que tiene la muestra sometida a la prueba. Las pruebas se hacen en muestras de arena en donde varíe la compacidad desde muy compacta hasta -- muy suelta. (5)

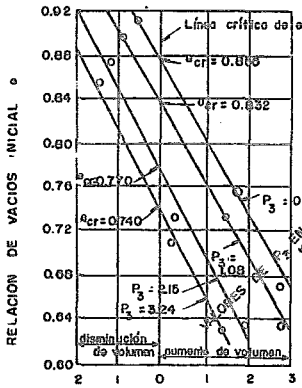


Fig. 2.3

EFFECTO DE LA INTENSIDAD DE LA PRESION CONFINANTE P_3 SOBRE LOS VALORES DE LA RELACION DE VACIOS CRITICA. (Ref. 6)

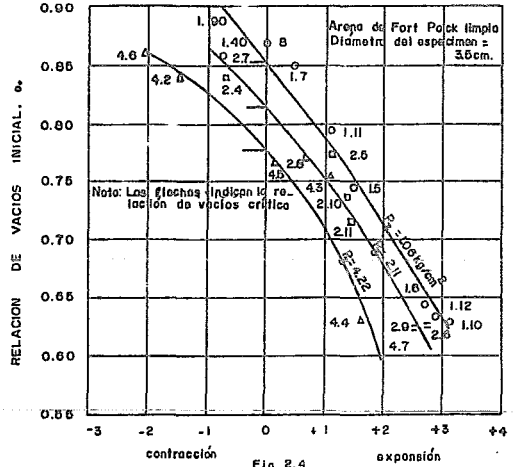


Fig. 2.4

RELACION DE VACIOS CRITICA PARA DIFERENTES VALORES DE P_3 CONSTANTES Ref. (6)

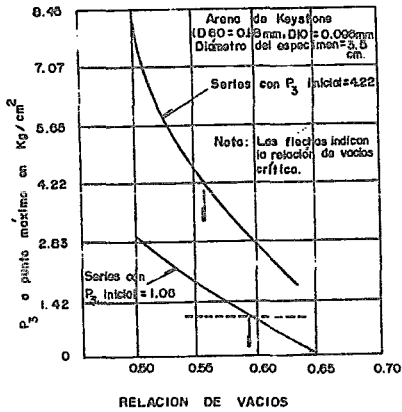


Fig. 2.5

RELACION DE VACIOS CRITICA A VOLUMEN CONSTANTE Ref. (6)

Con los datos obtenidos se trazan líneas para las diferentes arenas, que al cortar a la vertical que indica cambio de volumen nulo, determinan en sus ordenadas relaciones de vacíos críticas (e_{cr}). Parece ser que, según la fig. 2.3, el incremento en el valor de la presión confinante p_3 trae como consecuencia un decremento en el valor registrado de la relación de vacíos crítica (e_{cr}). (5)

Lo expuesto anteriormente es de considerable importancia práctica en conexión con el fenómeno de licuación de arenas sueltas saturadas, el cual será tratado más a fondo posteriormente. El uso de determinaciones de laboratorio de la relación de vacíos crítica para la investigación relativa al peligro de licuación en masas de suelo granular suelto fué propuesto primeramente por A. Casagrande.

Los valores de la relación de vacíos crítica se determinan por medio de una serie de pruebas en que, en cada una de ellas, el esfuerzo confinante se mantiene constante; las pruebas son de compresión cilíndrica de tipo convencional; además las muestras de suelo se preparan a diferentes compacidades. Se determinan para cada espécimen el cambio de volumen resultante entre el comienzo de la prueba y el valor máximo de esfuerzo, obtenido en la misma.

Para los diferentes valores de p_3 en cada prueba, se trazan líneas con los datos obtenidos, sobre una gráfica que relaciona la relación de vacíos antes de la carga con el cambio de -

volumen resultante, al cortar las líneas la vertical que indica el cambio de volumen nulo, se determina en las ordenadas el deseado valor crítico de la relación de vacíos. Casagrande optó por referir la relación de vacíos crítica a la relación de vacíos que tiene la muestra de suelo, antes de la carga.(6)

El tipo de relación de vacíos crítica representada por la fig. 2.5 es llamada relación de vacíos crítica con p_3 constante. - La diferencia con la relación de vacíos crítica de Casagrande es una importante consideración; ésta diferencia relativamente pequeña ilustra el cuidado que deberá tenerse en la definición de cualquier relación de vacíos crítica. En la determinación de la relación de vacíos crítica a esfuerzo confinante constante, la relación de vacíos registrada inicialmente es - el valor perteneciente al comienzo de la prueba, justo después de que el valor de p_3 de la prueba ha sido aplicado. Por el contrario la relación de vacíos crítica de Casagrande se basa sobre la relación de vacíos antes de la carga (6)

Desde que la licuación es un fenómeno asociado con el corte a volumen constante, la relación de vacíos crítica a volumen -- constante, representada en la fig. 2.4 ha sido en algún modo considerado ser un tipo más racional de los dos previamente - descritos.

Valores de relación de vacíos crítica con p_3 constante y volumen constante difieren relativamente poco. Una comparación - de los tres tipos de relación de vacíos crítica considerada -

arriba es comprendida para una arena en la tabla 2.1

Tabla 2.1 Relación de Vacíos Crítica (6)

p_3 al comienzo de la prueba y a punto máximo. Kg/cm^2	Tipo de relación de Vacíos Crítica		
	Casa - grande	p_3 constante	Volumen constante
1.06	0.84	0.81	0.77
2.11	0.74	0.69
4.22	0.74	0.69	0.65
8.45	0.63	0.59

Los anteriores valores están basados sobre compresión cilíndrica empezando con $p_1=p_3$ y extendiéndose al punto máximo.

La magnitud de la relación de vacíos crítica es dependiente sobre todo de las condiciones de carga, así se tiene que: si se comienza el corte $p_1=p_3$, la relación de vacíos crítica es grande. Si p_3 decrece durante el corte, la relación de vacíos crítica es mayor que cuando p_3 se incrementa, en el mismo proceso de corte.

En cuanto a la relación esfuerzo-deformación, se muestra en la fig. 2.6b los resultados obtenidos para un ensayo triaxial lento a partir de dos compacidades diferentes. En la fig. 2.6a se observa la variación de la relación de vacíos durante el mismo ensaye. Dichas gráficas confirman el signo opuesto de las variaciones de volumen en estado compacto y suelto. Asimismo se observa que tanto (p_1-p_3) como e tienden a coincidir para deformaciones grandes, es decir cuando se ha alcanzado la relación de vacíos crítica (e_{cr}), la de-

Fig.2.6
 INFLUENCIA DE LA COMPACTAD INICIAL DE UNA ARENA EN
 SU COMPORTAMIENTO AL CORTE. PRUEBA TRIAXIAL LENTA

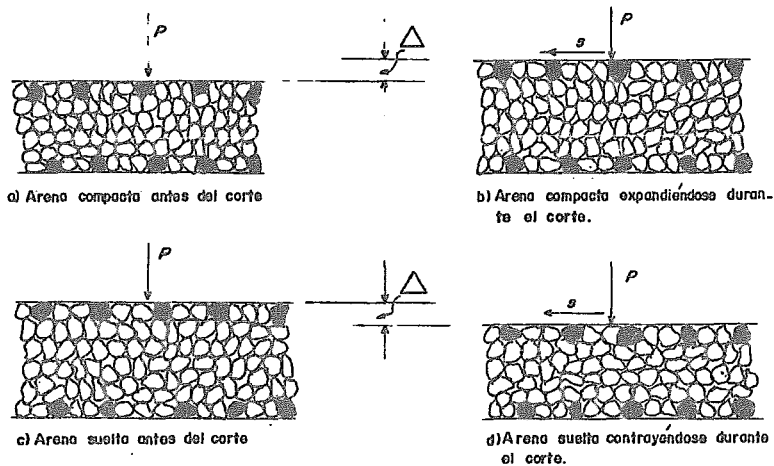
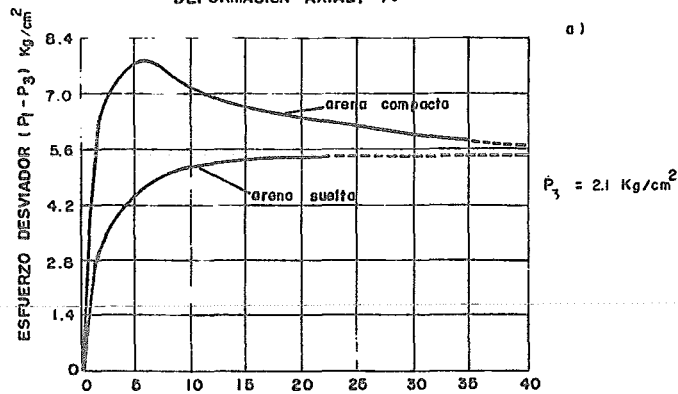
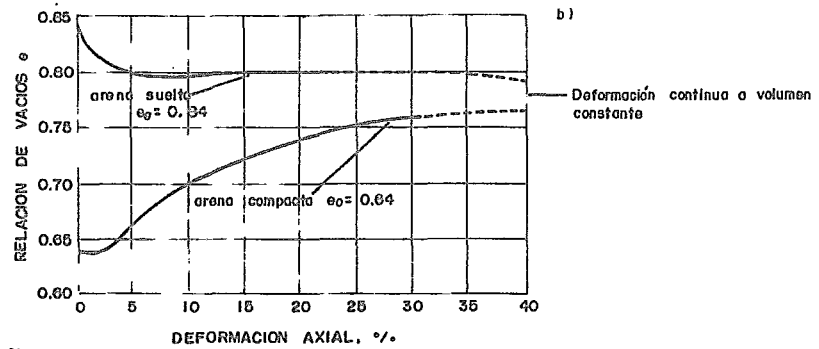


Fig.2.7
 EFECTO DEL CORTE SOBRE LOS CAMBIOS DE VOLUMEN EN LOS SUELOS
 GRANULARES Ref. (7)

formación se llevaría a cabo a volumen y esfuerzo de corte - constantes.

La expansión en la arena compacta y la contracción de la arena suelta en el proceso de corte se explica como sigue: la arena inicialmente compacta figs. 2.7ab tiende a expandirse al ser dificultado el desplazamiento por la trabazón de los granos. En cambio, la arena suelta figs. 2.7 cd tiende a acomodarse aprovechando la gran cantidad de vacíos disponible. (7)

Habría un estado intermedio, en el que se permitiera la deformación a volumen constante. Para dicho estado, después de desarrollada la fricción en el plano de falla, la resistencia al corte sería también constante. Y por definición, en este momento $e=e_{cr}$. Independientemente de la compacidad inicial, la arena sometida a corte tendería al estado crítico, contrayéndose o expandiéndose para lograrlo. (7)

En ensayos consolidados rápidos sobre arenas saturadas, en que los cambios de volumen están impedidos por el agua que llena los vacíos se tiene que: la fig. 2.8 muestra la comparación de las envolventes de una prueba triaxial lenta y una consolidada rápida, para una misma arena en estado compacto y suelto.

Se tiene en la fig. 2.8b que a la izquierda de p_{cr} la resistencia de la consolidada-rápida es mayor que la lenta, y para p mayor que p_{cr} sucede lo contrario.

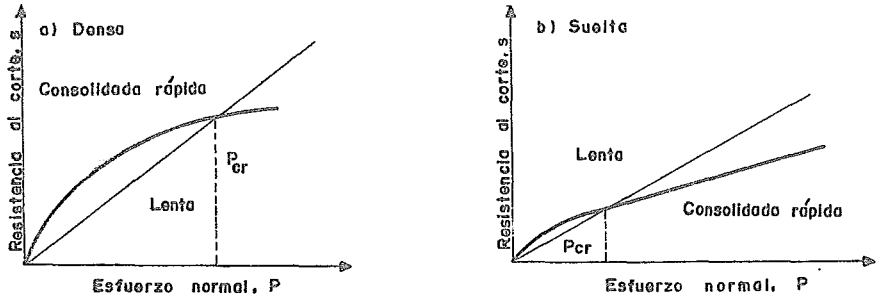


Fig. 2.6

Envolventes Lenta y consolidada-rápida en arenas saturadas. (Ref. 46).

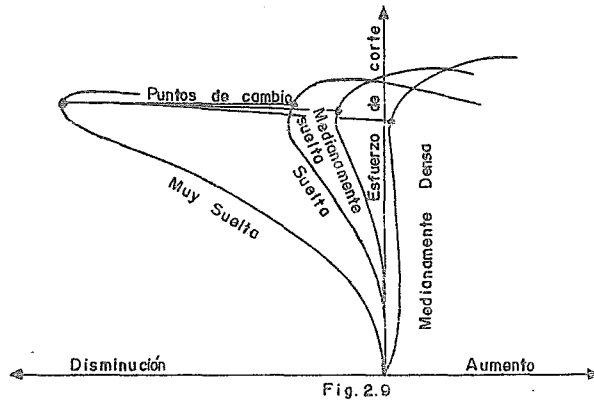


Fig. 2.9

CAMBIOS DE VOLUMEN DURANTE EL ENSAYE (Ref. 24)

La explicación es que cuando p es menor que p_{cr} , la muestra tiende a dilatarse, apareciendo de poro que aumenta \bar{p} y s . Cuando p es mayor que p_{cr} sucede lo contrario, aparecen presiones de poro que disminuyen la resistencia. Cuando $p=p_{cr}$ no sucede ni lo uno ni lo otro y por consiguiente ambas resistencias son iguales. Lo anterior significa que la relación de vacíos de la arena es igual a la relación de vacíos crítica que corresponde a p_{cr} .

Lo mismo sucede en la arena en estado compacto, fig. 2.8 a pero el p_{cr} es, en este caso mucho mayor, aumentando el rango de presiones en el cual el suelo se expande.

Esta otra manera de visualizar la relación de vacíos crítica nos trae 2 ventajas:

primera: muestra que e_{cr} depende del estado de esfuerzos.
 segunda: permite ver el efecto de corte sobre una arena saturada, con o sin drenaje, en la que $e > e_{cr}$. La aparición de una presión de poro, cuya ley de variación durante la prueba tiene la misma forma que la curva de cambios de volumen durante el ensayo lento (7) confirma la relación directa que hay entre una y otro.

En las primeras experiencias que se realizaron sobre arenas y gravas se concluyó que: la e_{cr} disminuye mientras menor es el tamaño de los granos, así como también cuando más uniforme es el suelo. Además, se pensaba que no existía otra dependencia, es decir no se le daba importancia a la compacidad inicial ni al estado de esfuerzos.

Posteriormente, los resultados obtenidos por diferentes investigadores indican que la relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de varios factores, de los cuales son los principales el estado de esfuerzos a que se sujete la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzos, por lo que pueden obtenerse valores diferentes para la relación de vacíos buscada; por ésta razón algunos autores prefieren hablar de un "intervalo crítico de la relación de vacíos" y no de un valor preciso de ella. (2)

También depende e_{cr} de la relación de vacíos inicial. Así lo han demostrado algunos autores. En pruebas sobre arenas secas (prueba triaxial modificada) en la que p se mantenía en el plano de falla aproximadamente constante, y se medían los cambios de volumen. Las formas obtenidas fueron las de la fig. 2.9, la arena compacta se expande y la suelta se contrae, pero no se confirmó la fluencia de la muestra para un cierto valor del cortante, sin variación de volumen. (16)

En conclusión se puede decir que la relación de vacíos varía con la compacidad inicial, el tipo de prueba y el esfuerzo normal.

2.4 LOS CAMBIOS VOLUMETRICOS DURANTE EL CORTE

En las dos secciones anteriores se mencionan investigaciones en las cuales se acepta que las arenas compactas se expanden y las sueltas se contraen durante el corte, ya sea en pruebas

de corte directo ó en pruebas triaxiales.

Sin embargo, con base en otros experimentos, diferentes de los tradicionales se tiene:

Maslov realizó experiencias sobre arenas inundadas, midiendo las presiones de poro en las zonas sometidas a corte. (8)

El aparato de corte directo (fig. 2.10) sumergido, se utilizó para la primera experiencia. El corte se lograba desplazando el marco superior en forma manual, pero suavemente.

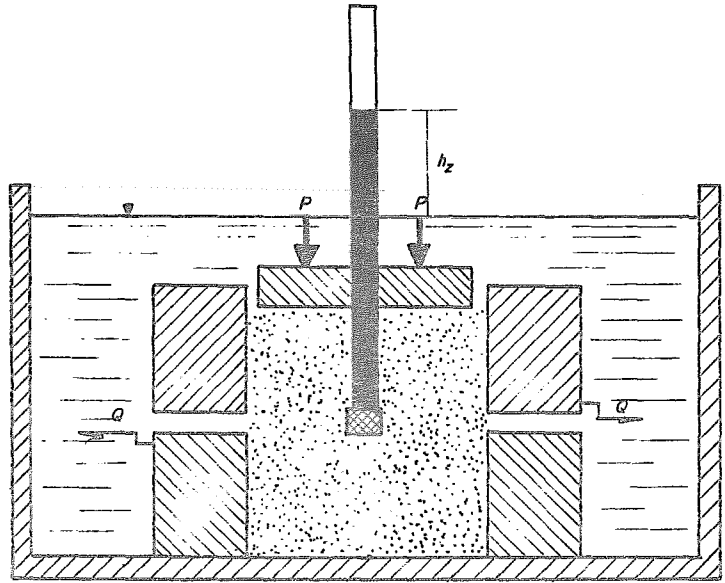
De inmediato se observaba la variación en el nivel de los piezómetros. Aunque en la figura solamente aparece uno, en realidad se colocaron varios a diferentes profundidades. (8)

El experimento se repitió con arenas gruesas y finas, con diferentes compacidades comprendidas entre la máxima y la mínima. Otra variante fué la sobrecarga p . Se realizaron experimentos con diferentes p , desde 0 hasta 2 kg/cm^2 (8).

El nivel piezométrico descendió en todos los casos durante el desplazamiento, indicando tendencia a la expansión. Cuando el movimiento se suspendía, el nivel se elevaba bruscamente indicando contracción.

La segunda experiencia la realizó Maslov con modelos de taludes de arena inundados, con compacidades diferentes.

En la fig. 2.11 se muestra la forma y dimensiones de los taludes, así como la localización de los piezómetros y el método



VARIACION DE LA PRESION DE PORO DURANTE EL CORTE: APARATO
USADO. Ref. (8).
Fig. 2.10

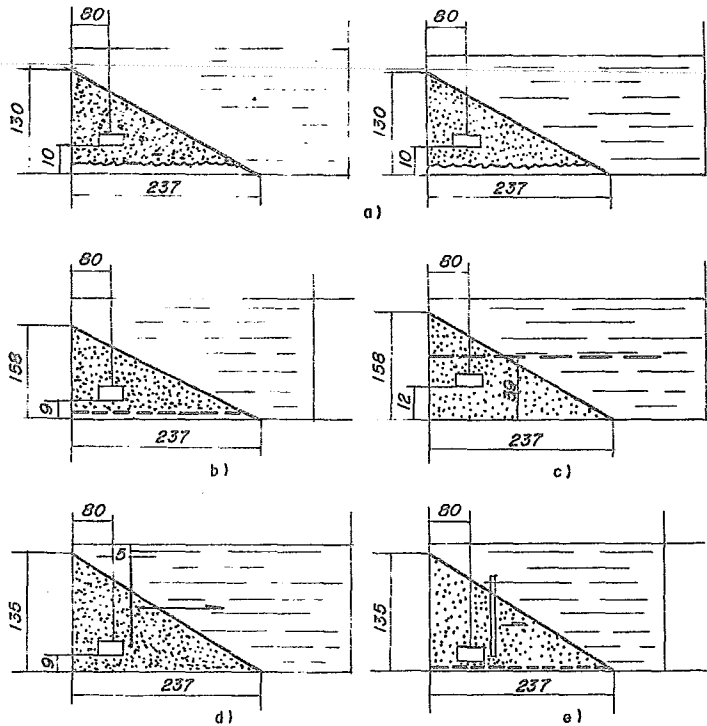


Fig. 2.11

MODELOS DE TALUDES DE ARENA SOMETIDOS A CORTE: DIMENSIONES
EN MM. Ref. (8).

usado para provocar la falla (8)

Más detalles de los resultados de las pruebas aparecen en la tabla 2.2

En las condiciones de las pruebas señaladas hay tendencia a la expansión durante el corte, y a la contracción cuando el movimiento cesa. Finalmente, esta contracción da lugar a la licuación de la arena quedando los granos en suspensión en el agua.

El fenómeno es explicado por Maslov de esta manera: "El comienzo y desarrollo del corte provoca la salida de los granos de sus nidos. La arena puede adoptar en esas condiciones un estado muy suelto que se apoya en el movimiento continuo y - que es imposible en condiciones estáticas. Es natural que al suspenderse el movimiento tienda a producirse una nueva compactación, y por lo tanto se eleve el nivel de los piezómetros" (8)

Marsal ha llevado a cabo en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., otro experimento, con un modelo bidimensional, simulando los granos de arena con placas cilíndricas de diferente diámetro, distribuidas al azar. Fueron colocadas dentro de un marco de 4 lados rígidos, dos de los cuales eran móviles, el conjunto se hizo trabajar sobre un tablero horizontal. La deformación se provocó desplazando uno de los lados móviles y permitiendo la traslación del otro.

TABLA 2.2 REF. (3)
 VARIACION DE LA PRESION DE PORO DINAMICA EN EL INTERIOR DE UN TALUD DURANTE LA FALLA

Caso en la fig. 2.11	Densidad de la arena	Método de falla	Variación del nivel piezométrico durante la falla	Variación del nivel piezométrico después de la falla
a)	Muy suelta: n = 43.5 % Densa	Se tiró rápidamente la tela hacia afuera Se tiró lentamente la tela hacia afuera Se tiró rápidamente la tela hacia afuera	Bajó 70 mm Bajó muy poco Bajó 15 mm	Subió en todos los casos
b)	Muy suelta: n = 43.5 %	Se tiró rápidamente la red hacia afuera Se tiró lentamente la red hacia afuera	Bajó 70 mm Bajó 5.5 mm	
c)	Muy suelta: n = 43.5 %	Se tiró rápidamente la red hacia afuera Se tiró lentamente la red hacia afuera	Bajó 85 mm Subió 0.5 mm	
d)	Muy suelta: n = 43.5 %	3 tirones sucesivos de la placa vertical de vidrio hacia afuera	1 er tirón: bajó 20 mm 2 ° tirón: bajo 10 mm 3 er tirón: bajo 15 mm	
e)	Muy suelta: n = 43.5 %	Se tiró rápidamente la placa vertical de vidrio hacia afuera	Bajó rápidamente	

La fig. 2.12 muestra dos condiciones: en la primera se observa que casi todos los "granos" están en contacto, en la segunda se observa una nueva distribución de los granos y un contacto de sólo los más grandes, así como una pérdida de contacto en los más pequeños, algunos de los cuales quedaron prácticamente flotando. (9)

De los anteriores experimentos se puede concluir que: Maslov demuestra que en determinadas condiciones la arena suelta no se contrae durante el corte, aunque la disminución de volumen se verifica al término del movimiento, existe una diferencia radical entre esto y la imagen del fenómeno supuesto en la fig. 2.7 puesto que en ésta última se entiende que la contracción (ó expansión) se produce durante el corte.

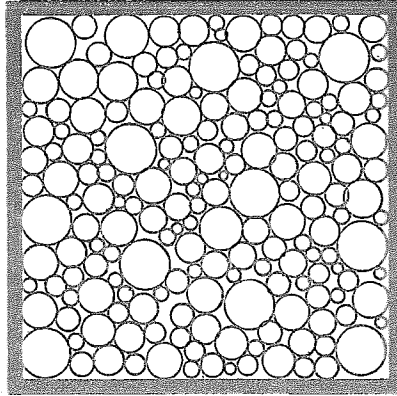
Los datos de Maslov indican que la expansión disminuye al disminuir la velocidad de deformación. (8)

Desde 1936 los estudios sobre corte de los suelos granulares resultaron un tanto complicados, sin embargo, con los experimentos de Maslov se culmina el proceso. (8)

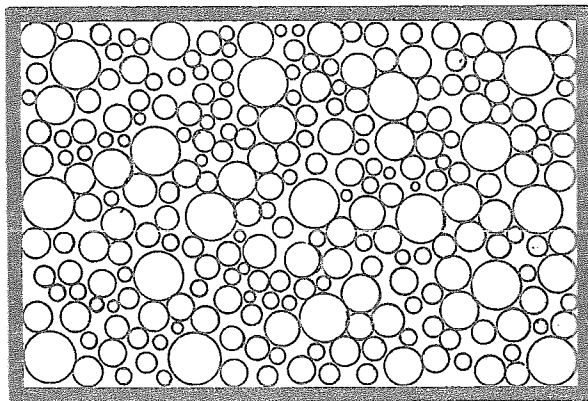
Si a una e_{cr} que originalmente se hacía depender del conjunto de granos del suelo, se hace depender en forma sucesiva de: -

- la sobrecarga
- la compacidad inicial
- la velocidad de deformación, y
- la técnica utilizada

y se demuestra que en condiciones límites (como las de Maslov)



CONDICION INICIAL



CONDICION FINAL

Fig. 2. 12
COMPORTAMIENTO DE UN MODELO BIDIMENSIONAL DE ARENA
SOMETIDA A DEFORMACION Ref. (9).

la e_{cr} no funciona, se admite que el problema no es tan sencillo. Esto refleja la imposibilidad de encontrar índices absolutos que no tomen en cuenta el conjunto de condiciones reales de trabajo del suelo. (8)

En consecuencia: es necesario que se diseñen pruebas en las que se garantice la reproducción de tales condiciones, en las que se tenga uniformidad de esfuerzos y deformaciones dentro de la muestra. El uso del equipo convencional no garantiza que se aclare la situación, a menos que se adicionen dispositivos para saber lo que esté sucediendo en diferentes zonas del espécimen probado.

CAPITULO III

EL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS GRANULARES

3.1 GENERALIDADES

La mayoría de las fallas originadas por licuación de los suelos ha sido por causas dinámicas.

El comportamiento dinámico de los suelos granulares es de considerable importancia en una serie de problemas, como son: --sismos, vibraciones producidas por máquinas, hincado de pilotes, explosiones, cargas transitorias en caminos y aeropuer--tos.

Los problemas que se generan por estos estímulos dinámicos --son importantes en cuanto a su influencia en las obras de in--geniería, principalmente sobre la resistencia al corte de --los suelos granulares y sobre los cambios volumétricos que --se produzcan en tales suelos.

El enfoque que se ha dado a las investigaciones sobre problemas dinámicos del suelo, se ha concentrado en las vibraciones. Esta consideración es lógica, ya que todo fenómeno dinámico produce vibraciones en el suelo. Además, lo esencial en el problema de dinámica de cimentaciones son las vibraciones. --Por lo tanto, el problema de estímulo dinámico se estudiará, sustituyéndolo con las vibraciones que produce en el suelo y en principio idealizándolo con el movimiento armónico simple.

Ec. 3.1, fig. 3.1

$$y = A \text{ sen } 2 \pi f t \quad (3.1)$$

A = amplitud de la vibración (mm)

f = frecuencia de la vibración (ciclos por segundo, cps)

t = tiempo (seg)

También :

$$T = \text{período de la vibración} = 1/f \quad (3.2)$$

$$V = \text{velocidad} = 2 \pi f A \text{ (mm/seg)} \quad (3.3)$$

$$a = \text{aceleración} = 4 \pi^2 f^2 A \quad (3.4)$$

Un régimen dinámico queda definido con dos cualesquiera de los siguientes parámetros : amplitud, frecuencia, período y aceleración máxima.

3.2 LA RESISTENCIA AL CORTE BAJO VIBRACIONES

Experiencias de Savchenko y Barkan, muestran que la ley de Coulomb sigue siendo válida en suelos sometidos a vibraciones. La fricción sigue siendo determinante en la resistencia al corte del suelo, por lo que el concepto de "ángulo de fricción interna del suelo" no cambia (10).

En pruebas de corte directo con vibración armónica vertical efectuadas sobre arenas secas, se ha concluido que el valor de el ángulo de resistencia interna del suelo, sólo depende de la aceleración, según experiencias de Savchenko y Barkan (10) y de Mogami y Kubo (11).

La fig. 3.2 ilustra la anterior afirmación (10) (11) .

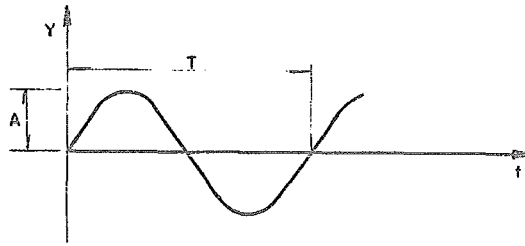


Fig. 3.1
Movimiento armónico simple

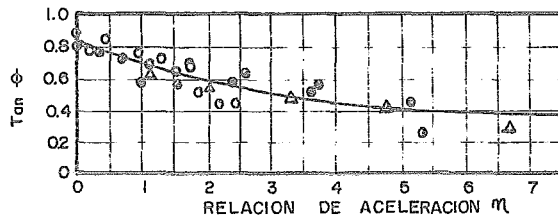
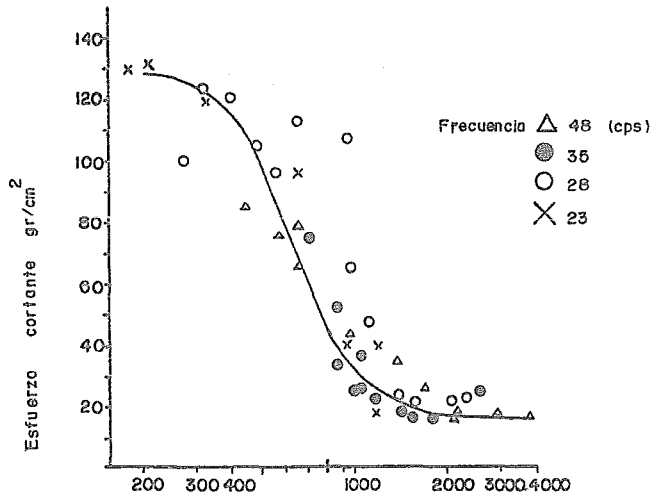


Fig. 3.2
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN INTERNA
DE UNA ARENA Y LA ACELERACION DE LAS VIBRACIONES (Ref.10)

Arena de soma seca
Carga vertical 39 gr/cm²



Aceleración de la vibración cm/seg²

Fig. 3.3

Variación del esfuerzo constante
Para diferentes frecuencias. Ref. (11)

Las investigaciones anteriormente citadas conducen a la siguiente reflexión: la resistencia al corte de un suelo sujeto a vibraciones, no depende ni de la frecuencia ni de la amplitud tomadas en forma aislada, sino únicamente de la aceleración. Además, para aceleraciones muy grandes el valor de $\text{tg}\vartheta$ tiende asintóticamente a un valor mínimo.

Savchenko y Barkan proponen la siguiente ecuación para la curva empírica obtenida:

$$\text{tg}\vartheta = (\text{tg}\vartheta_{st} - \text{tg}\vartheta_{\infty}) e^{-\beta \eta} + \text{tg}\vartheta_{\infty} \quad (3.5)$$

donde:

ϑ_{st} = Coeficiente de fricción interna sin vibración

ϑ_{∞} = Valor límite del coeficiente de fricción interna

η = Relación de la aceleración de la vibración con respecto a la aceleración de la gravedad

β = Coeficiente empírico (para arena media seca = 0.23)

En la fig. 3.2 se observa la curva obtenida por Mogami y Kubo en experimentos efectuados con valores pequeños de η , por la forma que presenta la curva no es posible que se le aplique la fórmula 3.5

Para intensidades de vibración muy altas, la disminución del ángulo de resistencia al corte puede ser de tal magnitud, que provoque que el suelo se comporte como un líquido viscoso. Esta licuación provocada por vibraciones muy altas se puede medir en diferentes formas.

Algunos criterios fueron establecidos por Mogami y Kubo (11),-

cada uno de los cuales corresponde a una resistencia determinada de la arena. (Por ejemplo; una varilla metálica fué puesta verticalmente en la arena, hasta una profundidad dada, después de 5 segundos de vibración). Se varió la frecuencia y la amplitud, ajustándolas hasta lograr la licuación de acuerdo a un criterio determinado. Se obtuvo que el producto Af^2 resultó ser una constante, al igual que la aceleración.

