



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" ARAGON "**

**COMPACTACION DE SUELOS
GRANULARES**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
SANTIAGO JUAREZ ROBLES**

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO 1985



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

C O N T E N I D O

PAGINA

CAPITULO PRIMERO	INTRODUCCION	1
CAPITULO SEGUNDO	MUESTREO EN SUELOS GRANULARES	12
2.1	Clasificación de suelos	13
2.1.1	Clasificación de los suelos - granulares	22
2.1.2	Clasificación de los suelos - finos	23
2.2	Lugares donde se encuentran - suelos granulares	27
2.3	Muestreo en suelos	31
CAPITULO TERCERO	PROPIEDADES MECANICAS DE LOS-SUELOS GRANULARES	64
3.1	Forma y estructura de las partículas	65
3.2	Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares	69
3.3	Características esfuerzo-deformación de los suelos granulares	76

.....

3.4	Determinación de la permeabilidad, resistencia y relaciones esfuerzo-deformación en el laboratorio y en el campo.	92
CAPITULO CUARTO	FENOMENO DE LICUACION DE ARENAS	120
4.1	Algunos casos de licuación	121
4.2	Fenómenos inducidos por sismo	125
4.3	Estudios de densificación	126
4.4	Cálculo de asentamientos	129
4.5	Pérdida de resistencia de suelos granulares, (licuación de arenas)	132
4.5.1	Descripción del fenómeno	134
4.5.2	Causas y factores que influyen en la ocurrencia de licuación	137
4.6	Relación de vacíos crítica	143
4.7	Métodos para evaluar la susceptibilidad a la licuación de los suelos	147
4.8	Factores que intervienen en el análisis de licuación	160
CAPITULO QUINTO	COMPACTACION DE LOS SUELOS GRANULARES	167
5.1	Algunas consideraciones sobre la compactación	168

5.2	Objetivos	180
5.3	Pruebas de compactación de <u>la</u> laboratorio	182
5.3.1	Pruebas dinámicas	186
5.3.2	Pruebas estáticas	200
5.3.3	Pruebas de compactación por - amasado	205
5.3.4	Pruebas por vibración	210
5.3.5	Pruebas especiales	215
5.4	Métodos mecánicos de compacta ción en suelos	217
5.4.1	Compactación por amasado.-Ro- dillos pata de cabra	224
5.4.2	Compactación por presión está- tica.-Rodillos neumáticos y - lisos	233
5.4.3	Compactación por impacto	247
5.4.4	Compactación por vibración	251
5.4.5	Compactación por métodos mix- tos	262
5.4.6	Compactación con ayuda de en- zimas	263
5.4.7	Compactación de suelos grue - sos	264
5.5	Compactación dinámica	278

.

5.5.1	Vibroflotación	278
5.5.2	Vibrocompactación	286
5.5.3	Compactación de suelos por medio de explosivos	292
5.5.4	Pilotes de compactación	299
5.5.5	Compactación Menard	302
CAPITULO SEXTO	PROPIEDADES QUE SE MEJORAN CON LA COMPACTACION	308
CAPITULO SEPTIMO	CONCLUSIONES	323
	REFERENCIAS	330
	BIBLIOGRAFIA	332

CAPITULO PRIMERO.

INTRODUCCION.

El estudio de la compactación de suelos es una labor difícil y delicada, porque el problema no es bien conocido debido a los diferentes comportamientos que tienen los suelos y a su naturaleza.

La importancia de la compactación de los suelos estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación y de permeabilidad, que se obtiene al sujetar al suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos.

El problema de la compactación es de gran interés en ingeniería, ya que generalmente se compactan rellenos artificiales para formar carreteras, cortinas de presas de tierra, plataformas, bases, cimentaciones, bordos de defensas, muelles, etc., tratando de mejorar las condiciones del suelo que va a servir a una obra determinada.

La compactación de los suelos es el proceso mecánico, por el cual se trata de mejorar ciertas características de comportamiento físico e hidráulico del suelo y, que presente una mejor resistencia a los efectos mecánicos naturales que actuarán sobre él a través de la vida útil de la obra. En el proceso de compactación se mejora la resistencia al corte, la compresibilidad, la relación

esfuerzo-deformación de los suelos y se disminuye la permeabilidad.

Los métodos usados para compactación de suelos depende del tipo de materiales con los que se trabaje en cada caso, y la eficiencia de cualquier equipo de compactación, depende de varios factores, siendo los más importantes los siguientes:

- a) Contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación.
- b) La energía específica empleada en el proceso de compactación, entendiéndose por energía específica a la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.
- c) Procedimiento de compactación.

Con la compactación del suelo, se trata de evitar o reducir los asentamientos y deformaciones de cualquier naturaleza y mejorar las características de estabilidad. Es to se logra con la densificación del material.

La compactación también mejora la resistencia del suelo a la abrasión, los hace menos susceptibles a los movimientos internos de las partículas, y se logra que los granos no se separen tan fácilmente. Por otra parte, al reducir los vacíos se disminuye la permeabilidad.

Estas características se logran en las capas del suelo al aplicarles cargas pesadas con o sin vibración, por medio de equipos que se desplacen en su superficie o por medio de vibración exclusivamente. Los espesores de las capas por compactar son variados y dependen de las características del suelo y del equipo de compactación que se va a emplear.

La reducción de vacíos en mecánica de suelos recibe varios nombres según la forma de lograr esta reducción, estos procesos son: consolidación, compactación, densificación, contracción, etc.

Entre la consolidación y compactación existen ligeras diferencias, ya que los dos procesos tienden al mismo fin.

La consolidación es la reducción de vacíos de un suelo debido a la acción de una carga estática que provoca

expulsión de aire y agua por un proceso de difusión a través del tiempo, por ejemplo, la reducción de vacíos en un suelo arcilloso bajo un edificio.

El proceso de compactación es la reducción de vacíos, más o menos rápida, producido por medios mecánicos, que hacen que se tengan cambios de volumen fundamentalmente por pérdida de volumen de aire.

De acuerdo a las obras que necesitan compactación, las propiedades de los materiales que se deben modificar son diferentes para cada caso, ya que en algunos se busca resistencia a la deformación, reducir la permeabilidad, mejorar la resistencia a la acción de agentes erosivos, etc.

En cuanto a los objetivos de la compactación, se deben prevenir muchas de las dificultades que se presentan en las técnicas de compactación, por lo que se tiene entonces que la compactación es un proceso de objetivos múltiples y muchos de estos objetivos serán contradictorios en los problemas concretos debido que al mejorar ciertas propiedades pudieran perjudicarse otras. Por ejemplo, en un material una compactación muy intensa lo hace resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento. Como

este caso, se pueden presentar otros.

Desde los primeros años de las técnicas modernas de compactación, la experiencia de los ingenieros indicó que existía una correlación entre las propiedades mecánicas del suelo y el peso volumétrico seco a que llega el material al compactarlo, ya que al obtener un mayor peso volumétrico seco, se alcanza una situación más favorable de su comportamiento. Debido a que la prueba de peso volumétrico seco es fácil de realizar, se tomó como base para determinar la compactación de los suelos. La correlación entre las propiedades ingenieriles de los suelos y el peso volumétrico seco es muy confiable y en la mayoría de los trabajos de compactación se toma como norma, haciendo caso omiso de los fines que se persiguen en cada caso particular de compactación, lo que trae consigo que se cometan errores en las aplicaciones prácticas de las técnicas de compactación.

Las técnicas de compactación han tenido su gran desarrollo en los últimos años del siglo pasado y en los primeros del presente, principalmente en los Estados Unidos. En el año de 1906 apareció el rodillo "pata de cabra" de Fitzgerald de 2 000 kg, que originó el desarrollo de estos equipos. En los Estados Unidos, en la Dirección de

Carreteras de California, entre los años de 1928 y 1933 se realizan las primeras investigaciones básicas de laboratorio y estudios de campo que hicieron posible se aplicaran en las técnicas de uso actual.

Más tarde, fue necesario un desarrollo de los equipos de compactación y se han investigado las propiedades de los suelos compactados y las técnicas de campo y laboratorio se han perfeccionado.

Se ha logrado que la compactación sea uno de los métodos más eficaces para mejorar las condiciones de un suelo que ha de usarse en la construcción. Es de aplicación rápida y sencilla de acuerdo a las condiciones a que estará expuesto el suelo.

Los resultados obtenidos de un proceso de compactación depende, como se mencionó, de varios factores, unos dependen del tipo de suelo y otros del método empleado y, por último, los que se refieren a determinadas circunstancias que prevalecen en el suelo en el momento de compactarse.

Las arenas finas sueltas, sometidas a vibración, pueden perder momentáneamente su estructura, por lo que en el presente trabajo se mencionará el fenómeno de licuación de

arenas, que es la pérdida total o parcial de la resistencia al esfuerzo cortante. Probablemente el fenómeno de licuación de arenas produce uno de los efectos más costosos y espectaculares que se puedan encontrar en ingeniería.

El fenómeno de licuación es producido generalmente por efectos sísmicos. La importancia de los efectos que los sismos pueden inducir en los suelos granulares, se debe a los graves daños que se han observado en numerosas ocasiones durante los temblores pasados.

La acción de los sismos puede causar asentamientos considerables en depósitos de suelos granulares. Los asentamientos de depósitos de arena seca, resultantes del movimiento del terreno son rara vez uniformemente distribuidos y, en general, causan asentamientos diferenciales en las estructuras, los cuales, en algunos casos, pueden llegar a clasificarse como daños mayores.

Veremos la compactación de estos suelos con el fin de evitar dicho fenómeno.

La compactación en suelos gruesos como arenas o gravas, varía en relación a la empleada en los suelos finos, tanto en equipo como en procedimientos. El equipo recomendado va desde la utilización de pisones vibratorios manuales, hasta plataformas vibrantes que compactan mayores volúmenes de suelo.

Recientemente se ha tratado de combinar el efecto vibratorio con el rolado, pero en este tipo de equipo se presenta la dificultad de que cualquier amortiguador, - incluyendo las llantas de los rodillos que se intercalan entre el vibrador y el suelo, produzcan una amortiguación de las vibraciones de tal magnitud que muchas veces hacen antieconómica la utilización de esta combinación.

Otros procedimientos de compactación de suelos gruesos de reciente empleo como: vibroflotación, vibrocompactación, compactación de suelos por medio de explosivos, compactación dinámica Menard y pilotes de compactación, se comentarán en este trabajo.

En cuanto a los equipos de compactación de suelos, - en la actualidad se producen tres tipos básicos de - -

rodillos compactadores, cada uno de los cuales tienen -
diversas modalidades, especialmente en lo que se refier
re a tamaño y peso. Estos tipos básicos son: el rodil
llo liso, el rodillo "pata de cabra" y el rodillo neu-
mático.

Los rodillos lisos son de acero y se emplean en la
construcción de caminos, para el acabado de las sub-ra-
santes y las bases y aún en la compactación de los te-
rraplenes.

Los rodillos pata de cabra tienen como característi-
ca fundamental compactar el suelo de abajo hacia arriba
ejerciendo un efecto de amasado en el mismo, por medio
de protuberancias.

Los rodillos neumáticos están constituidos por gru-
pos de llantas neumáticas instaladas bajo un carro metá-
lico, el cual puede ser lastrado.

A diferencia de los rodillos pata de cabra, los rodil
llos lisos y los rodillos neumáticos compactan al suelo
de la superficie hacia abajo.

Cuando se trata de compactar masas de suelo relativamente pequeñas y en sitios que son inaccesibles al equipo pesado, se recurre al empleo de martillos neumáticos manuales, conocidos en el medio como "bailarinas".

En 1970 surge una técnica denominada compactación dinámica, la cual se lleva a cabo por medio de masas de varias docenas de toneladas, levantadas con grúas de gran capacidad o con maquinaria construída especialmente para esta técnica (a partir de 1974). La elección del peso del pisón y de la altura de caída, depende en primer lugar del espesor de la capa a compactar.

En la compactación por vibrado (vibrocompactación, -vibroflotación), la pieza central y clave del sistema, - es un vibrador gigante, que se hinca en el suelo, simi - lar a los utilizados para el concreto.

C A P I T U L O S E G U N D O



MUESTREO EN SUELOS GRANULARES

2.1 Clasificación de suelos.

Para estudiar los suelos, se hace una clasificación de los mismos de acuerdo a sus características de comportamiento y la forma en que estén constituidos, por lo que los grupos que se forman presentan características afines. La clasificación de los suelos se hace en el laboratorio de mecánica de suelos y, de acuerdo a la experiencia, se puede hacer una clasificación de los mismos en el campo en forma preliminar.

Es conveniente disponer de un método patrón para identificar los suelos y clasificarlos en categorías o grupos que tengan propiedades técnicas características, que permitan a los ingenieros en los gabinetes de proyecto y a los encargados del trabajo de campo hablar el mismo idioma, facilitando así el intercambio de datos y experiencias.

Un sistema de clasificación de suelos, utilizando métodos fáciles de identificación y dando una distribución aproximada, pero suficientemente exacta en grupos o tipos de suelos, es una gran comodidad en todos los problemas normales de la mecánica del suelo. Los estudios

preliminares de suelos, referentes a la construcción de autopistas, son un ejemplo típico de tales problemas, las clasificaciones basadas en la granulometría o en las características plásticas, por ejemplo, son profundamente utilizadas.

No obstante, entre los ingenieros hay divergencia en la importancia de estas clasificaciones y la oportunidad de un acuerdo general para su utilización. Se trata sobre todo, de una cuestión de puntos de vista, cuya respuesta depende principalmente del uso que debe hacerse de estas clasificaciones. Se ha dicho que las clasificaciones de suelo son intrínsecamente de una naturaleza tal, que no pueden clasificarse ni de correctas ni de incorrectas; son principalmente -como todo sistema de clasificación-, unos elementos de agrupación cómodos. Es cierto que en toda clasificación existen casos límites que se solapan. Igualmente, es inevitable que si un gran número de suelos estan agrupados por tipos, según una clasificación, varios de ellos quedarán agrupados diferentemente según otra.