Investigaciones hechas acerca de la influencia del contenido de agua sobre el coeficiente de fricción interna de un suelo sujeto a vibraciones indican que el más pequeño decremento del coeficiente de fricción interna debido a las vibraciones fué cuando el contenido de agua igualó aproximadamente el 13%, -- claro está para el caso en particular estudiado. Los resultados se muestran en la fig. 3.3 (10)

En la figura 3.2 se observa que η alcanza valores hasta de 4 y 6. En la realidad, es difícil que se presenten aceleraciones tan altas; las aceleraciones que produce un terremoto son de fracciones de g; el valor más grande que se ha registrado es de $\eta = 0.3$ (12), por consiguiente interesan la parte de las curvas comprendidas en el rango $0 < \eta < 0.5$

No es posible que se llegue a una conclusión definitiva, puesto que en ésta zona el número de puntos es pequeño, y la dispersión es significativa. Sin embargo, se puede decir que para valores de $\eta = 0.5$, $tg\theta$ adopta un valor menor de 10 a 15% - al $tg\theta_{st}$ (en otras experiencias se registraron variaciones de

hasta 25%) (11)

La afirmación de que el valor de \emptyset sea constante en el rango comprendido entre $0 < \eta < 0.5$ no es aceptada por Mogami y Kubo, sin embargo para un rango más reducido $0 < \eta < 0.2$ es más posible que se pueda admitir la constancia para efectos prácticos, pero no se puede dar al respecto una opinión definitiva.

3.3 CAMBIOS VOLUMETRICOS Y DE LA PRESION DE PORO BAJO VIBRACIONES.

Las vibraciones producen cambios volumétricos sobre un suelo granular, que pueden ser cambios reales si el suelo está seco, ó excesos de la presión de poro (carga de presión de poro dinámica), si el suelo está saturado, en éste caso, a medida que las presiones se disipan se produce el cambio de volumen.

Experiencias de Mogami y Kubo (11), Barkan (10) y Selig (13), concluyen que para un régimen dinámico estacionario, la arena adquiere un cierto valor de compacidad, al cabo de cierto tiempo, mismo que ya no cambia aunque la vibración continúe indefinidamente. La fig. 3.4 muestra un ejemplo de compactación por vibración, en el cual la estabilización se produjo después de 3 minutos de vibración. (13)

El tiempo necesario para lograr la estabilización es menor en estado seco que en estado húmedo. Experiencias de Barkan indican que la estabilización de arenas secas se produjo antes de 30 segundos, mientras que las mismas arenas húmedas tardaban

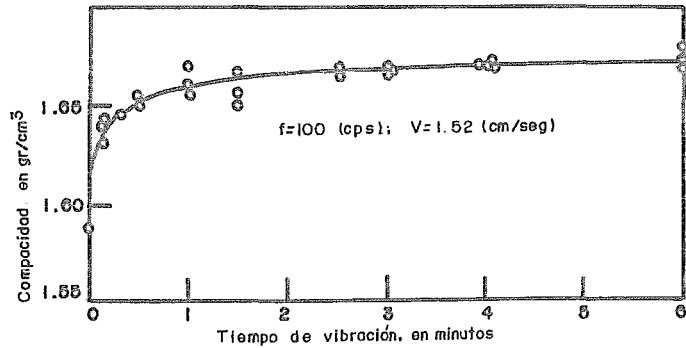


fig. 3.4

Variación de la compacidad con el tiempo de vibrado Ref (13)

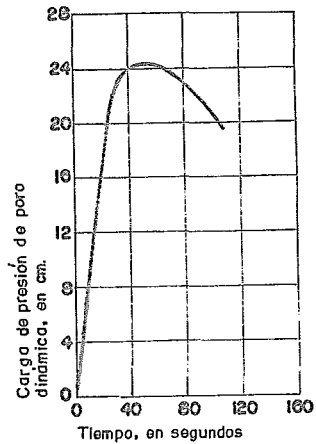


Fig. 3.5

Variación de la carga de presión de poro dinámica en una arena saturada sometida a vibración (Ref. 10)

hasta 4 minutos en lograr la estabilización definitiva. (10).

Lo anterior, se debe a que las fuerzas capilares y el alto -- grado de saturación impiden la movilización de las partículas sólidas del suelo.

En la fig. 3.5 se muestra la evolución de la carga de presión de poro dinámica de una arena saturada sometida a vibración.

La carga de presión de poro dinámica creció, al principio, en una forma rápida, alcanzando un máximo a los 55 segundos, para después decrecer, tendiendo lentamente a cero. El máximo corresponde al momento en que la velocidad de cambio de volumen propia del suelo se hizo igual a la velocidad de salida - del agua.

De ahí en adelante, el aumento de compacidad estuvo controlado por el suelo, y no por el líquido, limitándose éste último a disipar las presiones de poro que se habían generado en la etapa inicial.

En caso de impacto, la carga de presión de poro dinámica alcanza su máximo en un tiempo mucho menor, correspondiente en que la tendencia a la contracción es más marcada. (10)

Después de haber adquirido el suelo la compacidad definitiva, puede dejarse en reposo durante un tiempo, sometiéndose nueva mente al mismo régimen dinámico, sin que se presente cambio - alguno en la compacidad que ya había adquirido en la primera ocasión que se sometió a régimen dinámico. (10)

Es de interés saber cómo influyen sobre ésta compacidad definitiva los parámetros de la vibración.

La fig. 3.6 muestra algunas curvas obtenidas por Mogami y Kubo (11).

En general se piensa que las vibraciones compactan la arena seca. La fig. 3.6 muestra que para frecuencias menores de 35 cps, un incremento en la aceleración puede producir una expansión de la arena (13).

Los valores máximos se producen para valores de $\eta > 1$, (11)(13) por lo que se puede suponer que en una gran cantidad de casos prácticos en que $\eta < 1$, con una frecuencia dada, el aumento de la aceleración conducirá siempre a una nueva reducción de volumen.

Anteriormente se dijo que habiendo obtenido el suelo una cierta compacidad por vibración, ésta permanece inalterada si se sujeta de nuevo al suelo al mismo régimen dinámico. Pero, qué sucede si se vibra con la misma frecuencia y a una aceleración menor?. Según Barkan, no sucede nada, e introduce el término "umbral de aceleración", que sería una característica para cada compacidad del suelo. En la fig. 3.7 se ilustra la variación de la aceleración con la relación de vacíos, la cual es llamada por Barkan "curva de consolidación dinámica" (10).

La interpretación de esta curva es la siguiente:

- Para cada e_1 corresponde un η_1

Arena de Kumho seca
(sin sobrecarga)

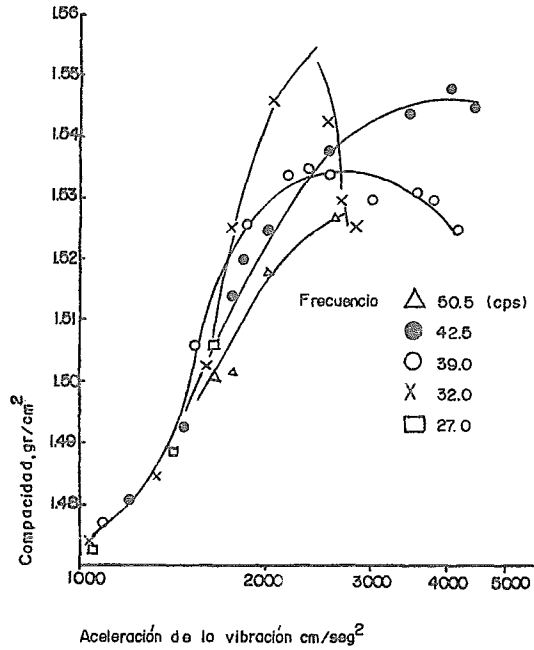


Fig. 3.6

Variación de la compacidad con la aceleración
para diferentes frecuencias Ref. (11)

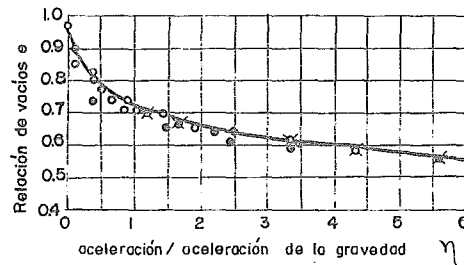


Fig. 3.7

Curva de consolidación dinámica de una arena Ref (10)

- Si la arena tiene una relación de vacíos e_1 , y $e > e_1$ bastará vibrarla con la aceleración η_1 para poder llevarla al estado e_1 .
- Si $e = e_1$, todo $\eta \leq \eta_1$ no producirá cambio de volumen. Todo $\eta > \eta_1$ producirá una reducción de volumen hasta alcanzar el valor de e correspondiente a éste nuevo.
- Los estados más suelto y más compacto correspondientes a la arena, tienen los siguientes valores de η
 - más suelto ; $e_{\text{máx}}$ y $\eta = 0$
 - más compacto ; $e_{\text{mín}}$ y $\eta = \infty$ (10)

Es evidente que : la curva de consolidación dinámica y el umbral de aceleración, son conceptos que son útiles para el estudio de estos problemas. Barkan no detalla las experiencias en que se basan estas ideas, pero de las refs. (11)(13) (14) y (15) se hacen las siguientes observaciones.

- a) Una curva de consolidación dinámica, como la de la fig. 3.7, se considera que tiene pleno sentido, siempre y cuando corresponda a una frecuencia constante y amplitud variable. Lo contrario puede traer complicaciones.
- b) La mencionada curva es válida con seguridad para todo η si la frecuencia es mayor de 35 cps. Si es menor, la curva tendrá sentido con seguridad sólo en el rango $\eta < 1$

- c) Parece ser que a una $\eta < 1$ y a una $f > 25$ a 30 cps , la relación de vacíos depende sólo de η , siendo independiente de f (11)(13)(15) . Aumentando con esto la importancia de la curva de consolidación dinámica , ya que ella determinará en ese rango unívocamente la relación entre régimen dinámico y compacidad.
- d) La curva tendrá validez, mientras se conserven idénticas las condiciones del experimento. Una sobrecarga adicional, ó un cambio en dimensiones de la muestra pueden cambiar los resultados.

Las condiciones anteriores no deben ser tomadas en forma textual, la curva de consolidación dinámica de una arena tiene sentido en el rango y condiciones que experimentalmente se fijan vibrando esa arena.

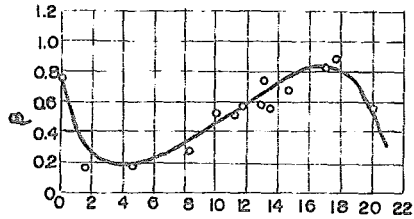
La siguiente ecuación, es la propuesta por Barkan para la curva empírica de la fig. 3.7

$$e = e_{mín} + (e_{máx} - e_{mín}) e^{-\beta \eta} \quad (3.6)$$

donde β es un coeficiente de ajuste (10)

En la fig. 3.8 se muestra la variación de β con la humedad.

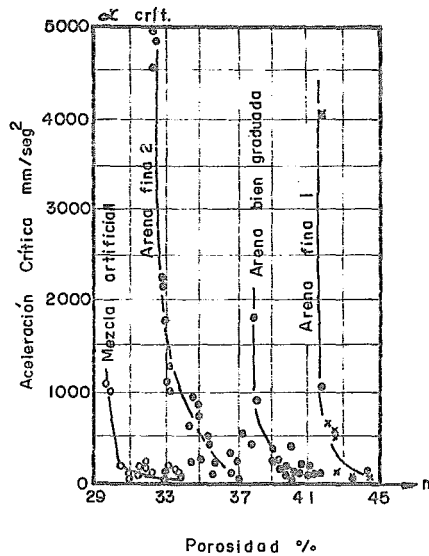
Es interesante observar el valor correspondiente a β cuando $w=0$ y $w=20\%$ (valor correspondiente a la saturación de la arena utilizada en el experimento), siendo el valor de β menor para éste último caso.



W %

Fig. 3.8

Variación del coeficiente β con la humedad w Ref. (10).



Porosidad %

Fig. 3.9

VARIACION DE a_{cr} CON LA POROSIDAD PARA DIFERENTES ARENAS Ref. (15)

La presión vertical es un factor muy importante. Se ha encontrado que en arenas vibradas con o sin sobrecarga, ésta contrarresta el efecto de las oscilaciones (10)(13)(15). Es decir disminuye la magnitud de la compactación ó expansión, según sea el caso (13). Esto se explica porque los cambios de volumen se producen con un previo debilitamiento de los contactos intergranulares, y la sobrecarga produce un aumento de las fuerzas que actúan en ellos (10)(13) .

La aceleración crítica (α_{cr}) ha sido definida por Maslov como aquella aceleración límite que, dada una frecuencia, produce en el suelo una disminución de la porosidad (n) del 0.1% (15).

En las figs. 3.9 , 3.10 y 3.11 se presentan gráficas con la relación entre el umbral de aceleración, que en arenas saturadas es llamado aceleración crítica (α_{cr})(15), además de algunos factores que la determinan.

La fig. 3.9 muestra, como era de esperarse, que la aceleración crítica disminuye al aumentar la porosidad (15) .

En las figs. 3.10 y 3.11 se muestran los resultados obtenidos en un mismo experimento, con arena fina de $n=41\%$, sólo que el orden de los parámetros p (sobrecarga) y f (frecuencia) se ha invertido. Se observa que la aceleración crítica disminuye con relación a la frecuencia, tendiendo a un valor mínimo, y que con respecto a la sobrecarga, crece en forma

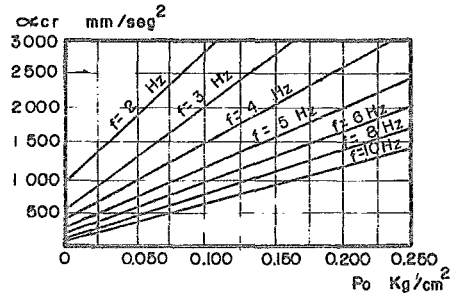


Fig. 3.10
 VARIACION DE α_{cr} CON LA SOBRECARGA,
 PARA DIFERENTES FRECUENCIAS
 Ref. (15).

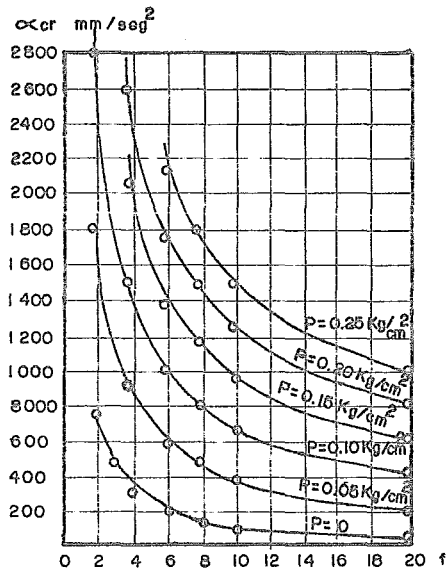


Fig. 3.11
 VARIACION DE α_{cr} CON LA FRECUENCIA
 PARA DIFERENTES SOBRECARGAS.
 Ref. (15).

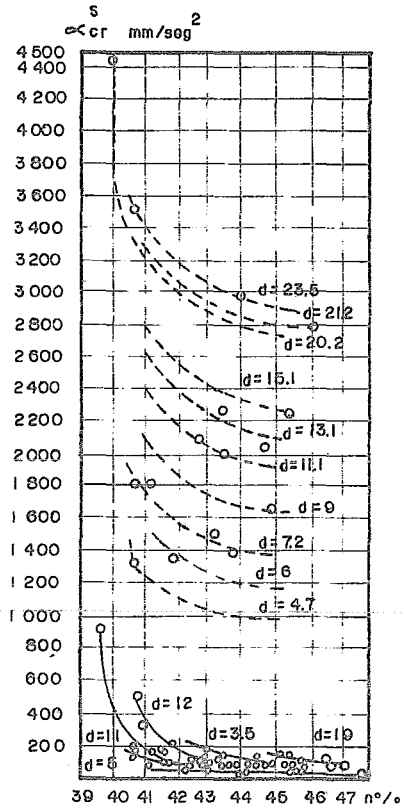


Fig. 3.12
 VARIACION DE σ_{cr} EN UN SUELO COHESIVO
 CON LA POROSIDAD n , PARA DIFERENTES
 PORCENTAJES d % DE PARTICULAS COLOIDALES
 Ref. (15)

lineal (15) .

La fig 3.12 ilustra de nuevo la variación de la aceleración crítica con respecto a la porosidad, en un material de comportamiento cohesivo (α_{cr}^S) constituido por una arcilla inalterada. Muestra como los suelos se van haciendo más insensibles, a medida que aumenta el porcentaje de partículas coloidales en ellos. En la parte inferior de la gráfica se presenta la curva de la misma arcilla remoldeada (15) .

Como en los suelos de comportamiento cohesivo, el tiempo de vibración es fundamental, se define la aceleración crítica para los mismos, en forma convencional, como : aquella aceleración para la cual se presenta una reducción del 0.1% en el valor de la porosidad, después de transcurridos 5 minutos de vibración (15) .

Las figs. 3.9 y 3.11 correspondientes a suelos gruesos proporcionan información significativa, que más adelante servirá prácticamente. Y es que cada suelo posee cierto valor de la porosidad para el cual el valor de la aceleración crítica crece tanto que se puede considerar infinito. En consecuencia, si se compacta la arena a un valor menor que éste, se tendrá prácticamente que en ella no aparecerán presiones de poro dinámicas provocadas por la acción de vibraciones.

Además de las variables anteriormente citadas, influyen también en la determinación de la aceleración crítica, otras -

características de la arena, como son la granulometría y la anquulosidad de sus partículas sólidas.

En la fig. 3.13 se muestra la gráfica construída con los resultados obtenidos de 4 variedades de arena sujetas a 2 regímenes de vibración, en la cual S muestra el grado de decremento en el valor del coeficiente de fricción interna bajo la influencia de vibraciones ; se define como sigue :

$$S = \frac{tg\phi_{st} - tg\phi}{tg\phi_{st}}$$

donde : $tg\phi_{st}$ y $tg\phi$ son los coeficientes de fricción interna respectivamente sin y con vibraciones.

Los datos presentados en la gráfica muestran que el efecto de las vibraciones se incrementa en proporción al diámetro de los granos de arena, medido en milímetros, y representado en las abscisas, la frecuencia y la amplitud indicadas.

Otro factor que es importante en la determinación del valor de α_{cr} es el esfuerzo cortante generado previamente en el suelo, pues él facilita la acción de las vibraciones al debilitar los contactos intergranulares, disminuyendo por consiguiente el valor de α_{cr} .

3.4 LA PERMEABILIDAD BAJO VIBRACIONES

Se ha mostrado con experimentos, que las vibraciones producen cambios en la permeabilidad del suelo. La fig. 3.14 mues

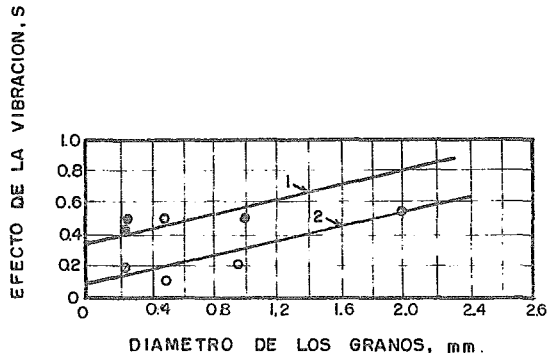


Fig. 3.13

RELACION ENTRE EL EFECTO DE LAS VIBRACIONES Y EL DIAMETRO DE LOS GRANOS DE ARENA: CURVA I.

$f = 24$ (cps); curvas, $f = 40$ (cps), $A = 0.35$ mm para ambas curvas.

Ref. (10)

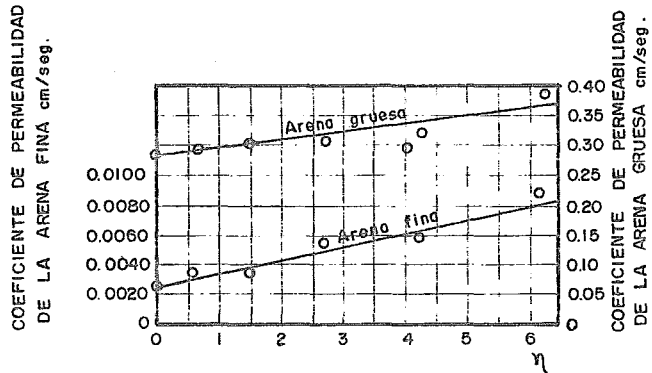


Fig. 3.14

RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD 'K', Y LA ACELERACION DE LAS VIBRACIONES. Ref. (10).

tra 2 gráficas, en las cuales se presentan los cambios en el coeficiente de permeabilidad de arenas, dependiendo de la intensidad de las vibraciones. Se ve que el coeficiente de permeabilidad crece proporcionalmente a la aceleración. También se ve que el efecto de las vibraciones es mayor en arenas finas que en arenas gruesas.

3.5 PROPAGACION Y AMORTIGUAMIENTO DE LAS ONDAS ELASTICAS EN EL SUELO

Para poder predecir los efectos que producirán las vibraciones en un suelo granular, se debe tener conocimiento de las propiedades del suelo, así como del régimen dinámico a que éste será sometido. Esto último está estrechamente ligado a la propagación y amortiguamiento de las ondas que viajan a través del suelo.

Dado un estímulo en la superficie del suelo, ó en un punto cercano a ella, se producirán ondas de diversos tipos, siendo las más importantes las longitudinales ó de compresión y las transversales ó de corte, produciendo regímenes y efectos que varían con la profundidad y la distancia medidas a partir de la zona en que se genera el estímulo. La fig. 3.15 muestra el cono de asentamientos producido por efecto de una explosión en un depósito de arena suelta.

De la misma forma se puede medir la variación de la carga de presión de poro dinámica con la distancia al foco, en una -

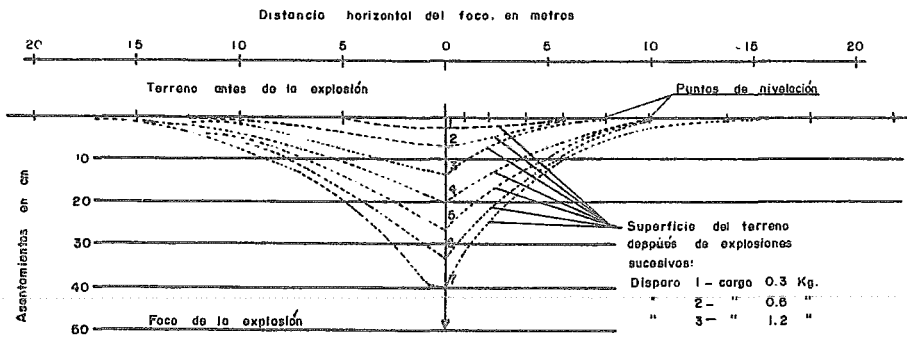


Fig. 3. 18

CONO DE ASENTAMIENTOS PRODUCIDO POR UNA EXPLOSION EN UN DEPOSITO DE ARENA SUELTA.
(Ref. 01)

arena saturada. Maslov (8) realizó un experimento utilizando un vibrador introducido en una esquina de una artesa llena de arena suelta ($n=45\%$) y saturada. En las figs. 3.16 a) y b) se muestra la variación de la carga de presión de poro dinámica con respecto a la aceleración, primero, y después en relación con la frecuencia.

La fig. 3.17 muestra una experiencia de campo relacionada con la variación de la amplitud del movimiento. En las gráficas se pueden apreciar los efectos causados en la cimentación de una maquinaria sometida a balanceo horizontal; las mediciones se hicieron en la superficie del terreno (10). Se puede considerar a la curva 3.17 a) típica para ondas de compresión; es una combinación de parábola y exponencial, tendiendo asintóticamente a cero. Si el material fuese perfectamente elástico, sería una parábola, pero el suelo disipa la energía y la convierte en calor, por lo que la disminución es más rápida, sobre todo en un suelo granular (10). Barkan propone la siguiente ecuación partiendo de la expresión de un medio elástico, modificada para tomar en cuenta la absorción de energía:

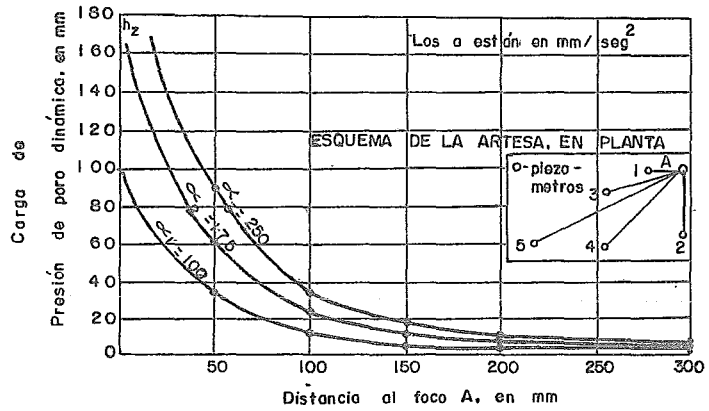
$$A = A_0 \sqrt{\frac{r_0}{r}} e^{-M(r - r_0)} \quad (3.7)$$

donde:

A, A_0 = Amplitud a las distancias r, r_0 del foco

M = Coeficiente empírico (para una arena fina saturada Barkan midió $M=0.1$)

a) Según las aceleraciones a



b) Según las frecuencias f

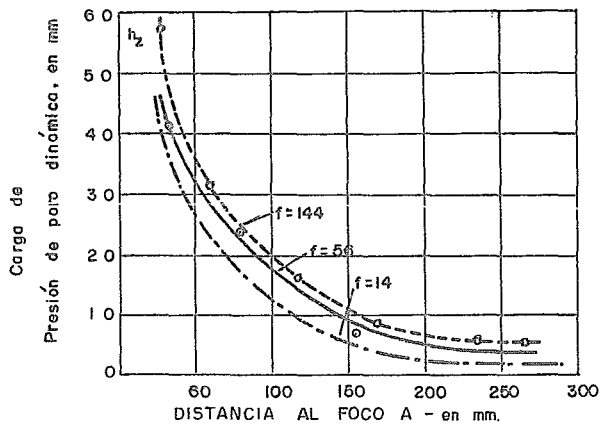
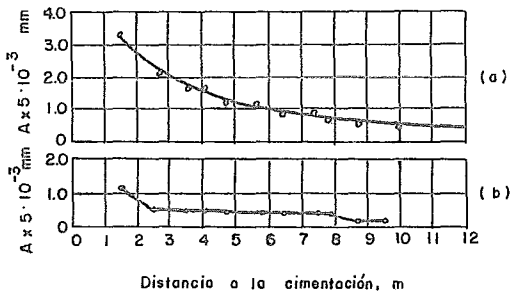


Fig. 3.16

VARIACION DE LA CARGA DE PRESION DE PORO DINAMICA, MAXIMA, CON LA DISTANCIA AL VIBRADOR (Ref. 8)



Distancia a la cimentación, m

Fig. 3.17

Variación de la amplitud con la distancia horizontal

- a) componente de compresión (horizontal)
- b) componente de corte (vertical).

Ref.(10).

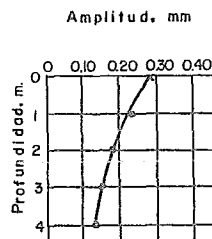


Fig. 3.18

Variación con la profundidad de la oscilación vertical producida por el hincado de un pilote. (Ref.10)

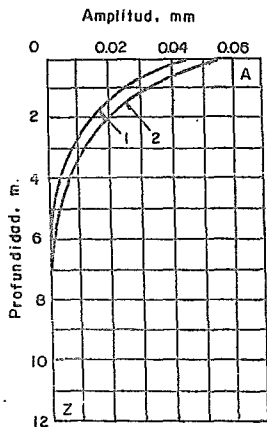


Fig. 3.19

Variación de la amplitud con la profundidad en un terraplén de ferrocarril:

- 1.- $V_{tren} = 55 \text{ a } 65 \text{ Km/h.}$
- 2.- $V_{tren} = 66 \text{ a } 70 \text{ Km/h.}$

Ref(8)

Existen mediciones de amplitudes de la profundidad con diferentes estímulos.

En la fig. 3.18 se muestra la distribución producida por el hincado de un pilote en loes. En una forma idéntica se obtuvo en mediciones hechas en arcilla bajo una máquina vibratoria (10) .

Maslov y Masletsova muestran en la fig. 3.19 las mediciones hechas de la amortiguación de la amplitud con la profundidad, en un terraplén de ferrocarril, durante el paso del mismo tren a dos velocidades diferentes (8) .

CAPITULO IV

LAS FALLAS POR LICUACION

4.1 CUESTIONES BASICAS

Se entiende por licuación de suelos al fenómeno mediante el cual una arena pierde una gran parte de su resistencia al es fuerzo cortante (debido a carga monotónica o cíclica) y flu- ye o se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos cor tantes que actúan en la masa de suelo disminuyen a valores - compatibles con la resistencia del suelo licuado, el movi - miento cesa y el suelo recupera su resistencia y estabilidad.

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

La licuación de suelos granulares saturados es común, se le denomina "licuación espontánea", y se caracteriza por desen cadenarse sin que hayan fuerzas de filtración (2) . Este tipo de licuación es el tema de ésta tesis, y a ella se dedicarán los capítulos siguientes.

Algunos investigadores consideran que el fenómeno de licua - ción se presenta únicamente en suelos granulares saturados; sin embargo, por la similitud que presentan algunas fallas - en otros tipos de suelo con la licuación, se hará mención de ellos en el presente trabajo. Un ejemplo es la transforma -

ción que sufren los suelos finos después de una lluvia intensa convirtiéndose en un lodo (17) .

El fenómeno que produce la falla en materiales secos no tiene mucha importancia en ingeniería; sin embargo hay algunos casos que se asemejan mucho a la licuación espontánea , se dan algunos ejemplos en la Sec. 5.6 .

4.2 TIPOS DE SUELO AFECTADOS

Cuando una arena se licúa, sus partículas sólidas se encuentran en suspensión, como consecuencia de un colapso en la estructura del suelo. Es decir se han perdido los contactos intergranulares.

Entonces, los suelos que serán susceptibles de licuarse serán los de gran relación de vacíos y un número de contactos pequeño por partícula. Los suelos sedimentarios presentan este tipo de estructura. El tamaño fino del grano, su uniformidad y la baja velocidad de depositación alcanzada en aguas tranquilas, son los factores que se conjugan para formar estructuras muy sueltas.

Todas las fallas por flujo que se conocen se han producido o en depósitos sedimentarios o en rellenos artificiales. Principalmente los depósitos fluviales han sido importantes (18) .

En la formación de éstas estructuras parecen influir las

fuerzas de adhesión entre las partículas sólidas. Como se sabe, existen fuerzas de atracción de tipo físico-químico en la superficie de los granos, mismas que producen la cohesión en las arcillas (19) . Estas fuerzas participan en la formación de una estructura suelta. Mientras más pequeñas son las partículas sólidas, será más importante el efecto de tales fuerzas (19) .

4.3 CAUSAS DE LA LICUACION

En la tabla 4.4 se agrupan (recopilación hecha por Dobry hasta 1960 (20)) todos los casos de licuación con importancia ingenieril encontrados en la literatura.

Partiendo de las causas supuestas se clasifican en dos grupos.

En primer lugar se encuentran aquellos casos en que el comienzo de la falla estuvo precedido por una perturbación dinámica, como son sismos, explosiones, paso de trenes.

Llama la atención la desproporción existente entre la insignificancia del estímulo y la gran magnitud de la catástrofe, sin embargo la relación causa-efecto no se puede poner en duda.

En los casos provocados por sismo, hubiera sido interesante conocer las características del movimiento en el lugar, para poder establecer una relación con los efectos. Sin embargo,

ésta información sólo aparece explícita en tres casos : son los de la tabla 4.1

Tabla 4.1

Lugar	Intensidad M.M.*	η	Referencia
Presa de Sheffield	VI a VII	0.1	14
Bahía de Hawkes	X a XII	0.2	14
Coatza- coalcos	0.2	22

* M.M. = Mercalli Modificada

Las referencias citadas en esta tabla se presentan al final del presente capítulo.

Ya que las escalas de intensidad están dadas por la descripción de los efectos, en algunos casos la descripción de la falla ayuda a conocer la intensidad del movimiento.

Considérese la escala Mercalli Modificada que es la más popular.

Se lee en la intensidad VIII : "arena y limo expulsados en pequeñas cantidades " (21) . El hecho de que haya ocurrido éste fenómeno en Bahía de Hawkes y en Panguipulli (Chile) - hace suponer que la intensidad en esos lugares haya sido por lo menos de VIII.

Se lee en la intensidad X : "deslizamientos en las montañas" (21), por consiguiente, se asigna a los sismos de Mayo de 1960 en el área Lago Riñihue-río San Pedro una intensidad mínima de X.

La aceleración máxima del terreno durante el sismo ha sido correlacionada con la intensidad; sin embargo la relación es muy imprecisa, principalmente en las intensidades altas (21).

El hecho de que la licuación figure constantemente en la descripción de efectos ("arenas y limos expulsados" , "cráteres de arena"), en una tabla que resume experiencias de muchos años acerca de los efectos de los sismos, demuestra la frecuencia con que éstos han incluido manifestaciones de licuación de limos y arenas.

En segundo lugar están los casos de la tabla 4.4 en que no existió algún antecedente dinámico inmediato.

La variedad de causas supuestas es mayor. Sobrecarga, erosión del pie del talud, obstrucción de drenaje, grandes deformaciones , son las principales.

Se nota una mayor incertidumbre, y una diferencia en lo que se entiende por "causa" . En éstos se llama así a un cambio en las condiciones de trabajo de la estructura, que pudo haber empezado a actuar tiempo antes de la catástrofe. La relación que tal cambio tenga con la falla no es tan concluyente como en el caso de los estímulos dinámicos.

No se debe descartar el hecho de que una falla producida aparentemente por causa dinámica haya sido sometida a un proceso previo similar, y que el estímulo no haya hecho más que provocar un flujo que estaba a punto de producirse.

En conclusión se puede decir que siempre existen causas, y que en la mayoría de los casos ha sido posible identificar las. Incluso cuando no se tiene la menor idea del origen del fenómeno, como sucede en los casos de la tabla 4.4 que tienen signo de interrogación, tal ignorancia se atribuye a información insuficiente.

La ausencia de una causa inmediata en un gran número de casos debe haber influido en la denominación de "espontánea" dada a este tipo de licuación.

4.4 EFFECTOS DE LA FALLA POR LICUACION

Después de producida la licuación del suelo, éste adquiere las características de un fluido de baja viscosidad (19), lo que determina los efectos posteriores. Las estructuras construidas sobre él se hunden, y tratándose de un talud el material fluye.

En éste último caso la distancia que recorra el suelo depende de su velocidad y del tiempo que permanezca en estado líquido. La velocidad se ha estimado en Zelandia (indirectamente, por comparación con flujos similares en arcillas sensibles) en unos 15 Km/hr (17)(19). En cuanto al tiempo, será -

el que las partículas sólidas tarden en sedimentarse, para lo cual deben expulsar cierta cantidad de agua. Es decir, la distancia recorrida dependerá de la permeabilidad, y será tanto más grande cuanto más pequeñas sean las partículas. El caso límite es cuando no hay talud : no hay flujo y el material sedimenta en el mismo lugar (19)(22).

La distancia máxima recorrida por el material licuado que se ha logrado medir, ha sido menor de 1 Km (19) .

Los deslizamientos submarinos por flujo se desarrollan generalmente sin limitaciones topográficas. En tales casos existen dos posibilidades :

Primera : El talud es parado. En consecuencia el material se extiende adoptando la forma de abanico aluvial, ó

Segunda : El talud es tendido y ancho. La pendiente disminuye a medida que el talud se extiende horizontalmente (19) .

Independientemente de que haya o no flujo, la expulsión de una parte de agua hace que el suelo sedimente a una compacidad relativa mayor (19)(22). Debido a esto se atribuye, por lo menos en parte, el hecho de que los depósitos ya licuados sean más estables (23) .

4.5 CLASIFICACION DE LOS CASOS CONOCIDOS

En la tabla 4.4 se observa que hay una gran variedad de estructuras afectadas y de causas de la falla, así como también diversas formas de manifestación del fenómeno.

Esta es una lista general, cuyo único orden es el cronológico.

Para el mejor aprovechamiento de la información presentada por cada uno de los casos, es necesario establecer alguna clasificación.

Existen por lo menos dos que ayudan a elegir un criterio.

Una es la del Highway Research Board (H.R.B.)(17) que aunque abarca todos los tipos de deslizamientos, establece una categoría para los de flujo. Según el H.R.B. , la característica principal que distingue unos de otros es que en los flujos no hay una superficie de falla claramente definida. En la tabla 4.2 se incluye la parte perteneciente a ésta clasificación.

Esta tabla es una síntesis de experiencias estadounidenses, resultado de una encuesta hecha en EE.UU. a una gran cantidad de instituciones e ingenieros que tiene que ver con problemas de deslizamientos.

A pesar de que no todos los casos de licuación se producen en taludes, la tabla 4.4 muestra una inmensa mayoría de fallas provocadas por deslizamientos, con flujo del material. Esto no es eventual, y corresponde tanto a una mayor sensibilidad a la licuación cuanto a una mayor gravedad de los efectos resultantes. Todos estos casos corresponden al esquema 1-s de la tabla 4.2, permitiendo localizar el fenómeno en es

tudio dentro de una categoría más amplia de fallas.

El H.R.B. define tres tipos de fallas más, que son interesantes : el flujo en arcillas sensibles saturadas (esquema 1-q) ; el flujo en loes seco (esquema 1-n) y las avalanchas de roca (esquema 1-l) .

La otra clasificación es la propuesta por A. Casagrande (18) Comprende únicamente las fallas por flujo, y es complementaria de la clasificación anterior. Difiere de aquella en que el enfoque que se da aquí es más racional, ya que con los ejemplos correspondientes y los suelos susceptibles, Casagrande clasifica el carácter de la deformación necesaria para iniciar el flujo (tabla 4.3) . Es el primer intento serio que correlaciona el conjunto de fallas conocidas con la concepción teórica del fenómeno.

Se hacen algunas observaciones a ésta tabla : tiene como origen la experiencia, por un lado, y por otro la teoría de la relación de vacíos crítica.

Sin tomar en cuenta la teoría, la tabla establece una separación entre los flujos simultáneos (tipos A y B) y los progresivos (tipo C) dicha separación es válida por el hecho de corresponder a casos que se han presentado en la realidad.

Se presentan algunas dificultades al aplicar éste criterio de clasificación en forma estricta, mismas que se manifiestan en el uso de letras dobles para algunos casos de la tabla 4.4 .

TABLA 4.2 DESLIZAMIENTOS POR FLUJO (Ref.17)

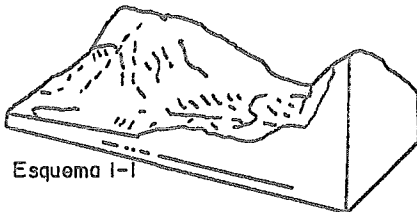
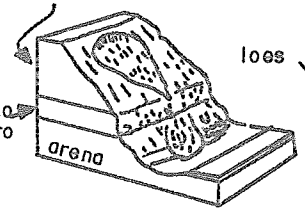
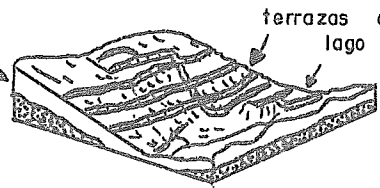
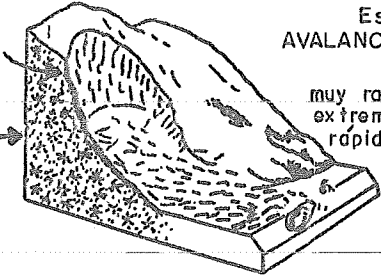
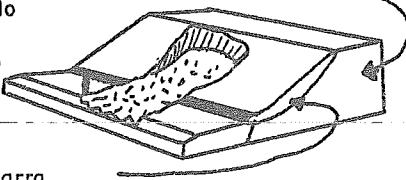
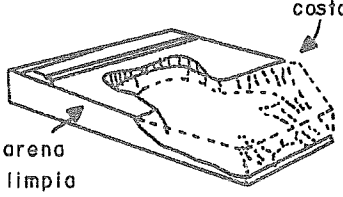

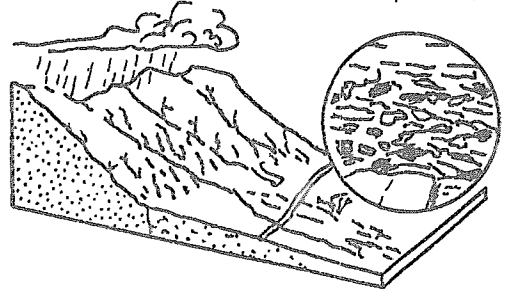
	ROCA	ARENAS, LIMOS Y ARCILLAS SENSIBLES	MEZCLA DE ROCAS, ARCILLAS, ETC.	ARCILLA
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">SECO</p>	<p>Después de Heim (1932) Elm, Suiza, 1881</p>  <p>Esquema 1-l</p> <p>Flujo de pedruzcos de roca (Variedad: AVALANCHA DE ROCA) Este tipo de movimiento ocurre solo cuando grandes deslizamientos y caídas adquieren velocidades muy grandes (más de 40m/seg. en Elm.)</p>	<p>arena seca</p>  <p>limo duro arena</p> <p>Esquema 1-m CORRIENTE DE ARENA rápida a muy rápida</p>	<p>Provincia de Kansu, CHINA, 1920</p>  <p>loes terrazas cultivadas lago</p> <p>Esquema 1-n Flujo de Loes (seco) (causado por sismo)--- extremadamente rápido</p>	
			<p>suelo y roca... intemperizados</p>  <p>lecho de roca</p> <p>Esquema 1-o AVALANCHA DE ESCOMBROS muy rápido a... extremadamente rápido</p>	<p>pizarra</p>  <p>pizarra intemperizada</p> <p>Esquema 1-p FLUJO DE TIERRA lento a rápido</p>
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">SATURADO</p>	<p>Esquema 1-s</p> <p>FLUJO DE ARENA O DE LIMO, rápido a muy rápido</p>  <p>costa arena limpia</p>	<p>después de Sharpa Río Blanco, Quebec</p>  <p>Esquema 1-q FLUJO DE TIERRA RAPIDO (FLUJO DE LODO) muy rápido</p>	 <p>Esquema 1-r FLUJO DE ESCOMBROS muy rápido</p>	

TABLA 4.3

FALLAS POR FLUJO DEL MATERIAL

Ref. (18)

Sensitividad de los suelos a la licuación	Suelos que pueden ser afectados por el tipo de falla	Carácter de la deformación necesaria para iniciar el flujo	Carácter y rapidez de la falla por flujo	Ejemplos de fallas por flujo
Alta sensibilidad "Tipo A"	Arena en condición muy suelta; polvo de roca	Pequeñas deformaciones, tales como las producidas por un sismo ó explosión, que afectan una gran masa	Flujo rápido (unos minutos)	Fallas de terraplenes de ferrocarril, en Holanda (1918); flujos de limos en las montañas Laurentian
Baja sensibilidad "Tipo B"	Arenas de río; polvo de roca	Grandes deformaciones, que afectan a toda una masa; ejemplo: falla de un estrato de arcilla, transmitida a la arena superior	Flujo rápido (unos minutos)	Presa de Fort Peck, arenas de río en la cimentación y arenas de relleno hidráulico en el cuerpo de la presa
Baja sensibilidad "Tipo C"	Arenas de río; polvo de roca; limos y arcillas estratificadas; arcillas muy sensibles al remoldeo	Grandes deformaciones creadas progresivamente	Licuación progresiva hasta varias horas de duración, dependiendo de la masa afectada	Fallas de los bordos del Mississippi; fallas en Holanda; fallas en limos y arcillas estratificadas en excavaciones

Nótese que en el "Tipo C", Casagrande incluye las arcillas de alta sensibilidad, que en éste trabajo se verán aparte

TABLA 4.4

CAARACTERISTICAS DE LAS FALLAS CONOCIDAS

Ref. (20)

Nombre	País ó región	Año	Descripción	Tipo de suelo	Causa supuesta	CC	Ref.
Zug	Suiza	1887	Se deslizó una lengua larga hacia el lago. Falló el muro de contención, y después vino el deslizamiento grande. Se hundieron bruscamente casas y calles	Limo orgánico bien graduado, con alguna plasticidad. Arenas finas	Sobrecarga de la ribera por edificios, deformaciones por corte	B C	1
Provincia de Zelandia	Holanda	1881-1946	Licuación progresiva de los taludes suaves de la costa. Se conocen 229 en ese lapso	Depósitos fluviales de arena fina, muy suelta y uniforme	Erosión del pie del talud. Presiones de filtración al bajar la marea	C	2 3
Presa de Necaxa	México	1909	Deslizamiento rápido del tercio central del talud aguas arriba durante la construcción. Presa de relleno hidráulico	Probablemente caliza triturada, uniforme y suelta	Deformaciones por corte	B	4 5
Presa de Calaveras	EE.UU.	1918	Deslizamiento de la mitad central talud aguas arriba durante la construcción. Presa de relleno hidráulico	Probablemente arena fina, uniforme y suelta	Deformaciones por corte	B	4 6 7 8
Weesp	Holanda	1918	Licuación de terraplén de puente de ferrocarril. Falla rápida	Relleno de arena fina, suelta y uniforme	Vibraciones de los trenes	A	6 1 3

Nombre	País ó región	Año	Descripción	Tipo de suelo	Causa supuesta	CC	Ref
Presa de Sheffield	EE.UU.	1925	Traslación del tercio central de la presa aguas abajo, casi intacto . Se supone se licuó la parte inferior de la presa	Material granular - probablemente poco compacta	Sismo	A	14 4
Grand Banks	Terranova	1929	Se cortaron varios cables submarinos en forma sucesiva	Probablemente arenas finas y limos, sueltos	Sismo	A C	10
Presa de Alexander	Hawai	1930	Deslizamiento rápido del talud aguas abajo durante la construcción . Presa de relleno hidráulico	Probablemente material volcánico triturado, fino, suelto, con un % de arcilla	La obstrucción del drenaje aumentó las presiones de poro dentro de la presa		4 11
Fiords de Orkdals	Noruega	1930	1° hubo varios deslizamientos de taludes y rellenos en la costa. - Después se rompieron sucesivamente 2 cables colocados a cierta distancia	Relleno artificial en la costa. Arena limosa en el fondo del mar	Sismo. Además, la marea estaba excepcionalmente baja	A	10 12 13
Bahía de Hawkes	Nueva Zelanda	1931	14 terraplenes se asentaron y los taludes se extendieron. Asentamientos, mucho material licuado en la zona	Limos y arenas limosas	Sismo	A	14

Nombre	País ó región	Año	Descripción	Tipo de suelo	Causa supuesta	CC	Ref
Desembocadura río Mohake	Nueva Zelanda	1931	Farallón de roca de 183 m de altura falló. Arenas y gravas al pie fueron trasladadas 700 m	? *	Sismo	A	15
Cuenca de carbón	URSS	1932	Licuación brusca del borde de una cuenca de carbón de 60 m de profundidad, que fluyó hacia adentro	Arena	? *		16
Presa Swir III	URSS	1935	Se licuó talud aguas arriba, extendiéndose el material. Licuación rápida pero progresiva	Relleno de arena - suelta	Explosiones para volar tablestacado a aguas arriba	A C	10 16 17
Hengelo	Holanda	1937	Licuación de los taludes del río - Twente. No se conocen detalles por haber sido durante la noche	Arena limosa fina, bien graduada	? *		3 9
Márgenes río Mississippi	EE.UU.	1937-1950	Licuación progresiva de las riberas en las barras del río. Se conocen más de 21 fallas grandes	Arenas finas, sueltas	Erosión del pie del talud y exposición de las capas más sueltas	C	1
Presa de Fort Peck	EE.UU.	1938	Licuación de la cimentación y/o parte inferior de la presa con falla - talud aguas arriba. Presa de relleno hidráulico	Relleno de arena, - suelta, uniforme	Deformaciones por - corte debidas al movimiento del terreno de cimentación	B	15 18 19
Ravenswaay	Holanda	1939	Licuación rápida de las riberas del canal, cerca de las esclusas	Relleno de arena - media y fina, suelta y uniforme	Vibraciones de los - trenes	A	1 3

Nombre	País ó región	Año	Descripción	Tipo de suelo	Causa supuesta	CC	Ref
Ymuiden	Holanda	1940	Licuación rápida y flujo del talud de la ribera	Arena fina, suelta, uniforme	Dragado	C	1 3
Márgenés río Volga Stalingrado	URSS	1941	Licuación rápida y flujo del talud de la ribera	Arenas de delta	? *		16
Márgen río Dvina (Riga)	URSS	1946	Licuación y flujo talud de la ribera, con la destrucción de un embarcadero	Arena fina de dunas	Trabajo de un equipo de dragado		16
East Chicago	EE.UU.	1946	Flujo a través de la abertura de un tablaestacado en proceso de construcción	Relleno de arena gruesa	Remoción de tablaestaca de 0.45 m de ancho	C	20
Presa de Red Mountain	EE.UU.	1950	Flujo del dren hacia el pie de talud de aguas abajo, el que se derrumbó en parte	Arena sin compactar	Obstrucción salida dren, y aumento de las presiones de poro		4
Márgen río Columbia	EE.UU.	1953	Tres fallas progresivas en las riberas. En la más grande se inició por licuación materiales granulares, pero terminó en deslizamientos de arcillas limosas	Parecen ser limos y arenas finas	? *	C	1
Fjords de Folla	Noruega	1952	Pequeño deslizamiento en zona costera en que había una draga. Después, deslizamiento grande en cabezas de fiords y falla draga por rebote del estímulo	Arena	? *	C	10 12 13

Nombre	país ó región	Año	Descripción	Tipo de suelo	Causa supuesta	CC	Ref
Coatzaco-lacos	México	1959	Asentamientos repentinos de columnas y muros instalaciones costeras Desplazamientos horizontales secciones muelle	Arenas y limos uniformes, sueltos	Sismo	A	22 23
Lago Riñihue	Chile	1960	Flujo progresivo y muy rápido de las riberas del río, y obstrucción del mismo en tres puntos	Limos lacustres, aparentemente compactos y uniformes	Sismo	A	24 25
Pto. Montt Valdivia Castro Panguipulli Llanquihue (Zona sur del país)	Chile	1960	Licuação de depósitos naturales y artificiales Agrietamiento de estructuras, fallas de muros de contención, flujo de terraplenes Afloramiento de material licuado	Arenas finas, limos arenosos. Depósitos fluviales y lacustres y rellenos artificiales. Material siempre suelto	Sismo	A	24 25
Tennessee	EE.UU.		Licuação brusca del talud de la ribera. Una clasificadora de carbón avanzó 15 m hacia el río	Arena	? *		16
Presa de Kajovka	URSS		Licuação del talud de aguas arriba	? *	Choque de una lancha a motor que maniobrababa en el vaso		16

Nombre	País ó región	Año	Descripción	Tipo de suelo	Causa supuesta	CC	Ref
"Presa URSS"	URSS		Licuação talud aguas arriba en central hidroeléctrica, cubriéndose accesos de agua a turbinas. El suelo fluyó 50 m	? *	? *		16
Presa en el Sarre	Alemania		Licuação de una presa. El material se extendió sobre el valle en capa de 6 a 8 m	? *	Hundimiento de la masa sobre cavidades - subterráneas		
"Terraplén URSS"	URSS		Derrumbe terraplén de ferrocarril al lado de una esclusa. Iba pasando un tren, que se hundió 12 m	Arena	Vibraciones del tren	A	18
Puerto fluvial			Se licuó el talud del embarcadero	Arena	Trabajos defectuosos de una grúa		16
Anchorage	Alaska	1964	Licuação de depósitos naturales. Falla en cimentación de puentes. Volteamiento de muelles y rompeolas. Deslizamientos a lo largo de la costa. Colapso total en casas y edificios	Arena y grava sobre un depósito de arcilla limosa muy sensitiva, con alto contenido de lentes de arena fina	Sismo	B	25
Niigata	Japón	1964	Licuação de depósitos naturales. Asentamientos en estructuras de más de 1 m. Grandes inclinaciones. Un edificio giró 80°. Emergió un tanque para tratamiento de aguas negras	Arena fina suelta	Sismo	A	26

Nombre	País ó región	Año	Descripción	Tipo de suelo	Causa supuesta	CC	Ref.
Presa San Fernando	EE.UU.	1971	La cresta se movió de 1.5 a 1.8 m Licuación del relleno cerca de la base del talud. El talud aguas - arriba se movió 21 m hacia el embalse	Relleno de arena y arcilla finas	Sismo	B	27

CC = Clasificación Casagrande (Tabla 4.3)

* = El signo "?" significa que en las referencias consultadas no figuraban datos. No afirma nada respecto a la existencia de tales datos que no se hayan publicado

Ref.= Las referencias consultadas para la elaboración de ésta tabla, se dan al final del presente capítulo

REFERENCIAS

Referencias citadas en la Tabla 4.4

- (1) "A review of the soils studies". Patamology investigations, W.E.S., report 12-5 . Parte V
- (2) "Principles of Geology". Gulluly, Waters & Woodford. Cap. 11
- (3) "Coastal flow slides in the dutch province of Zeeland".
Koppejan, Wamelan & Weinberg
- (4) "Earth and earth-rock dams". Sherard, Woodward, Gizienski & Clevenger. Arts. 2.5 y 2.9
- (5) "Necaxa Dam fails during construction". Schuyler
- (6) "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills". A. Casagrande
- (7) "The Calaveras Dam. California, the highest earth dam" -
Cleary
- (8) "Middle section of upstream side of Calaveras Dam slips into reservoir" . Hazen & Metcalf
- (9) Varieties of submarine slope failures" . Terzaghi
- (10) "Hidraulic fill dam fails disasterously" , F.N.R.
- (11) "Flow slides in Trondheim harbour" (en noruego, con resumen en inglés). Skaven-Haug
- (12) "Investigation of loose sand deposits by blasting" ,
Kummeneje & Eide
- (13) "The seismic behaviour of earth dams" . Ambrasseys
- (14) "Notas sobre el diseño de presas de tierra" , A. Casagrande
- (15) "La estabilidad de las arenas saturadas" (en ruso)
Maslov. Cap. 14

- (16) "Karl Terzaghi, from theory to practice in Soil Mechanics"
Parte I
- (17) "Soil Mechanics, foundations and earth structures"
Tschebotarioff. Cap. 8
- (18) "Engineering for dams" . Justin, Hinds & Creager .
T. 3 , Cap. 19
- (19) "Description of a flow slide in loose sand". Peck & Kaun
- (20) "Landslides and Engineering Practice" . Highway Research
Board . Cap. 3
- (21) "Behaviour of a sandy uniform soil during the Jáltipan -
Earthquake, México" . Marsal
- (22) "Foundation failures during the Coatzacoalcos México) -
earthquake of 26 August 1959" . Díaz de Cossío
- (23) "Delegación técnica mexicana en Chile- informe No. 6"
Tamez
- (24) "Temblores Chilenos de Mayo de 1960, sus efectos en estruc-
turas civiles" . Rosenblueth
- (25) "Landslides During Earthquakes due to Soil Liquefaction"
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division -
Vol. 94 H.B. Seed
- (26) "Analysis of Soil Liquefaction : Niigata Eathquake"
Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE
Vol. 93 . H.B. Seed e I.M. Idriss
- (27) "ANalysis of the slide in the San Fernando Dams during -
the Earthquake of Feb. 9, 1971 EERC, Report No. EERC 73-2
University of California, Berkeley , California

se dará un tabla-resumen de todos los casos, cuya información es complementaria a la presentada en la tabla 4.4 .

En la Sec. 5.6 se presentan ejemplos de flujos en materiales secos.

En la Sec. 5.7 se examinan las características de los flujos en arcillas sensibles, y su similitud con la licuación de limos y arenas.

5.2 TALUDES NATURALES

Los fenómenos de licuación más conocidos y mejor estudiados corresponden sin duda a ésta categoría. En toda publicación que trate el tema, se menciona el caso de la provincia holandesa de Zelanda y a veces los deslizamientos en las márgenes del río Mississippi.

Esto es por dos razones. En ambas se trata, no de unas pocas fallas casuales, sino de un fenómeno repetitivo a través de los años. Además la importancia práctica en ambos casos es considerable. En Zelanda se llegan a poner en peligro los bordos de protección tras los cuales están los "polders" (zonas agrícolas situadas bajo el nivel del mar que distinguen la topografía de Holanda). En el bajo Mississippi, la prevención de los deslizamientos es parte importante de los esfuerzos para estabilizar el curso del río y evitar la formación de nuevos meandros, para facilitar la navegación.

Provincia de Zelandia.- Esta provincia está constituida fundamentalmente por un grupo de islas que se localizan frente a la desembocadura del río Schelde (23) .

La configuración de la costa no es muy estable. La carga de sedimentos aportada por el río, unida al efecto de las olas y mareas, produce constantes avances y retrocesos de las playas.

Parte de este proceso general lo forman los deslizamientos - por flujo (23).

Un flujo costero en Zelandia "significa un deslizamiento inesperado hacia abajo de una gran porción de la costa bajo el bordo, llegando a veces a provocar la desaparición de parte del mismo bordo. Se caracteriza también por el flujo hasta alcanzar un talud muy pequeño (3° a 5° con la horizontal) " (23) . Además, "tales fenómenos ocurren siempre cuando la costa está retrocediendo como consecuencia de la acción erosiva de las corrientes, en tanto que no hay peligro cuando la costa avanza" (23) .

La fig. 5.1 muestra el perfil del deslizamiento de Vliete polder de Septiembre de 1889, que puede considerarse típico. El volumen desplazado fué de $95\ 000\ m^3$ de suelo, desapareciendo una superficie de $58\ 000\ m^2$ bajo el agua. En la figura se puede observar que hay partes del talud que tenían hasta 27° . El flujo ocasionó una reducción del ángulo, que tie



Fig. 5.1

DESPLAZAMIENTO DE VLIETEPOLDER Ref. (23).

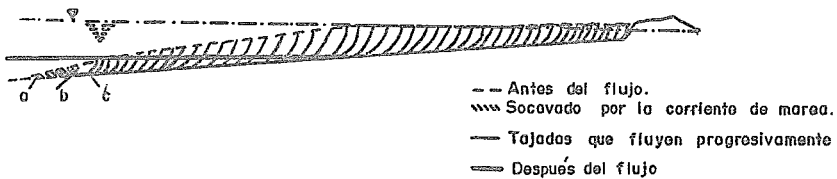


Fig. 5.2

PROPAGACION DE LA FALLA EN ZELANDIA Ref. (23).

ne un valor medio final de 4° (23) .

Todos los flujos presentan características comunes de importancia :

Son todos progresivos. Es un proceso gradual en el que van fallando y fluyendo al mar porciones de costa de uno a varios metros de ancho. El fenómeno se propaga hacia atrás a unos 50 Km/hora . En la fig. 5.2 se esquematiza este proceso , incluyendo además la suposición de que bajo el agua el mecanismo de propagación es idéntico. El proceso completo puede durar un día, hasta que la costa se estabiliza (23) .

La mayoría ocurre en épocas de diferencias excepcionales en el nivel de las mareas, y cuando el agua está bajando (23) .

La forma en planta de los deslizamientos es la que se presenta idealizada en la fig. 5.5 . Llamada "en abanico" , "concoidal" ó "cuello de botella" (23)(24) .

Para dar una explicación a estos deslizamientos se propuso la llamada "hipótesis holandesa" , la cual se ilustra en las figs. 5.2 y 5.3 . Es la siguiente :

a) las corrientes de marea se llevan el pie del talud (línea a fig. 5.2), dejándolo en equilibrio crítico,

b) después de la marea alta, baja rápidamente el nivel, el agua subterránea fluye hacia el mar, y las presiones de filtración rompen el equilibrio en b . La zona entre b y c se licúa y se va,

c) lentamente el fenómeno progresa, porque cuando se va una parte, el nuevo talud pierde el confinamiento inferior y tiende a expandirse, disminuyendo con esto las presiones de poro dentro de la masa y provocando un flujo de agua hacia adentro, con el cual se estabiliza provisionalmente el talud (fig. 5.3 A) ,

d) disipadas las presiones de poro negativas, el talud pierde esa estabilidad adicional, y la deformación por corte en la arena suelta la licúa, fluyendo otra parte (fig. 5.3 B y C) . Y así sucesivamente hasta que se forma un talud estable ,

e) la forma de abanico se explica por la ampliación del fenómeno hacia los lados a medida que avanza tierra adentro (19)(23)(24) .

En el lapso 1881-1946 se han registrado 229 fallas, se ha -
deslizado un volumen total de 25 000 000 de m³ , habiéndose
perdido por esta causa 2 650 000 m² (23) .

Río Mississippi.- A lo largo de las márgenes de éste río se encuentran suelos de diverso tipo y origen. Los deslizamientos por flujo conocidos se han producido en las arenas de los llamados "depósitos de barra", que son sedimentos recientes del río ; debajo de estos se encuentran otras arenas de origen más antiguo, en las que el tamaño del grano crece con la profundidad (24) .

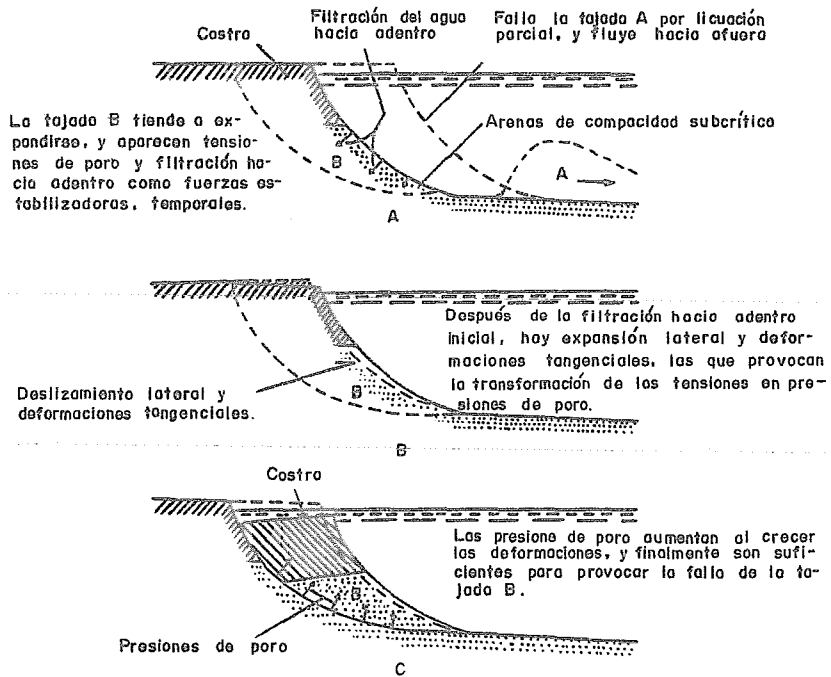


Fig. 5.3

HIPOTESIS HOLANDESA PARA LOS DESLIZAMIENTOS
PROGRESIVOS Ref. (24)

Hay una costra cohesiva cuyo espesor varía entre 3 y 33 m - (24). La fig. 5.4 muestra el perfil de un suelo en el que se presenta un "depósito de barra" .

Hay 2 aspectos que hay que señalar con respecto a la estratigrafía :

a) Las arenas recientes se pueden dividir en dos zonas : zona A de arenas finas sueltas, cuyo espesor varía entre 0 y 33 m ; y zona B de arenas medias a finas, cuyo espesor varía entre 0 y 15 m .

b) La zona A contiene siempre lentes de arena excepcionalmente suelta (24) .

A continuación se resumen las características de las 21 fallas estudiadas, las cuales involucran un volumen de $14\ 000\ m^3$. La precisión de los datos no está totalmente garantizada, ya que las mediciones fueron hechas antes ó después de suceder los deslizamientos, lo que puede significar errores en los taludes ; el material deslizado no fué estudiado directamente, sino en las áreas adyacentes, y tal material puede ser más estable que el que interese analizar (24) .

Antes de la falla los taludes variaban desde 5° en la arena hasta 35° en la costra cohesiva. Posteriormente, la arena quedaba casi horizontal (máximo 7°) y en el material cohesivo la pendiente tendía a la vertical (fig. 5.5) (24) .

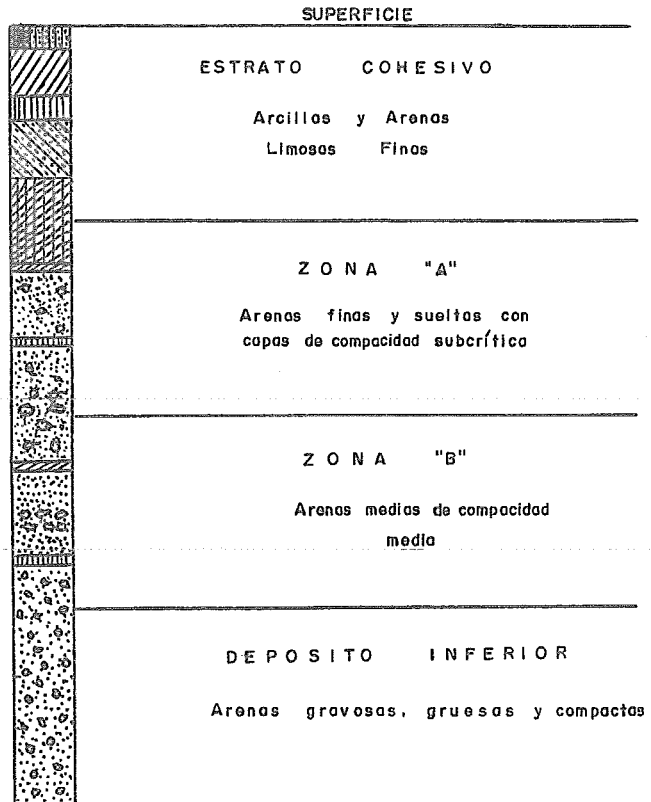


Fig. 5.4

PERFIL DE SUELO TIPO DE LOS DEPOSITOS DE BARRA (BAJO RIO MISSISSIPPI). Ref. (24).