Frecuentemente, se pide la definición de una clasificación general, segura, que abarque un amplio campo de

aplicación. Esta petición parece incluso implicar que - un día u otro, cuando haya que recurrir a la mecánica del suelo, bastaría con ejecutar un cierto número de ensayos sencillos para determinar unas constantes, que nos permitiría entrar en la clasificación, y a partir de ahí, consultar el capítulo correspondiente de un manual para ver si el suelo interesa o no, sea cual fuere el tipo de problema estudiado. No es preciso tener un gran conocimiento del comportamiento de los suelos para darse cuenta del poco fundamento de esta opinión. Incluso suponiendo que se pudiera representar correctamente el comportamiento - del suelo por coeficiente numérico, no es menos cierto - que una definición completa del comportamiento de un suelo necesita de bastantes más coeficientes que los que generalmente se usan. Una clasificación no debe efectuarse más que con un número reducido de esos coeficientes. - Por ello una clasificación no tendrá valor e incluso será peligrosa a menos que las características en que se apoyan sean precisamente aquellas que tienen importancia en el problema estudiado.

En forma limitada, la clasificación correcta de los - suelos se pueden usar para estimar los valores numéricos de sus propiedades físicas para usarlos en alguna obra de cierta importancia.

En 1952 el Bureau of Reclamation y el Corps of Engineers, con el profesor Arthur Casagrande de la Universidad de Harvard como consultor, llegaron a un acuerdo sobre una modificación a la clasificación del mismo profesor Casagrande para puertos aéreos, a la que llamaron "*Sistema Unificado de Clasificación de Suelos*", (SUCS). Este sistema que es especialmente aplicable al proyecto y construcción de presas, toma en cuenta las propiedades físicas de los suelos, es descriptiva y fácil de asociar a los suelos reales, y tiene la flexibilidad necesaria para adaptarse al campo y al laboratorio.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos se basa, en el tamaño de las partículas, las proporciones de diferentes tamaños y las características de los granos finos.

Es conveniente tomar en cuenta que, además de una clasificación correcta, es necesario incluir una descripción adecuada del suelo en los informes o registros de exploración. De esta manera se tendrán ahorros de gran importancia, así como la seguridad de que cualquier obra tendrá éxito.

Actualmente se tienen varias formas de clasificación de suelos, la mayoría utiliza pruebas sencillas de tipo indicativo para obtener las características necesarias de un suelo que permita encasillarlo dentro de un grupo.

Si las pruebas utilizadas en una determinada clasificación de suelos resultan más complicadas que la necesaria para medir directamente la propiedad fundamental que se desea conocer, dicha clasificación pierde su utilidad.

La clasificación de suelos da la facilidad al técnico de poder resolver algunos problemas sencillos que se presentan en la práctica, y tiene la ventaja de servir de guía para preparar programas de experimentación, si los problemas por resolver son complejos o las obras a realizar son de gran importancia, (como presas de tierra, pedraplenes, etc.).

En seguida se dan las clasificaciones más conocidas.

A) Clasificación de suelos basada en el tamaño de partículas (granulometría).

Las proporciones de los granos de diferentes tamaños que contiene un suelo se puede determinar en el laboratorio por cribado de granos gruesos y por sedimentación de los granos finos. Los resultados de los análisis se presentan generalmente en forma de curva, acumulando las proporciones de los granos gruesos. La distribución en tamaños acusa algunas de las propiedades físicas del material.

Las granulometrías típicas de los suelos son:

Bien graduados (W) - Cantidades apreciables en partículas de todos tamaños, de las mayores a las menores.

Mal graduados (P) - Uniformes, la mayor parte de las partículas tienen el mismo tamaño; o faltan las partículas de uno o varios tamaños intermedios.

En el campo, se estima que el suelo está bien o mal graduado mediante un examen visual. Para el laboratorio, el tipo de granulometría se puede determinar utilizando el criterio basado en la variación de tamaños y en la forma de la curva granulométrica. La medida de la variación de tamaños se llama coeficiente de uniformidad,

(C_u), la forma de la curva granulométrica la proporciona el coeficiente de curvatura, (C_c); (fig. 1), cuyas fórmulas se dan en seguida:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$$

Existen varios métodos de clasificaciones granulométricas como son:

- a) Clasificación Internacional.
 - b) Clasificación MIT (Massachusetts Institute of Technology).
 - c) Clasificación propuesta por Kopecky.
 - d) Clasificación de suelos usada por SCT.
- B) Clasificación de suelos basada en la plasticidad.
- a) Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

El SUCS, es el más usado para la clasificación de los suelos se basa en la distribución granulométrica y en la carta de plasticidad, que es el resultado de una investigación de laboratorio realizada por Arthur Casagrande.

La carta de plasticidad se presenta en una gráfica de coordenadas cartesianas en la cual se establecen fronteras que separan a los materiales finos, en diferentes grupos de propiedades afines.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, abarca tanto a los suelos gruesos como a los suelos finos, distinguiendo a ambos por el cribado a través de la malla No. 200 (0.074 mm), donde las partículas que son retenidas en dicha malla son los suelos gruesos y las que pasan son los suelos finos.

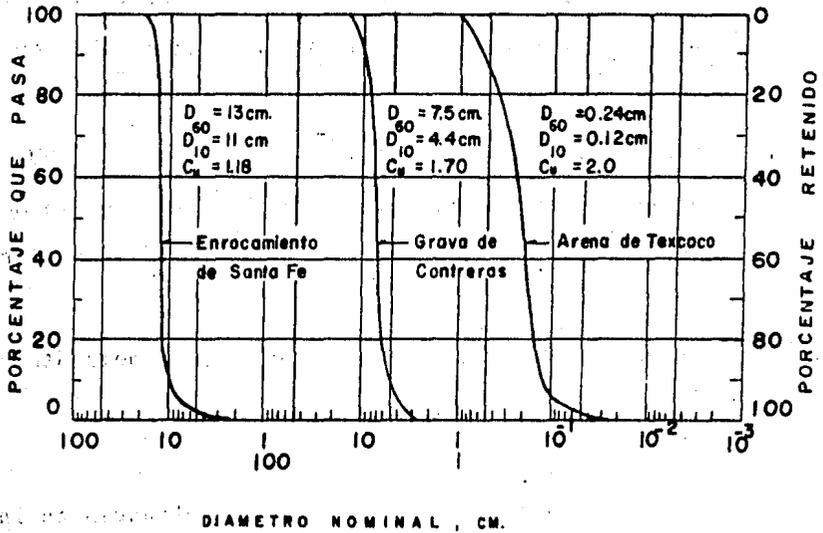


Fig. 1 Ejemplo de curvas granulométricas. Ref. 1.

2.1.1 Clasificación de los suelos granulares.

Como se mencionó anteriormente los suelos granulares son los retenidos en la malla No. 200 y de acuerdo al tamaño de las partículas se clasifican, según el SUCS en:

- Grava 76.2 a 4.7 mm
- Arena 4.7 a 0.074 mm
- Finos 0.074 mm en adelante

Cada uno de los cuales puede contener un porcentaje de finos.

Los suelos granulares son de gran importancia en ingeniería en diferentes etapas de la construcción de - - acuerdo a su tamaño, forma y características de los mismos.

Estos suelos son utilizados en la construcción de - presas de materiales graduados, (p.ejem. la presa hidroeléctrica de Chicoasén en la que se utilizó diferentes tamaños de material granular). También se colocan materiales granulares en la construcción de carreteras en la base y sub-base, en presas de retención y control de azolves, en los ferrocarriles se utiliza como balasto, así como en terraplenes, pedraplenes y en la elaboración de concretos hidráulicos y asfálticos.

2.1.2. Clasificación de los suelos finos.

Es conveniente incluir algunos comentarios sobre los suelos finos, ya que estos se encuentran frecuentemente presentes en los suelos granulares, y por lo tanto modifican su comportamiento.

Los suelos de granos finos se dividen en tres grupos que son:

- a) Limos inorgánicos (M)
- b) Arcillas inorgánicas (C)
- c) Lîmos y Arcillas orgánicas (O)

Cada uno de ellos se subdivide a su vez en los que tienen límites líquidos menor de 50% o de baja compresibilidad (L), y mayor de 50% o de alta compresibilidad (H).

La distinción entre las arcillas inorgánicas C, los limos inorgánicos M y los suelos orgánicos O se realiza con la carta de plasticidad. Los suelos CH y CL se representan por puntos situados encima de la línea A, mientras que a los suelos OH, OL, MH y ML les corresponden puntos por debajo de ésta.

Los suelos orgánicos O se distinguen de los inorgánicos M y C por su olor característico y su color oscuro.

En el sitio, los suelos finos se pueden diferenciar por su resistencia seca, por su reacción ante un ensayo de sacudimiento o por su rigidez cuando la humedad está cerca del límite plástico. Los materiales que caen en casos de frontera se representan con un símbolo doble, como CL-ML y CH-MH.

Por último se tienen los suelos turbosos (Pt), el límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500% quedando en posición en la carta de plasticidad netamente debajo de la línea A.

Es importante mencionar que en los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos:

- Nombre típico
- Grado y carácter de su plasticidad
- Cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas
- Color del suelo húmedo
- Olor
- Nombre local y geológico

Y cualquier otra información pertinente de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

En la Tabla Y, se muestra la clasificación en campo y laboratorio, de los suelos granulares y los suelos finos, además se incluye la carta de plasticidad, donde se muestra la posición de las líneas A y B. La línea A separa a los suelos (finos) orgánicos de los inorgánicos, mientras que la línea B, separa a los suelos de alta y baja compresibilidad.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

TABLA I.

PRINCIPALES TIPOS	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO. (Se estudian las partículas mayores de 7.5 cm (3 pulgadas) y se basan las fracciones en pesos estimados)	SIMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TIPICAS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO																				
SUELOS DE PARTICULAS GRANULAS Mide de la mitad del material en el campo para la malla No. 200 (Una porción de 200 g de material seco)	<p>GRAVAS Mide de la mitad del material en el campo para la malla No. 4 (Una porción de 200 g de material seco)</p> <p>ARENAS Mide de la mitad del material en el campo para la malla No. 60 (Una porción de 200 g de material seco)</p> <p>ARENAS Y ARCILLAS Mide de la mitad del material en el campo para la malla No. 200 (Una porción de 200 g de material seco)</p>	<p>GRAVAS G</p> <p>ARENAS A</p> <p>ARENAS Y ARCILLAS AL</p>	<p>Gravas bien graduadas, mezclas de gravas y arena, con poca fina o ninguno</p> <p>Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poca fina o ninguno</p> <p>Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo</p> <p>Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla</p> <p>Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poca fina o ninguno</p> <p>Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poca fina o ninguno</p> <p>Arenas limosas, mezclas de arena y limo</p> <p>Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla</p>	<p>Diseñe el nombre tipo, indiquen las porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y diámetro de las partículas gruesas, color, textura local y geológica, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.</p> <p>Para los suelos incoherentes, agregue información sobre cohesión, compacidad, retención, condiciones de humedad y características de drenaje.</p> <p>EJEMPLO:</p> <p>Arena limosa con grava, con 20% de grava de partículas duras, angulosas y de 1.5 cm de tamaño máximo; arena gruesa a fina de partículas redondeadas a subredondeadas; abstracción de 15% de limo no plástico de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar, arena alcalina (SUCS).</p>	<p>Coeficiente de uniformidad (U), Coeficiente de curvatura (C)</p> $C = \frac{D_{60}}{D_{30}}, \text{ mayor de } 1; C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre 1 y 3}$ <p>No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW</p> <p>Límite de plasticidad abajo de la línea A o L, menor de 4</p> <p>Límite de plasticidad arriba de la línea A con L, mayor de 7</p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de 6; } C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre 1 y 3}$ <p>No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW</p> <p>Límite de plasticidad abajo de la línea A o L, menor de 4</p> <p>Límite de plasticidad arriba de la línea A con L, mayor de 7</p>	<p>Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 60 (aproximadamente 0.5 mm) para líneas de clasificación en el campo, si no se usa la malla, se utilizan o maneja las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.</p> <p>MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción al agitado)</p> <p>Después de quitar las partículas mayores que la malla No. 60, preterir una porción de suelo húmedo igual a 10 cm³ (aproximadamente); si es necesario, añadir suficiente agua para obtener un suelo suave pero no pegajoso.</p> <p>Coloque la paleta en la palma de la mano y agite horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la paleta, lo cual cambia rápidamente una consistencia de líquida y se vuelve líquida. Cuando la paleta se agita entre los dedos, el agua y el lazo de superficie de la superficie, la paleta se vuelve lisa y, finalmente, se agita o se desmorona. La reacción de la aparición del agua, durante el agitado, y de su desaparición, durante el apretado, sirve para identificar el carácter de las finas en un suelo.</p> <p>Las arenas limosas muy finas dan la reacción más rápida y débil, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Las limas limosas, tales como el tipo polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.</p> <p>RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompimiento)</p> <p>Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 60, moldear una porción de suelo hasta alcanzar una consistencia de masa moldeable suave o si es necesario. Deje secar la muestra completamente en un horno, al sol o al aire y pruebe su resistencia compresiva y desmenuzamiento entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción cohesiva que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.</p> <p>Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico puede solamente muy ligera resistencia. Las arenas limosas y las limas limosas, aproximadamente, la misma resistencia, pero pueden distinguirse por el tacto, al pellizcar el espécimen seco. La arena limosa es más granular, mientras que el limo típico de la sensación suave al tacto.</p> <p>TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)</p> <p>Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 60, moldear un espécimen de aproximadamente 1 cm³ hasta alcanzar la masa moldeable suave. Si el suelo es muy seco, debe agregarse agua, espesa débilmente que permita la pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente, el espécimen se moldea con la mano sobre una superficie lisa, o entre las palmas hasta hacer un rollo de 3 mm de diámetro, aproximadamente, se arena y se vuelve a rodar varias veces. Durante esta operación, el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a poseer una tierra finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de esto se desmorona, los pedruzcos deben juntarse continuando el moldeo en la desmoronación, los pedruzcos deben juntarse continuando el moldeo entre los dedos hasta que la masa se desmorone nuevamente.</p> <p>La preponderancia de la fracción de arcillas finas de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollo al acercarse al límite plástico, por la rigidez de 0.3 mm antes al romper, finalmente, entre los dedos. La debilidad del rollo al intentar que se desmorone al límite plástico, por la rigidez de 0.3 mm antes al romper, finalmente, entre los dedos, y la presencia de arena y arcillas orgánicas que causan abajo de la línea A. Las arcillas altamente orgánicas dan una reacción de debilidad y una respuesta al tacto en el límite plástico.</p>																				
							<p>PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No. 40</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>RESISTENCIA EN ESTADO SECO (consistencia al rompimiento)</th> <th>MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción al agitado)</th> <th>TENACIDAD (consistencia cerca del límite plástico)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nula o ligera</td> <td>Rápida a lenta</td> <td>Nula</td> </tr> <tr> <td>Medía o alta</td> <td>Nula a muy lenta</td> <td>Medía</td> </tr> <tr> <td>Ligera a media</td> <td>Lenta</td> <td>Ligera</td> </tr> <tr> <td>Ligera a media</td> <td>Lenta a nula</td> <td>Ligera a media</td> </tr> <tr> <td>Alta a muy alta</td> <td>Nula</td> <td>Alta</td> </tr> <tr> <td>Medía o alta</td> <td>Nula a muy lenta</td> <td>Ligera a media</td> </tr> </tbody> </table> <p>Facilmente identificables por su color, olor, reacción orgánica y, frecuentemente, por su textura fibrosa</p>	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (consistencia al rompimiento)	MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (consistencia cerca del límite plástico)	Nula o ligera	Rápida a lenta	Nula	Medía o alta	Nula a muy lenta	Medía	Ligera a media	Lenta	Ligera	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	Alta a muy alta	Nula	Alta	Medía o alta
RESISTENCIA EN ESTADO SECO (consistencia al rompimiento)	MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (consistencia cerca del límite plástico)																								
Nula o ligera	Rápida a lenta	Nula																								
Medía o alta	Nula a muy lenta	Medía																								
Ligera a media	Lenta	Ligera																								
Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media																								
Alta a muy alta	Nula	Alta																								
Medía o alta	Nula a muy lenta	Ligera a media																								
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS				<p>Para los suelos incoherentes, agregue información sobre la estructura, cohesión, consistencia tanto en estado natural como remoldeado, condiciones de humedad y drenaje.</p>	<p>Límite líquido</p> <p>Límite plástico</p> <p>Límite de consistencia</p>																					