Las arenas más sueltas y finas, correspondientes a la zona A , fueron las más afectadas (fig. 5.5) (24) . En todos los ca sos las fallas ocurrieron durante períodos de agua alta y, - normalmente aunque no siempre, cuando el nivel del agua baja ba. La mayoría de las fallas (si no es que todas) fueron pro gresivas (24) .

El parecido de estas fallas con las de Zelanda, condujeron a la aplicación de la hipótesis holandesa, pero modificada - para adaptarla a las condiciones locales.

En la hipótesis modificada se considera que la licuación - comienza en las lentes de arenas muy sueltas contenidas en - la zona A (24) . De esta manera el proceso se iniciaría con la erosión y exposición consiguiente de tales capas de capa cidad inferior a la crítica. Después las deformaciones por - corte inducidas por el aumento del ángulo de los taludes, li cúan la arena de tales lentes, iniciando la falla. Posterior mente aparecen presiones de poro en el resto de la zona A, - lo que provoca el deslizamiento del conjunto (24) .

La hipótesis modificada toma como base el hecho de que la - mayor parte de la zona A la constituyen arenas comprendidas - dentro de la denominada "zona crítica" de relaciones de va cíos .

Conforme a la teoría de la relación de vacíos crítica, las - deformaciones por corte provocarían sólo la licuación de los

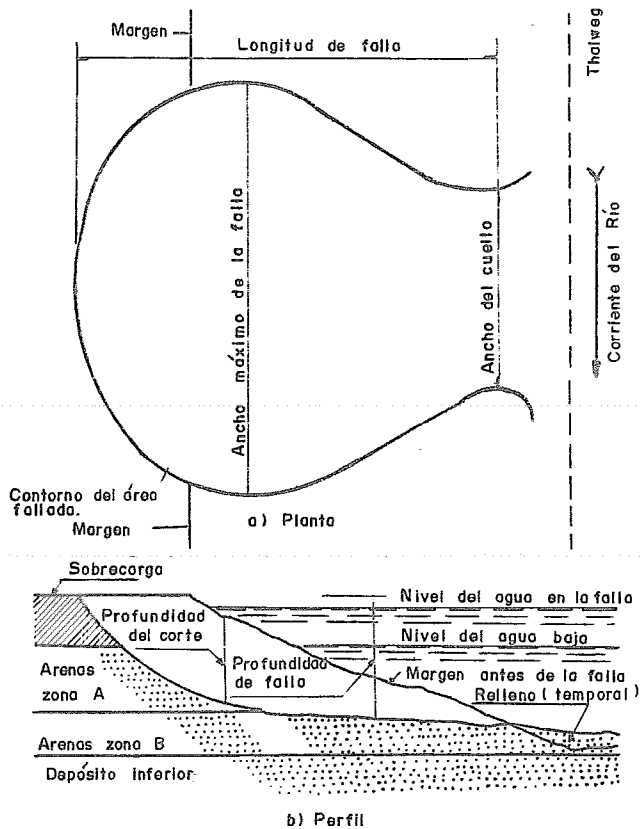


Fig. 5.5
 FALLA TÍPICA EN FORMA DE CUELLO EN EL RÍO MISSISSIPPI.
 Ref (24)

estratos de compacidad inferior a la crítica (24) .

Lago Riñihue.- Los sismos de Mayo de 1960 ocurridos en el sur de Chile produjeron tres grandes deslizamientos por flujo en las márgenes del río San Pedro, que sirve de desagüe al Lago Riñihue. Las masas deslizadas represaron el río, con el consiguiente peligro para la ciudad de Valdivia (25) .

El más grande de los 3 deslizamientos (conocidos localmente como "tacos") desplazó un volumen de suelo de 35 000 000 de m^3 , a lo largo de 1 Km de la ribera. El material licuado lo constituían limos lacustres localizados a gran profundidad (80 m) y en apariencia compactos (25)(26)(27) . La sensibilidad de estos limos a la licuación se aprecia en la cantidad de cicatrices de antiguos deslizamientos existentes en el área (25) .

Otro hecho interesante es que estas fallas, al igual que en Zelandia y Mississippi, parecen haber sido progresivas (27).

En la tabla 5.1 se resumen los flujos en taludes naturales.

Llama la atención que prácticamente todos corresponden a márgenes o desembocaduras de ríos, confirmándose la predisposición de los sedimentos fluviales a la licuación. También es importante que la mayoría de las fallas, y las más grandes , sean de tipo progresivo.

TABLA 5 1
 DESLIZAMIENTOS POR FLUJO EN TALUDES NATURALES
 Ref. (20)

Lugar	Estratigrafía	Tipo flujo	Duración	Forma en planta	Talud inicial (talud final)	Prof. falla (prof. corte) m	L F (A.F.) m	V m ³	Vel
Zelandia	4.5 a 7.5 m cohesivo; 12 a 15 m arenas. Arenas, limos, arcillas	Progresivo	Pocas horas a un día	Abanico	Menos de 10° a 27° (3° a 4°)	Hasta 24 (máx. 24)	90 a 210 (150 a 360)	Hasta 3 millones	Bajando después de marea alta
Mississippi	0 a 33 m cohesivos ; 7.5 a 33 m arenas finas sueltas (Zona A) 0 a 15 m arenas medias densas (Zona B)	Progresivo	Pocos minutos a menos de 2 días	Abanico casi todos	5° en arena 35° en costra (0 a 6° en arena, 90° en costra)	menos de 12 en centro hasta 54 en cuello (hasta 33)	Hasta 33 (hasta 330)	Hasta 3 millones 200 mil	En general bajando después de marea alta
Lago Ríñihue (río San Pedro)	30 m rellenos fluviales y limos lacustres. Después limos lacustres por lo menos hasta 90 m	Aparentemente progresivo	?	En "U"	18° en costra menos de 5° en limos (casi 90° y 0, respectivamente)	Hasta 45 (hasta 45)	Hasta 900 (hasta 25 Km)	Hasta 35 millones
Ymuiden	?	Progresivo	Una hora	?	16° (15°)	9 (15)	29	?	Marea alta

LUGAR	ESTRATIGRAFIA	TIPO FLUJO	DURACION	FORMA EN PLANTA	TALUD INICIAL (TALUD FINAL)	PROF. FALLA (PROF CORTE) m	L. F. (A.F.) m	V m ³	NIVEL
Hengelo	?	?	?	Capa	23°	4 (1.5)	12	?	En parte sup. del talud
Río Moha ke	Arenas y gravas	?	?	?	Casi vertical (casi horizontal)	183 (183)	?	?	...
Río Columbia	Arcillas limosas lamina das, arenas, gravas	Progre sivo	?	Abanico	Suave (casi vertical)	?	600 (300)	Hasta 11 millones	?
Ravens - waay	Relleno de arena sue lta	Aparen temente simultá neo	Pocos minu tos	?	26° (0 a 26°)	9 (5)	30	?	Al centro - del talud
Stalingra do (río - Volga)	Arenas de delta	?	3 a 4 minu tos	?	?	7	250 (400 a 450)	?	?
Tennessee	?	?	?	?	?	25	?	?	?
Cuenca de carbón	?	Aparen temente si multáneo	?	?	(horizontal)	?	?	?

Lugar	Estratigrafía	Tipo flujo	Duración	Forma en planta	Talud inicial (talud final)	Prof falla (prof. corte) m	L F (A F) m	V m ³	Nivel
Río Dvina	Arenas de dunas	?	?	?	5 1	?	?	?	?
Puerto fluvial	?	?	?	?	?	?	?	?	Agua alta debido al deshielo

Prof. falla = Profundidad de falla

Prof corte = Profundidad del corte

L F = Longitud de falla

A F = Ancho de falla

V = Volumen desplazado

Nivel = Nivel del agua en el momento de la falla

5.3 PRESAS Y TERRAPLENES

En la tabla 5.2 se presentan los casos de esta categoría. - Son 10 presas y un número indeterminado de terraplenes. En esta tabla no se describe la falla de la presa San Fernando ocurrida en Febrero de 1971, pero en los siguientes párrafos se describirán brevemente las causas de dicha falla.

Presas.- En las presas que han fallado se cumplen las condiciones que ya se han mencionado para la falla por flujo. Materiales granulares más o menos limpios, sin compactar (excepto la presa Sheffield, en que de todos modos existen antecedentes de que la compactación fué pobre), y saturados.

Gran parte de las presas que fallaron fueron construídas por el método de relleno hidráulico. Estos desastres han influyó de manera decisiva en la desconfianza que tienen los constructores de presas actualmente hacia éste método de construcción. Muestran similitud importante las siguientes tres fallas.

La presa de Necaxa fué: en su época la más alta del mundo. - El 20 de Mayo de 1909, estando en plena construcción y encontrándose el nivel del agua en el vaso muy bajo por la sequía, se deslizó y fluyó el talud de aguas arriba. Todo fué muy rápido y el material se extendió hacia el vaso. La falla fué atribuída a la presión ejercida por un núcleo aún no consolidado y en rápido crecimiento, además del uso de gran canti-

Tabla 5.2 Ref (20)
FALLAS POR LICUACION EN PRESAS Y TERRAPLENES

Lugar	Estratigrafía de la Cimentación	Altura (Longitud)	TAA (TAA ^b)	Talud final	Materiales de construcción	Método de construcción	Estado de la construcción	Movimientos ó fallas anteriores	Zona afectada	Volumen desplazado m ³	Duración
Presa Coloveras	9 m de grava sobre lecho de roca	72 m (390 m)	3:1* (2.5:1)	Muy pequeño	Núcleo de arcilla material granular desde arena fina a roca	Relleno hidráulico por bombeo y volteo del material	Faltaban 12 m para la corona. Los taludes alcanzaban ya su ángulo definitivo	1 m de movimiento horizontal en talud de aguas arriba en los 9 meses anteriores	Talud aguas arriba en 210 m centrales	580 000	Menos de 5 minutos
Presa Necaxa	Roca	59 m (360 m)	3:1* (2:1)	Muy pequeño	Núcleo de arcilla Resto, caliza fracturada	Relleno hidráulico por bombeo	Faltaban 11 m para la corona. Talud aguas arriba no alcanzaba su ancho definitivo	?	Talud aguas arriba en 120 m centrales	550 000	1 minuto
Presa Fort Peck	Pizarra intemperizada con lentes de bentonita sobre Pizarra dura	74 m (2700 m)	4:1* (8.5:1)	Muy pequeño	Núcleo de limo arenoso y taludes de materiales graduados	Relleno hidráulico	Faltaban 6 m para la corona	Movimientos en las vías sobre talud aguas arriba, en la zona en que falló, los días anteriores	Talud aguas arriba en 600 m del lado derecho	5 000 000	10 minutos
Presa Alexander	Conjunto de 1 estrato permeable entre 2 impermeables todo de 4 m de espesor. Abajo lava endurecida	38 m (186 m)	3:1 (2:1)*	?	Masa heterogénea de materiales volcánicos descompuestos. Núcleo arcilloso del mismo material	Relleno hidráulico por bombeo	Faltaban 9 m para la corona	Sólo 1 cm (horizontales) en total. En los 2 1/2 meses anteriores no se registraron movimientos.	Talud aguas abajo	257 000	Menos de 30 segundos
Presa Red Mountain	?	17 m (?)	?	?	?	?	Terminada. Había pasado 1 año desde el primer llenado	No se registran	Dren y pie del talud aguas abajo.	?	?
Presa Sheffield	3 m de depósitos aluviales arenisca blanda	9 m (240 m)	2.5:1* (2.5:1)*	?	Núcleo impermeable y relleno granular saturado y compactado	Probablemente la compactación fué pobre	Terminada 8 años antes	No se registran	Todo el tercio central de la presa	?	?
Terraplenes Bahía de Hawkes	Limos Arenas limosas Grava y roca	?	1.5:1	3:1	?	?	?	?	?	?
Presa Swir III	Varias decenas	?	2:1	Menos de 10:1	Núcleo impermeable y talud de arena	volteo de la arena	Estaba llenándose el vaso por primera vez	Talud de aguas arriba	?	?
Presa Kajovko	?	?	?	?	?	?	?	Talud aguas arriba	?	?
"Presa URSS"	?	?	2.5:1* (?)	Parece que muy pequeño	?	?	?	?	Talud aguas arriba	?	?
Presa en el Sarre	?	?	?	Parece fué horizontal	?	?	?	?	Se rompió toda una parte de la presa	?	?
Terraplen en Weesp	?	?	35°	0 a 35°	Relleno de arena suelta	?	Terminado	?	?
"Terraplen URSS"	?	?	?	?	?	?	Terminado	?	?
Terraplenes Sur de Chile	Depósitos limo arenosos sueltos	3 a 4 m	1.5:1	8:1	?	?	Terminados	?	?

TAA = Talud aguas arriba; TAA^b = Talud aguas abajo
El asterisco indica el talud afectado

dad de material volcánico liviano (tepetate) en el prisma de aguas arriba (fig. 5.6a) (28)

La presa de Calaveras fué también en su época la más alta - del mundo. El 24 de Marzo de 1918, en plena construcción, - con el nivel del vaso bajo, se deslizó y fluyó el talud de - aguas arriba. Fué muy rápido y el material se extendió hacia el vaso. Antes se habían registrado en el talud movimientos horizontales muy importantes, que cesaban cuando se frenaba la construcción. Es notable que antes del deslizamiento prin cipal los testigos vieran un movimiento lento hacia afuera - de la parte inferior del talud, acompañado de un descenso si multáneo del charco central de la presa (en el cual se depositaba el material de construcción) (fig. 5.6b) (29)(30) .

La presa Fort Peck fué en su época, la más grande por el volumen del terraplén (90 000 000 de m³). Falló el 22 de Septiembre de 1938, durante la construcción, cuando el agua en el vaso estaba bajando. El proceso de falla fué un poco más lento que en Necaxa y Calaveras (10 minutos). Las demás características son las mismas : el talud de aguas arriba se deslizó hacia el vaso. Igualmente, los testigos informaron del descenso del nivel del charco simultáneo al deslizamiento (fig 5.6c) (18)(31)(32) .

Como se observa, existe similitud en los 3 casos, y se desprende la conclusión de que "... las partes más susceptibles de las presas de relleno hidráulico son ... los bordes exte-

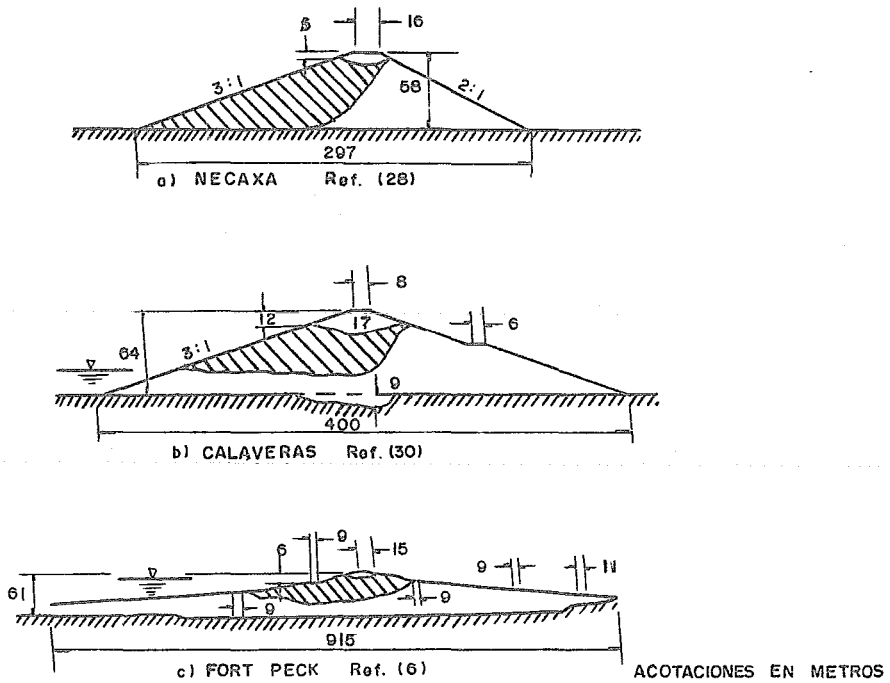


Fig. 5.6

DESlizamientos POR FLUJO EN PRESAS DE RELLENO HIDRAULICO

rios de arena, y en especial la parte sumergida del talud de aguas arriba" (15)

Casagrande hace la observación de que los flujos en Calaveras y Fort Peck son casi idénticos. El detalle del descenso del charco central, presente en ambas descripciones, simultáneo con las deformaciones iniciales, es lógico si se recuerdan las experiencias de Maslov descritas en la Sec. 2.4 de fallas de modelos de taludes ; esto sería la confirmación de la aparición de tensiones de poro durante las deformaciones rápidas por el corte ; el charco haría las veces de piezómetro indicador.

La presa de San Fernando falló el 9 de Febrero de 1971. La construcción de ésta presa fué iniciada en 1912, por el método de relleno hidráulico, directamente sobre suelos aluviales naturales. Durante la falla, el talud de aguas arriba se movió hacia el embalse. El deslizamiento del talud de aguas arriba fué muy rápido, y se considera que ocurrió como consecuencia del incremento de las presiones de poro en el suelo del terraplén como consecuencia de la sacudida (la presa falló durante un sismo) y la consiguiente pérdida de resistencia ocasionaron la licuación del relleno hidráulico cerca de la base del terraplén. Las evidencias existentes hicieron suponer a la Comisión que estudió el caso, que las anteriormente citadas fueron las causas de la falla de la presa (33)

En cuanto a la presa Sheffield, existe discrepancia entre los autores acerca de la existencia de la licuación. La duda proviene de que el pedazo que se desprendió, se trasladó manteniendo intacta su forma sin fluir (34)(35) .

Terraplenes.- Existen dos casos de fallas muy parecidas : el de Weesp y el de "terraplén URSS" . En ambos casos un terraplén de ferrocarril, de arena suelta limpia, se licuó al paso de un trén., provocando el descarrilamiento y hundimiento del mismo (8)(23)(24) .

La licuación de las cimentaciones pantanosas de los terraplenes de caminos en el sur de Chile en Mayo de 1960 (principalmente en la Carretera Panamericana) fué la causa primordial de fallas en carreteras durante el sismo (25)(26) .

5.4 CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Este tipo de fallas no se ha presentado en gran número. Además han afectado volúmenes de suelo relativamente reducidos. Sin embargo, son de gran interés para el ingeniero, ya que la posibilidad de licuación en cimentaciones sobre arena suelta es uno de los problemas más difíciles para el proyectista (34) .

La mayoría de las fallas son provocadas por sismo. Los terremotos del 22 de Mayo de 1960 en el sur de Chile fueron pródigos en éste sentido, y las que figuran en la tabla 5.3 son sólo las que han sido publicadas. En ésta tabla no se

TABLA 5.3
FALLAS POR LICUACION EN CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE CONTENCION
Ref. (20)

Lugar	Estratigrafía	Estructura(s) afectada(s)	Características de la licuación	Características material licuado	Observaciones
Ciudad de Zug	Depósito de delta	Muro de contención edificios. Pavimento de las calles	1° hubo deslizamiento del muro y hundimiento de 3 casas. 3 horas después deslizaron 140 mil m hacia el lago, hundiéndose 7 m el suelo dentro de un área de 140 m hacia adentro de la ciudad por 300 m de margen. Algunos edificios se movieron 18 m hacia el lago. El suelo deslizado se extendió 300 m por el fondo del lago, formando una capa de hasta 4 m de espesor	Limo y arena fina saturados	Unos días antes se habían notado asentamientos y grietecillas en el pavimento
East Chicago	Tablaestacado contención	La remoción de una tablaestaca hizo fluir el suelo de relleno hacia afuera. El flujo se propagó hacia atrás siguiendo la forma irregular del tablaestacado. La arena dejó al fluir un hueco de 1.5 x 6 x 40 m, un volumen entre 400 y 500 m ³ . El proceso total duró 30 minutos	Arena suelta saturada	
Zona Sur de Chile	Puerto Montt	Terrazas fluviales y depósitos lacustres arenosos	Muros Estación de ferrocarril Monumento	Hubo deslizamientos y fallas en los muros costanero y del muelle, así como en la estación ferroviaria. El monumento se hundió en el suelo	Rellenos de arenas sueltas y saturadas
	Llanquihue	Depósitos fluvio-lacustres	Casas de madera	Colapso de las casas debido a asentamientos diferenciales. Las ondas del sismo quedaron marcadas en el terreno como deformaciones senoidales de la superficie	Arenas y limos sueltos y saturados

Lugar		Estratigrafía	Estructura(s) afectada(s)	Características de la licuación	Características material licuado	Observaciones
Zona Sur de Chile	Panguipulli	1 m relleno de grava Depósitos de limo lacustre	Casas	Hundimiento de las cimentaciones de varias casas. Aparecieron afloramientos de limo líquido a través de la grava ; pequeños cráteres	Limo blando y saturado	
Castro		Terrazas fluviales postglaciales de arenas finas compactas	Muelle	Se licuó el terreno	Arena fina, suelta y saturada (relleno)	

incluyen las fallas provocadas (ambas por sismo) en Anchorage, Alaska y en Niigata, Japón en 1964 y que también ocasionaron numerosas fallas en las cimentaciones de la mayoría de las construcciones existentes.

Respecto a las fallas en el sur de Chile, se puede decir que la historia geológica de la región es importante, las glaciaciones influyen en ello. En efecto, de Valdivia al sur se presentan en gran cantidad los depósitos de arenas y limos, fluviales y lacustres, saturados y en estado suelto (26) . Y como es en ésta zona donde la intensidad de los movimientos fué máxima (26) , los resultados parecen lógicos.

5.5 LOS DESLIZAMIENTOS SUBMARINOS

Se han incluido aquí 3 casos de licuación en el fondo del mar. En la tabla 5.4 se resumen las características de estos 3 deslizamientos.

En todos los casos considerados, el movimiento se ha iniciado en un punto, como una perturbación relativamente insignificante, propagándose después a velocidades entre 6 y 110 Km/hora (19) . La capacidad destructora del fenómeno creció con el tiempo y la distancia (caso de Folla), debido posiblemente a que el volumen de material involucrado va aumentando en forma geométrica (19) .

Llama la atención la capacidad del fenómeno para recorrer enormes distancias sobre un piso prácticamente horizontal .

TABLA 5.4
DESLIZAMIENTOS SUBMARINOS POR LICUACION
 Ref. (20)

Lugar	Características de la iniciación	Gradiente medio %	Velocidad de propagación Km/h	Distancia recorrida en Km	Efectos producidos
Fiords de Folla (190 Km al NNE de Trondheim)	Se produjo un pequeño deslizamiento en la arena de la playa cerca de la entrada del fiords	?	6 a 10	2	Un gran deslizamiento de 300 000 m ³ en la cabeza del fiords, dañó 2 muelles. El fenómeno rebotó y volvió al lugar inicial, arrastrando la draga allí instalada
Fiords de Orkdals (29 Km al SW de Trondheim)	Se produjo un pequeño deslizamiento en A, provocado probablemente por un sismo (ver fig. 5.7)	10 0.75	26 10	24	2 deslizamientos muy cerca del primero (B y C) con falla de algunas estructuras. Rotura de 2 cables submarinos. (ver fig. 5.7)
Grand Banks	Hubo un sismo simultáneo	0.53 0.04	110 20	550	Rompimiento sucesivo de 8 cables submarinos

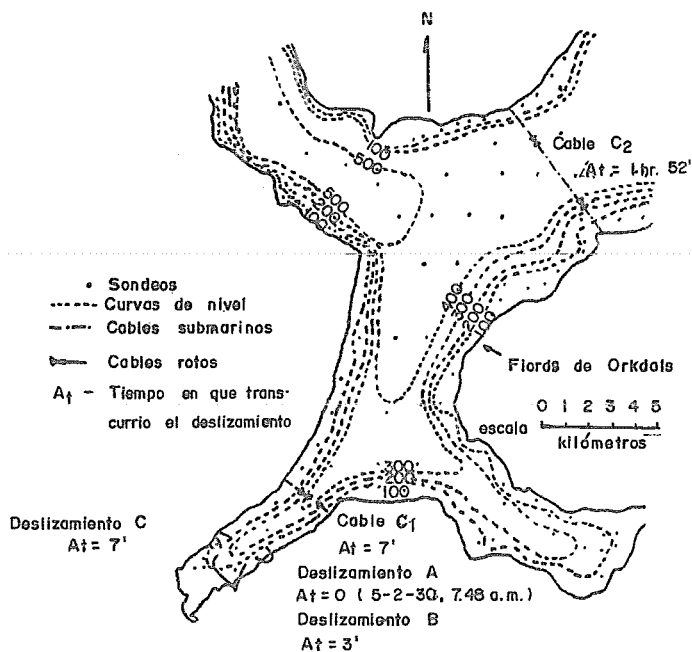


Fig. 5.7

DESPLAZAMIENTOS SUBMARINOS EN EL FIORDS DE ORKDALS Ref. (9).

Todos los autores están de acuerdo en cuanto a la existencia de la licuación en los ajemplos de la tabla 5.4, sin embargo hay diferencias en lo que se refiere a la propagación de los efectos. Se ha pensado en avalanchas de arena de gran turbulencia, que ya licuada, resbalan sobre el fondo como los taludes alpinos, y se ha propuesto para Grand Banks la hipótesis de una sucesión de deslizamientos (19) .

Estas posibilidades son rechazadas por Terzaghi debido a que no explican la magnitud de los efectos, y porque además estarían en contradicción con la incapacidad de la arena licuada para recorrer grandes distancias. Sin embargo. piensa que lo que viaja es la licuación y no la arena (19) .

Es difícil saber realmente lo que sucede, ya que en los deslizamientos submarinos no hay ni puede haber testimonios directos. Los signos que ayudan a la imaginación son :

- agitación anormal de la superficie del océano,
- cambios en la configuración de la costa,
- cambios en la topografía del fondo del mar, verificado por sondeos, y
- lapsos de rotura de los cables submarinos (19) .

5.6 LOS FLUJOS EN MATERIALES SECOS

Como se verá más adelante, la licuación en limos y arenas se debe a la aparición brusca de presión en el agua por tendencia a la reducción de volumen del suelo. Existen casos de -

flujo en materiales granulares secos cuyo mecanismo es idéntico, excepto que aquí se trata del aumento brusco de la presión del aire que llena los vacíos.

Un ejemplo asequible de este fenómeno se presenta cuando se vacía un saco de cemento ó harina. El aire atrapado hace las veces de lubricante, y el polvo se extiende como un líquido (18) .

Existen algunas diferencias importantes entre los flujos secos y la licuación tradicional. El aire, a diferencia del agua, no es incomprensible, por lo que debe disminuir apreciablemente su volumen antes que la presión así engendrada pueda equilibrar un peso importante. Además, el aire comprimido tiene más facilidad que el agua para circular por los vacíos del suelo, por lo que drenará más rápidamente que ésta. Por lo mismo, el flujo seco, sólo será posible si una masa grande de suelo de estructura suelta tiende a disminuir de volumen brusca y simultáneamente en toda su extensión. Además, el lapso en estado líquido será necesariamente muy corto. Todas estas condiciones se cumplen en la realidad (17) .

Se conocen dos tipos de materiales en los que se presenta el flujo seco : loes y roca .

El loes es un sedimento eólico de grano fino, de estructura abierta y características variables. Su porosidad es grande,

habiéndose medido valores hasta de 49% (36) . El caso más conocido de flujo en loes es el producido por el terremoto de 1920 en Kansu, China cuyo esquema se presenta en el 1-n de la tabla 4.2 . Un tramo de carretera fué transportado por el flujo a 1 600 m de su posición original (17)(18) .

Puede parecer extraño que se produzcan avalanchas de roca con el mismo mecanismo, sin embargo se conocen por lo menos dos casos, cuyo denominador común es la magnitud del volumen envuelto.

En 1932 se produjo una avalancha de roca en Elm, Suiza, que comenzó con pequeños deslizamientos laterales en la montaña. "Pocos minutos más tarde, la masa completa de roca ... fué disparada hacia el valle ... ahora el movimiento adquirió las características de un flujo ... la masa se precipitó hacia el otro lado del pequeño valle, donde dió la vuelta y fluyó por el valle principal. Allí avanzó cerca de una milla" (17) . Se movilizaron $10\ 000\ m^3$, los que descendieron verticalmente 440 m . Todo duró 55 segundos (17) .

La otra avalancha de roca ocurrió en Alberta, Canadá, en 1903, fué aún más grande que la de Elm (17) .

5.7 LAS ARCILLAS MUY SENSIBLES (QUICK CLAYS)

El 23 de Diciembre de 1953 ocurrió un deslizamiento en Ullensaker, Noruega. Un talud suave, de 3 a 6% de pendiente bajaba

M-0028703

desde el camino hacia un riachuelo. Después se produjo un - deslizamiento progresivo que se extendió tierra adentro (37) (38). En total desaparecieron $200\ 000\ m^3$, dejando una cavidad de más de 200 m y una profundidad variable de 5 a 8 m - (38)

El material licuado se extendió 1 1/2 Km a lo largo del río, hasta que fué detenido por un puente (38) .

El caso de Ullensaker es un ejemplo típico de los desliza - mientos por flujo en arcillas muy sensibles, que se producen casi a razón de uno cada año en Noruega (38). Aunque se conocen deslizamientos de este tipo en Suecia, Este de Canadá y N.E. de EE.UU., se le puede considerar un fenómeno típicamente noruego (38)(39) .

No es casual la localización del fenómeno a ambos lados del Atlántico Norte . Los deslizamientos ocurren en taludes naturales de arcillas marinas de alta sensibilidad (entre 10 y - 200). (La sensibilidad es el cociente que existe entre la resistencia al corte en estados inalterado y remoldeado, medidas en una prueba de compresión simple), de historia geológica común . En todos los casos las arcillas se formaron por - sedimentación en el fondo del mar. Hace unos 10 000 años, - las grandes masas de hielo que las cubrían desaparecieron, - como consecuencia del deshielo que siguió a la época glacial , provocando la elevación isostática gradual del terreno, - quedándo las arcillas localizadas a alturas : hasta de 220

m sobre el nivel actual del mar (38)(39)(40) .

El resultado principal del proceso ha sido, en las arcillas el lento reemplazo del agua del mar de sus poros por agua dulce proveniente de las lluvias. El lavado consiguiente de la sal ha provocado una disminución del límite líquido de la arcilla, hasta hacerlo menor que la humedad natural de la misma ; ello ha inducido un aumento vertical de la sensibilidad (41) . Finalmente, la resistencia al corte ha disminuído hasta en un 30 y 50% (38)(41)(42) . Tales efectos, confirmados por abundante información de laboratorio y campo, se deben al descenso de la actividad eléctrica de las partículas del suelo por la expulsión de los iones sódicos (43) .

Los flujos que se han producido han sido progresivos y simultáneos a toda la masa (39) .

Existen diferencias importantes entre los flujos en arenas sueltas y los flujos en arcillas sensibles. En ambos casos se trata de un suelo saturado muy suelto, en que la estructura se derrumba bruscamente, entregando la carga al agua y perdiendo totalmente (o casi) su resistencia al corte. En cuanto al proceso anterior o posterior al flujo mismo, aparecen diferencias esenciales.

En arcillas el flujo puede ser provocado por una causa exterior (una explosión por ejemplo), en la mayoría de los casos no hay explicación externa; como ya se vió se debía a la pér

dida gradual de la resistencia al corte por lavado de la sal
(41)

Es decir existe un condicionamiento interno previo a la falla; en arenas y limos, en cambio, existe casi siempre una causa externa mediata o inmediata.

Finalmente, el estado último del material deslizado es totalmente diferente en ambos casos. En los suelos granulares hay una solidificación más ó menos rápida por la sedimentación de las partículas en suspensión, que conduce generalmente a un suelo más estable que antes. Sin embargo, la arcilla licuada queda en forma permanente líquida, ya que la falta de iones en el agua le impide reestructurarse. Por consiguiente, una arcilla licuada no tiene capacidad de carga, y donde se ha querido usar nuevamente como material de cimentación ha habido que estabilizarla inyectándole sal (44) .

CAPITULO VI

EL MECANISMO DE PRODUCCION Y PROPAGACION

6.1 GENERALIDADES

Como se ha visto en capítulos anteriores, las diferentes fallas causadas por licuación han tenido desarrollos diversos. En éste capítulo, se presentarán las diferentes teorías que han buscado explicar la generación de la licuación y su propagación.

Terzaghi en 1925, parece ser el primero en enfrentar el problema, afirma que en los casos de licuación espontánea hay una tendencia al cambio de volumen más rápida que la velocidad de salida del agua de la masa del suelo. Aparecen entonces presiones de poro dinámicas de magnitud suficiente para anular las presiones efectivas, con la consecuente pérdida de los contactos intergranulares (46). Las partículas sólidas pasan al estado de suspensión y el líquido resultante tiene una distribución lineal de presiones.

Hasta este momento, el fenómeno es complejo y aún no es claro y completamente comprensible, al grado que es posible encontrar diferentes interpretaciones en los hechos experimentales. La discrepancia comienza con la definición del término licuación, aunque en éste trabajo se seguirá utilizando la definición dada en el Capítulo IV.

Primero se presentarán las diferentes teorías que han pretendido encontrar una explicación al fenómeno de la licuación, con base en estudios de problemas específicos, o con estudio del fenómeno en experimentos de laboratorio. Estas teorías no son muy recientes, algunos de sus conceptos ya no son vigentes en la actualidad, pero se hará mención de ellas como información, para ver el desarrollo que han tenido las diferentes teorías. Finalmente se darán a conocer las teorías que se han desarrollado en la actualidad para explicar el fenómeno de la licuación.

6.2 LA TEORIA DE LA RELACION DE VACIOS CRITICA (e_{cr})

En 1936 Casagrande presentó su teoría de la relación de vacíos crítica para tratar de explicar la licuación. Al ser sometida una arena, con relación de vacíos mayor a la crítica, a deformaciones por corte, ésta tenderá a contraerse. Si la arena está saturada y el drenaje es lento, aparecerán presiones de poro dinámicas que pueden producir la licuación del suelo (46).

Es decir, las condiciones básicas para producir la licuación de un depósito serán:

- a) relación de vacíos mayor que el valor crítico, y
- b) deformaciones por corte de magnitud suficiente

(8)(46).

Sin embargo, posteriormente se señalaron varias limitaciones

a ésta teoría, como son la imprecisión y dependencia del con
cepto.

Los experimentos de Maslov y de la W.E.S. (Waterways Experi-
mental Station) contradicen el concepto de la contracción du
rante el corte.

La validez del concepto de ésta teoría, ha sido desmentido -
en la práctica, ya que se conocen casos de estructuras cimen
tadas sobre arenas con relación de vacíos menor que el valor
crítico, y que han fallado por licuación; y otras en que la
relación de vacíos es mayor que el valor crítico, y en que -
las estructuras han tenido un comportamiento muy estable (8)
(14).

6.3 CONCEPTOS DE CASAGRANDE Y DE LA W.E.S.

Como se ve en la tabla 4.3, Casagrande propone una clasifica
ción de los flujos que se basa en el carácter de la deforma-
ción necesaria para iniciarlos. Estas ideas se basan en los
deslizamientos de Zelandia, Mississippi y Fort Peck (18).

Casagrande supone por un lado que: la medida de la sensitivi
dad de un suelo a la licuación está dada por la magnitud de
la deformación mínima necesaria para transmitir las presio -
nes efectivas al agua, la que sería característica del sue -
lo. Por otra parte, se pueden clasificar los estímulos según
provoquen deformaciones grandes o pequeñas en forma simultá-

nea en toda la masa o confinadas inicialmente a una parte de ella. En este caso sería la propagación de las deformaciones la que iniciaría la licuación progresiva (18).

El estímulo que lograra crear la deformación mínima provocaría la licuación (18).

Una propuesta de Casagrande que puede confundir es la de identificar la sensibilidad a la licuación con la "deformación mínima necesaria" para provocarla.

Se entiende por sensibilidad aquella propiedad del suelo que permite establecer una jerarquía entre diferentes arenas, según se licúe o no ante estímulos iguales en condiciones idénticas.

La "deformación mínima necesaria" será el umbral bajo el que no se presentará la licuación.

La sensibilidad no se puede asimilar a un concepto demasiado simple, sino que estará dada por todas las características del suelo y del estrato que determinan los efectos producidos por un estímulo dado, como son la compacidad, inestabilidad de la estructura, permeabilidad, condiciones de frontera, que son características que actúan en conjunto, y no se puede esperar alguna de ellas sin que se de una imagen falsa del fenómeno.

Casagrande es muy prudente en este artículo, y hace notar - que en el estado de conocimiento actual (1950) lo único utilizable son criterios empíricos (18).

Después del descubrimiento por Geuze de una zona crítica de relaciones de vacíos, la W.E.S. sugiere que para compacidad comprendidas dentro de ella se pueden presentar fallas - progresivas. Esto es confirmado por las fallas del Mississippi y de Zelândia (24).

6.4 LA LICUACION POR CAUSAS DINAMICAS

En la Sec. 4.3 se dividieron las fallas en dos tipos: aqué - llas en que un fenómeno dinámico precedió la licuación y las que se habían producido como consecuencia de cambios en las condiciones de esfuerzo del material en los días o meses anteriores a la catástrofe, y se habían registrado en unos pocos casos deformaciones previas importantes.

Las Secciones 6.2 y 6.3 se han dedicado a lo que se puede - llamar "Licuación por cambio de esfuerzos exteriores".

En las Secciones 6.5 y 6.6 se revisarán las ideas existentes sobre la "licuación por causas dinámicas".

En la práctica se pueden combinar ambos tipos de licuación. En las primeras teorías no se reconocían diferencias entre - ambos tipos de licuación, fué así como Casagrande extendió su teoría de la relación de vacíos crítica a los flujos causa -

dos por sismos, y Guersanov trató de adaptar el e_{cr} dentro de su imagen dinámica, es decir que ambos abarcaron todos los casos de licuación a partir de concepciones estáticas - uno, dinámicas el otro.

La licuación por causas dinámicas está mejor estudiada que la debida al cambio de esfuerzos . Ejemplos de ella son los casos reales producidos por sismo, trenes, etc., así como también la reproducción del fenómeno en el laboratorio (14) (46).

Esto puede demostrarse con una experiencia casera. Se llena un recipiente con arena fina uniforme, saturada en estado muy suelto, y se coloca encima una pesa. Si se da un golpe suave en las paredes del recipiente, o se introduce rápidamente en la arena una varilla de vidrio, el suelo se licúa y la pesa se hunde en él.

Los investigadores soviéticos son los que desde 1930 se han preocupado por la investigación de este fenómeno, realizando una gran cantidad de experimentos y algunos estudios teóricos importantes (8)(22).

6.5 LA TEORIA DE LA PERTURBACION DINAMICA DE LA ESTRUCTURA

El primer concepto acerca de la licuación por causas dinámicas fué desarrollado por Guersanov en 1937-38 (14); su teoría lleva el nombre con el que se titula esta sección, y se

puede sintetizar así: "supóngase que en un recipiente lleno de agua se levanta con placas pesadas una construcción semejante a un castillo de naipes. Se comunica una acción dinámica al recipiente (golpe o vibración). Una serie de placas pasarán al estado de suspensión, es decir flotarán hasta que -desciendan al fondo del recipiente. Por consiguiente, durante cierto tiempo, el contacto entre las placas desaparecerá y se tendrá agua con cuerpos suspendidos en ella" (8).

Esta cita es útil porque proporciona una imagen viva del fenómeno. De las ideas de Guersanov se desprenden dos hechos:

- a) Para que se produzca la licuación el suelo debe de presentar un alto grado de inestabilidad, y
- b) dadas esas condiciones, cualquier perturbación insignificante que mueva un grano estratégicamente situado, puede provocar una "reacción en cadena" a la manera del derrumbe de un castillo de latas, al que se le hubiera quitado una de las latas inferiores (8)'.

La conclusión a) coincide con todo lo visto hasta ahora. Guersanov intentó introducir aquí la teoría de la e_{cr} , diciendo que si $e < e_{cr}$ el fenómeno no se presentaba. Esto es falso, como lo han demostrado muchos experimentos (22)(23), lo ilógico de tal idea es claro si se piensa en que $e > e_{mín}$ - y siempre habrá un régimen de vibración que compacte la arena hasta $e_{mín}$, por definición (8).

Existe evidencia experimental que contradice la reacción en

cadena. En todos los casos de licuación producidos por mesa vibratoria sobre estratos horizontales, la licuación ha comenzado por arriba, avanzando hacia abajo a medida que la sobrecarga se incrementa (22). Es difícil imaginar el derrumbe del castillo de latas iniciándose por la cúspide.

Experimentos hechos con vibradores en el laboratorio (8) - (14) y explosiones en el campo (22) han licuado la arena suelta de estratos horizontales. En todos los casos ha habido una zona licuada en torno al foco, y más allá se han medido presiones de poro de magnitud inferior a la necesaria. La teoría de Guersanov sólo acepta dos estados posibles:

- a) no hay licuación ; $h_z = 0$, y
- b) ha habido licuación por destrucción de la estructura ; $h_z = z$, sin que puedan existir los estados intermedios que se han medido (8).

Si bien Guersanov fué el primero en estudiar la licuación por causas dinámicas, su teoría tiene varias limitaciones importantes (8).

Ya que la causa fundamental de la licuación en un punto dado de un estrato horizontal no es la pérdida de contacto con los granos adyacentes, sino la elevación de la presión de poro en el punto, por tendencia al reacomodo de éste y los otros granos de la zona.

Florín, Discípulo de Guersanov, junto con Ivanov han propues

to para determinar la seguridad contra licuación de un estrato con determinadas condiciones de frontera, constituido por arena de cierta relación de vacíos, una "configuración crítica" de valores de :

- a) la intensidad del estímulo dinámico,
- b) el estado de cargas (peso de la sobrecarga), y
- c) el gradiente hidráulico o flujo de agua

que estaría compuesta por cada combinación límite de estos factores que fuera capaz de licuar el estrato (22).

6.6 LA TEORIA DE LA FILTRACION

Ante las dificultades que presentaba la teoría de Guersanov, Maslov desarrolló su teoría de la filtración (8)(14). La investigación experimental de esta teoría comenzó en 1952, aunque las bases ya se encontraban desde 1935.

Esta teoría se explicará por entero en el Capítulo VII. Se dirá únicamente que relaciona los parámetros del régimen de vibraciones con la tendencia a la contracción, y por consiguiente a las presiones de poro dinámicas. Maslov considera una serie de factores que antes no habían sido tomados en cuenta, como son el espesor del estrato. Se utilizará el concepto de aceleración crítica visto en el Capítulo III. De esta forma, la estabilidad de un estrato de suelo granular contra licuación estará garantizado cuando la aceleración que produzca un estímulo, sea menor en todos los puntos a la ace

teración crítica correspondiente (8)(14)(22).

6.7 TEORIAS SOBRE LA LICUACION PROGRESIVA

La hipótesis holandesa para explicar la licuación progresiva en los taludes naturales de Zelandia, que toma en cuenta fenómenos de deformación por falta de apoyo inferior y lateral, es adaptada con algunas variantes a todos los deslizamientos progresivos (8)(18)(22)(23)(24).

A partir de las catástrofes conocidas, algunos autores piensan que la propagación del flujo no es posible en terreno horizontal existiendo sólo a partir de un talud mínimo (8)(22)

Sin embargo, en algunos deslizamientos submarinos la licuación se ha producido en todas condiciones posibles: talud arriba, talud abajo y en piso horizontal.

Terzaghi propone el mecanismo ilustrado en la fig. 6.1 para explicar en forma general la propagación de la licuación.

El plano ab separa la zona licuada de la no licuada. Después de que los granos de arena quedan en suspensión, comienzan a sedimentarse, expulsando para ello el agua en exceso; esa agua drena hacia arriba y hacia los lados, como indican las flechas. Las presiones de poro dinámicas que se engendran a la izquierda de ab, licúan también la arena allí, por lo que el plano de separación viaja a la izquierda, a una cierta velocidad, que sería la velocidad de propagación de la licuación.

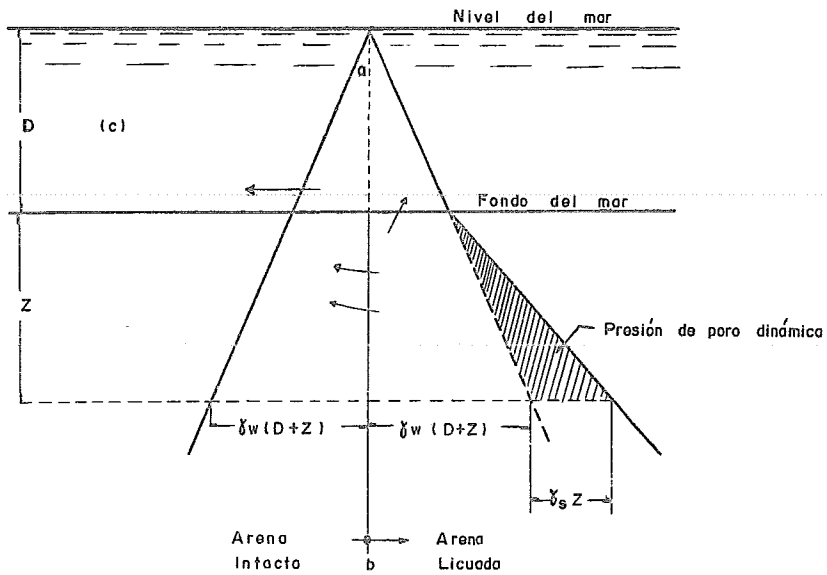


Fig. 6.1

MECANISMO DE LA LICUACION PROGRESIVA SEGUN TERZAGHI
 Caso de un estrato horizontal. Ref.(19).

ción (19).

Esta hipótesis no es muy convincente, dadas las velocidades (hasta 110 Km/hr) y distancias (550 Km) involucradas. Si la hipótesis fuera cierta, el espesor de la capa licuada iría disminuyendo gradualmente, lo que contradice el aumento observado en la capacidad destructiva del fenómeno.

Esta es la única explicación existente y las posibilidades de verificación en el campo son nulas.

La reproducción en el laboratorio no es imposible, así como también la realización de un estudio teórico que permita dar una explicación a éste fenómeno.

6.8 TEORIAS MAS RECIENTES ACERCA DE LA LICUACION

Investigaciones más recientes acerca del fenómeno de la licuación, no han logrado explicarlo, sin embargo existen diversas teorías con interpretaciones diferentes.

H. B. Seed (47) define el término "licuación inicial" como la condición de una muestra de arena, en la cual, durante el curso de la aplicación de esfuerzos cíclicos, la presión de poro inducida alcanza el valor de la presión de confinamiento.

Y el término "licuación total" es la condición correspondiente a que la muestra alcance una amplitud de deformación del

20%.

Casagrande en 1969 utiliza los términos licuación y movilidad cíclica, definiendo ésta última como la flexibilidad progresiva de un espécimen de arena saturada cuando se sujeta a carga cíclica a contenido de agua constante; sin embargo en 1976 modifica sus conceptos (48) definiendo por "licuación real" a la respuesta de una arena suelta y saturada cuando se le somete a deformaciones o impactos que dan como resultado una pérdida sustancial de resistencia y en casos extremos a flujo de taludes, y por "licuación cíclica" la respuesta de un espécimen dilatante de arena cuando se le ensaya en cámara triaxial cíclica y la presión de poro se eleva en forma incremental hasta alcanzar la presión de confinamiento.

En 1966 Seed y Lee (47) estudiaron las condiciones de esfuerzo en las pruebas de carga cíclica. Durante un temblor el suelo está sujeto a un sistema de deformaciones. Antes del sismo, si la superficie es horizontal no existe esfuerzo cortante en el plano horizontal, el esfuerzo normal permanece constante, pero durante las vibraciones producidas por el sismo se generan esfuerzos cortantes. Además, hacen las siguientes observaciones:

La diferencia principal entre pruebas estáticas ó monótonicas y las pruebas de carga repetida es la relación entre el cambio de presión de poro y el esfuerzo aplicado durante la carga.

En los experimentos que se realizaron con carga cíclica, se encontró que a mayor presión confinante se requiere un mayor número de ciclos de esfuerzo para provocar la licuación, lo que se contrapone con los resultados obtenidos de las pruebas estáticas, en las cuales bajo condiciones de carga estática, existe una relación de vacíos crítica, que corresponde a cada presión confinante en el que no hay ningún cambio de volumen durante el corte. Sec. 2.3.

Se deduce entonces que existe más posibilidad de licuación a mayor presión confinante, lo cual no es válido, aún para condiciones de carga estática.

Con base en lo anterior se puede decir que si se sujeta a deformaciones de cortante a un depósito de arena saturada de compacidad relativa uniforme durante un sismo, la licuación se producirá en la zona donde la sobrecarga sea menor, o sea en la superficie. En el caso en que la compacidad relativa de un depósito disminuyera hacia los estratos inferiores; al comparar la capa superficial con una inferior a ésta, aún cuando ésta tuviera mayor sobrecarga, debido a su menor compacidad se licuaría antes que la capa superficial, propagándose a partir de ese momento hacia abajo. Como se observa, en éste caso influye más el estado suelto del suelo que la sobrecarga.

Las pruebas de corte simple reproducen más fielmente las con

diciones de esfuerzos cíclicos inducidos en un depósito arenoso, que las pruebas triaxiales, a las cuales se les ha encontrado muchos inconvenientes.

Seed y Lee utilizaron el método de corte simple para realizar pruebas acerca de la licuación, adoptando los siguientes criterios de falla :

- a) Falla por deformaciones excesivas. Esta falla se considera que ocurre cuando las deformaciones alcanzan una amplitud del 15 a 20%. Con base en éste criterio , el suelo puede fallar aunque no se haya presentado licuación.
- b) Falla por licuación total. Tiene lugar cuando el suelo no presenta resistencia alguna bajo una amplitud del 15 a 20%.
- c) Falla por licuación parcial. Ocurre cuando el suelo no presenta resistencia en algún rango de deforma - ción menor que el considerado para la falla.
- d) Falla por licuación inicial. Cuando el suelo presen - ta indicios de licuación parcial durante el período de carga cíclica.

Asimismo, de las pruebas realizadas se obtuvo que el número de ciclos requerido para causar la licuación de un espécimen de arena fué menor bajo condiciones de corte simple que de - compresión triaxial. Se obtuvo que en general para arenas - sueltas los esfuerzos cíclicos requeridos fueron el 35% de -

los necesarios en pruebas triaxiales.

En 1975, Seed presenta las siguientes definiciones :

a) "Licuación inicial". Denota una condición en la cual, durante el curso de la aplicación de esfuerzos cíclicos, la presión de poro inducida alcanza el valor de la presión confinante. Y hace notar que el desarrollo de la licuación inicial no tiene implicaciones concernientes a la magnitud de las deformaciones inducidas en el suelo.

b) "Licuación inicial con esfuerzo potencial limitado" o "movilidad cíclica". Denota una condición en la cual la aplicación de esfuerzos cíclicos desarrolla una condición de licuación inicial, y la aplicación subsecuente de esfuerzos cíclicos causa esfuerzos que desarrollarán otros, a continuación la presión de poro desciende y el suelo se estabiliza bajo las cargas aplicadas.

c) "Licuación". Denota una condición en la cual el suelo será sometido a deformación continua, a una ley de esfuerzos constantes, debido a la generación de grandes presiones de poro, las cuales reducen la presión efectiva confinante a un valor muy bajo. La generación de presiones de poro será debida a la aplicación de esfuerzos estáticos o cíclicos.

Además, con base en pruebas realizadas con carga cíclica, agrega que en el temprano estado de desarrollo en que se encuentran las pruebas de carga cíclica, ha sido reconocido ge

neralmente que las características de la licuación de cualquier variedad de arena dada dependen en gran parte de su compacidad o compacidad relativa, pero los efectos posibles de otros factores, tal como historia geológica, estructura del suelo ó métodos de preparación de la muestra, no fueron probablemente considerados como para afectar los resultados considerablemente.

Experimentos realizados bajo condiciones de carga monotónica por Middlebrooks (50) y para condiciones de carga cíclica por Finn, Bransby y Pickering (51) muestran que las características de la licuación de una arena son influenciadas por la historia de esfuerzos a la cual ha estado sujeta ésta, y afirman que la dependencia de la licuación de una arena dada sobre su historia previa de esfuerzo conduce a la conclusión de que la resistencia de depósitos de arena en el campo no puede ser determinada confiablemente por pruebas de carga cíclica sobre muestras de arena preparadas en el laboratorio a la misma relación de vacíos que éstas en el campo. Parece ser que la resistencia de éstas a la licuación sólo puede ser determinada confiablemente sobre muestras estáticas.

Castro y Poulos (52) señalan que en el laboratorio, la movilidad cíclica ha sido observada en pruebas sin drenaje (triaxial, corte simple directo y corte giratorio) efectuadas sobre arenas saturadas. Sin embargo, hasta 1976 era controvertible la idea de que la movilidad cíclica ocurra in-situ en

arenas sueltas durante terremotos, al mismo grado extremo - con que ha sido observado en el laboratorio.

En opinión de los autores, las grandes deformaciones resultantes de la movilidad cíclica en pruebas de laboratorio sobre arenas sueltas son debidas principalmente a la redistribución de la relación de vacíos dentro del espécimen durante la carga cíclica. El grado de redistribución y las deformaciones resultantes son amplificados en tales pruebas de laboratorio cuando los esfuerzos son cíclicos a través de un estado hidrostático. En estos casos se ha observado que los es esfuerzos efectivos pueden ser momentáneamente iguales a cero, en el momento en que los esfuerzos pasan a través del estado hidrostático, esto sucede si se aplican suficientes esfuerzos cíclicos de bastante magnitud. Seed (47)(49) designa a éste momentáneo estado en que los esfuerzos efectivos son iguales a cero como "licuación inicial".

En pruebas cíclicas, la magnitud de la presión de poro dependerá de la carga cíclica, del tipo de prueba y del tipo de suelo, entre otras variables. También se ha observado que las deformaciones se deben a la redistribución interna de la relación de vacíos, ya que en las pruebas realizadas, la relación de vacíos en la parte superior de los especímenes fué mayor que en la parte inferior.

Existen hasta el momento diversas teorías, no todas están de

cuerdo con la designación de un nombre que identifique al fenómeno de la licuación; con mayor desacuerdo aún, están con respecto a la designación de un mecanismo que defina a la licuación, puesto que son muchos los factores que intervienen en ésta, así como también en el intento de explicarla, se hace uso de diversas pruebas de laboratorio, cuyos resultados no coinciden, por lo que no se puede unificar criterios.

Finalmente se dirá que el fenómeno de la licuación de suelos no contará con una teoría que logre explicarlo totalmente, por lo menos durante algún tiempo, ya que las investigaciones realizadas hace unos años no aportan los conceptos que son necesarios en la actualidad, ó si los aportan, ya no son aplicables.

Es decir, la explicación del fenómeno de la licuación irá evolucionando al mismo tiempo que las investigaciones que se realizan sobre el tema.

CAPITULO VII

LA "TEORIA DE LA FILTRACION" DE MASLOV

7.1 LA RESISTENCIA AL CORTE Y LA ACELERACION CRITICA

Los conceptos utilizados en el presente capítulo son de Maslov, los que han sido ya empleados en capítulos anteriores.

Las referencias consultadas (8)(14)(15) corresponden íntegramente a las publicaciones de Maslov.

Como se vió anteriormente (Sec. 3.3) una vibración de suficiente intensidad aplicada a una arena suelta saturada, producirá presiones de poro dinámicas ; se ha llamado aceleración crítica (α_{cr}) a la aceleración mínima que produce tal efecto. Como consecuencia aparece un gradiente hidráulico y el agua fluye de acuerdo a la Ley de Darcy. Los vacíos desocupados por el agua son ocupados por los granos del suelo y la compacidad de la arena aumenta.

Por la ley de Coulomb, la resistencia al corte de la masa de suelo antes de la vibración será :

$$s_{estático} = \bar{p} \operatorname{tg} \vartheta \quad (7.1)$$

Supóngase ahora que se vibra el estrato, apareciendo la carga de presión de poro h , en consecuencia la resistencia al esfuerzo cortante disminuye a :

$$s_{\text{estático}} = (\bar{p} - \gamma_w h) \operatorname{tg} \emptyset \quad (7.2)$$

Tomando en consideración que el valor de \emptyset no ha sido afectado por las vibraciones. En la Sec. 3.2 se concluyó que esta hipótesis podría ser aceptada para valores de α menores de $-0.2g$.

Si no se presentan esfuerzos cortantes, la condición necesaria y suficiente para que la arena se licúe hasta una profundidad z será que :

$$\bar{p} = \gamma_w h_z \quad (7.3)$$

en este caso \bar{p} es la presión debida al peso de la columna de las partículas sólidas del suelo sumergidas, correspondiente a z , es decir :

$$\gamma'_m z = \gamma_w h_z \quad (7.4)$$

Teniendo presente el concepto de aceleración crítica, que dice que para una arena dada y un determinado conjunto de condiciones, existe un valor mínimo de la aceleración de las vibraciones que hace aparecer una presión de poro dinámica, es decir, para todo α menor que α_{cr} :

$$h_z = 0, \text{ y } s_{\text{dinámico}} = s_{\text{estático}}$$

En el caso en que existan esfuerzos de corte a la profundidad z (τ_z), estos influyen disminuyendo el valor de la aceleración crítica. Los esfuerzos cortantes debilitan los contactos intergranulares, facilitando la acción de las vibracio -

nes. Maslov da la siguiente relación para la aceleración crítica a la profundidad z :

$$\alpha_{cr;z} = \varnothing (s_{\text{dinámico}} - \tau_z) \quad (7.5)$$

Esta ecuación no parece muy comprensible, pero se puede interpretar pensando que la arena va fué sometida a vibraciones que disminuyeron su resistencia al valor $s_{\text{dinámico}}$; si se aplica una nueva oscilación, antes que las presiones de poro dinámicas se hayan disipado, se necesita una aceleración mínima dada por la Ec. (7.5) , si se quiere provocar un nuevo aumento en las presiones de poro dinámicas (h_z) .

Si las vibraciones previas no se han producido, o ha transcurrido suficiente tiempo desde que fueron producidas :

$$h_z = 0$$

$$s_{\text{dinámico}} = s_{\text{estático}}$$

y la Ec. (7.5) cambia a :

$$\alpha_{cr;z} = \varnothing (s_{\text{estático}} - \tau_z) \quad (7.6)$$

que indica que la aceleración crítica está determinada por la resistencia al corte de que disponen todavía los contactos intergranulares.

Cualquier problema de vibraciones en arenas saturadas estaría resuelto si se lograra conocer el valor de la aceleración crítica (α_{cr}) y la presión de poro dinámica (h_z) . Existen dos posibilidades :

1) menor que $\alpha_{cr;z}$ en todos los puntos y la resisten
cia al corte no cambia.

2) mayor que $\alpha_{cr;z}$ en algunos o todos los puntos de
la masa. En este caso si se conoce el valor de h_z , bastará-
corregir la resistencia al corte según la Ec. (7.2), y ha -
cer el cálculo de estabilidad con algún método estático u -
sual.

7.2 CASO DE UN ESTRATO HORIZONTAL

Hay un importante parámetro en la "teoría de la filtración";
este es el "coeficiente de compactación dinámica", fué de -
terminado experimentalmente por Maslov, caracteriza las pro -
piedades dinámicas de la arena y se define como la variación
de la porosidad con el tiempo. Es decir :

$$v_z = dn/dt \quad (7.7)$$

Cuando α es menor que α_{cr} en un estrato de arena saturada,
se produce un flujo de agua hacia arriba. Como consecuencia
de este flujo, el volumen del suelo disminuye. El coeficien -
te de compactación dinámica (v_z) mide la velocidad con que -
se produce esta compactación. En una primera aproximación, -
Maslov supone que este coeficiente es independiente de la -
profundidad, siendo constante para todo el estrato. Es de -
cir :

$$v_z = v_0 \quad \text{para todo } z \text{ menor o igual que } H$$

siendo v_0 el coeficiente de compactación dinámica en la superficie del estrato, es decir cuando $z=0$. Y H el espesor del estrato.

La "teoría de la filtración" considera que la licuación de un estrato de suelo representa sólo el grado límite de la pérdida de su estabilidad, ya que hasta que llega este momento, el estrato arenoso bajo acción dinámica sufre una serie de transformaciones en largos ciclos, relacionados con su régimen de filtración. En este proceso, la distribución de h_z con la profundidad del estrato, se supone se rige por una ley parabólica y como consecuencia de esto, el gradiente hidráulico (I_z) a la misma profundidad tiene una distribución lineal.

El valor de h_z a una cierta profundidad z será :

$$h_z = \frac{v_0}{k} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) \quad (7.8)$$

donde k es la permeabilidad del estrato.

El gradiente hidráulico a la misma profundidad será :

$$I_z = dh_z/dz = \frac{v_0}{k} (H - z) \quad (7.9)$$

Se producirá licuación allí donde :

$$h_z = z$$

$$I_z = 1$$

es decir, la profundidad :

$$z = \frac{(H - k)}{v_0} \quad (7.10)$$

separará la zona licuada de la no licuada. De ahí para arriba la arena estará en suspensión, en cambio hacia abajo conserva su estructura.

7.3 EL COEFICIENTE DE COMPACTACION DINAMICA (v_z)

Anteriormente se supuso constante el valor de v_z aparente - mente en forma arbitraria. En realidad, v_z que mide la velocidad de la reducción de volumen, debe depender de los factores vistos en la Sec. 3.3. Si se excluyen las propiedades de la arena, que deben ser constantes en todo el estrato, se tiene que el valor de v_z a diferentes profundidades será :

1) Constante ($v_z = v_0$), el cual corresponde prácticamente al régimen de resonancia.

2) Variable ($v_z = f(z)$) en las condiciones de :

a) Extinción, con incremento en la profundidad del estrato de la intensidad de la actividad dinámica, cambiando de acuerdo a la Ley :

$$v_z = v_0 e^{-\mu \epsilon z} \quad (7.11)$$

b) Intensificación, con incremento de la profundidad del estrato, v_z cambiando con el aumento de la profundidad z en forma lineal de acuerdo a la relación :

$$v_z = v_0 \frac{L - z}{L} \quad (7.12)$$

En las expresiones (7.11) y (7.12), v_0 es el coeficiente de compactación dinámica en la superficie del estrato, es decir cuando $z=0$; L es una profundidad bajo la cual $v_z = 0$, cuando $\alpha = \alpha_{cr}$ y μ, ϵ son los parámetros que caracterizan la ley de amortiguamiento.

Así como se obtuvo la distribución de h_z e I_z con z , para $v_z = v_0$, se puede llegar a expresiones similares a partir de las expresiones (7.11) y (7.12). Si se toma la distribución lineal (7.12) y L menor ó igual que H , se obtiene:

$$h_z = \frac{v_0}{k} \left[\left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) - \left(\frac{H^2 z}{2L} - \frac{z^3}{6L} \right) \right] \quad (7.13)$$

$$I_z = \frac{v_0}{k} \left(H - \frac{H^2}{2L} - z + \frac{z^2}{2L} \right) \quad (7.14)$$

Se puede definir también una zona licuada, aplicando de nuevo las condiciones :

$$h_z = z$$

$$I_z = 1$$

Para el caso de $L = \infty$, cuando el coeficiente de compactación dinámica permanece constante a diferentes profundidades z del estrato, las expresiones (7.13) y (7.14) se simplifican como sigue :

$$h_z = \frac{v_0}{k} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) \quad (7.15)$$

$$I_z = \frac{v_0}{k} (H - z) \quad (7.16)$$

Es de interés notar que sin importar la distribución de la - que se parta, las presiones de poro dependerán siempre de v_0 , que es el valor de v cuando $z=0$. Este v_0 varía linealmente con la aceleración de la superficie del estrato.

Una característica que es común a todas las deducciones hechas, y que caracteriza a la teoría de la filtración, es la importancia del espesor H del estrato.

7.4 ESTABILIDAD SISMICA DE UN TALUD

Como se sabe, el factor de seguridad (FS) de un talud de arena contra deslizamiento es :

$$FS = \frac{\text{tg } \emptyset}{\text{tg } \beta} \quad (7.17)$$

\emptyset = ángulo de fricción interna de la arena

β = ángulo del talud ; $\beta = f(\alpha)$ donde α es el ángulo de la superficie de falla con un plano horizontal.

Si éste talud es sometido a un movimiento sísmico, su factor de seguridad cambia. Si la arena es seca, la disminución del factor de seguridad se deberá exclusivamente a la aparición de fuerzas de inercia, que aumentarán los esfuerzos de corte y/o disminuirán las presiones efectivas (en el caso de vibración vertical). Existen métodos para calcular el nuevo factor de seguridad que tome en cuenta tales efectos.

Pero, en el caso de una arena saturada, pueden aparecer presiones de poro dinámicas que reducen el factor de seguridad

por la disminución de la resistencia al corte. Este efecto - puede ser tal, que puede hacer fallar un talud que en condiciones estáticas tenía un factor de seguridad igual a 10 .

La teoría de la filtración proporciona un método de cálculo para la determinación del FS en estas condiciones.