(*) Clasificaciones de fracción — Las letras que puen las características de los grupos se designan combinando dos símbolos. Por ejemplo, (UW-CL) arena de grava y arena bien graduada con cohesión arcillosa.

(†) Todas las medidas de los mollos son las U.S. Standard.

2.2 Lugares donde se encuentran suelos granulares.

a) Depósitos en terrazas.- Estos depósitos se localizan a los lados de los arroyos o en las planicies fluviales de los ríos formando grandes bancos. Por lo general los materiales de estos depósitos son gravas y arenas redondeadas bien graduadas limpias, (partículas de todos tamaños).

b) Los terrenos de las planicies de aluvión.- Se localizan en los límites de un valle fluvial y el material puede tener muchos kilómetros de ancho normal al cauce del río. En los ríos meandriformes el material suele ser delgado y en la cercanía de los arroyos se pueden localizar los depósitos de las planicies de aluvión, por lo general tiene material fino que puede o no eliminarse por medio de lavado; dependiendo del uso que se le vaya a dar.

c) Morrenas.- Estos depósitos se encuentran en los lugares donde haya habido alguna vez hielo. Pueden aparecer a lo largo de las laderas de los valles, o cruzan el fondo de éstos, o se presentan como montículos en los

terrenos llanos. Los depósitos suelen ser mezclas ca -
prichosas de tierra, grava y cantos.

d) Dunas de arena.- Se localizan a lo largo de an -
tiguas planicies de aluvión en el que el viento ha actua
do clasificando el material, en llanuras semiáridas ó a
lo largo de las playas.

Por lo general las dunas se encuentran en zonas en -
que la vegetación es muy escasa o falta en lo absoluto.-
El material de las dunas es por lo general arena mal gra
duada, (uniforme).

e) Depósitos residuales.- En ocasiones se obtiene
arena y algunas veces grava en los depósitos procedentes
de la destrucción por meteorización de la roca. Son tí
picas las que proceden de granitos, areniscas y bajo -
ciertas condiciones, cuarcitas.

En todos los lugares en que se encuentran estos depó
sitos, su extensión es limitada y para emplearlos en -
construcción es necesario hacer un análisis cuidadoso del
material para asegurarse que los materiales no estén de
masiado meteorizados y se puedan utilizar.

f) Conos de deyección.- Estos depósitos se forman por el acarreo de corrientes fluviales y viento. Se encuentran generalmente en los valles al pie de las montañas y pueden tener mucha pendiente, teniendo grandes fragmentos de roca y gujarros o ser casi planos de suave pendiente constituidos por materiales finos generalmente. En los extremos superior e inferior del cono y a los lados del mismo se encuentran elementos de mayor tamaño.

g) Conos volcánicos.- Estos depósitos están constituidos generalmente, por fragmentos solidificados de magma los cuales son arrojados violentamente por las erupciones volcánicas (materiales piroclásticos), dichos fragmentos tienen tamaños muy variados, desde rocas muy grandes hasta cenizas. Los conos volcánicos constituyen depósitos importantes de material granular como arena y grava.

h) Otras fuentes. En los deltas formados en la desembocadura de los grandes ríos o arroyos se pueden localizar depósitos de grava y arena, pero con un porcentaje elevado de limo y arcilla. Los depósitos lacustres, generalmente están formados por arcilla y limo,

contienen a veces elementos gruesos, como resultado de la deposición de antiguos arroyos que desembocaban en el lago.

La acción violenta y prolongada del viento y del agua contribuye a la producción de arenas y gravas bien redondeadas pero mal graduadas (partículas del mismo tamaño). También se puede obtener material por medio de trituración de roca de una pedrera. El intervalo de tamaños obtenidos en la trituración puede ser amplio, siendo los fragmentos de forma angulosa.

2.3 Muestreo en suelos.

El muestreo es necesario, ya que de él depende la obtención de resultados correctos de las características y propiedades de un suelo, pues con un muestreo adecuado - por lo general se cuenta con datos seguros y en gran cantidad respecto al suelo con que se está trabajando, por lo tanto es necesario obtener muestras del suelo para ser estudiadas en el laboratorio.

Dos son las actividades esenciales que están estrechamente ligadas, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias en laboratorio. El muestreo debe estar regido anticipadamente por los requisitos impuestos por el programa de pruebas de laboratorio y, a su vez, el programa de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo. Aparece así un círculo vicioso el cual puede resolverse recurriendo a la ayuda de programas preliminares de exploración y muestreo.

El muestreo de los suelos consiste en obtener muestras lo más inalteradas que se puedan, para que éstas presenten las propiedades reales del suelo, así como los esfuerzos a los que está sometido*. Las muestras se pueden obtener de pozos a cielo abierto o extrayendo la muestra por medio de equipos especiales, que se comentan posteriormente. Una identificación del tipo de suelo se puede hacer en forma preliminar en el terreno, por medio de la vía visual y manual. Si el material contiene partículas gruesas se extiende sobre una superficie plana y se procede a examinar su graduación, tamaño y forma de los granos y si es posible por su composición mineralógica.

Con la falta de experiencia es difícil poder distinguir entre suelos de buena o deficiente graduación "*in situ*". La experiencia se obtiene comparando resultados obtenidos en el laboratorio con los que se estima en el campo.

Para la obtención de muestras de suelo en el campo existen dos tipos de sondeos que son:

* Aunque es muy difícil conservar esfuerzos.

a) Sondeos exploratorios.

b) Sondeos definitivos.

Los sondeos, no son más que perforaciones realizadas con extremo cuidado y con herramientas que permiten aflojar muestras del terreno tomadas en profundidad, se utilizan siempre para realizar un reconocimiento serio.

Desgraciadamente, la persona encargada de los costos, no siempre capta la diferencia entre perforación y sondeo, y pensando en ahorrar, acepta unos precios tales que no le permiten efectuar más que un vulgar agujero. Según los casos, o queda muy sorprendido, o por el contrario encuentra completamente normal que al inicio de las obras definitivas, haya que realizar otros sondeos más cuidadosos.

No hay que olvidar que el primer sondeo no proporciona, salvo en raros casos, unos resultados completos. Por medio de éste, el obrero y el ingeniero especializado, indispensable para la dirección de estas obras, se adaptan al terreno. La presencia del último, por razones de economía, se olvida con frecuencia, cosas que se hacen notar en los resultados.

El instrumento de perforación, que permite tomar mejores muestras, no es único; hay que saber elegirlo. Son insuficientes las simples indicaciones geológicas sobre la naturaleza de las capas. Sólo algunos ensayos permiten conocer cual es el más indicado.

Como se ve, un sondeo no se realiza en la misma forma que una perforación, para la cual, lo único que pretende es perforar lo más aprisa posible.

Por otro lado, dentro de los sondeos definitivos hay que tomar muy en cuenta, ya que es imprescindible, una correcta evaluación de la importancia de la obra por ejecutar, en relación con el costo de su correspondiente programa de exploración y muestreo. No solo se debe considerar la importancia de la obra, sino también el tipo de la obra en relación, con las consecuencias de su falla respecto a pérdidas en bienes, vidas, o falta de servicios. Una de las cosas que hay que considerar siempre es que la magnitud, tanto en tiempo como en costo, del programa de exploración y muestreo esté acorde con la obra que se vaya a llevar a cabo. En ocasiones es conveniente buscar información de otras ciencias, como por ejemplo la Geología, lo que es muy útil en obras grandes. Un reconocimiento serio y eficaz, desde un

punto de vista geológico, resulta imprescindible.

Los tipos de sondeos que se usan en suelos y rocas - para fines de muestras y conocimiento del subsuelo, son los siguientes:

MÉTODOS DE SONDEO EXPLORATORIO.

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b) Métodos de lavado.
- c) Método de penetración estándar.
- d) Métodos de cable o pulsetas.
- e) Método de barrenadoras giratorias.
- f) Método de barrenadoras de percusión.
- g) Método de penetración cónica.

MÉTODOS DE SONDEO DEFINITIVO.

- a) Pozos a cielo abierto con muestras inalteradas.
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

METODOS DE SONDEO EXPLORATORIO.

a) Pozos a cielo abierto.- Este sistema de reconocimiento se emplea habitualmente para profundidades reducidas, alrededor de 5 m. En los terrenos permeables la profundidad está limitada por la superficie del manto freático. En estos casos es necesario recurrir al empleo de pozos para bajar el nivel freático. Este sistema es caro y únicamente está justificado en casos especiales como el de proyectos de estructuras importantes.

Sin embargo, es frecuente excavar estrechos pozos de reconocimiento en seco en obras de carreteras y aeropuertos, cuando se desea obtener un gran "trozo" de suelo inalterado y, en general, cuando lo que se precisa es lograr por reconocimiento visual directo, una mejor idea del perfil exacto del terreno que la que pueda obtenerse del estudio de los sondeos.

La obtención de muestras de suelos granulares (ejem. arena) raramente se obtiene en la misma forma que una arcilla, por lo tanto es usual la determinación de la densidad de la arena. El material extraído se pesa

"*in-situ*", y entonces se expide al laboratorio para la determinación de las densidades máxima y mínima, cuyo conocimiento es necesario para determinar la compacidad relativa.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

b) Método de lavado.- El equipo consta de un tripié equipado en su parte superior de una polea, sobre la que pasa un cable accionado por un malacate y que se emplea para manejar los vástagos o para accionar el martinete. Se empieza por hundir en el suelo un tubo hueco de 1.5 m de longitud aproximadamente, que será el primer elemento del entubado del hoyo. En su parte superior se hace una canalización horizontal de pequeña longitud, que desemboca en una pileta llamada de sedimentación. A continuación se coloca en el entubado un vástago hueco provisto en su parte inferior de un trépano para perforar el terreno. La pileta de sedimentación llena de agua está unida al vástago hueco por medio de una canalización flexible en la que hay interpuesta una bomba. El agua de la pileta se envía a presión por el

vástago hueco y llega hasta el trépano; mientras éste está funcionando, el terreno se está disgregando y sus fragmentos son arrastrados por el agua inyectada que sube por el tubo hueco, yendo a parar a la pileta de sedimentación. (Fig. 2).

Se examinan los depósitos sacados de esta forma, y mediante un examen visual se deduce la naturaleza del suelo. Estos fragmentos no pueden servir de muestra, ya que están profundamente modificados y alterados por la acción del instrumento de perforación y del agua inyectada. Sin embargo, su examen es muy importante por la dirección de la perforación y para determinar el instrumento que se debe emplear.

c) Método de penetración estándar.- El método de penetración estándar*, es un ensayo puesto a punto en los Estados Unidos y está destinado a medir la capacidad relativa de las capas de terreno. Se realiza un sondeo mecánico en el que se introduce el equipo, que consiste en un aparato estándar de toma de muestras de 2 pulgadas de diámetro exterior (51 mm), 1 pulgada 3/8 de diámetro interior (35 mm) y 813 mm de longitud total. (Fig. 3).