Si se aísla un bloque prismático superficial de arena, y se supone que a lo largo de toda su base hay una presión de poro dinámica $h_{z'}$, el FS del bloque contra deslizamiento es :

$$FS = \left(1 - \frac{h_{z'}}{z'}\right) \operatorname{tg} \varnothing \quad (7.18)$$

siendo z' la altura del bloque en cuestión. La anterior expresión da el valor de FS del talud si $h_{z'}/z'$ fuera constante.

Si se compara la expresión (7.18) con la (7.17), se verá que son muy parecidas, y que una se reduce a la otra para $h_{z'} = 0$. Además, si $h_{z'} = z'$ (condición de licuación), la expresión (7.18) da un $FS = 0$, lo que es lógico.

El talud puede fallar por licuación parcial, ya que existen esfuerzos cortantes presentes. Esto se refleja en la Ec. - (7.18) por el hecho de que $FS = 1$ antes de que $h_{z'}$ alcance el valor de z' .

Si se supone el régimen de resonancia, y $v_z = v_0$, de la Ec. (7.8) se obtiene :

$$h_{z'} = \frac{v_0}{k} (H' - \frac{z'}{2}) \quad (7.19)$$

y como la capa superficial del talud será la que llegue primero a la condición crítica de deslizamiento, para $z' = 0$ - será :

$$FS = (1 - \frac{v_0}{k} H') \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \alpha} \quad (7.20)$$

en que H' es la profundidad del talud en el punto.

Esta sería una primera aproximación al problema. v_0 se puede determinar en el laboratorio. Pero H' no es constante, - por lo que debería tomar un valor promedio.

Sin embargo, la solución anterior es todavía demasiado burda . Como $h_{z'}/z'$ no es constante, el deslizamiento no se produce necesariamente en la forma indicada arriba. La falla seguirá la superficie de deslizamiento en que FS sea menor.

En Resumen, en este método Maslov incluye, para condiciones de resonancia, los siguientes pasos :

- a) conocimiento de los parámetros de régimen dinámico.
- b) determinación en el laboratorio de v_0 , para ese régimen.
- c) trazado de la red de flujo teórica correspondiente al talud real usando la Ec. (7.8) , y
- d) tanteos con diferentes superficies circulares, cal -

culando los FS con la Ec. (7.21) , y utilizando los h_z , obtenidos en la red de flujo. El FS mínimo será el factor de seguridad del talud.

Según el método de bloques, el factor de seguridad está dado por :

$$FS = \frac{\sum [P_i \cos \alpha_i - A_i \gamma_w h_z'] \operatorname{tg} \phi}{\sum P_i \operatorname{sen} \alpha_i} \quad (7.21)$$

P_i = peso del bloque "i"

α_i = ángulo de la normal a la superficie de deslizamiento, con la horizontal

A_i = área de contacto correspondiente al bloque

h_z' = presión de poro dinámica media que actúa en la superficie de deslizamiento, bajo el bloque

El método anterior podrá ser válido para un sismo, pero no para una acción dinámica local, como por ejemplo el paso de un tren sobre un terraplén. En ése caso es necesario tomar en cuenta el amortiguamiento del régimen dinámico con la profundidad, y Maslov recomienda el uso de la Ec. (7.11) .

7.5 OBSERVACIONES

La teoría de la filtración relaciona la tendencia al cambio de volumen producida por vibraciones, con la aparición de presiones de poro dinámicas.

Esto corresponde a la concepción del fenómeno generalmente aceptada, la que fué delineada por Terzaghi y Casagrande, y posteriormente desarrollada en el aspecto dinámico por investigadores soviéticos, entre ellos Maslov. Los aportes fundamentales de éste último, resumidos en la teoría de la filtración están en que :

1) reconoce la importancia decisiva de los parámetros del régimen dinámico en la magnitud de las presiones de poro generadas, y

2) ofrece una teoría que integra los diferentes factores y permite hacer cálculos dinámicos de estabilidad.

Por las afirmaciones de Maslov, se deduce que se han hecho un gran número de experimentos con el fin de confirmar las previsiones de la teoría y medir los parámetros que intervienen en ella.

Se puede señalar como limitación que no considera la variación de θ con las vibraciones. Esto se acepta dentro de ciertos límites, pero podría conducir a errores mayores fuera de ellos.

En la actualidad ésta teoría ya no se usa para hacer análisis de susceptibilidad a la licuación de estratos de arena, pero si representa un avance para la explicación del fenómeno .

CAPITULO VIII

LA INFLUENCIA DE LOS DIFERENTES FACTORES

8.1 GENERALIDADES

Como se ha visto en los capítulos anteriores, con base en estudios teóricos y experimentales, así como de fallas reales: en la aparición y magnitud de las presiones de poro dinámicas intervienen una multitud de factores.

No es suficiente conocer la compacidad de la arena, aunque desempeña un papel muy importante. Influyen también la permeabilidad, el estímulo, las dimensiones de la masa, el estado de cargas inicial, etc.

En este capítulo se mencionan los diferentes factores que influyen en el fenómeno de la licuación de suelos. A fin de evitar repeticiones se hace frecuente referencia a información entregada en otros capítulos.

8.2 CARACTERISTICAS DEL SUELO

El tipo de suelo es un factor que tiene influencia considerable en la ocurrencia de licuación. Los suelos más susceptibles de sufrir licuación son los uniformemente graduados; dentro de estos se encuentra que las arenas finas se licúan con más facilidad que las gravas o suelos arcillosos aluviales. Otros suelos que pueden sufrir licuación son los limos

gruesos de granos redondeados.

La relación de vacíos ó la compacidad relativa (C_r) es el factor más importante. Un depósito de arena suelta es más susceptible de sufrir licuación que un depósito de arena compacta. En el temblor de Niigata las zonas que sufrieron licuación fueron aquellas cuya C_r era menor o igual al 50 por ciento, mientras que en las zonas con una C_r mayor de 70 por ciento, no se presentó daño alguno (53).

La granulometría influye también, mientras más uniforme es el suelo, más inestable es su estructura.

La granulometría tiene una variación considerable en los estratos naturales, de punto a punto y de capa a capa. Esto se debe a cambios locales en el ritmo de sedimentación de las partículas sólidas del suelo.

Estudios realizados por Marsal (54) concluyen que las fallas de las cimentaciones del muelle de Coatzacoalcos, se debieron a la licuación parcial de los depósitos de arena limosa y limos arenosos cuyo D_{10} (tamaño máximo de los granos que constituyen el 10% del peso total, seco, del suelo) varió entre 0.01 y 0.1 mm con un C_u (coeficiente de uniformidad = D_{60}/D_{10} mientras más grande, menos uniforme es el suelo) variable entre 2 y 10.

En Anchorage, Alaska en 1964, se encontró que en la zona don

de fallaron las cimentaciones de varios puentes, dos terceras partes de 60 muestras estudiadas tuvieron un D_{10} variable entre 0.01 y 0.1 mm y un Cu entre 2 y 4 (55).

En el temblor de Niigata, Japón en 1964, se encontró en estudios posteriores que la zona licuada tenía un D_{10} entre 0.07 y 0.25 mm y un Cu = 10 (53).

La forma de los granos. Tiene cierta importancia, debido a que las partículas sólidas angulosas tienen mayor trabazón que las partículas redondeadas.

Los sedimentos arenosos naturales, en general tienen cierta cementación, la cual ayuda mucho a la estabilidad del suelo, disminuyendo su α_{cr} y su v_z (8).

La cantidad de finos aumenta en una forma notable la estabilidad del suelo, al proporcionarle cierta cohesión.

Sin embargo, este tipo de influencia no parece ser absoluto: en el río Mississippi las arenas contienen materia coloidal orgánica, la que aumentaría su sensibilidad a la licuación en lugar de disminuirla. Según la W.E.S. , la destrucción de ésta materia orgánica sería una de las razones que explicaría la menor sensibilidad de los depósitos ya licuados (24)

La permeabilidad del suelo, es un factor decisivo en la generación de presiones de poro dinámicas, puesto que determina la velocidad de salida del agua en exceso: en la teoría de -

Maslov el valor de la presión de poro dinámica varía linealmente con $1/k$.

También la permeabilidad determina el tiempo durante el cual el suelo permanece en estado líquido. Algunas experiencias demuestran que bajo cierto estímulo (impacto), aún las arenas gruesas se licúan, pero la permeabilidad es tan alta que la sedimentación se produce casi instantáneamente, no alcanzando a desarrollar efectos de importancia ingenieril (22).

La baja permeabilidad, junto con los fenómenos de adherencia mencionados en la Sec. 4.2 serían las razones que determinan la restricción casi absoluta de la licuación espontánea a los limos y arenas finas.

En cuanto a los estímulos dinámicos, hay que mencionar los factores que influyen en el amortiguamiento de las ondas propagadoras. Florin e Ivanov mencionan en particular la cantidad de aire diluido en el agua, ya que éste ayuda a la disipación de energía, y por consiguiente disminuye el peligro de licuación (22).

8.3 CARACTERISTICAS DEL ESTIMULO DINAMICO

El factor más importante es la aceleración (α) de la oscilación.

Como se vió en el Cap. III, dadas una arena y un conjunto de condiciones, existirá un valor de la aceleración que será el

mínimo necesario para que se genere una reducción de volumen (α_{cr}).

Un aumento en la aceleración parece incrementar en forma proporcional el coeficiente de permeabilidad de la arena; lo que provocaría la disminución de las presiones de poro dinámicas (Sec. 3.4).

La amplitud y la frecuencia de las vibraciones, como parámetros auxiliares, determinan en conjunto (o por combinación de una de ellas con la aceleración) totalmente el régimen dinámico.

El número de ciclos de esfuerzo. Una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, será más o menos susceptible de sufrir licuación, dependiendo de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzo.

Esto se comprobó en Anchorage, durante el sismo de 1964, ya que los deslizamientos tuvieron lugar después de 90 segundos de iniciado el movimiento.

Magnitud del esfuerzo repetido. Cualquier depósito que tenga una relación de vacíos mayor que su $e_{mín}$ es susceptible de sufrir pérdida total o parcial de resistencia, siempre y cuando la excitación sea de intensidad suficiente. Es decir, la vulnerabilidad de un suelo a licuarse bajo ciertas condi-

ciones dadas depende de la magnitud de los esfuerzos o deformaciones inducidos por el estímulo dinámico, lo cual se relaciona con la intensidad de la vibración. Estudios en campo demuestran que depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad, (0.005g) y se han licuado ante la acción de sismos intensos (0.16g) (53). La resistencia a la licuación disminuye al aumentar la magnitud del esfuerzo.

8.4 CARACTERISTICAS DEL ESTRATO O RELLENO

Forma y dimensiones de la masa. Las propiedades geométricas tienen su influencia principal sobre la facilidad de drenaje del agua de exceso. Debido a esto, una masa grande de arena saturada es más inestable que una masa pequeña. En la teoría de la filtración, las presiones de poro dinámicas crecen en algunos casos linealmente, y en otros con el cuadrado del espesor H del estrato.

Las fronteras de drenaje son importantes por la facilidad de salida del agua de exceso. Muchos deslizamientos en depósitos de arcilla se han debido a la licuación de capas de arena intercaladas, las que (aún siendo de dimensiones reducidas) se han visto imposibilitadas de drenar por la presencia de arcilla en sus fronteras.

8.5 ESTADO DE ESFUERZOS

Esfuerzo confinante inicial. La susceptibilidad de licuación

de un suelo disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. - Pruebas de laboratorio han demostrado que para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para iniciar la licuación bajo condiciones de carga repetida, se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento.

La presencia de esfuerzos cortantes influye, puesto que permite que la licuación comience antes que las presiones de po ro dinámicas se igualen a las presiones efectivas.

La sobrecarga influye de dos maneras, y siempre reduciendo el peligro de licuación.

Primero : aumenta la presión efectiva, y en consecuencia aumenta la presión de poro dinámica necesaria para licuar el suelo.

Segundo : reduce la acción de las vibraciones, disminuyendo la magnitud de los cambios de volumen, y aumentando α_{cr} .

Florin e Ivanov afirman que a 10 o 15 m bajo la superficie, la licuación es muy difícil aunque la arena sea muy suelta - (22).

Sin embargo, esto no es absoluto, como demuestran los deslizamientos del lago Riñihue, producidos por la licuación de limos compactos consolidados bajo una sobrecarga de 80 m , - por un sismo de gran intensidad y duración (27).

8.6 GRADIENTE HIDRAULICO

Resulta evidente el hecho de que si dentro de una masa arenosa existe un flujo de agua anterior a la aparición de presiones de poro dinámicas, ello influirá en la susceptibilidad a la licuación. Parece lógico pensar que la superposición de presiones de poro en este caso es válida para obtener el efecto final.

CAPITULO IX

ESTUDIOS DE LABORATORIO Y CAMPO

9.1 GENERALIDADES

Diversos tipos de pruebas de laboratorio con diferente equipo y variados procedimientos se han usado para investigar - las condiciones de esfuerzos cíclicos requeridas para causar la licuación de arenas saturadas. Entre estas pruebas se encuentran : triaxial cíclica, corte simple cíclica, mesa vibratora y columna torsionante.

Ha sido generalmente reconocido desde el advenimiento de pruebas de carga cíclica que virtualmente todos los tipos de pruebas están sujetos a algún grado de error debido a las limitaciones del equipo.

Además, en el aspecto de análisis de procedimiento, parece - que para fijar correctamente las características de la licuación de un depósito de suelo, es necesario conocer tres parámetros separados : (1) la compacidad ó compacidad relativa - del depósito ; (2) la estructura de la arena del depósito, - la cual en cambio depende del método de evaluación y de la - historia geológica ó sísmica ; y (3) el valor in-situ de K_0 (coeficiente de empuje en reposo) del depósito. Entonces, es necesario realizar pruebas en el laboratorio sobre muestras que tengan la misma compacidad relativa, estructura y el mis

mo valor de K_0 que tenga el depósito en el campo. Esto no es siempre posible en la práctica porque : (1) no existe método práctico de medida in-situ de la estructura del depósito has ta el presente momento ; (2) el valor de K_0 no puede ser - siempre establecido con gran grado de precisión ; y (3) es - necesario realizar las pruebas de laboratorio a algún valor más conveniente de K_0 , tanto como el existente en el campo y entonces aplicar una corrección apropiada a los resultados - asignados para esta desviación de las condiciones de campo.

Por éstas razones, se deben realizar estudios de laboratorio complementados con los de campo, para establecer las caracte rísticas que presenta un depósito de arena con respecto al - fenómeno de la licuación.

En éste capítulo se presentan las diversas pruebas de labora torio, así como estudios de campo que existen para evaluar - la susceptibilidad de un depósito a la licuación.

9.2 PRUEBA TRIAXIAL CICLICA

Esta prueba la desarrollaron Seed y Lee en 1966 (47), siendo los primeros en utilizar cámara triaxial con el objeto de re producir la condición de esfuerzos a que se encuentra sujeto un elemento de suelo (se atribuye el estado de deformaciones del suelo a la propagación de ondas de cortante). Consideran do que la superficie del terreno es horizontal, antes de que se presente un sismo, y que no existen esfuerzos cortantes -

en planos horizontales (fig. 9.1a). Sin embargo, durante el sismo se generan esfuerzos cortantes (fig. 9.1b,c) permaneciendo constantes los esfuerzos normales.

En una cámara triaxial cíclica, la condición de esfuerzos señalada antes se produce en un plano a 45° como se observa en la fig. 9.2 .

La prueba consiste en colocar la arena dentro de un molde confinada por una membrana. Se somete el espécimen a una presión confinante inicial deseada, se satura y se consolida a una presión tal que p_3 sea igual en todos los lados de la muestra. Obtenido el estado inicial de esfuerzos requerido las válvulas de drenaje se cierran y se conectan sensores para medir la presión de poro. Se incrementa y se disminuye el esfuerzo axial alternadamente con una frecuencia del orden de 1 cps.

El cambio de esfuerzos efectivos que se produce es el mismo que si se incrementa el esfuerzo axial (p_{dp}) y se reduce simultáneamente el esfuerzo lateral la misma cantidad.

Los resultados se expresan en función de la relación de esfuerzo cortante aplicado y de la presión confinante inicial p_3 que produce licuación, es decir :

$$p_{dp}/2p_3$$

Las arenas sometidas al anterior ensaye se caracterizan por: aumento gradual de la presión de poro sin que haya deforma -

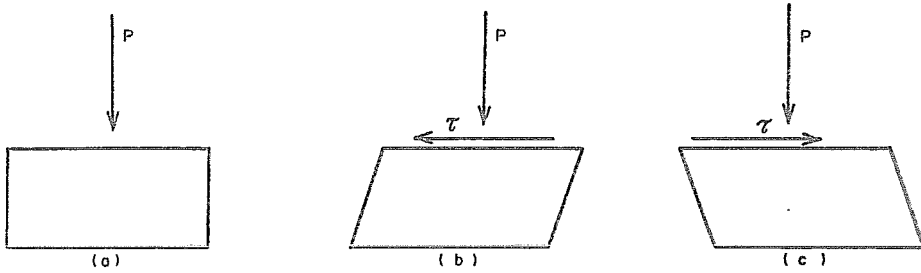
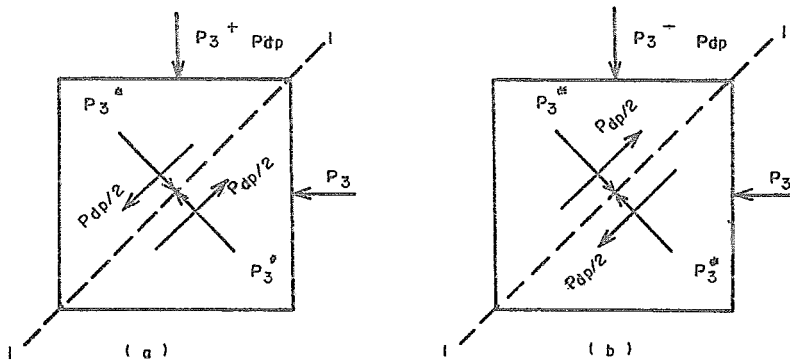


Fig. 9.1 CONDICION IDEALIZADA DE ESFUERZOS PARA UN ELEMENTO DE SUELO EN EL INTERIOR DE UN DEPOSITO, DURANTE UN TEMBLOR (Ref. 47)



* Corregido

Fig. 9.2 PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL CICLICA (Ref. 47)

ción axial apreciable hasta que se produce el incremento que eleva la presión de poro al mismo valor de la presión confinante, a partir de este momento la muestra se deforma súbitamente más del 20%. El comportamiento exhibido por arenas compactas es similar al de las arenas sueltas, pero al llegar a la "licuación inicial" no se presenta una deformación grande en forma súbita, sino que la deformación se incrementa en forma gradual.

Según Seed y Lee, cualquier espécimen de arena es susceptible de sufrir licuación sin importar la compacidad relativa original. Y consideran como más importantes los siguientes parámetros : número de ciclos de esfuerzo (N_{dc}) para alcanzar la condición $u = p_3$, la relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo confinante ($p_{dp}/2p_3$) y la relación de vacíos original.

Las desventajas que se han observado en la prueba triaxial cíclica son las siguientes :

- 1) En el campo, bajo condiciones de carga, el esfuerzo principal mayor varía entre 0° y 40° , sin embargo en una prueba de compresión triaxial el esfuerzo principal mayor girará 90° en cada ciclo de esfuerzo.
- 2) Para el cambio de esfuerzo que se requiere, se ha de consolidar la muestra inicialmente, bajo una condición de esfuerzo correspondiente a $K_0 = 1$; en el campo esta rela -

ción corresponde aproximadamente a $K_0 = 0.4$.

- 3) Las deformaciones supuestamente ocurren en el campo bajo condiciones de esfuerzo plano, sin embargo, en la prueba de compresión triaxial, la deformación ocurre en todas las direcciones de los tres esfuerzos principales.
- 4) En el campo, las condiciones de esfuerzo cíclico son razonablemente simétricas; sin embargo, en una prueba triaxial cíclica el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor durante compresión axial, pero igual al esfuerzo principal mayor durante compresión lateral.

Aún con las desventajas que presenta esta prueba, es la que más se utiliza en el estudio de la licuación.

9.3 PRUEBA DE CORTE SIMPLE CICLICO

Ante las desventajas que presentaban las pruebas de corte directo, se pensó en el desarrollo de una caja de corte simple uniforme.

El aparato desarrollado por Kjellman (76) fué uno de los primeros para llevar a cabo la prueba de corte simple. Pero, este aparato tenía el inconveniente de utilizar muestras cilíndricas (los esfuerzos cortantes en una sección horizontal no pueden ser uniformes).

Roscoe (56) diseñó un aparato que consta de una caja en la -

cual se coloca la muestra por probar. Dicha caja consta de dos paredes rígidas y dos móviles para que la muestra se deforme como lo requiere el corte simple. Las paredes móviles giran simultáneamente en sus aristas inferiores para lograr que la deformación sea uniforme.

Para resolver el problema de colocar uniformemente la muestra dentro del recipiente de corte, Roscoe congeló la muestra dentro de un molde de lucita de las mismas dimensiones que las del aparato de corte. A continuación, se extrae el molde y se comprime la muestra entre dos placas delgadas de acero, se sumerge en agua helada se envuelve en una membrana de látex. Por último se introduce en la caja de corte y la membrana queda sellada al fijar las paredes superior e inferior del recipiente. Por medio de un pistón, y a través de la placa superior de la caja, se le comunica a la muestra una presión normal. La caja se coloca sobre una superficie horizontal que desliza en tal forma que la parte inferior del aparato se mueve horizontalmente, permaneciendo la parte superior fija.

9.4 PRUEBA EN MESA VIBRADORA

Desde 1957 se han realizado experimentos sobre mesa vibradora con arena saturada colocada dentro de un recipiente con paredes rígidas, y que han consistido en medir la aceleración de la mesa vibradora al ocurrir la licuación de la arena.

na. Los valores obtenidos de éste experimento se comparan -
después con los valores de la aceleración obtenidos en el -
campo.

Partiendo de la compacidad de la muestra y la aceleración me
dida, Whitman (57) calculó el esfuerzo cortante máximo que -
causaba la licuación, con la relación :

$$\tau = \frac{\gamma}{\gamma'} \frac{a}{g} p'_v$$

donde :

γ = peso unitario húmedo

γ' = peso unitario sumergido

a = aceleración de la mesa al ocurrir la licuación

g = aceleración de la gravedad

p'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad en
estudio

Según Whitman, los factores que afectan los resultados y su
interpretación son los siguientes :

1. frecuencia de vibración
2. duración de vibración
3. tamaño y geometría del recipiente
4. características de deformación del recipiente
5. método de colocación de la muestra
6. control de drenaje
7. aparatos de medición de deformaciones
8. presión confinante

La frecuencia debe ser seleccionada de tal forma que :

sea menor que la de resonancia ; los esfuerzos puedan ser lo más uniformes posibles en todo el recipiente ; sea compatible con el nivel de aceleración requerido y con la deformación cortante deseada.

La duración de la vibración es muy importante. El número de ciclos para producir la licuación es quizá el factor más importante . El recipiente se debe seleccionar de modo que el tamaño y geometría satisfagan las condiciones de que las restricciones de frontera sean mínimas.

Investigaciones realizadas (Kovas, Seed, Chan 1971) señalan que la relación longitud espesor de la muestra debe ser 12.

El inconveniente que presenta el uso de recipientes rígidos sobre mesa vibradora es que no representan las condiciones - que se tienen en el campo.

Ante ésta objeción, Díaz, Weckman e Iturbe (1973)(58) proponen combinar la utilidad de las condiciones de corte simple y la ventaja de usar muestras grandes (30 x 60 x 90 cm) en - un recipiente de paredes móviles para ensayar una arena sa - turada en mesa vibradora.

9.5 PRUEBA EN COLUMNA TORSIONANTE

Originalmente se diseñó para la medición del módulo de cor - tante G, después fué modificado por Hardin y Drnevich (59) - para estudiar la licuación en el laboratorio.

El aparato (60) consiste en una columna con un extremo fijo y el otro libre, dentro de la que se coloca la muestra, que puede ocupar todo el espacio en la columna, o ser hueca en el centro, siendo la muestra por probar un anillo de espesor pequeño, con el objeto de considerar que existe un comportamiento de corte simple en la muestra.

La muestra varía en longitud de 27 a 30 cm, se coloca dentro de una membrana de látex, aplicando vacío sobre el espécimen, el extremo libre se atornilla a una base superior. La base inferior se fija a una base de cámara triaxial y se conecta al espécimen para proceder a probar la muestra.

Se excita el espécimen por medio de oscilaciones torsionantes aplicadas en el extremo libre. Para aplicar la torsión se pasa corriente a través de un embobinado provocando así una torsión en la parte superior de la muestra.

9.6 PRUEBAS REALIZADAS CON EXPLOSIVOS

Florin e Ivanov (1961)(22) estudiaron la posibilidad de licuación de depósitos de arena por medio de explosiones. Para la evaluación de las explosiones las pruebas se hicieron con cargas y profundidades iguales. Se consideró como estándar una carga de amonita para un estrato de arena de 8 a 10 m. La expulsión del material hacia la superficie se aseguró con un peso de 5 Kg. de explosivos a una profundidad de 4.5 m.

Se realizaron tres explosiones en el mismo lugar, tomando en cuenta el asentamiento que se produce en un radio de 5 m . - Si el asentamiento en dicho radio es menor de 8 cm, no se presentará la licuación en el depósito de arena.

Entre los pocos estudios acerca de la presión de poro dinámica se encuentran los de Kummeneje y Eide (1961)(61), los cuales consistieron en una serie de pruebas con explosiones en depósitos de arena y sedimentos en Noruega, con objeto de estudiar la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos por - flujo. Antes de la explosión se instalaron varios piezóme - tros a diferentes profundidades en el terreno, a diferente - distancia de la carga explosiva. La presión de poro que se - midió fué de cerca del 80% de la presión efectiva de sobre - carga, fué registrada a una distancia de 5.5 m del punto de detonación.

Prakash y Gupta (1970)(62) efectuaron experimentos similares con explosivos, llevados a cabo en depósitos de arena suelta en el lecho del río Damodar, India, para asegurar la estabi - lidad de una presa de tierra de 55 m de alto. Se instaló un piezómetro a una profundidad de 6 m , a una distancia de 3 m del punto de detonación, la presión de poro registrada fué - igual al 80% de la presión efectiva de sobrecarga.

Entre los inconvenientes que tienen las pruebas con explosiones se encuentran los siguientes : las presiones de poro de-

sarrolladas durante una explosión son difícilmente un buen indicador del potencial de licuación de un sitio durante un sismo, porque la duración de las vibraciones causadas por una explosión (cerca de 0.001 a 0.005 seg) es muy corta comparada con la duración de un terremoto. Otro inconveniente que tienen es que no pueden ser ejecutadas en lugares poblados.

9.7 PRUEBAS CON PILOTES DE COMPACTACION

Ishibara y Mitsui (1972)(63) realizaron varias pruebas en un depósito de arena, en Chiba, cerca de Tokio, para predecir si un depósito de arena desarrolla el fenómeno de licuación durante un sismo, con tal fin se hicieron varias medidas del incremento de la presión de poro durante pruebas vibratorias de campo.

En el experimento se utilizaron pilotes de compactación para producir vibraciones en el terreno. Se colocaron varios piezómetros y acelerómetros cerca del lugar donde el pilote fué hincado. Los pilotes fueron hincados por medio de un vibrador actuando verticalmente, y simultáneamente se hicieron las mediciones de la presión de poro y aceleración que se desarrollaron.

De los resultados que se obtuvieron en el experimento se puede decir que las mediciones de la presión de poro registrada durante el hincado de pilotes de compactación dentro de una arena saturada, muestran que la presión de poro cerca del pi

lote se puede incrementar al punto que la licuación ocurre -
temporalmente. Medidas simultáneas de la aceleración mues -
tran que para una arena dada existe una relación única entre
la compacidad de la arena y el nivel de aceleración requeri -
do para desarrollar una presión de poro dada cerca del pilo -
te hincado. Generalmente la aceleración requerida se incre -
menta con la compacidad de la arena. Esta relación ha sido -
establecida para una arena particular a varias compacidades
y ha sido correlacionada con los resultados de la prueba de
penetración estándar.

9.8 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

La relación existente entre la compacidad relativa y la re -
sistencia a la penetración estándar conducen al uso de la -
prueba de la resistencia a la penetración como un índice pa -
ra conocer la susceptibilidad de un depósito de arena a la -
licuación.

Este concepto fué adoptado por el hecho de que en la mayoría
de los casos donde ha ocurrido licuación, la resistencia a -
la penetración estándar y la distribución del tamaño de los
granos son las únicas propiedades de la arena disponibles pa
ra caracterizar ésta condición.

La conversión de la resistencia a la penetración a la compa -
cidad relativa parece proveer de un vínculo entre casos ocu -
rridos en campo e investigaciones de laboratorio de caracte -

rísticas de licuación.

Reconociendo que las características de licuación de una arena son significativamente afectadas por la estructura de los granos de la arena y el valor in-situ de K_0 , en adición a la compacidad relativa y posiblemente sustentar los efectos de la presión, el uso de pruebas de laboratorio y análisis como una base para la predicción de potencial de licuación, trae un poco más de dificultades, además el uso de la compacidad relativa como un índice de susceptibilidad de licuación es claramente una sobresimplificación de la situación real.

Sin embargo, esto no invalida el papel de la resistencia a la penetración estándar como un índice conveniente de las características de licuación por las siguientes razones :

1. La resistencia a la licuación de una arena claramente se incrementa con la compacidad relativa y la resistencia a la penetración estándar también se incrementa con la compacidad relativa.
2. La resistencia a la licuación de una arena dada se incrementa con el valor in-situ de K_0 y la resistencia a la penetración también se incrementa con el valor de K_0 .
3. Ambas, la resistencia a la licuación de una arena y la resistencia a la penetración se incrementan con el aumento de la estabilidad estructural de los gra-

nos.

De este modo, las muestras de una arena dada preparadas por compactación por medio de vibración, son más resistentes a la licuación que las muestras preparadas por compactación pluvial, además la resistencia a la penetración de muestras de arena preparadas por compactación vibratoria es también más grande que las muestras preparadas por compactación pluvial (64).

CAPITULO X

CRITERIOS PRACTICOS EN VIGENCIA

10.1 GENERALIDADES

Existe una considerable cantidad de métodos encaminados a la predicción de la susceptibilidad a la licuación de depósitos de suelos granulares saturados. Los métodos se pueden clasificar en tres categorías :

1. Métodos simplificados. Consisten básicamente en la comparación de los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio acerca de la resistencia del suelo, con respecto a los esfuerzos que provocará el sismo en el depósito en cuestión.
2. Métodos empíricos, basados en la comparación de los sitios donde ocurrió o no licuación con las condiciones del sitio que se desea analizar.
3. Métodos de análisis de respuesta del terreno. Son más refinados que los descritos anteriormente, utilizan programas de computadora.

En éste capítulo se describirán algunos de los múltiples métodos que existen para conocer la susceptibilidad de un depósito de arena saturada a la licuación. La descripción de algunos se hará con cierto detalle, en otros se mencionarán únicamente sus aspectos más importantes.

Al final del capítulo se hará una descripción de los diferentes procedimientos que existen para el mejoramiento de los suelos que son susceptibles a la licuación.

10.2 METODOS SIMPLIFICADOS

Método de Seed e Idriss

Este método consiste en comparar los esfuerzos que produce el sismo en los estratos licuables con los que resiste el suelo sin que se presente licuación.

Después de haber establecido las condiciones del terreno y el temblor de diseño, se determinan los esfuerzos inducidos por los movimientos del terreno ocasionados por un sismo.

La magnitud de los esfuerzos que pueden provocar licuación en el suelo se obtiene por medio de pruebas triaxiales o de corte simple, con esfuerzos repetidos. También se puede estimar con gráficas de diseño obtenidas por Seed e Idriss (65).

La comparación de los esfuerzos inducidos por el sismo con los que provocan licuación del suelo permite determinar la susceptibilidad de un suelo a experimentar éste fenómeno.

Se calcula el esfuerzo cortante máximo ($\tau_{m\acute{a}x}$) a una profundidad z , conocida la aceleración máxima ($a_{m\acute{a}x}$) en la superficie del terreno, suponiendo que el estrato de suelo se comporta como un cuerpo rígido, por medio de la expresión :

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{p_z}{g} a_{\text{máx}}$$

donde :

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

p_z = presión vertical total a la profundidad z

g = aceleración de la gravedad

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

Considerando que el terreno es deformable, se tendrá en general que :

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{p_z}{g} a_{\text{máx}} r_d$$

donde:

r_d = factor de corrección, menor que 1

La fig. 10.1 muestra el intervalo de valores dentro de los que cae r_d , resultado del análisis de varios sismos en sitios que presentan un estrato de arena en los 15 metros superiores.