*Este método sólo sirve para cálculos preliminares.

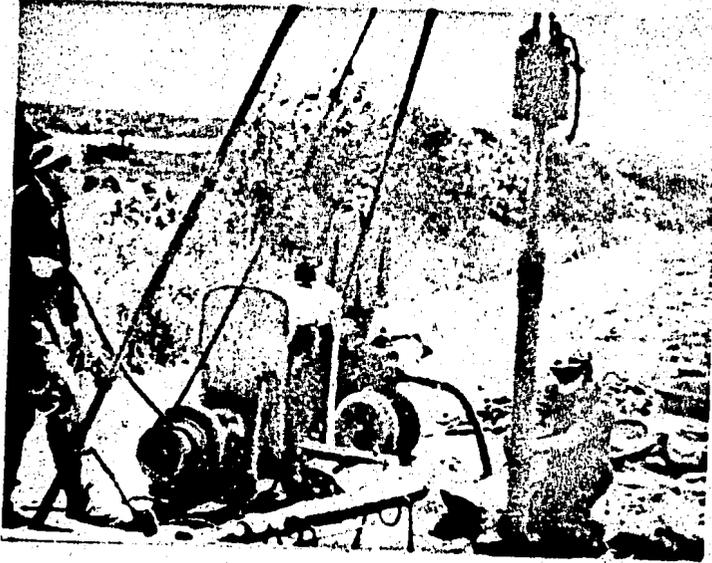


Fig. 2 Barrenadoras de lavado con agua.
Ref. 2

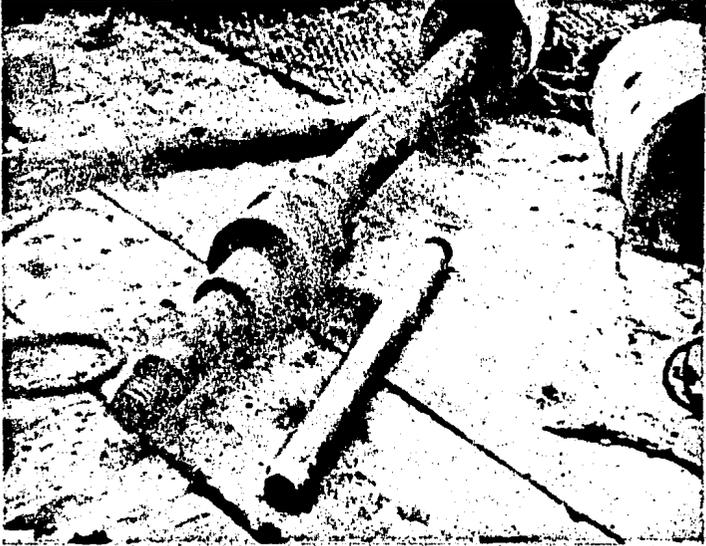


Fig. 3 Muestreador de suelos de penetración estándar. Ref. 2

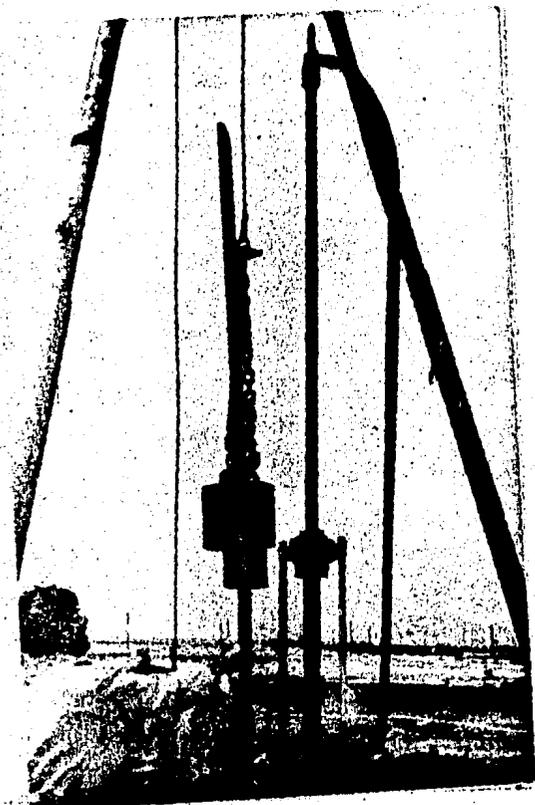


Fig. 4 Mecanismo impulsor para la prueba de penetración estándar.

Se introduce el aparato en el sondeo previamente -
limpiado con una cuchara, se hunde 15 cm y se cuenta el
número de golpes dados con un martinete de 63.5 kg (140
libras) que cae desde una altura de 76 cm (30 pulga -
das), necesarios para hincar el muestreador 30 cm su -
plementarios.

Este ensayo es extremadamente empírico y sólo tiene -
valor si se realiza con el equipo estándar, y es útil so
bre todo para suelos arenosos o muy homogéneos. El nú-
mero N de golpes se corrige en función de las capas supe
riores de terreno que actúan por, su peso y función de -
la altura de la capa freática. Se obtiene un número co
rregido N' que permite apreciar aproximadamente el ángu-
lo de fricción interna del suelo. (Figs. 5 y 6).

Este método aplicado en arenas, queda sujeto a algu-
nas variables que pueden afectar significativamente el -
número de golpes N necesarios para hincar el muestreador.
Las más frecuentes son:

1) La variación del nivel del agua o lodo de perfora
ción; ya que si existe un flujo descendente el número de
golpes tiende a incrementarse, mientras que un pequeño -

artesianismo lo reduce significativamente.

2) Las maniobras rápidas de meter y sacar las barras de perforación equivalen a un bombeo del agua del sondeo y con ello se genera succión en el suelo, reduciéndose - así la compacidad de las arenas, (que posteriormente se define).

3) El empleo de brocas de chiflón sin control de la presión de inyección de agua, altera y erosiona el suelo por ensayarse.

4) El empleo de barras pesadas tiende a reducir el número de golpes.

5) La fricción entre el cable con el que se levanta el martinete golpeador y la polea que se utiliza, así como el excesivo número de vueltas del cable en el malacate de fricción reducen la energía con que golpea el martinete.

6) Generalmente por descuido, la altura de caída del martinete no se conserva constante.

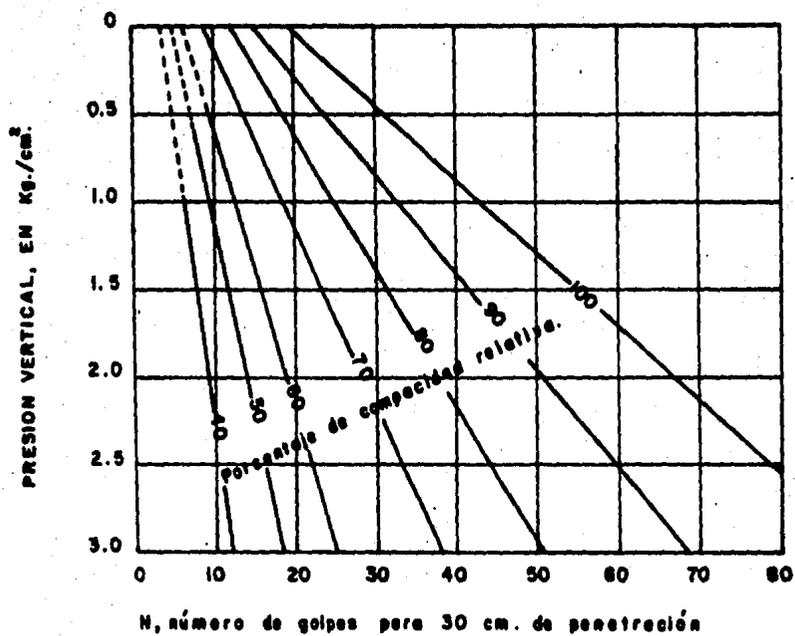
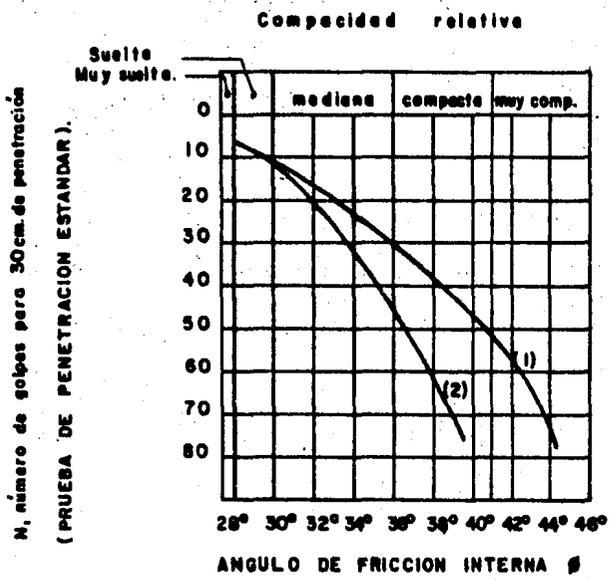


Fig. 5 Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para las arenas. Ref. 3



- (1). Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso
- (2). Relación para arenas finas y para arenas limosas.

Fig. 6 Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas. Ref. 3

7) Es frecuente encontrar que ni el muestreador ni el martinete cumplen las especificaciones establecidas.

8) Al hincar el muestreador puede cambiar la e_{nat} .

d) Método de barrenas de cable o pulsetas.- El sondeo avanza introduciendo un tubo de ademe de acero en el suelo, vertiendo agua en el tubo, cortando el suelo con un instrumento en forma de cincel, de 500 kg de peso ó más y sacando a continuación el lodo, con una cuchara muestreadora.

Por lo común esto hace avanzar el sondeo de 0.6 a 0.9 m. Luego, vuelve a introducirse el tubo de ademe y se repite el proceso anterior.

e) Método de barrenadoras giratorias.- Un vástago de taladro y una barrena se hacen girar por medio de una tornamesa, para perforar el suelo. Se bombea agua o lodo de la perforación a través de un orificio en el centro del vástago del taladro y ésta sale para lavar los cortes del suelo. La broca puede ser de cola de pescado o de cincel, o bien, puede ser una barrena de rodillos, para cortar piedras o rocas. El líquido de

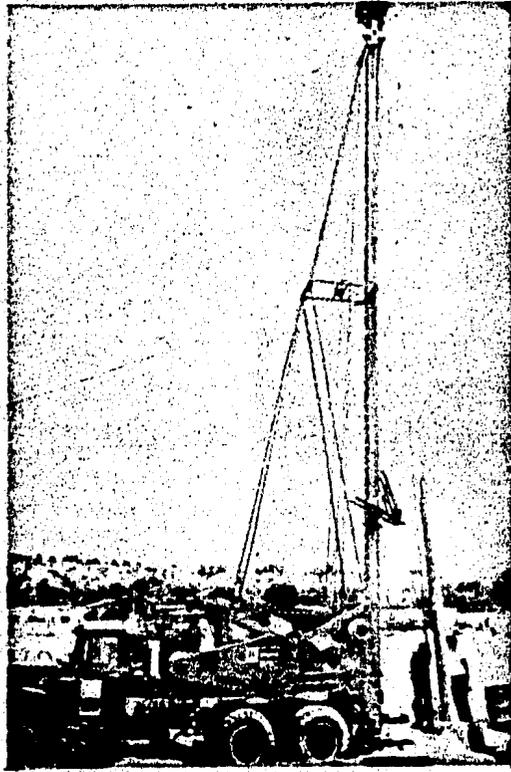


Fig. 7 Barrenadoras de cable o pulsetas. Ref. 2

perforación vuelve al pozo o al depósito, luego se hace pasar por un tamiz y se bombea de nuevo hacia el orificio perforado.

f) Método de barrenadoras de percusión.- Los equipos de perforación pueden ser barrenas de acero y martinetes o perforadoras de carretilla, que se utilizan principalmente en los suelos duros y las rocas. El vástago de la perforadora es hueco y, por el orificio, se inyecta aire o agua a presión, que regresa por la parte exterior del vástago para retirar los cortes. La operación del corte se lleva a cabo mediante un martillo perforador que golpea la barrena.

Otra variación que se usa en suelos gruesos es una perforadora de percusión de cubierta. Un buen ejemplo de esto es la barrenadora "Becker". Estos equipos son mucho mayores y utilizan un malacate de martinete como energía para golpear y romper el suelo y las rocas.

Cuando se utilizan barrenadoras de lavado de agua, - giratorias y pulsetas de cable, la tierra se mezcla con agua y sale a la superficie como lechada lodosa, lo que hace difícil clasificar los suelos.