Los autores proponen el cálculo del esfuerzo cortante promedio τ_p , mismo que en un número dado de ciclos produce un efecto semejante que el sismo, con la expresión :

$$\tau_p = 0.65 \frac{p_z}{g} a_{\text{máx}} r_d$$

Por su parte, de la duración del sismo dependerá el número de ciclos significativos en el comportamiento del material.

Para fines prácticos se puede utilizar la siguiente tabla :

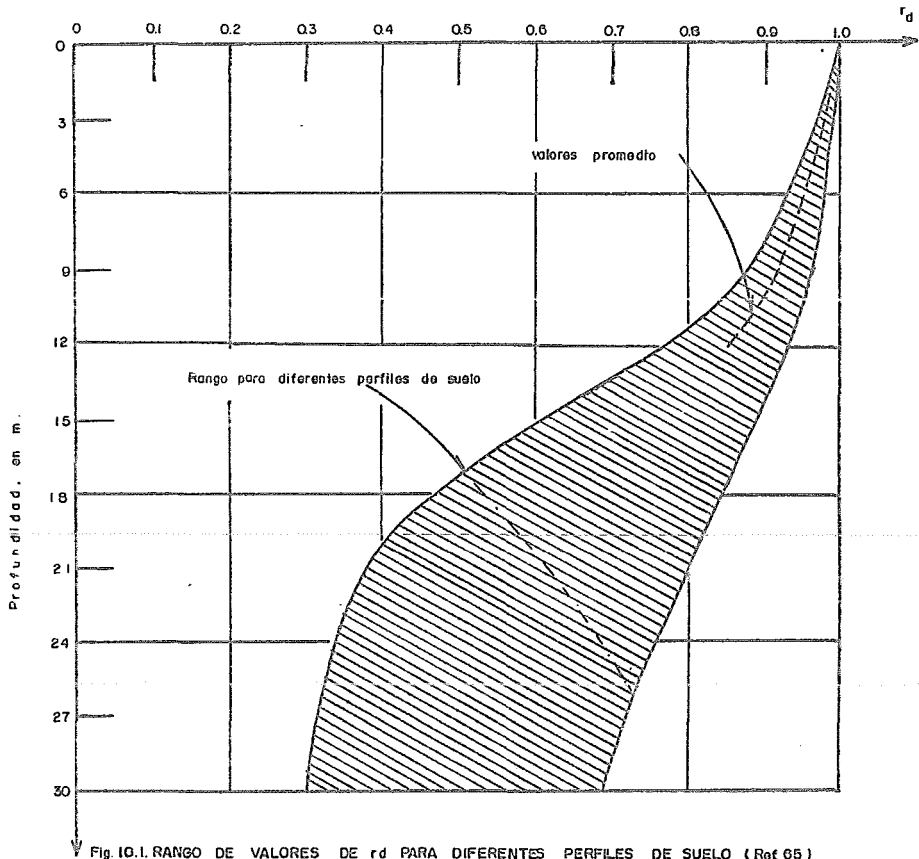


Fig. 10.1. RANGO DE VALORES DE r_d PARA DIFERENTES PERFILES DE SUELO (Ref 65)

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

Entendiéndose por magnitud del sismo a aquella cantidad que se refiere a la energía total liberada por un terremoto.

Antes de realizar pruebas de laboratorio, es preciso conocer la compacidad relativa in-situ. Para este fin, se utilizan los resultados de investigaciones hechas por Gibbs y Holtz (66). La fig. 10.2 muestra una gráfica modificada por Seed e Idriss que permite conocer la compacidad relativa.

Comparando los esfuerzos que produce un sismo en el terreno y los esfuerzos que el material es capaz de soportar, se puede determinar si el suelo presentará o no licuación, para las condiciones particulares dadas.

Seed e Idriss presentan un procedimiento simplificado que permite aplicar el método anterior por medio de gráficas de penetración estándar contra profundidad, diseñadas para dos profundidades típicas del nivel freático y para dos aceleraciones máximas del terreno (figs. 10.3 y 10.4). En éstas gráficas se delimitan tres zonas : una, en la cual no habrá licuación ; otra en la que podría o no presentarse licuación dependiendo de las características granulométricas del material y de la magnitud del temblor ; y la tercera en la cual

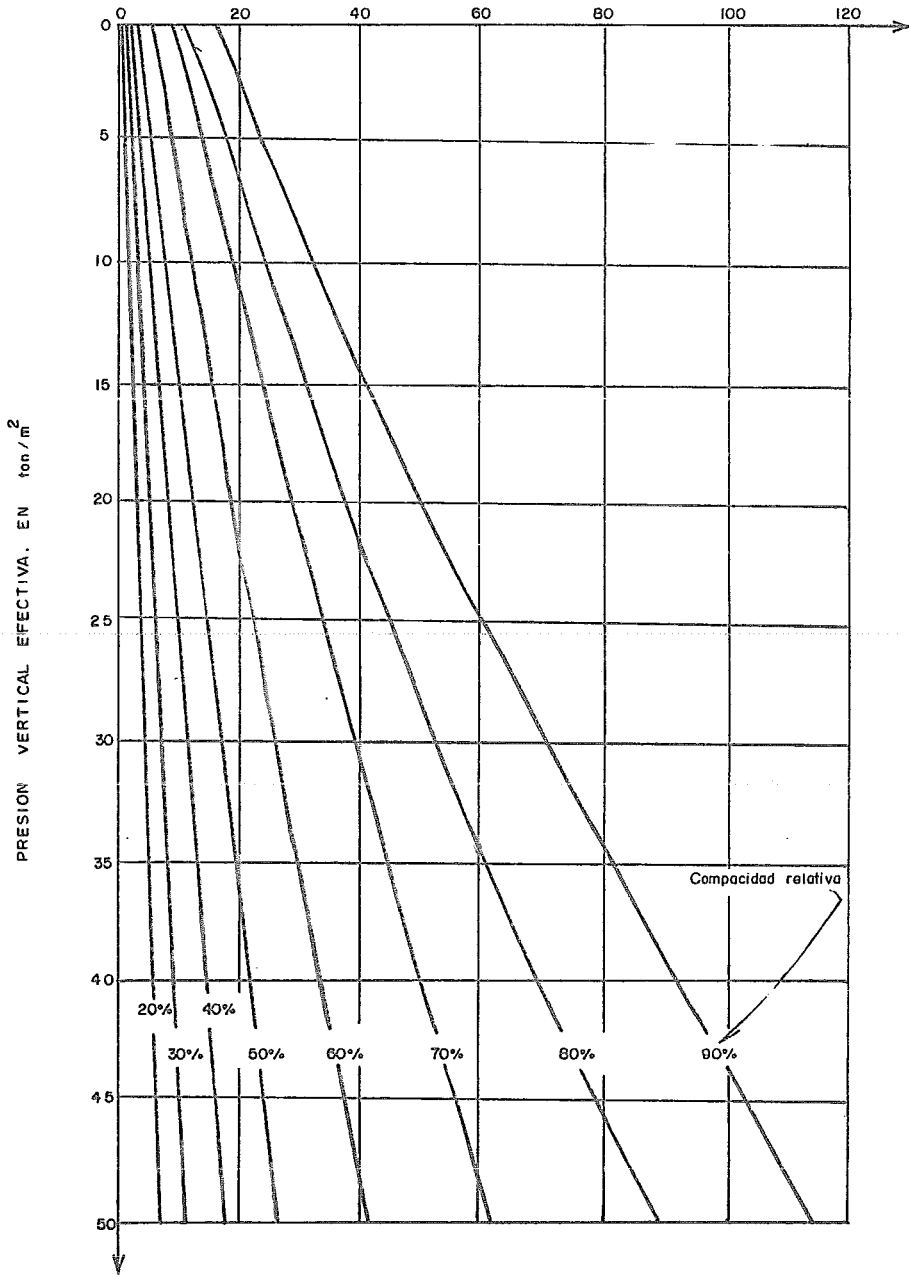
RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR, N_{sp} 

Fig.10.2.RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION, COMPACIDAD RELATIVA Y PRESION VERTICAL (Ref.65)

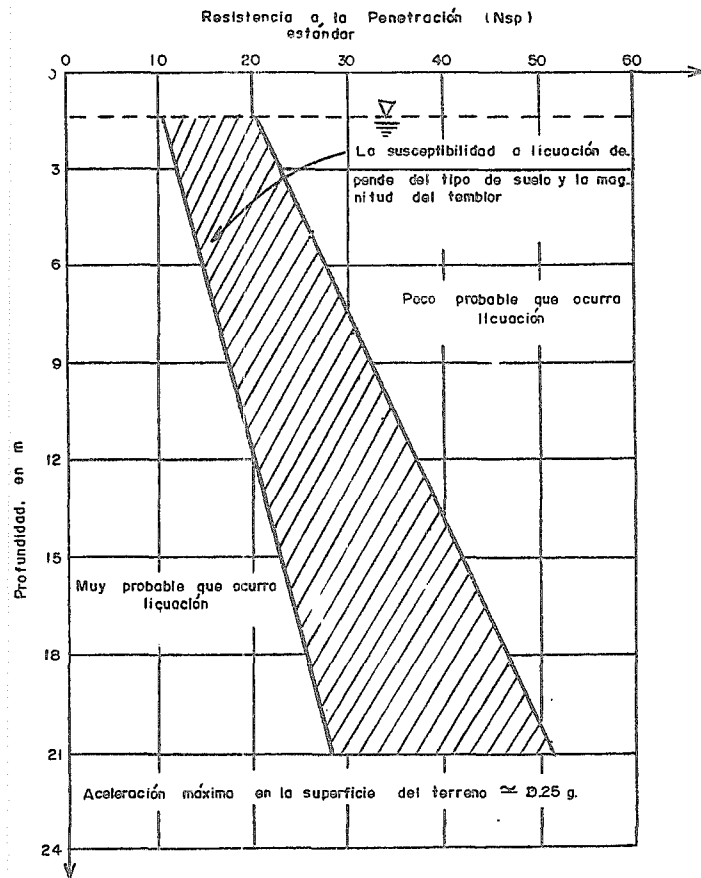
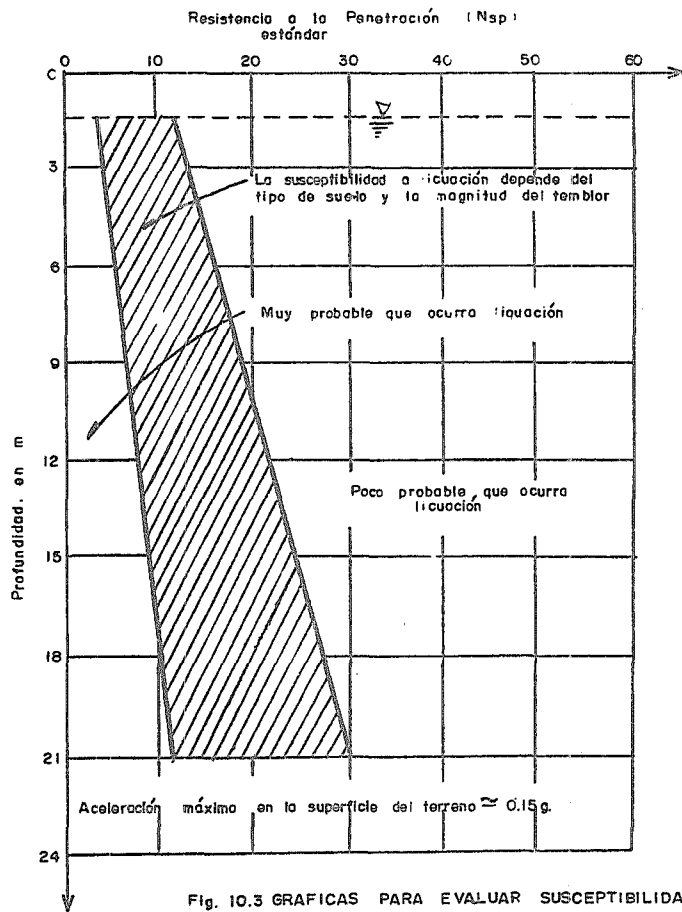


Fig. 10.3 GRÁFICAS PARA EVALUAR SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN DE ARENAS CON EL NIVEL FREÁTICO A UNA PROFUNDIDAD APROXIMADA DE 1.5 m. Ref. (65)

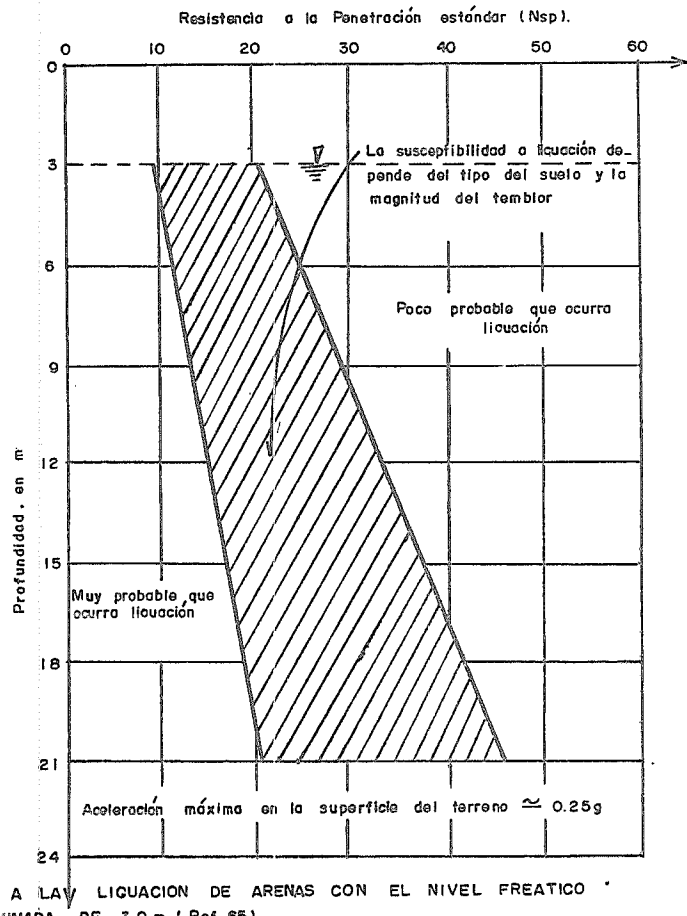
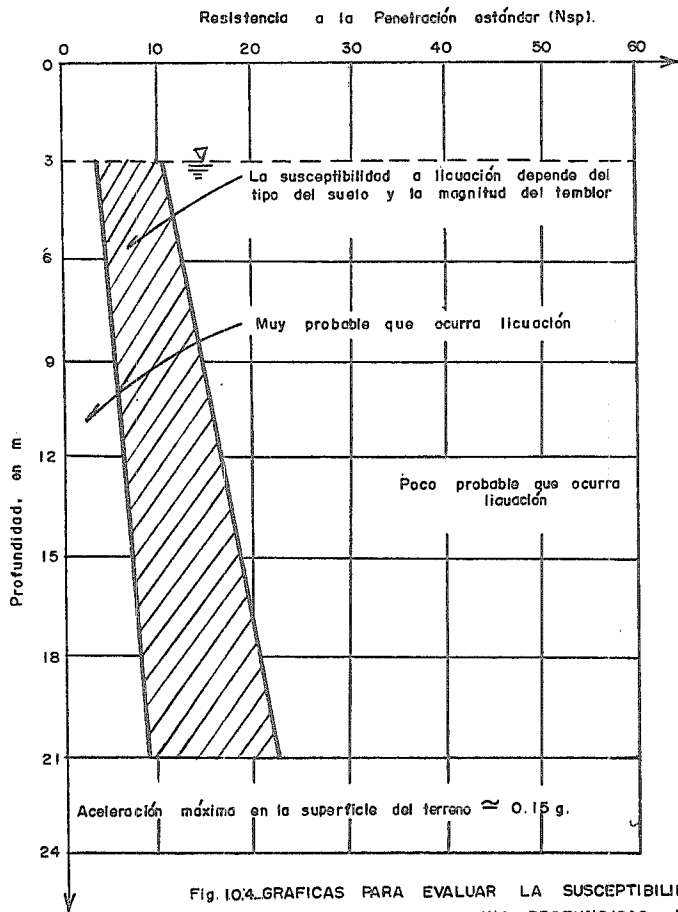


Fig. 104. GRÁFICAS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN DE ARENAS CON EL NIVEL FREÁTICO A UNA PROFUNDIDAD APROXIMADA DE 3.0 m. (Ref. 65)

es muy probable que el material se licúe. Las fronteras entre las zonas anteriores se determinaron para una compacidad relativa de 50% y corresponden a condiciones extremas en cuanto al número de ciclos significativos producidos por un temblor y a la granulometría del material.

Método de Donovan

Otro procedimiento simplificado que puede ser usado para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo se basa en el hecho de que el efecto de la carga cíclica sobre un suelo es análogo a los efectos de fatiga en los materiales estructurales, fué desarrollado por Donovan (67).

En este procedimiento, los parámetros obtenidos del registro de terremotos recientes son usados para aproximar el histograma actual de la historia de esfuerzos cortantes por medio de una función de distribución de probabilidad.

Para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo usando éste procedimiento, son necesarios los siguientes datos : (1) Aceleración máxima ($a_{m\acute{a}x}$) de la superficie del terreno ; (2) estimación del período fundamental de vibración del depósito de suelo, T_s ; (3) Duración efectiva del terremoto ; (4) Relación Sigma, que es el valor necesario para definir la magnitud y distribución de los valores pico del esfuerzo cortante cíclico a través del rango de movimiento del terremoto y (5) Esfuerzos efectivos y totales a la

profundidad de interés

El período fundamental de vibración del sitio , T_s , se puede evaluar usando la siguiente tabla :

Valores típicos del período fundamental de vibración,
para depósitos de suelo* , en segundos .

profundidad del suelo, en m	Arena compacta	4.6 m de relleno sobre arcilla nor- malmente consoli- dada
9.2	0.5	0.55-1
30.5	0.7-1.2	1.5-2.3
61.0	1.2-1.8	1.8-2.8
91.5	1.5-2.5	2.0-3.0
152.5	2.0-3.5	---

* Para movimientos con aceleración máxima = 0.4g

La duración efectiva para terremotos con magnitud de Richter mayor que 5 y menor que 8 puede aproximarse por :

$$D = 4 + 11(M-5)$$

donde : D = duración efectiva del terremoto, en segundos ;
y M = magnitud de Richter.

La aplicabilidad de éste procedimiento fué checada por Seed, Arango y Chan (49) y Christian y Swiger (68) los resultados se presentan en la tabla 10.1 .

TABLA 10.1

EVALUACION DE LA LICUACION

No	IDENTIFICACION	Compaci- dad Re- lativa	Parámetros*				Resultados Analíticos	Resultados Reportados
			Acel. g	Period. Fund. seg. To	Dura- ción seg.			
1	NIIGATA (1806,M=6.6)	0.53	0.12	0.80	20	NO	NO	
2	NIIGATA (1806,M=6.6)	0.64	0.12	0.80	20	NO	NO	
3	NIIGATA (1887,M=6.1)	0.53	0.12	0.80	12	NO	NO	
4	NIIGATA (1887,M=6.1)	0.64	0.08	0.80	12	NO	NO	
5	MINO OWARI-OGAKI (1891,M=8.4)	0.65	0.35	1.00	75	SI	SI	
6	MINO OWARI-GINAN ESTE (1891,M=8.4)	0.55	0.35	1.00	75	SI	SI	
7	MINO OWARI-UNUMA (1891,M=8.4)	0.75	0.35	1.00	75	SI	SI	
8	MINO OWARI-OGASE POND (1891,M=8.4)	0.72	0.35	1.00	75	SI	SI	
9	EL CENTRO-BRAWLEY (1940,M=7.0)	0.50	0.275	0.50	30	SI	SI	
10	EL CENTRO-ALL-AM (1940,M=7.0)	0.43	0.25	0.50	30	SI	SI	
11	EL CENTRO-SOLFATARA C. (1940,M=7.0)	0.32	0.25	0.50	30	SI	SI	
12	TOHNANKAI-KOMEI (1944,M=8.3)	0.40	0.08	1.00	70	NO	SI**	
13	TOHNANKAI-MEIKO ST. (1944,M=8.3)	0.30	0.08	0.50	70	SI	SI	
14	FUKUI-TAKAYA (1948,M=7.2)	0.72	0.30	0.60	30	NO	NO	
15	FUKUI-TAKAYA (1948,M=7.2)	0.90***	0.30	1.00	30	NO	NO	
16	FUKUI-SHONENJI TEMPLE (1948,M=7.2)	0.40	0.30	1.00	30	SI	SI	
17	FUKUI-AGR. UNION (1948,M=7.2)	0.50	0.30	1.00	30	SI	SI	
18	SAN FRANCISCO-LAGO MERCED (1957,M=5.5)	0.53	0.18	0.50	18	NO	SI**	
19	CHILE-PUERTO MONTT (1960,M=8.4)	0.50	0.15	1.00	75	NO	SI**	
20	CHILE-PUERTO MONTT (1960,M=8.4)	0.55	0.15	1.00	75	NO	SI**	
21	CHILE-PUERTO MONTT (1960,M=8.4)	0.75	0.15	1.00	75	NO	NO	
22	NIIGATA (1964,M=7.5)	0.53	0.16	0.80	40	SI	SI	
23	NIIGATA (1964,M=7.5)	0.70	0.16	0.80	40	NO	SI**	
24	NIIGATA (1964,M=7.5)	0.64	0.16	0.80	40	NO	NO	
25	NIIGATA (1964,M=7.5)	0.53	0.16	0.80	40	NO	NO	
26	ALASKA (1964,M=8.3)	0.50	0.15	2.00	180	SI	SI	
27	ALASKA-RIO SNOW (1964,M=8.3)	0.44	0.15	2.00	180	SI	SI	
28	ALASKA-OUARTZ CREEK (1964,M=8.3)	1.00***	0.12	2.00	180	NO	NO	
29	ALASKA-SCOTT GLACIER (1964,M=8.3)	0.65	0.16	2.00	180	SI	SI	
30	ALASKA-VALDEZ (1964,M=8.3)	0.68	0.25	2.00	180	SI	SI	
31	TOKACHIOKI-HACHINŌHĒ (1969,M=7.8)	0.78	0.21	1.00	45	NO	NO	
32	TOKACHIOKI-HACHINOHE (1968,M=7.8)	0.58	0.21	1.00	45	SI	SI	
33	TOKACHIOKI-HACHINOHE (1968,M=7.8)	0.80	0.21	1.00	45	NO	NO	
34	TOKACHIOKI-HAKODATE (1968,M=7.8)	0.55	0.18	1.00	45	SI	SI	
35	SANTA BARBARA-PRESA SHEFFIED (1925,M=6.3)	0.40	0.20	0.50	15	SI	SI	
36	CRACAS-CARA BALLEDA (1967,M=6.3)	0.60	0.13	0.50	15	NO	SI**	
37	SAN FERNANDO (1971,M=6.6)	0.58	0.35	0.40	15	SI	SI	
38	SAN FERNANDO-PLANTA JENSEN (1971,M=6.6)	0.58	0.35	0.40	15	SI	SI	
39	CHILE-HUACHIPATO (1960,M=8.4)	1.00***	0.25	0.50	75	NO	NO	
40	CHILE-HUACHIPATO (1960,M=8.4)	1.00***	0.25	0.50	75	NO	NO	
41	KERN COUNTY-ESTACION KERN (1952,M=7.7)	0.58	0.25	0.25	30	SI	NO**	

* Valor estimado

** Resultados analíticos diferentes de los resultados reportados

*** Análisi ejecutado, si bien el potencial para licuación fué considerado remoto

El potencial de la licuación fué evaluado usando las duraciones de los terremotos reportados por los autores. Los resultados de éstos análisis indican que fuera de los 41 casos, sólo 7 dan resultados diferentes de los reportados.

Sin embargo, es importante notar que de los casos que difieren, 6 no predijeron licuación donde ésta ocurrió.

Las diferencias entre los resultados observados y los estimados son probablemente producidas por divergencias entre el parámetro actual y los parámetros estimados en la tabla 10.1, o las características asumidas de licuación de los suelos en las cuales en algunos casos no pueden ser representativas del comportamiento actual en el campo.

Los reportes de observaciones de campo y los resultados analíticos obtenidos de este procedimiento son muy satisfactorios.

De este modo, éste método tiene considerable mérito para usarse en la evaluación del potencial de licuación de depósitos de suelos granulares saturados.

Este procedimiento ha sido incorporado en un programa de computación : CUMPLIQ. Una copia de este programa y guía de uso están disponibles a través del National Information Service-Earthquake Engineering que puede ser localizado en la Universidad de California, Berkeley, California.

Método de Casagrande

Este método consiste en síntesis de los siguientes pasos .

1. Se realizan pruebas triaxiales con aplicación de carga mo notónica (ó cíclica, dependiendo de la compacidad relativa - de la arena), en muestras inalteradas labradas de bloques ob tenidos manualmente, y se determina su respuesta. Las prue - bas se deben realizar de preferencia en un equipo que dispon - ga de extremos lubricados y los especímenes deben estar con - solidados con una relación de esfuerzos principales de 2 .

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

3. Se estiman las combinaciones de esfuerzos efectivos y com pacidad relativa (relación de vacíos) susceptibles de desa - rrollarse en el campo, mediante pruebas de compresión unidi - mensional.

4. La posición de los puntos estimados en el paso anterior se compara con la posición de la línea e_f . Los puntos situados arriba y a la derecha de la línea e_f representan suelos que son susceptibles de experimentar licuación. Los puntos situa - dos a la izquierda de y sobre la línea e_f representan suelos que no son susceptibles de experimentar licuación.

5. En suelos que por su posición en relación con la línea - e_f , no son susceptibles de experimentar licuación, es posi - ble estimar el incremento de presión de poro inducido por la

aplicación de cargas cíclicas para un determinado número de ciclos. Casagrande considera que el número de ciclos necesario para inducir presiones de poro superiores al 50% de la presión de confinamiento in-situ, es superior a 4 veces el número de ciclos observados en el laboratorio (valor a partir del cual la influencia del fenómeno de movilidad cíclica en los resultados, es muy importante).

6. Si se necesita estimar las deformaciones inducidas por carga cíclica en el campo, se requiere ejecutar mediciones precisas de las deformaciones en el laboratorio, hasta que la presión de poro alcanza el 50% de la presión de confinamiento, y utilizar estas mediciones como una guía de las posibles deformaciones in-situ, teniendo en cuenta que sólo una fracción de las deformaciones medidas en el laboratorio son causadas por el mecanismo que controla el desarrollo de presión de poro y deformaciones en el campo.

10.3 METODOS EMPIRICOS

Criterio de Florin e Ivanov

Este criterio se basa en el desarrollo de pruebas de campo para conocer la susceptibilidad a la licuación de un suelo. Se investigan los 10 m superiores de suelo, utilizando para ello 3 cargas de dinamita de 5 Kg colocadas a una profundidad de 4.5 m, las cuales se hacen explotar sucesivamente. La cantidad y profundidad a que se coloque el explosivo se eli-

gen de tal forma que no haya expulsión de suelo durante la explosión. Si el asentamiento promedio en un radio de 5 m es menor de 8 cm y la relación de asentamientos entre explosiones sucesivas es menor a 0.6, se puede afirmar que el suelo no es susceptible a experimentar licuación.

Criterio del W.E.S.

Este criterio se desarrolló para analizar la estabilidad de terraplenes a lo largo del río Mississippi, en donde se producen flujos de material como consecuencia del incremento de la presión de poro inducida por los cambios de nivel del río

Criterio de Kishida

Este criterio se basa en el análisis de las condiciones de 3 sitios que experimentaron el fenómeno de la licuación (Kishida, 1969)(69). Durante sismos de igual magnitud se puede presentar la licuación si el nivel freático está cerca de la superficie, si las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones :

$2 \text{ mm} > D_{50} > 0.074 \text{ mm}$; $C_u < 10$ y además se cumplen las siguientes condiciones :

- El espesor del estrato de suelo no licuable, arriba del estrato licuable, es menor que 8 m .
- La relación de espesores entre estrato licuable y no licuable, es menor que 1 .

Kishida afirma además que los suelos no son susceptibles a -

la licuación si :

- La presión efectiva de confinamiento es superior a 2 Kg/cm^2 ó,
- La compacidad relativa es superior a 75% .

Criterio de Ohsaki

Este criterio establece que los suelos con nivel frático cercano a la superficie son susceptibles de licuarse si presentan las siguientes características granulométricas :

$$2 \text{ mm} > D_{60} > 0.2 \text{ mm}, D_{10} < 0.1 \text{ mm}$$

además, establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si el número de golpes en prueba de penetración estándar es mayor que $2z$, donde z es la profundidad en m .

10.4 MEJORAMIENTO DE SUELOS

Siendo la compacidad relativa una de las propiedades más importantes de un suelo arenoso, es importante conocer el valor de ésta, puesto que así se puede formar un criterio aproximado del depósito arenoso ya que la resistencia al esfuerzo cortante, el asentamiento y el potencial de licuación dependen en gran parte de este factor.

Cuando un suelo arenoso está muy suelto, o sea que su compacidad relativa es muy baja, no se considera adecuado para soportar una estructura, si es que dicha estructura se somete a la acción de cargas dinámicas. Estos suelos no se pueden compactar por métodos tradicionales como son las placas vi -

bratorias y los rodillos neumáticos. Por tal motivo se han desarrollado otros métodos para compactar éste tipo de suelos, con el propósito de evitar asentamientos considerables y la falla de suelos ante la acción de vibraciones ya sean naturales o artificiales.

A continuación se presentan los métodos que son usados para compactar depósitos arenosos.

Vibroflotación

La vibroflotación es un proceso mediante el cual se compactan depósitos arenosos con fines de mejorar principalmente sus características de capacidad de carga, para soportar cimentaciones generalmente superficiales.

Esta técnica fué desarrollada por Seuterman en 1936 (70) quien la aplicó en diversos trabajos de cimentaciones de edificios en Alemania. En el procedimiento se utiliza un cilindro de 40 cm de diámetro y 1.80 m de longitud provisto de chiflones y suspendido de una grúa. Bajo la acción de los chiflones, combinada con el peso del equipo (el peso total del vibrador es de 2 toneladas), se logra la hincada del cilindro hasta profundidades que han llegado a ser de 15 m o aún mayores. Ya hincado, se producen vibraciones al suelo por medio del vibrador en el interior del cilindro, sobre todo en el sentido horizontal, al mismo tiempo que se extrae lentamente el equipo. Esta vibración produce un arreglo más com -

pacto a los granos arenosos. Simultáneamente a la extracción del vibrador se coloca arena en el cono de depresión superficial que se forma alrededor del pozo por efecto de la compactación de la arena.

El importante aspecto de cuál sea la frecuencia de vibración más conveniente, se define en cada caso particular por medio de pruebas de funcionamiento.

Con el procedimiento anterior el suelo logra compactarse en columnas cilíndricas de 2.50 ó 3.00 m de diámetro. El método sólo es aplicable en materiales granulares de drenaje libre. El grado de compactación que se logra es máximo en el centro de la columna compactada y disminuye con la distancia radial. En arenas limpias y gravas el radio de influencia puede ser de 1.50 m ó mayor, sin embargo ése valor puede disminuir a menos de 1 m en arenas con más de 20% de finos. La experiencia demuestra que los suelos más apropiados para el empleo de éste método son las arenas limpias, sin embargo se ha señalado (71) que una determinada cantidad de partículas gruesas mejora la transmisión de las vibraciones, por lo que se ha extendido la práctica de mezclar cierto porcentaje de grava en la arena que se utiliza en el relleno.

También se ha observado en la práctica que cuando la vibroflotación se aplica en forma adecuada, se pueden lograr compactaciones relativas hasta de 70% en zonas intermedias con respecto a los puntos de aplicación del vibrador.

La separación entre los pozos en que se aplica el vibrador - no se puede definir en forma tan simple como se podría desprender de la información dada anteriormente. De hecho esta separación depende del contenido de finos de la arena y de la distribución granulométrica en forma primordial. D'Appolonia (72) estableció un método para determinar el espaciamiento entre los puntos de aplicación del vibrador que es necesario disponer para obtener una compacidad relativa mínima especificada.

D'Appolonia obtuvo las siguientes conclusiones :

- La compacidad relativa no aumenta en puntos distantes más de 1 m .
- El efecto de traslape para distancias mayores de 2.5 m se considera pequeño. Distancias menores que 2.5 m pueden dar compacidades mayores de 70%, dentro del área compactada.
- El efecto de compactaciones adyacentes puede superponerse.
- Geometrías cuadradas y triangulares dan resultados semejantes, pero se prefiere la triangular porque se obtiene mayor efecto de traslape.

Al incrementar la distancia del vibrador, la compacidad decrece ; esto se observa en la fig. 10.5, por lo tanto es necesaria una medida arbitraria para describir ésta variación.

En el método de D'Appolonia se usa por conveniencia un coefi

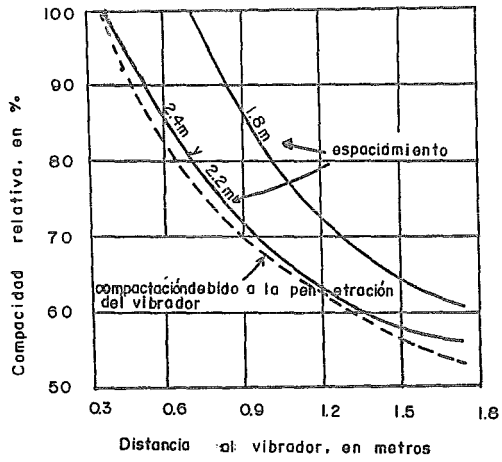


Fig. 10.5 RELACION ENTRE LA COMPACIDAD RELATIVA Y LA DISTANCIA DEL VIBRADOR (Ref. 72)

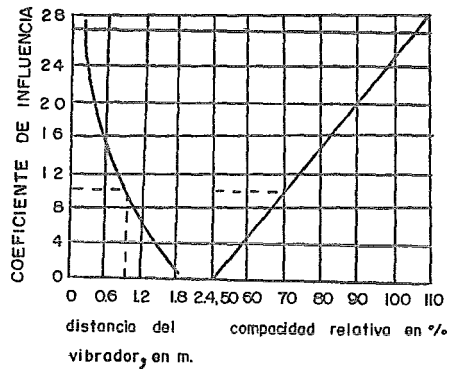


Fig. 10.6 EFECTO DE LA DISTANCIA DEL VIBRADOR Y LA COMPACIDAD RELATIVA, EN EL COEFICIENTE DE INFLUENCIA (Ref. 72)

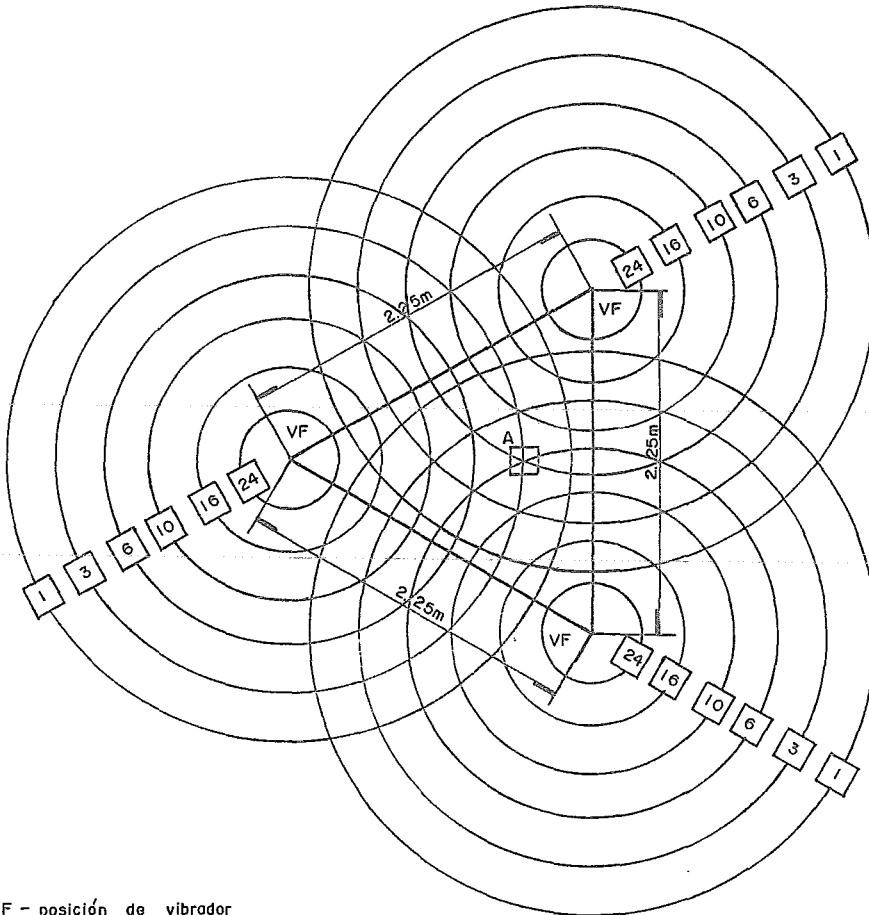
ciente de influencia que denota el grado de compactación a cada 30.5 cm (1 pie) del centro de un vibrador de compactación.

En la fig. 10.5 la curva punteada denota la compactación que causa un solo vibrador. El coeficiente de influencia para una distancia de 1.80 m (6 pies) del vibrador se ha escogido arbitrariamente como la unitaria. El coeficiente a cada 30.5 cm (1 pie) de intervalo hacia el vibrador se relaciona con la ordenada a la curva punteada. En la fig. 10.6 se muestra la gráfica del coeficiente de influencia con relación a la distancia del centro del vibrador.

De la fig. 10.5 se pasa a la fig. 10.6 donde se grafica la compacidad relativa contra el coeficiente de influencia.

En la fig. 10.7 se muestra la gráfica mediante la cual se hace la suma de los coeficientes de influencia, que depende de la distancia a que se coloquen los vibradores. El punto crítico se encuentra señalado con la letra A, y el coeficiente de influencia es igual a la suma de los coeficientes que pertenece a cada vibrador a la distancia señalada y que corresponde a la intersección en el centro del triángulo que forman los vibradores.

Para hacer éste diseño se supone que si en cualquier punto en una configuración del vibrador la suma de los coeficientes de influencia es mayor que 10, se obtiene una compacidad



VF - posición de vibrador
 □ - coeficiente de influencia
 A - punto crítico

Fig. 10.7 DETERMINACION DE LA SUMA DE LOS COEFICIENTES DE INFLUENCIA (Ref. 72)

relativa mayor del 70% .

En investigaciones posteriores (73) que se han realizado utilizando éste método a una arena de compacidad baja a media, interestratificada con capas gruesas de arcilla; la granulometría del material incluía un 100% pasando por la malla No. 4 y un 15% pasando la malla 200 (como máximo), teniendo curvas granulométricas muy uniformes, se observó que con los bajos espaciamientos utilizados (1 a 3 m) el método que propone D'Appolonia condujo a la estimación de compacidades relativas exageradas, en relación a las obtenidas realmente.

El procedimiento de vibroflotación introduce la suficiente cantidad de agua en el suelo como para que la localización del nivel freático no ejerza ninguna influencia en su aplicabilidad; los suelos de cualquier manera se saturan. En cambio pueden tener importancia la presencia de estratos arcillosos en el perfil de suelos, pues éstos pueden alterarse mucho con el paso del vibrador (74).

Explosivos

Este procedimiento para mejorar el suelo consiste en enterrar los explosivos los cuales al explotar provocan la licuación del terreno seguida de la expulsión del agua generando una presión de poro con lo que el depósito queda compactado.

El método que se sigue para compactar consiste en colocar una tubería de chiflón a la profundidad que se requiere, pos

teriormente se baja una carga de explosivos a la base de la tubería ; la tubería se extrae y se rellena el hueco. Finalmente se hace explotar la carga con base en una configuración preestablecida.

Generalmente las presiones de poro se registran por medio de piezómetros.

Inmediatamente después de la explosión se desarrolla el mayor asentamiento, seguido de asentamientos menores en los siguientes minutos. Es conveniente que el suelo esté saturado para que los resultados sean óptimos. En ocasiones el terreno se satura antes de aplicar el tratamiento.

En general la compacidad relativa llega a alcanzar valores entre 70 y 80% .

A partir de este procedimiento se han obtenido algunas reglas empíricas : son más efectivas las explosiones repetidas que una sola de gran intensidad o que varias que detonen simultáneamente ; con cada carga sucesiva en la misma área se provocará menor compactación que la anterior ; los resultados de compactación en la parte más superficial del terreno (un metro) son muy pequeños, por lo que deben usarse rodillos de compactación para incrementar su compacidad ; el centro de carga se debe colocar a $2/3$ del espesor total del estrato por compactar.

La distancia horizontal entre cada perforación para colocar

Los explosivos varía entre 3 y 8 m, dependiendo del espesor del estrato y el efecto de traslape de las cargas adyacentes. El tamaño de las cargas se establece realizando pruebas de campo.

Lyman (75) establece la siguiente relación entre el peso de la carga y el radio de influencia de la misma.

$$W = C R^3$$

donde :

W = peso de la carga, en libras

R = radio del círculo de influencia, en pies

C = coeficiente cuyo valor es 0.0025 para el 25% de dinamita

El tamaño de la carga está comprendido en el rango de 1/2 a 8 libras y de 3 a 5 cargas separadas son suficientes.

Al igual que la vibroflotación, éste procedimiento es aplicable solamente a depósitos arenosos finos o suelos limosos.

Pilotes de compactación

Este procedimiento consiste en el hincado de pilotes con el fin de compactar el suelo. La compactación del suelo se debe principalmente a dos factores que son : el desplazamiento del material igual al volumen del pilote y a los efectos de las vibraciones durante el hincado.

La instalación de los pilotes se logra hincando un tubo de acero, hueco, de aproximadamente 35 cm de diámetro, con una

base falsa, a la profundidad que se requiera. Hincado el tubo, se rellena con arena, se cierra la parte superior y se aplica una presión de 7.0 Kg/cm^2 en la columna de arena. Después se extrae el tubo y la arena que se encontraba en su interior forma una columna de arena muy compacta (73).

Los pilotes se colocan generalmente formando triángulos, colocando uno en cada vértice.

Con éste método se puede lograr una compactación relativa hasta de 75% .

Para los suelos que están bajo el nivel frático, los pilotes de compactación pueden servir además como drenes.

Se concluye de los 3 métodos vistos anteriormente que :

La vibroflotación y los explosivos se limitan a suelos con menos de 20% de finos ; sin embargo los pilotes se pueden utilizar en suelos con mayor porcentaje de finos. El uso de pilotes se limita a profundidades de 18 m aproximadamente, mientras que la vibroflotación y los explosivos pueden utilizarse en profundidades mayores. A medida que la profundidad aumenta es más conveniente usar explosivos.

Los explosivos y los pilotes son efectivos solamente en suelos saturados. Se obtiene una compactación más uniforme usando vibroflotación ó pilotes de compactación.

La resistencia a la penetración es útil para comprobar la

eficiencia de la compactación por medio de pilotes ; el consumo de energía en la vibroflotación sirve para comprobar la eficiencia del método en la compactación.

CAPITULO XI

RESUMEN Y CONCLUSIONES

RESUMEN

Cap. II: El comportamiento estático de los suelo granulares

Se consideran suelos granulares los gruesos constituidos por arenas y gravas y los finos tales como los limos no plásticos que generalmente exhiben comportamiento friccionante.

La resistencia al esfuerzo cortante del suelo es la característica fundamental en conexión con los problemas de falla, se expresa con la ley de Coulomb, modificada por el principio de los esfuerzos efectivos, como sigue :

$$s = (p - u) \operatorname{tg} \phi$$

Desde un cierto punto de vista el valor de ϕ lo determinan la compacidad, la forma de las partículas y la granulometría de las mismas.

Con base en observaciones hechas en aparatos triaxiales y de corte directo, se sabe que durante el corte las arenas compactas se expanden y las sueltas se contraen. Esto, condujo a Casagrande en 1936 al concepto de relación de vacíos crítica, siendo ésta última la relación a la cual corresponde la compacidad intermedia a la cual la deformación al corte pudiera tomar un lugar sin algún cambio de volumen. Se consideraba un cierto valor de e_{cr} como característica fija para -

cada arena.

En experimentos realizados posteriormente se encontró que la e_{cr} disminuye mientras menor es el tamaño de los granos, así como también cuando más uniforme es el suelo. Además que la e_{cr} no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de diversos factores, siendo los principales el estado de esfuerzos a que se sujete la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzos. Por ésta razón se debe hablar de un "intervalo crítico de la relación de vacíos" y no de un valor preciso de ella.

Experiencias de Maslov demostraron que en determinadas condiciones la arena suelta no se contrae durante el corte, aunque la disminución de volumen se verifica al término del movimiento. Esto pone en duda el concepto de relación de vacíos crítica propuesto por Casagrande.

Cap. III: El comportamiento dinámico de los suelos granulares

Es interesante el estudio del comportamiento dinámico de los suelos granulares, puesto que la mayoría de las fallas originadas por licuación de los suelos ha sido por causas dinámicas.

Un régimen armónico estacionario se puede definir con dos cualesquiera de los siguientes parámetros : amplitud, frecuencia, período y aceleración máxima.

Experimentos realizados, indican que el valor de \emptyset en prue -

bas de corte directo con vibración armónica vertical sólo de pende de la aceleración.

Las vibraciones producen cambios volumétricos sobre un suelo granular. En experimentos realizados se concluye que para un régimen dinámico estacionario, la arena adquiere cierto va - lor de compacidad, al cabo de cierto tiempo, mismo que ya no cambia aunque la vibración continúe indefinidamente.

Según Barkan, existe una característica para cada compacidad del suelo, a la que llama "umbral de aceleración"

En arenas saturadas, la aceleración que corresponde a la com pacidad del suelo se llama "aceleración crítica". Se ha ob - servado que la aceleración crítica disminuye con relación a la frecuencia, tendiendo a un valor mínimo; con respecto a la sobrecarga, crece en forma lineal.

Además, influyen en la aceleración crítica otras caracterís - ticas de la arena como son la granulometría y la angulosidad de sus partículas sólidas. El coeficiente de permeabilidad crece proporcionalmente a la aceleración.

El tipo y duración de las vibraciones en un punto del suelo, dependerá del estímulo y de la propagación de las ondas.

Cap. IV: Las fallas por licuación

La licuación es un fenómeno mediante el cual una arena pier - de una gran parte de sus resistencia al esfuerzo cortante -

(debido a carga monotónica ó cíclica) y fluye o se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes que actúan en la masa del suelo disminuyen a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, el movimiento cesa y el suelo recupera su resistencia y estabilidad.

Los suelos que son susceptibles de licuarse son los de gran relación de vacíos y un número de contactos pequeño por partícula.

Las causas supuestas para las fallas por licuación se clasifican en : causas dinámicas y causas no dinámicas. En las primeras se conoce la causa dinámica inmediata anterior a la falla, como son sismos, explosiones, paso de trenes; aquí la relación causa-efecto es clara, sin embargo en las segundas las causas no son muy claras y parece que existe un proceso de condicionamiento del material al cambiar sus condiciones de trabajo iniciales.

Después de producida la licuación del suelo, éste adquiere las características de un fluido de baja viscosidad. Para clasificar los flujos existen dos criterios, estos son : el del H.R.B. y el de A. Casagrande.

Cap. V: Descripción de los casos conocidos

Las fallas producidas por licuación se clasifican en : taludes naturales, presas y terraplenes, cimentaciones y estructuras de contención y deslizamientos submarinos.

Las fallas de taludes naturales más conocidas son las de Zelandia (Holanda), río Mississippi (EE.UU.) y Lago Riñihue (Chile).

Los flujos que se presentan en Zelandia tienen la característica de ser todos progresivos. Para dar una explicación a estos flujos se propuso la llamada hipótesis holandesa.

La mayoría de las fallas que se presentan en el río Mississippi son progresivas. Para el análisis de los flujos se utilizó la hipótesis holandesa, pero modificada.

En el Lago Riñihue las fallas son progresivas.

Gran parte de las presas que fallaron se construyeron por el método de relleno hidráulico. Presentan similitud las fallas de las presas Necaxa (México), Calaveras (EE.UU.) y Sheffield (EE.UU.) .

Las fallas que se conocen de terraplenes se han producido durante el paso de un tren por encima del mismo.

La mayoría de las fallas en cimentaciones y estructuras de contención han sido provocadas por sismo.

En los deslizamientos submarinos que se han estudiado, el movimiento se ha producido en un punto, propagándose después a otros.

El flujo seco se produce en loes y roca.

Existe también deslizamiento por flujo en arcilla muy sensible.

Cap. VI: El mecanismo de producción y propagación

Existen diversas teorías que han buscado explicar el fenómeno de la licuación.

Parece ser que Terzaghi fué el primero en tratar el problema en 1925.

Casagrande presentó su teoría de la relación de vacíos crítica en 1936, que considera que las condiciones básicas para que se produzca la licuación de un depósito de arena saturada serán : que la relación de vacíos sea mayor que el valor crítico y que la deformación por corte sea de magnitud suficiente. Sin embargo, la validez de ésta teoría ha sido desmentida por experimentos realizados por Maslov y la W.E.S. .

Se puede decir que existe licuación por cambio de esfuerzos exteriores y licuación por causas dinámicas, siendo ésta última la que está mejor estudiada.

Guersanov fué el primero en estudiar la licuación por causas dinámicas, sin embargo su teoría también tiene limitaciones importantes.

Son importantes los trabajos desarrollados por Florin e Ivanov.

Debido a las dificultades que presentaba la teoría de Guersa nov, Maslov desarrolló la teoría de la filtración para tratar de explicar el fenómeno de la licuación.

La licuación progresiva se trata de explicar por medio de la hipótesis holandesa.

En la actualidad, la licuación se ha tratado de explicar con diversas teorías como son las presentadas por Seed, Castro y otros.

Existe discrepancia en la definición del fenómeno entre estas teorías, y no se logra unificar criterios, sin embargo la teoría de Seed es aceptada en la actualidad.

Cap. VII: La teoría de la filtración de Maslov

Esta teoría afirmó que una vibración de suficiente intensidad aplicada a una arena suelta y saturada, producirá una disminución en el volumen del suelo, que a su vez inducirá presiones de poro dinámicas ; se ha llamado aceleración crítica a la intensidad mínima que produce tal efecto.

El coeficiente de compactación dinámica es un factor importante en la teoría de la filtración, y se define como la variación de la porosidad con el tiempo.

Cuando en un estrato de arena saturada la aceleración es menor que el valor crítico, se produce un flujo de agua hacia arriba, en consecuencia el volumen del suelo disminuye. El -

coeficiente de compactación dinámica mide la velocidad con que se produce ésta compactación.

Una característica que es común a todas las deducciones hechas, y que caracteriza a la teoría de la filtración es la importancia del espesor H del estrato.

La teoría de la filtración se puede aplicar al análisis de estabilidad de taludes.

Esta teoría relaciona la tendencia al cambio de volumen que producen las vibraciones con la aparición de presiones de poro dinámicas.

Cap. VIII: La influencia de los diferentes factores

Entre los diferentes factores que influyen en el fenómeno de la licuación de suelos se encuentran las siguientes características del suelo : el tipo de suelo, la relación de vacíos , la granulometría, la forma de los granos, la cantidad de finos y la permeabilidad.

En cuanto a las características del estímulo dinámico, el factor más importantes es la aceleración de la oscilación . También como parámetros auxiliares influyen la amplitud y la frecuencia. Así como el número de ciclos de esfuerzo y la magnitud del esfuerzo repetido.

En las características del estrato o relleno son importantes la forma y dimensiones de la masa del suelo y las fronteras

de drenaje.

Con respecto al estado de esfuerzos, influyen el esfuerzo - confinante inicial y la sobrecarga.

Es importante también el gradiente hidráulico.

Cap. IX: Estudios de laboratorio y campo

Existen diversas pruebas de laboratorio con diferente equipo así como variados procedimientos para conocer la susceptibilidad de un estrato de suelo a la licuación. Para conocer - las características respecto a la licuación de un depósito - se deben conocer los siguientes 3 parámetros : 1) la compacidad; 2) estructura de la arena y 3) el valor de K_0 in-situ .

Entre las diferentes pruebas de laboratorio se encuentran : triaxial cíclica, de corte simple cíclico, en mesa vibradora y en columna torsionante.

Entre los estudios en campo se encuentra : pruebas realizadas con explosivos, pruebas con pilotes de compactación y la prueba de penetración estándar.

Cap. X: Criterios prácticos en vigencia

Los métodos que existen para evaluar la susceptibilidad de un depósito de arena saturada a la licuación se pueden clasificar en : métodos simplificados, métodos empíricos y métodos de análisis de respuesta del terreno.

Entre los métodos simplificados se encuentran : el método de Seed e Idriss, el método de Donovan y el método de Casagrande.

Se encuentran entre los métodos empíricos : el criterio de Florin e Ivanov, el criterio del W.E.S. , el criterio de Kishida y el criterio de Ohsaki.

Los procedimientos que se utilizan para el mejoramiento de los suelos que son susceptibles a experimentar licuación son : la vibroflotación, los explosivos y los pilotes de compactación.

CONCLUSIONES

1. Parece ser, que la tendencia a la reducción de volumen es la causa principal de la licuación espontánea.
2. La licuación se presenta principalmente en arenas finas uniformes de origen aluvial, con compacidad relativa menor de 40 a 50% dependiendo de la presión de confinamiento.
3. La susceptibilidad a la licuación de arenas se estima por medio de procedimientos empíricos y analíticos. En los dos se hace uso de la experiencia, y en el segundo tipo se hace uso de pruebas de laboratorio sobre muestras representativas del suelo.
4. Existen procedimientos para mejorar las condiciones de

los suelos que se ha encontrado que son susceptibles a experimentar licuación. Entre éstos procedimientos se encuentran la vibroflotación, los explosivos y los pilotes de compactación.

5. Diversas teorías han tratado de explicar el fenómeno de la licuación, pero sin embargo ninguna lo ha logrado. Ante esto, el problema de la licuación estará sujeto a las nuevas teorías que surjan para resolverlo.

REFERENCIAS

- (1) Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos. Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Ed. Limusa, S.A. - México, D.F., 1975
- (2) Terzaghi, K. y Peck, R.B. La Mecánica de Suelos en la - ingeniería práctica. Ed. El Ateneo, Barcelona, 1968
- (3) Rico, A. y Del Castillo, H. La ingeniería de Suelos en las vías terrestres. Volumen I . Ed. Limusa, S.A. México, D.F., 1977
- (4) Lambe, W.T. y Whitman, R. Mecánica de Suelos. Ed. Limusa S.A. México, D.F., 1976
- (5) Tschebotarioff, G Soil Mechanics, foundations and earth structures. Mc. Graw-Hill, New York, 1953
- (6) Taylor, D.W. Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York, 1962
- (7) Leonards, G.A. Foundation Engineering. Mc. Graw-Hill, - New York, 1962
- (8) Maslov, N.N. La estabilidad de las arenas saturadas (en ruso). Gosznergoizdat, Moscú, 1958 . Traducción de los capítulos 1, 2 y 14 hecha por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.
- (9) Marsal, R.J. Informe sobre pruebas triaxiales efectuadas con suelos granulares y materiales para enrocamiento. Publicación Instituto de Ingeniería. U.N.A.M., México, D.F., 1963

- (10) Barkan, D.D. Dynamics of bases and foundations. Mc. Graw-Hill, New York, 1962
- (11) Mogami, T. y Kubo, K. The behaviour of soil during vibration. Proc. Third Int. Con. Soil Mech. and Foundation Eng., Zurich, Vol. I, 1953
- (12) Bustamante, J. Análisis sísmico de presas. Conferencia dictada en el Palacio Nacional de Minería de México, D.F., el 3 de Marzo de 1964
- (13) Selig, E.T. Effect of vibration on density of sand. Memoria Segundo Congreso Panamericano Mec. de Suelos y Cimentaciones, Sao Paulo, Vol. I, 1963
- (14) Maslov, N.N. Question of seismic stability of submerged sandy foundations. Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., London, Vol. I, 1957
- (15) Maslov N.N. Problem of high earth dam density in conditions of seismic activity. Epreuve Sixieme Congres des Grands Barrages, New York, Question 22, R. 115, 1958
- (16) Geuze, E.C.W.A. Critical density of some dutch sands. Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., Rotterdam, Vol. 3, 1948
- (17) Highway Research Board. Landslides and Engineering Practice. Special Report 29, Publ. 544 National Research Council. U.S.A., 1958
- (18) Casagrande, A. Notas sobre el diseño de presas de tierra. Traducido del inglés en : Contribuciones de la Mecánica de Suelos al diseño y construcción de presas de tierra, Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, D.F., 1950

- (19) Terzaghi, K. Varieties of submarine slope failures. Publ. No. 25, Norwegian Geotechnical Institute, 1956
- (20) Dobry, R. Desarrollo y estado actual de las ideas sobre el problema de la licuación espontánea de los suelos granulares. Tesis para obtención del grado de Maestro en Ingeniería. División del Doctorado de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México, D.F. 1964
- (21) Zeevaert, L. Características de los temblores en ingeniería sísmica. Parte de un ciclo de conferencias organizadas por la Soc. Mex. de Ing. Sísmica, 1964
- (22) Florin, V.A. e Ivanov, P.L. Liquefaction of saturated sandy soils. Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., París, Vol. 1, 1961
- (23) Koppejan, Wamelan y Weinberg. Coastal flow in the dutch province of Zeland. Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., Rotterdam, Vol. 5, 1948
- (24) Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S. Army. A review of the soil studies. Patamology Investigations, Report No. 12-5, (no publicado), 1956
- (25) Tamez, E. Delegación técnica mexicana en Chile - Informe No. 6, Sección II, México, D F , 1960
- (26) Rosenblueth, E. Temblores chilenos de Mayo de 1960 : sus efectos en estructuras civiles. Publ. Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, D.F., 1962
- (27) Tamez, E. Principios del diseño y construcción de presas de tierra. Editado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, D.F., 1963

- (28) Schuyler, J.D. Necaxa Dam. fails during construction. -
Engineering News Record, Vol. 62, 1909
- (29) Cleary, A.J. The Calaveras Dam, California, the highest
earth dam. Engineering News Record, Vol. 72, 1914
- (30) Hazen, A. Metcalf, L. Middle section of upstream side -
of Calaveras Dam slip into reservoir. Engineering News
Record, Vol. 80, 1918
- (31) The week's events. Engineering News Record, Vol. 121, 1938
- (32) Justin, Hinds y Creager. Engineering for dams. J. Wiley
& Sons, New York, Vol. 3, 1945
- (33) Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M. y Makdisi, F.I. Ana
lysis of the slide in the San Fernando Dams during the
Earthquake of Feb. 9, 1971. EERC, Repot No. EERC 73-2 ,
University of California, Berkeley, California, 1973
- (34) Sherard, Woodward, Gizienski y Clevenger. Earth and -
earth-rock dams. John Wiley & Sons, New Yoek, 1963
- (35) Ambrasseys, N.N. On the seismic behaviour of earth dams.
Proc. Second World Conf. Earthquake Eng., Tokyo y Kyoto,
Vol. 1, 1960
- (36) Krynine, D.P. y Judd, W. R. Principios de geología y -
geotecnia para ingenieros. Ed. Omega, Barcelona, 1961
- (37) Kerr, P.K. Quick Clay. Scientific American, Nov. 1963
- (38) Bjerrum, L. The effectiveshear strength parameters of -
sensitive clays. Publ. No. 45., Norwegian Geotechnical -
Institute, 1961

- (39) Meyerhof, G.G. The mechanism of flow slides in cohesive soils. *Geotechnique*, Vol. 5, 1957
- (40) Holmsen, P. Landslips in norwegian quick clays. *Geotechnique*, Vol. 3, 1953
- (41) Bjerrum, L. Geotechnical properties of norwegian marine clays, *Geotechnique*, Vol. 4, 1954
- (42) Bjerrum, L. Rosenqvist, I. Some experiments with artificially sedimented clays. Publ. No. 25, Norwegian Geotechnical Institute, 1956
- (43) Skempton, A.W. y Northey, R.D. The sensitivity of clays. *Geotechnique*, Vol. 3, 1952
- (44) Eide, O. y Bjerrum, L. The slide al Bekkelaget. *Geotechnique*. Vol. 5, 1954
- (45) Peck, Hanson y Thornburn. *Foundation Engineering*, John Wiley & Sons, New York, 1953
- (46) Casagrande, A. Characteristics of cohesionless soils - affecting the stability of slopes and earth fills. *Contributions to Soil Mech. Boston Soc. Civil Eng., Boston*, 1936
- (47) Seed, H.B. y Lee, K.L. Liquefaction of saturated Sand During Cyclic Loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division (J.S.M.F.D.), ASCE*, Vol. 92, Nov. 1966
- (48) Casagrande, A. Liquefaction and Cyclic Deformation of sands : A critical Review. *Harvard Soil Mechanics Series No. 88*

- (49) Seed, H.B. Arango, I. y Chan, C.K. Evaluation on Soil - Liquefaction Potential During Earthquakes. Report No. - EERC 75-28 , University of California, Berkeley, Cali - fornia, 1975
- (50) Middlebrooks, T.A., Fort Deck Slide, Transactions, ASCE, Vol. 107, 1942
- (51) Finn, W.D.L., Bransby, P.L., Pickering, D.J., Effect of Strain Story on Liquefaction of Sands, JSMFD, Asce, Vol. 96, No. SM6, Nov. 1970
- (52) Castro, G. y Poulos, S.J. Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. Proc. ASCE, 103 (GT6), 1977
- (53) Seed, H.B. e Idriss, I.M. Analysis of Soil Liquefaction : Niigata Earthquake. JSMFD, ASCE, Vol. 93, Mayo, 1967
- (54) Marsal, R. Behaviour of a Sandy Uniform Soil During the Jáltipan Earthquake, México. Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., París, 1961
- (55) See, H.B. Landslides During Earthquakes due to Soil Liquefaction, JSMFD, ASCE, Vol. 94, Sep. 1968
- (56) Roscoe, K.H. An Apparatus for the application of Simple Shear to Soil Samples. Third Int. Conf. Soil Mech. an - Foundation Eng., 1953
- (57) Whitman, R.V. Summary of Results from Shaking Table Test at University of Chile Using a Medium Sand, Progress Re - port No. 9, Department of Civil Engineer, Cambridge, Mass., Mayo, 1970

- (58) Dfáz, A. Weckman, O. e Iturbe, R. Licuación de Arenas. Primera parte. Revista Ingeniería, Vol XLIII, Julio 1973
- (59) Shanon & Wilson Inc. Soil Behaviour Under Earthquake - Loading conditions. Union Carbide, Cop. Nuclear Division, Junio, 1971
- (60) Richart, F. Hall, J. y Woods R. Vibrations of Soils and Foundations. Prentice Hall. Ann Arbor, Michigan 1970
- (61) Kummeneje, O. y Eide, O. Investigation of Loose Sand Deposits by blasting. Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. - and Foundation Eng., Vol. 1, París, 1961
- (62) Prakash, S. y Gupta, M.K. Blast tests at Temughat Dam - site. Journal of the Southeast Asian Society of Soil - Eng., Vol. 1, No. 1 , 1970
- (63) Ishibara, K. y Mitsui, S. Field Measurements of dynamic po pressure during pile driving. Proc. Int. Conf. on Microzonation for Safer construction, Research and Application. Report No. 7307, Vol. 11, Tokyo, 1972
- (64) Seed, H.B., Kenji, M. y Chan, C.K. Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands. Journal of the Geotechnical Eng. Division. ASCE, No. GT4, Abril, 1977
- (65) Seed, H.B. e Idriss, I.M. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. JSMFD, ASCE, Vol. - 97, Sep. 1971
- (66) Gibbs, H.J., y Holtz, W.G. Research on determining the - density of sands by Spoon penetration testing. Proc. - Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., London, England, 1957

- (67) Donovan, N.C. A Stochastic Approach to the Seismic Liquefaction Problem, Proc. of The First Int. Conf. on Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, Hong Kong, Sept., 1971
- (68) Christian, J. y Swiger, W. Statistics of Liquefaction - and SPT Results, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT11, Proc. paper 11707, - Nov. 1975
- (69) Kishida, H. Characteristics of Liquefaction Sands During Mino-Owari, Tohnakai an Fukui Earthquakes. Soils and - Foundation, Vol. 9, Japón, Marzo, 1969
- (70) Steuerman, S. A New Soil Compacting Device. Engineering News Record. Julio, 1939
- (71) Caquot, A. y Kerisel, J. Traité de Mécanique des Sols. Gauthiers. Villars, Ed. 1966
- (72) D'Appolonia, E., Miller, C.E. y Ware, T.M. Sand Compaction by Vibroflotation. Trans. ASCE. Vol. 20, 1955
- (73) Basore, C.E. y Boitano, J.D. Sand densification by Piles and Vibroflotation. Placement and Improvement of Soil to Support Structures. ASCE. Special Meeting. Cambridge, - Mass., 1968
- (74) Webb, D.L. y Hall, R.I. Effects of vibroflotation on clayey sands. Placements and Improvement of Soil to Support Structures. ASCE, Special Meeting. Cambridge, Mass., 1968
- (75) Lyman, A.K.B. Compaction of cohesionless Foundation Soils by Explosives. Transactions, ASCE. Vol. 107, 1942
- (76) Kjellman, W. On plasticity law for the work hardening materials, PMM , Vol. 22 No. 1 , 1951