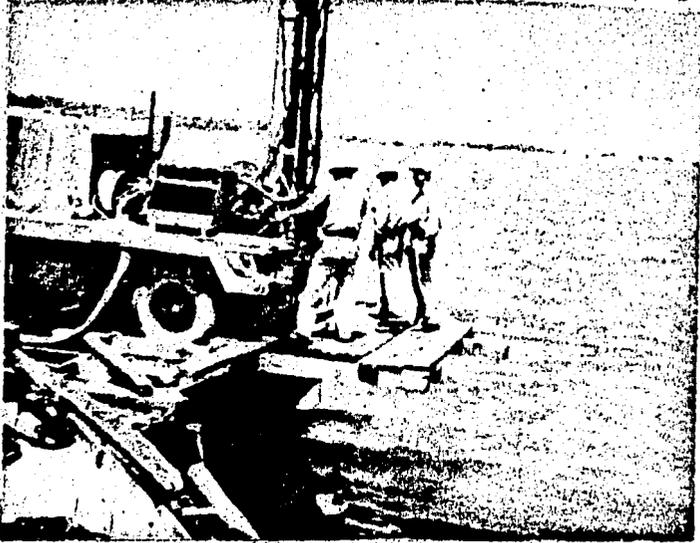


Fig. 8: Barrenadoras giratorias,
Meyhew, Baltimore. Ref. 2

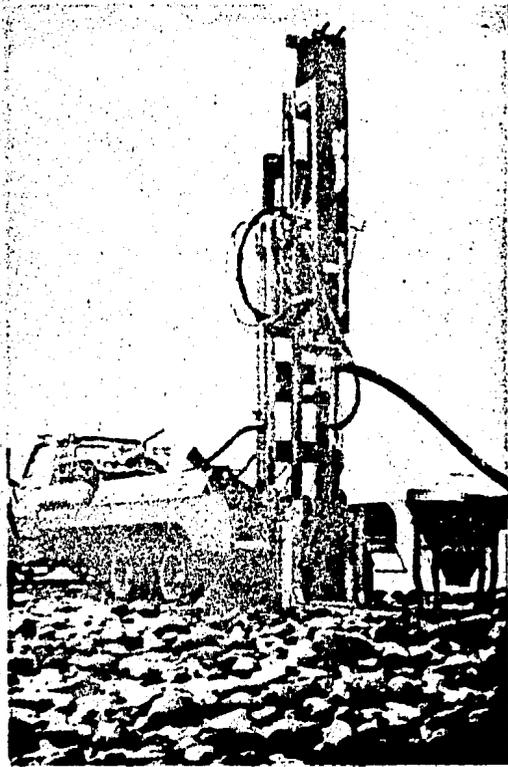


Fig. 9 Barrenadora de percusión,
Becker. Ref. 2

g) Método de penetración cónica.- Estos métodos en general consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Dependiendo del método para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hinca a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

Las pruebas de penetración cónica estática o dinámica son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ampliamente conocida a priori y cuando se desea simplemente obtener información de sus características en un lugar específico, pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente.

MÉTODOS DE SONDEO DEFINITIVO.

a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado. Este método se trató en métodos de sondeo exploratorio, pero se considera como el mejor de todos los métodos de exploración para obtener muestras inalteradas y datos adicionales, que permitan tener una mejor información del subsuelo donde se vaya a llevar a cabo una obra.

Es conveniente mencionar el procedimiento por el cual se obtienen las muestras inalteradas, y es el siguiente.

Se abren pozos de 1 por 1.5 m hasta una profundidad de 5 m, o bien hasta encontrar material no excavable con pico y pala, como tepetate, roca, etc., o agua freática.

1) Se limpia y nivela el terreno, y se traza un cuadro de 30 cm de lado, aproximadamente.

2) Se excava, cuidadosamente, alrededor del perimetro marcado, hasta una profundidad un poco mayor que la altura que se quiera dar a la muestra, labrando, al mismo tiempo las cinco caras descubiertas (Fig. 10).

Para obtener la muestra de una pared, se excava alrededor, como se indicó anteriormente, conservando la cara inferior.

3) Con cuidado, se recorta la base de la muestra, para poder desprenderla. Debe marcarse con una "S" la cara superior, a fin de darle, cuando se ensaye, una posición similar a la que tenía en el terreno. Además,

debe indicarse, en caso necesario, la dirección en que fluye el agua.

4) Una vez extraída la muestra, debe ser inmediata y cuidadosamente protegida con vendas de manta impregnadas de parafina y brea; esta protección deberá aplicarse "*in-situ*" al ir descubriendo cada cara, para lo cual se procederá en la forma siguiente:

Se calienta la mezcla de parafina y brea hasta que se haya derretido completamente y caliente, con una brocha, se extiende la mezcla sobre el vendaje de manta hasta que cubra perfectamente la muestra. Una vez frío este vendaje, se aplica otro semejante, o bien se extiende sobre el primero una capa gruesa de parafina y brea. (Fig. 11).

5) Se coloca la muestra en un cajón de mayores dimensiones que ella, a fin de poder empacarla con aserrín, papel o paja, de manera que quede protegida contra golpes o choques durante su transporte.

NOTA: En suelos sin cohesión como gravas y arenas limpias es prácticamente imposible obtener muestras cúbi-
cas.



Fig. 10 **Labrado de las caras de la muestra.**
Ref. 4



Fig. 11 Protección de la muestra contra pérdidas de sus características naturales. Ref. 4

Una de las tarjetas de identificación se adhiere a la muestra y la otra a la parte exterior del cajón. (Fig.12)

b) Muestreo con tubos de pared delgada.- Realmente no se pueden obtener muestras "*inalteradas*", puesto que siempre son inevitables, ciertas deformaciones del suelo, incluso en el caso de que se realice la toma de muestras con los más exquisitos cuidados. La separación de la muestra del resto de la masa del suelo modifica los esfuerzos que actúan en las caras de la muestra, lo que, a su vez, trae consigo la subsiguiente deformación, a menos que se tomen especiales precauciones. La denominación de muestras "*inalteradas*" se aplica a aquellas lo bastante poco alteradas para que se puedan emplear en el laboratorio en la determinación de las características de resistencia, consolidación y permeabilidad del suelo "*in-situ*" sin error de importancia práctica.

El perseverante estudio durante diez años (1938-1948), del problema de las muestras inalteradas realizado por M.G. Hvorslev, trajo como consecuencia la adopción de muestreadores de paredes delgadas. El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Hvorslev puso de

manifiesto, del procedimiento usado para su hincado; - las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe - efectuarse ejerciendo presión continuada y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico.

Las muestras de arena presentan problemas especiales. Con objeto de retener las muestras de arena en el tubo durante la extracción de ésta, a través del agua, - hasta la superficie, se han ideado varios tipos de válvulas de pie, pues de otro modo la arena fluye del tubo. - Todas las medidas de este tipo incrementan el espesor de pared del tubo y, por tanto, la alteración de la muestra de la arena.

Esta dificultad se ha vencido en parte, recientemente, de dos formas distintas. La primera tuvo lugar en Vicksburg, y la describe Hvorslev. Se observó que las muestras de arena se retenían en muestreadores de diámetro hasta 12 cm si el taladro se llenaba con un fluido viscoso. Parece ser que el fluido penetra ligeramente en la superficie de la arena y le proporciona una cohesión suficiente para impedir que se escurran sus granos.



FIG. 12 **Protección de la muestra contra choques.**
Ref. 4

El segundo sistema se desarrolló en Inglaterra, y lo describe Bishop. Un cilindro especial descansa en el fondo del taladro y encierra el tubo muestreador, con aire comprimido se expulsa el agua del cilindro, de modo que durante la extracción del tubo muestreador lleno, su cara inferior esté siempre fuera del agua. La cohesión aparente de la superficie inferior de la arena, no completamente saturada, sostiene el resto de la muestra.

Una arena no coherente saturada situada debajo del fondo de una perforación puede transformarse en un material cohesivo y, por tanto, muestreable con métodos apropiados para la arcilla. La transformación se ha obtenido por la inyección de emulsión asfáltica que se elimina con un solvente después que la muestra ha sido recuperada (Bruggen, 1936), o bien congelando un tapón en la parte inferior del tubo muestreador (Fahlquist, 1941), pero con la desventaja de que en suelos cementados se rompe la liga entre partículas. Estos procedimientos son onerosos y requieren un equipo elaborado. Afortunadamente, recurriendo a medios indirectos, como ensayos de penetración o ensayos de bombeo, en la mayoría de los problemas de la práctica se puede obtener información suficientemente buena respecto a las propiedades de la arena situada debajo del nivel freático.

Debe hacerse una distinción entre muestras de arena por encima y por debajo del nivel freático. Por encima del nivel freático la humedad del suelo imparte a la arena un vestigio de cohesión. Para propósitos de identificación se pueden obtener muestras de arena ligeramente cohesivas por medio de cucharas muestreadoras provistas de retenes. Muestras mucho menos alteradas son recuperadas por medio de muestreadores de pistón de pared delgada. Tales muestras son adecuadas para el estudio de la distribución granulométrica y la estratificación. No obstante, en la mayoría de las arenas no saturadas las operaciones de muestreo suelen causar un cambio de volumen del material que entra en el muestreador. Por ello, si la naturaleza del trabajo requiere información relativa a las relaciones de vacíos naturales, deben utilizarse procedimientos especiales. En muchos casos, el procedimiento más satisfactorio es tallar muestras de un pozo excavado para ese propósito.

Antes de tomar una muestra de un pozo a cielo abierto, se corta un pedestal en el fondo de la excavación. Se nivela luego cuidadosamente la superficie superior del pedestal de arena, y sobre el mismo se coloca un cilindro metálico de pared delgada con su eje vertical. --

El cilindro tiene comúnmente un diámetro de 10 a 12 cm - y una altura de 10 cm y está constituido de hojalata. Se fuerza suavemente el cilindro en la arena hasta que se halle completamente enterrado, y luego se elimina la arena que lo rodea por fuera. Se coloca en la parte superior una tapa metálica consistente en una chapa circular que encaje justamente en el envase cilíndrico; cuando la superficie de la muestra no enrasa justo con el borde superior del envase, se rellena primero el espacio con parafina y luego se coloca la tapa. Con una pala se corta la muestra varios centímetros por debajo del cilindro, y se invierte. Se elimina el exceso de arena, de modo que pueda también sellarse con una tapa metálica la superficie que ahora se halla en la parte superior.

Las arenas situadas debajo del nivel freático no pueden, ordinariamente, ser retenidas en ninguno de los tipos de muestreadores de uso común. Más aún, su relación de vacíos suele ser marcadamente alterada a menos que el índice del área del muestreador sea pequeño. A veces se pueden obtener muestras satisfactorias por medio de muestreadores de pistón, en especial si el suelo contiene ocasionalmente zonas cohesivas que taponan el fondo del tubo y ayudan a retener la arena. En la

mayoría de los casos, sin embargo, se deben usar procedimientos más elaborados.

La experiencia reciente ha indicado que trabajando con una inyección de lechada de bentonita u otro barro de perforación y un muestreador integrado con un diámetro interior del orden de las 2 pulgadas, provisto de una válvula en la parte superior que evite el lavado de la muestra cuando es retirada de la perforación, la retención se mejora notablemente y las pérdidas se tornan insignificantes.

Hay otros impedimentos prácticos importantes que derivan de la dificultad que a veces se presenta para hacer penetrar el tubo muestreador por presión estática sin doblar su extremo inferior, o bien de la imposibilidad de hacerlo entrar por falta de fuerza suficiente de empuje cuando la arena es gruesa y/o relativamente densa. En esos casos hay que hacer instalaciones especiales, como anclar la máquina al suelo para aumentar la reacción que provee su peso. La delicadeza de su dispositivo no permite usar los golpes de una masa para hincar un muestreador de pistón. Por otro lado, como la hincada a golpes altera la relación de vacíos de la arena,

no se justifica en ese caso usar un muestreador tan refi
nado.

c) Métodos rotatorios para roca.- Cuando un gran -
bloque o estrato rocoso aparezcan en la perforación se -
hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perfo-
radoras tienen en el extremo del tubo de perforación un
muestreador llamado de "corazón", en cuyo extremo infe -
rior se acopla una broca de acero duro con incrustacio -
nes de diamante industrial con objeto de facilitar la -
perforación.

CAPITULO TERCERO

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS GRANULARES

3.1 Forma y estructura de las partículas.

La forma de las partículas influye en el comportamiento mecánico de los suelos granulares. La forma preva-
lente que presentan los suelos granulares, es la equidimensional, en donde las tres dimensiones de la partí-
cula son de magnitud similar. Esta forma la adquie-
ren los granos al estar en contacto con los elementos na-
turales como; el agua y el aire, así como en el proceso
de trituración. Según la intensidad con que estos agen-
tes mecánicos hayan actuado sobre el material, hace que
se tengan varias formas en las partículas del suelo, que
son, angulosa, subangulosa, redondeada o subredondeada.

En general, los granos angulosos indican que el mate-
rial ha estado expuesto al desgaste solo por un corto -
tiempo, o nada en absoluto, como puede ocurrir con are -
nas residuales que han permanecido siempre en el mismo -
sitio en que se formaron. Las cenizas volcánicas con-
tienen fragmentos angulosos de roca vítrea; los granos -
de arena desgastados por los hielos pueden tener caras
lisas, pulidas por la acción de aquellos; las arenas ma-
rinas suelen ser angulosas.

La forma redondeada es frecuente en las arenas de los ríos y en algunas playas, en las arenas eólicas que son de grano fino redondeado.

Las formaciones subangulosa y subredondeada son el efecto del rodado en ríos y arroyos, por abrasión mecánica.

En general la estructura más común de los suelos granulares es la simple. Las fuerzas que intervienen para formar esta estructura son bien conocidas y sus efectos son relativamente simples de calificar.

El comportamiento mecánico e hidráulico de un suelo de estructura simple, se define principalmente por dos características; la compacidad del manto y la orientación de las partículas.

El término de compacidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas 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 deformación, serán ma yores.

Para medir la compacidad de un manto de estructura simple, se introdujo una relación empírica, la cual se puede determinar en laboratorio, llamada "Compacidad Relativa" (C_r).

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \cdot 100$$

O si se pone en función de los pesos específicos secos correspondientes a los estados natural, más compacto y más suelto posibles, se tiene:

$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_d \text{ suelto}} - \frac{1}{\gamma_d \text{ natural}}}{\frac{1}{\gamma_d \text{ suelto}} - \frac{1}{\gamma_d \text{ compacto}}}$$

donde

$e_{\text{máx}}$ = Relación de vacíos correspondiente al estado más
suelto del suelo.

$e_{\text{mín}}$ = Relación de vacíos correspondiente al estado más
compacto del mismo.

e_{nat} = Relación de vacíos de la muestra en estado natural.

γ_d = Peso específico seco del suelo.

3.2 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares.

La explicación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares parte de los mecanismos de fricción mecánica, ya que la resistencia al cortante depende de la fricción que existe entre los granos del material. Para una aplicación más estricta de esta ley se puede considerar una masa de partículas descritas que actúan en los puntos de contacto en la superficie de deslizamiento.

Cuanto mayores sean las partículas, menos serán los puntos de contacto, y por lo tanto, mayores serán las concentraciones de esfuerzo en ellos. De aquí que la resistencia en los puntos de contacto toma interés al relacionarla con la resistencia individual de los granos, ya que estos pueden llegar a romperse o a deformarse.

Las características de los suelos granulares tienen influencia en la resistencia al esfuerzo cortante, y las más importantes son:

- Tamaño de las partículas

- Distribución granulométrica
- Compacidad
- Forma de los granos

Se considera también la manera de hacer llegar el material a la falla, que ejerce influencia en la resistencia, así como el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

La figura 13, muestra las curvas esfuerzo-deformación obtenidas para tres muestras de la misma arena.

En el caso de arena compacta, la curva esfuerzo-deformación corresponde a una falla de tipo frágil, en que se observa que cuando el esfuerzo llega a un máximo, disminuye si la deformación aumenta, reduciéndose el esfuerzo a un valor último (resistencia residual), mientras la deformación sigue creciendo.

Puede observarse en el caso de la arena cementada, un comportamiento frágil con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo, al crecer la deformación. Finalmente, al aumentar la deformación, se llega a valores finales del esfuerzo análogos a los casos de arena compacta y arena suelta.

Por último, en el caso de arena suelta, el tipo de falla es plástica o dúctil, ya que la deformación crece cuando se incrementa el esfuerzo. El nivel de esfuerzo se aumenta hasta un valor límite que se conserva y la deformación sigue creciendo.

La deformación en arena suelta por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de los granos, que se manifiesta por una disminución de volumen, el cual tiende a ser constante cuando el esfuerzo llega también a ser constante. En arena compacta, los granos que estaban bien acomodados se mueven sobre sus vecinos para que haya deformación, lo que produce estructuras más sueltas que la original y el volumen de la arena crece. Este aumento de volumen continúa aún después de la resistencia máxima y tiende a un valor constante cuando la resistencia ha alcanzado su valor último, menor que el máximo.

En la figura 14 se observan las formas típicas de las líneas de resistencia de la arena suelta, compacta y cementada obtenidas en pruebas de laboratorio. Se observa en el caso de arena compacta, la curva de resistencia es cóncava y para fines prácticos suele considerarse

como una recta, por lo que la ley de resistencia al esfuerzo cortante es:

$$s = \sigma \tan \phi_c$$

En donde ϕ_c es el ángulo de fricción interna de la arena compacta, que además involucra la trabazón que existe entre las partículas del suelo, por lo que ϕ_c será mayor que ϕ_s (ángulo de fricción interna de la arena suelta).

Para el caso de arena cementada, la ley de resistencia al esfuerzo cortante es:

$$s = C + \sigma \tan \phi$$

C = Cementación

Donde C y ϕ son sólo parámetros de cálculo que varían con el nivel de esfuerzo y con el intervalo de presiones considerado.

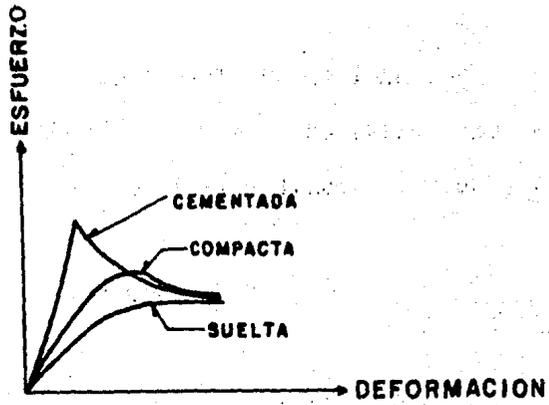


Fig. 13 Gráfica esfuerzo-deformación en tres muestras de arena. Ref. 3

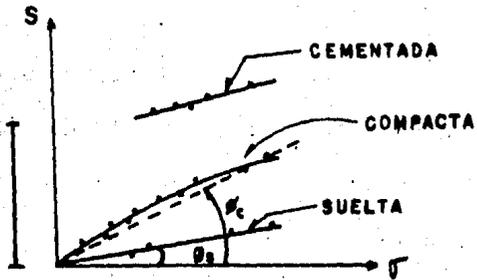


Fig. 14 Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado. Ref. 3

Por último, en arena suelta la línea de resistencia es una recta que pasa por el origen, por lo tanto la ley de resistencia al esfuerzo cortante es:

$$s = \sigma \tan \phi_s$$

Donde ϕ_s es el ángulo de fricción interna de la arena suelta, el cual se puede obtener en el laboratorio.

Por lo antes expuesto, puede observarse que para valores altos de σ , los valores de ϕ_s y ϕ_c son idénticos.

Todos los análisis anteriores son considerando que la arena en estudio está totalmente seca. Cuando se trabaja con arenas saturadas, el comportamiento de éstas depende principalmente del grado de saturación. En arenas finas ligeramente húmedas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una "Cohesión Aparente" que la hace aparecer resistente. En arenas húmedas, si se somete a un efecto de vibrado, éstas tienden a aumentar de volumen, con lo que aumenta también la relación de vacíos en estado seco. Al aplicar la vibración en arenas húmedas, las partículas cambian de posición, aumentando el volumen, pero por la

humedad que existe se forman presiones capilares que hacen que las partículas permanezcan en su nueva posición de equilibrio aparente inestable. En arenas secas esto no ocurre y al aplicar la vibración las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finales aún más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto.

3.3 Características esfuerzo-deformación de los suelos granulares.

Al aplicar al suelo algún esfuerzo, éste tiene deformaciones que dependen de su composición, de su relación de vacíos, de las acciones a que estuvo sujeto anteriormente y de la forma en que se apliquen los nuevos esfuerzos. Para problemas de ingeniería en el que es necesario conocer en forma rápida las características esfuerzo-deformación, el método usado es el de medir directamente en una prueba de laboratorio o de campo, las deformaciones que se producen al aplicar esfuerzos lo más similares posibles a los que actuarán en la porción de suelo afectado por el problema real que se estudie. Cuando es necesaria la creación de una obra importante como la construcción de presas, edificios grandes, etc., se requiere un conocimiento preciso de las relaciones esfuerzo-deformación.

La prueba triaxial es la más importante en el laboratorio para determinar las características esfuerzo-deformación de los suelos.

En este trabajo se presenta una breve descripción de la cámara triaxial "gigante" (T-113-25), para ensayar es pecímenes cilíndricos de 1.13 m de diámetro y 2.5 m de altura, bajo presiones confinantes hasta de 25 kg/cm², - esto es con el objeto de disponer de una información - completa sobre la resistencia al esfuerzo cortante y las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos granulares como; arena, grava y enrocamientos, lo cual es importante sobre todo para la construcción de presas de tierra de grandes dimensiones.

a) Descripción general.- Este dispositivo consta - de una cámara esférica de acero con un marco interior de carga; la máxima presión de confinamiento es 25 kg/cm² y la máxima carga axial es de 1 600 ton.

b) Cámara esférica.- La cámara de presión (fig.15) es una cubierta esférica de 4.2 m de diámetro, construida con placas de acero soldadas de 2.5 cm de espesor. Esta cubierta se compone de dos mitades conectadas por medio de bridas de 7.5 cm de espesor. La mitad superior cuenta con una escotilla de 1.4 m de diámetro para introducir los materiales de ensaye a la cámara, por medio de una grúa. En la mitad inferior se tiene una tapa de -

acceso de 60 cm de diámetro, que permite que una persona entre a la cámara durante las operaciones previas al ensaye. El agua se inyecta por medio de una tubería de 15 cm, soldada a la base de la cámara. El aparato se apoya en un anillo de acero anclado a la cimentación de concreto. La cubierta esférica está reforzada con placas de acero de 0.6 cm de espesor en el plano ecuatorial, en el anillo de apoyo, en la escotilla superior y en la tapa de acero inferior. La esfera pesa 20 ton y su volumen es de 40 m³, aproximadamente.

c) Estructura de carga.- El marco de carga (fig. 16), consta de una cubierta sostenida por un anillo de carga, nueve gatos hidráulicos y una placa de base. La cubierta y el anillo, al igual que la placa de base, son de acero colado con 1 % de cromo. El anillo de carga tiene ranuras dispuestas de tal manera que la cubierta, que cuenta con pernos de fijación se pueda desmontar, haciéndola girar 20 grados en torno a su eje vertical con la ayuda de la grúa viajera.

Las cargas axiales se aplican por medio de gatos hidráulicos de doble acción, conectado mediante juntas universales, tanto al anillo de carga como a la placa

de base rígida

de altura 1.3 m

de diámetro 1.13 m

Tubo de solda para alambres de conexión al dispositivo de medición de deformaciones axiales

de altura 1.3 m

de diámetro 1.13 m

Acotaciones en cm

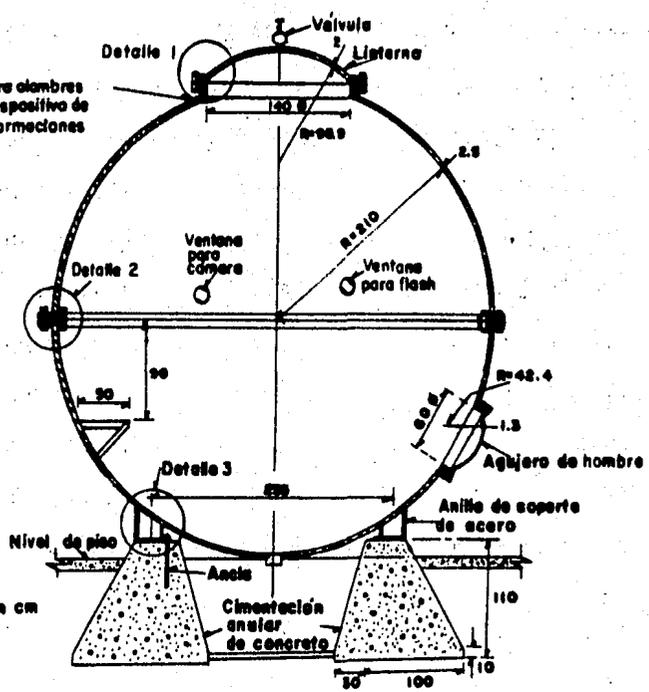


Fig. 15 Cámara esférica. Aparato triaxial para ensaye de probetas de 1.13 m Ø x 2.5 m bajo altas presiones confinantes. Ref. 1

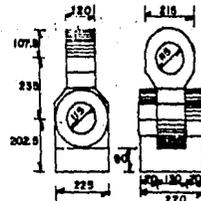
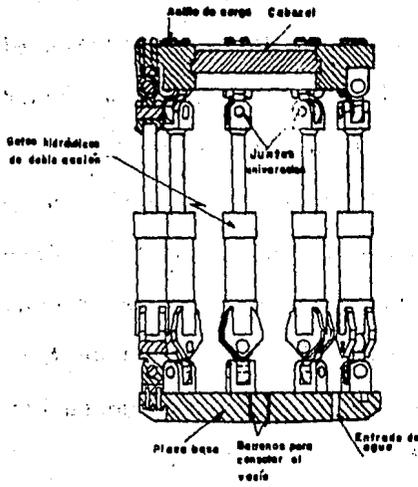
de altura 1.3 m

de diámetro 1.13 m

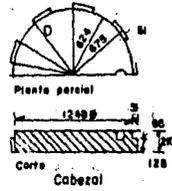
de base. Estos gatos trabajan a tensión y cada uno de ellos tiene una capacidad máxima de 180 ton y 75 cm de carrera en el pistón. Los émbolos de acero están cromados para evitar que los fluidos de la cámara los corroan. Se tienen tres bombas de aceite con válvulas reguladoras y cada una se conecta independientemente a un grupo de tres gatos. De esta manera, se obtiene un modo más preciso para controlar la carga, utilizando uno, dos o tres grupos de gatos, dependiendo de la presión confinante aplicada a la muestra y del material que se vaya a ensayar. Hay tres juegos de manómetros de Bourdon de 500, 2400 y 10 000 lb/pulg², con sus propias válvulas de seguridad que se usan para medir la carga aplicada por cada serie de gatos.

d) Presión confinante.- El sistema hidráulico para aplicar la presión hidrostática al espécimen se compone de dos partes:

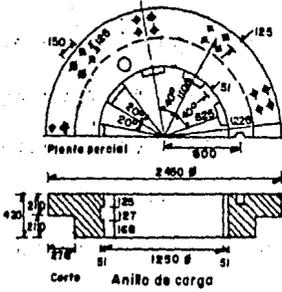
1. Una bomba centrífuga de 25 l/s con accesorios que conectan directamente el tanque de almacenamiento de agua con la cámara esférica, llenándola en 15 minutos aproximadamente.



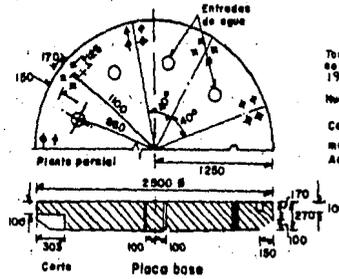
Junta universal



Corte Cabezal



Corte Anillo de carga



Corte Placa base

Todas las partes, excepto los gatos de fabricación con acero alado al 1% de cromo (ASTM, A-148-53).
 Nueve gatos de 180 ton. de capacidad A.
 Carga máxima permisible en el marco 1800 ton.
 Aceleraciones en mm.

Fig. 16 Estructura de carga. Cámara triaxial para ensaye de probetas de 1.13 m ϕ x 2.5 m bajo altas presiones confinantes. Ref. 1

2. Una bomba de tipo turbina de 1 l/s, que funciona bajo una presión estática de 26 kg/cm² y alimenta 5 tanques de nivel constante, instalados a diferentes elevaciones. Estos tanques de nivel constante se conectan a la cámara esférica por medio de una tubería de 5 cm de diámetro. Se ha estimado que el flujo dentro de esta tubería causará, debido a cambios volumétricos del espécimen, una variación de la presión confinante de menos de 1 %. Los tanques de nivel constante se encuentran a elevaciones tales que los especímenes se pueden ensayar a presiones de 2, 5, 10, 17 y 25 kg/cm².

e) Mediciones de deformación.- Las deformaciones axiales del espécimen durante el ensaye se miden con un dispositivo bastante complejo. Puesto que la cubierta de la estructura de carga queda libre para moverse en cualquier dirección, es preciso medir seis componentes de su desplazamiento. Se conectan seis alambres de acero a potenciómetros que registran los desplazamientos lineales, con una precisión de medio milímetro, tres de los alambres se fijan al centro de la cubierta y los otros tres se conectan a diferentes puntos del anillo de carga; todos ellos pasan por la cubierta esférica a través de bujes soldados a la misma.

Para medir las deformaciones radiales, se colocan cinco cinturones de acero perimetrales a diferentes alturas del espécimen. Los extremos de dichas bandas se conectan a potenciómetros lineales y registran las variaciones circunferenciales del espécimen con precisión de medio milímetro.

f) Preparación del espécimen.- Debido al gran tamaño de las partículas utilizadas y a las altas presiones confinantes que se usan en los ensayos, se diseñó un equipo especial y se desarrollaron técnicas también especiales. Se usan dos membranas de hule y el espacio entre ambas se llena con arena u otro material apropiado.

La base de la muestra es un cilindro de acero, relleno con concreto de alta resistencia. Dicho cilindro se apoya sobre la placa de acero colado. Dentro de la base del espécimen, se tienen tubos de cobre que conectan a dos orificios de entrada, cada uno de los cuales se protege con una malla de alambre aplicando a través de los mismos el vacío a la muestra así como la cubierta protectora, cuando es necesario. La tapa del espécimen consta de dos placas de acero circulares. La más pequeña de 1.03 m de diámetro y 5 cm de espesor, se sella contra la membrana de hule interior. Arriba de esta placa

se tiene otra de 7.5 cm de espesor y 1.13 m de diámetro, que sostiene a la membrana exterior de protección. Esta tapa permite la libre preparación de los especímenes. Las membranas de hule se sujetan con firmeza a las tapas, por medio de anillos de bronce.

Las muestras se construyen en dos etapas. En primer lugar, el enrocamiento se coloca a mano dentro del molde inferior que encierra una membrana de hule. Una vez que se termina esta operación y se ajusta la tapa interior, se aplica vacío al interior del espécimen y se quita el molde. Se ajusta la membrana exterior estirada con el otro molde alrededor de la muestra, y el espacio entre las membranas se llena con un material protector. Finalmente, la tapa de acero se fija a la membrana exterior de hule, se aplica vacío también al material protector y se retira el molde exterior. Se evita la formación de arrugas en la membrana exterior por medio del vacío aplicado entre el molde y la membrana.

En los suelos granulares se tenía la idea de que no se presentaban problemas serios de deformación, que éstas eran muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea al aplicar las primeras cargas en un proceso de - -

construcción. Deformaciones pequeñas en suelos granulares sólo se presentan cuando los niveles de esfuerzo son muy bajos.

Las deformaciones de una masa de suelo granular es el resultado de los movimientos relativos entre las partículas que componen el elemento y de las deformaciones de las mismas en los puntos de contacto.

La deformación que ocurre en los suelos granulares al aplicar un esfuerzo depende principalmente de dos mecanismos de falla de las partículas.

a) La distorsión (ó fractura) de los contactos de las partículas.

b) El movimiento relativo entre las partículas.

Por lo general estos mecanismos son dependientes uno de otro.

La compresibilidad de los suelos granulares se ha estudiado en mayor variedad de casos y materiales en aparatos de prueba triaxial. La figura 17 muestra una

serie de datos comunes de una prueba triaxial realizada en arena.

En la figura 17 se ve que la relación esfuerzo-deformación presenta una curvatura para deformaciones muy pequeñas, llegando a un máximo para una deformación aproximada del 31, además se aprecia que la resistencia del suelo disminuye gradualmente hasta que llega a una resistencia constante y la deformación continúa.

En el desarrollo de la prueba de compresión triaxial se distinguen dos etapas de comportamiento al referirse a la deformación del material. La primera corresponde al proceso de carga; en esta etapa se producen deformaciones muy pequeñas y generalmente con una disminución de volumen de la muestra, causado por una tendencia que tienen las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. La segunda es la etapa de falla, en ella se presenta el máximo de resistencia del suelo.

En la segunda etapa el comportamiento del suelo granular es diferente de la primera etapa. Para comprenderla, se basa el estudio a la deformación de una agrupación plana de esferas rígidas. En la figura 18d se - -

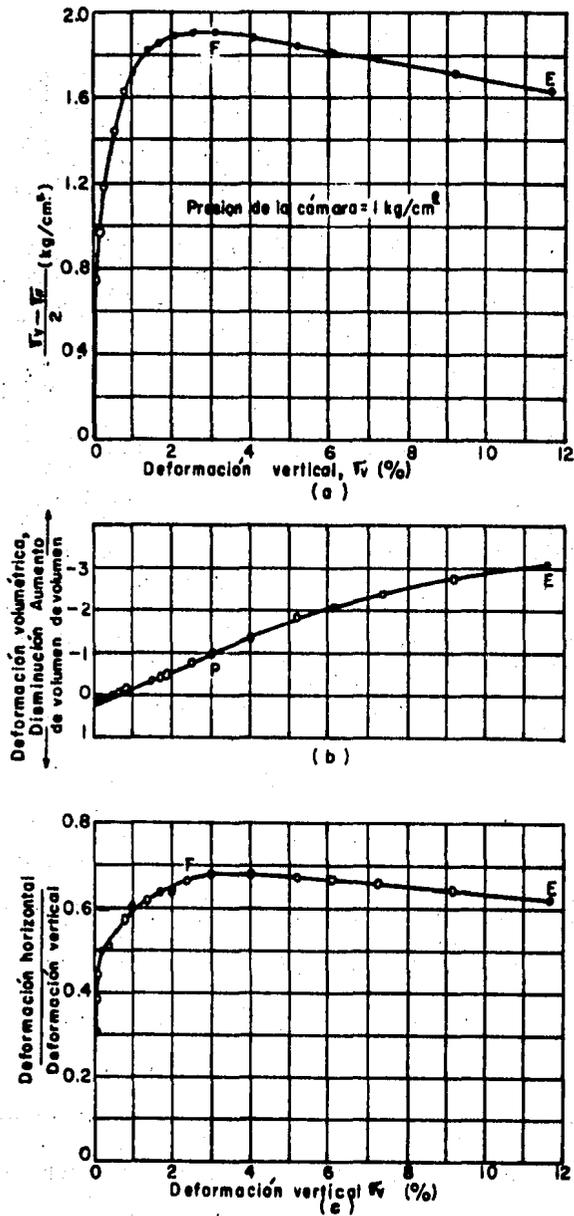


Fig. 17 Resultados de una prueba de compresión triaxial en una arena calcárea bien graduada de Libia. Ref. 5

tiene un elemento unitario de una agrupación de partículas compactas. Cuando a este elemento se le aplican cargas verticalmente, sólo puede tener deformaciones si las esferas C y D se desplazan lateralmente. Y al moverse las esferas producen un aumento de volumen de la agrupación como se puede ver en las figuras 18a y 18b.

La relación de vacíos tiene gran influencia sobre las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en pruebas de compresión triaxial. En las gráficas de la figura 19 para una muestra de arena fina compacta, la curva que relaciona el esfuerzo desviador con la deformación axial muestra un máximo y el esfuerzo disminuye a partir de este punto.

La curva correspondiente al estado más suelto de la muestra no presenta un máximo y el esfuerzo desviador permanece casi constante al continuar la deformación, una vez que se ha alcanzado la resistencia máxima. En este caso al recibir la muestra el esfuerzo, primeramente disminuye el volumen, dilatándose a continuación y por último, termina prácticamente con el volumen inicial.

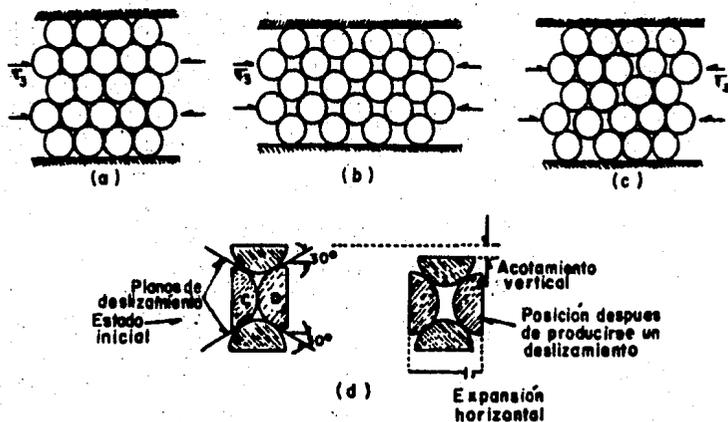


Fig. 18 Deformación en una agrupación irregular de esferas. a) Agrupación inicialmente compacta. b) Estado más suelto posible-deformación uniforme. c) Estado suelto-deformación no uniforme. d) Comportamiento de unidad fundamental. (Ref. 5).

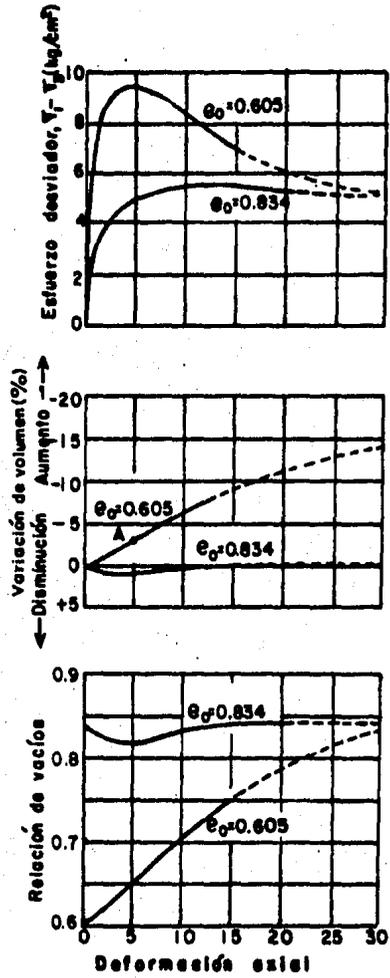


Fig. 19 Curvas Esfuerzo-Deformación para muestras sueltas y compactas de arena fina a media $\sigma_3 = 2.1 \text{ kg/cm}^2$ $e_0 = 0.605$, 100% Dr. $e_0 = 0.834$, 20% Dr. Línea continua datos reales, línea de trazos, extrapolaciones basadas en resultados de otras pruebas. Ref. 5

De acuerdo a los anteriores conceptos se pueden deducir los siguientes comportamientos en suelos granulares.

- a) Cuanto más compacta es la arena, mayor es el grado de trabazón y por tanto el esfuerzo desviador y el ángulo de fricción entre las partículas.
- b) Cuanto más compacta es la arena, mayor es el incremento de volumen.
- c) Al expanderse la arena la resistencia a la deformación disminuye.
- d) Esta disminución es más marcada en muestras de arena más compactas.

Al terminar el proceso de prueba sobre la arena, el grado de trabazón entre las partículas ha disminuido hasta un punto tal en que la deformación por corte puede aumentar sin que se incremente el volumen.

- 3.4. Determinación de la permeabilidad, resistencia y relaciones esfuerzo-deformación en el laboratorio y en campo.

Determinación de la permeabilidad en el laboratorio.

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos. La permeabilidad de los suelos tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como lo son, por ejemplo, las excavaciones a cielo abierto en arena bajo agua. La permeabilidad de un hormigón denso o de una roca sana puede tener importancia práctica, ya que el agua ejerce presión sobre el material poroso a través del cual circula, y esta presión, que se conoce con el nombre de "presión de filtración", puede llegar a ser muy alta. Como consecuencia, es de gran interés la obtención de la permeabilidad ya que ésta influye en gran medida en el comportamiento de un suelo granular.

Para determinar la permeabilidad en el laboratorio generalmente se usan dos aparatos que son: el permeámetro de carga constante y el permeámetro de carga variable.

En el permeámetro de carga constante (fig.20), se - - -

mantienen los niveles del agua y se mide la descarga. El agua fluye a través de la muestra, y se mide la cantidad que pasa en el tiempo t . El coeficiente de permeabilidad es:

$$k = \frac{V \cdot L}{h \cdot A \cdot t}$$

donde

V = Volumen de agua

L = Longitud de la muestra de suelo

h = Carga hidráulica

A = Area transversal de la muestra

t = Tiempo

En el permeámetro de carga variable (fig. 21), se mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo por diferencia de niveles. Se llena de agua el tubo vertical (P), del permeámetro, y se observa su descenso a medida que el agua atraviesa la muestra de suelo. En este caso el coeficiente de permeabilidad es:

$$k = 2,3 \frac{L}{t} \log \frac{h_1}{h_2}$$

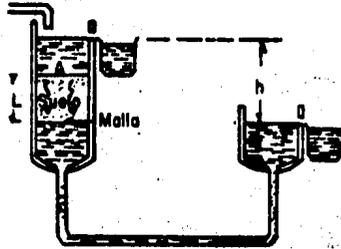


Fig. 20 Permeámetro de carga constante. Ref. 3

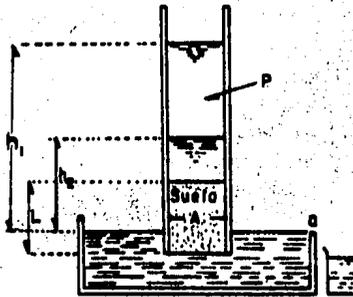


Fig. 21 Permeámetro de carga variable. Ref. 3

donde

L = Longitud de la muestra

t = Tiempo requerido para que la carga hidráulica -
pase de h_1 a h_2

h_1 = Carga hidráulica al principio de la prueba

h_2 = Carga hidráulica al final de la prueba

El permeámetro de carga variable, sólo puede usarse en suelos relativamente permeables, generalmente arenas y limos o mezclas de esos materiales, no plásticas.

La realización de la prueba de permeabilidad en - - muestras inalteradas es importante en suelos arenosos o limosos poco o nada plásticos. Estos suelos se encuentran con frecuencia notoriamente estratificados y, por lo tanto, la realización de la prueba en muestras alteradas dará una idea totalmente errónea de la permeabilidad del suelo natural.

Las muestras que se usan en la prueba de permeabilidad es conveniente que sean pequeñas, pues ello representa grandes ventajas que son:

- a) Pueden ejecutarse más pruebas en menor lapso de tiempo. Esto permite, también, realizar una verificación de la aproximación general obtenida.

- b) Las muestras grandes se rompen con mucha frecuencia en las manipulaciones; por el contrario, las pequeñas son menos deleznable y quebradizas.

Determinación de la permeabilidad en el campo.

Para la obtención del coeficiente de permeabilidad se describen las pruebas de bombeo y las pruebas Lefranc.

Los ensayos de bombeo son los más convenientes para calcular la filtración hacia una excavación a cielo abierto. Los resultados de los ensayos permiten calcular el coeficiente de permeabilidad medio del subsuelo en la dirección horizontal. Una vez conocido dicho coeficiente, todos los problemas relativos a la filtración hacia la excavación pueden resolverse con las leyes de la hidráulica.

Para resolver problemas relacionados con pantallas impermeables y, en general, con las filtraciones en obras

de embalse, es necesario determinar no sólo la permeabilidad media del subsuelo, sino también las variaciones más importantes en la permeabilidad del estrato de arena situado debajo y en los alrededores de la estructura del embalse. Esta determinación se puede realizar sólo con la ejecución de ensayos de permeabilidad sobre una serie bastante continua de muestras, obtenidas de un número considerable de perforaciones.

Pero los depósitos naturales no son nunca homogéneos y el agua circula a través de los mismos a lo largo de líneas más o menos tortuosas, siguiendo aquellos lentes y capas compuestas de los constituyentes más gruesos. Además, la permeabilidad en la dirección vertical es usualmente mucho menor que la permeabilidad en sentido horizontal. Por ello, cualesquiera que sean las investigaciones de laboratorio que se realicen, no se puede esperar que éstas provean otra cosa que un orden de magnitud de la permeabilidad del depósito, aún cuando los ensayos se practiquen provocando el escurrimiento del agua en forma separada en sentido horizontal y vertical a través de muestras inalteradas.

La determinación de la permeabilidad en depósitos naturales por debajo del nivel freático por ensayos de permeabilidad "*in-situ*" es siempre mucho más fehaciente que la obtenida por medio de ensayos de laboratorio.

Se han desarrollado procedimientos para evaluar la permeabilidad de estratos de arena situados por encima del nivel freático, partiendo de la cantidad de agua que penetra dentro del suelo a través del tramo de perforación que se extiende por debajo de la camisa. Los resultados no constituyen más que crudas estimaciones y pueden resultar muy poco fehacientes debido a que la forma de escurrimiento del agua dentro del suelo permanece desconocida, ya que la formación de una película filtrante en la superficie de entrada difícilmente puede evitarse.

Bombeo de un acuífero libre.- La figura 22 hace referencia a un ensayo de bombeo de un acuífero con nivel freático libre, en la que D es el espesor del acuífero cuando está saturado. Se practica un pozo con revestimiento de malla o ademe perforado, hasta que llegue a alcanzar el estrato impermeable que limita el acuífero por debajo. Cuando se extrae agua del pozo

mediante la acción de la bomba, el nivel freático, que originalmente estaba en disposición horizontal, baja en el pozo a lo largo de una distancia que se denomina de "succión". Alrededor del pozo el nivel freático adopta la forma de una "curva de depresión" en cada plano vertical radial, y todas ellas juntas constituyen un cuerpo de revolución alrededor del eje vertical del pozo. Cuando se establece el régimen de descarga, es decir, cuando el volumen del agua bombeada por unidad de tiempo, por ejemplo una hora, llega a ser más o menos constante, es cuando comienzan las medidas útiles. Por lo general, el ensayo se hace durar 24 horas o más. Sea V el volumen de agua extraída por la bomba en 24 horas, medido en pies cúbicos. Se trazan varias líneas radiales por el centro del pozo y se practican dos perforaciones en cada línea (perforaciones de observación), una de ellas a distancia r_1 y la otra a distancia r_2 del eje del pozo (fig. 22). Para la distancia r_1 se suele tomar un valor igual al espesor D del acuífero. La relación r_1/r_2 es, por lo general, un número entero, 2 ó 3, y es el mismo para todas las líneas radiales, mientras que puede variar la distancia r_1 . Los valores z_1 y z_2 se obtienen midiendo las alturas alcanzadas por los niveles del agua en las perforaciones. Las diferencias $z_1^2 - z_2^2$ son - - -

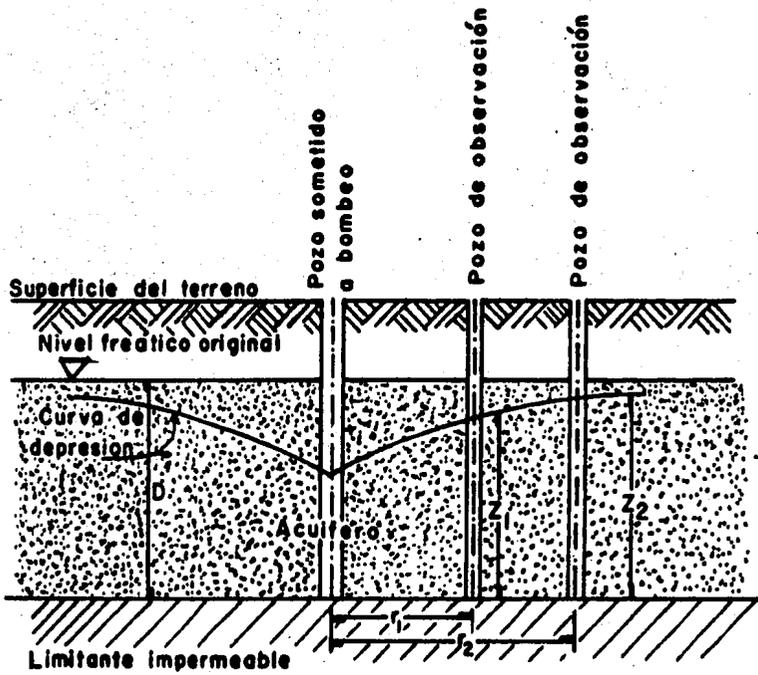


Fig. 22 Bombeo de un acuífero subterráneo sin contención superior. (Ref. 8).

aproximadamente iguales en las diferentes líneas radiales. En este caso el coeficiente de permeabilidad se expresa en pies por día y vale:

$$k = \frac{V}{\pi(z_1^2 - z_2^2)} (2.3 \log \frac{r_2}{r_1})$$

Si se hace que la relación r_1/r_2 sea igual a 2.72, en este caso la expresión $2.3 \log r_1/r_2$ es igual a 1, entonces el coeficiente de permeabilidad es:

$$k = \frac{V}{\pi(z_1^2 - z_2^2)}$$

Generalmente, el coeficiente de permeabilidad se expresa en centímetros por segundo en los ensayos de laboratorio, y en pies por día o por año, en cuanto se trata de cálculos para la práctica ingenieril. Si se expresa en medidas métricas, el coeficiente de permeabilidad se representa como el producto de un número multiplicado por una potencia negativa de 10; en general, la cuarta potencia negativa. Puesto que 1 cm/seg es igual a 2 834 pies/día, el valor de 1×10^{-4} cm/seg (0.0001 cm/seg) es igual a unos 0.28 pies/día. En el siguiente cuadro se expresan algunos valores numéricos de

escasa aproximación, de los valores del coeficiente de permeabilidad.

Clase del material de suelos	Coeficiente de permeabilidad k	
	cm/seg	pies/día
Arenas sueltas uniformes:	10^{-4}	
Tamiz número 30-40	3,000	850
Tamiz número 60-70	300	85
Tamiz número 80-100.....	100	28
Arenas finas	100-20	28-6
Limos	2,000 -1	567-0.3

Algunas limitaciones de la prueba de bombeo.

a) En la obtención de las ecuaciones del coeficiente de permeabilidad se ha supuesto que el nivel freático es horizontal. Estas fórmulas pueden aplicarse también, con error despreciable en el caso de que haya un gradiente en la dirección del flujo, siempre que no haya variación apreciable en el espesor D del acuífero. En este último caso se traza una línea radial en la dirección del flujo y se colocan pozos de observación a ambos lados del pozo de experimentación.

b) Si no existe una capa limitante por debajo, es decir, si el pozo experimental no atraviesa completamente el manto acuífero, hay una depresión de succión considerable y la superficie de depresión adopta una forma semiesférica, al menos en la proximidad del pozo experimental. Resulta aconsejable, por consiguiente, situar los agujeros de observación a la distancia $2D$ o más, a partir del pozo de observación.

c) Resulta que si las depresiones se limitan al 10% del espesor D del acuífero y la pendiente de la curva de depresión en la periferia del pozo experimental es menor de 30 grados, no es grande el error en la determinación del coeficiente de permeabilidad.

Prueba Lefranc. Consiste en inyectar agua en el terreno saturado, convirtiendo el pozo en un permeámetro de carga constante (Fig. 23). Con base en el gasto de inyección Q y el valor de la sobrecarga ΔH , se determina la permeabilidad k del medio por la ecuación:

$$Q = Ck\Delta H$$

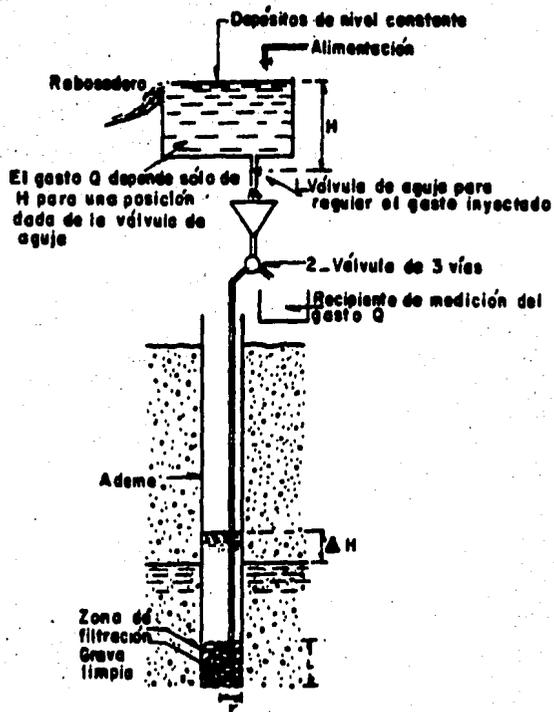


Fig. 23 Prueba Lefranc. Dispositivo de ensaye. Ref. 6

C es un coeficiente que caracteriza la geometría del área de infiltración. Si ésta es cilíndrica, de longitud L y radio r, el valor de C resulta.

$$C = \frac{4}{\frac{1}{2L} \log \frac{L}{r}}$$

La ecuación anterior procede del análisis del flujo establecido de agua en un material saturado. Por tanto, antes de efectuar la prueba, es esencial asegurarse de que el material está localizado bajo el nivel freático.

Este método proporciona el valor del coeficiente de permeabilidad horizontal de un volumen reducido de material que rodea el tramo ensayado. Por tanto, las heterogeneidades locales en la zona de inyección influye en el resultado de la prueba,

Algunos comentarios acerca de las pruebas de permeabilidad.

Las pruebas de permeabilidad en laboratorios mediante el empleo de permeámetros, pueden alcanzar un alto

grado de precisión por lo que se refiere a la muestra - ensayada, pero, como consecuencia de la extrema dificultad que supone tomar en el campo muestras que sean ver daderamente representativas, pocas veces se llega a un acuerdo satisfactorio entre las pruebas de campo y los laboratorios. Si bien los métodos actuales de medida sobre el terreno del coeficiente de permeabilidad son un poco toscos, no obstante definen la permeabilidad general de los materiales de un área determinada mejor que las pruebas aisladas de laboratorio. Por esta razón se re comiendan los métodos de campo para la determinación - del coeficiente de permeabilidad.

Todas las pruebas de permeabilidad, tanto sobre el terreno como en el laboratorio, se llevan a cabo cuando ha quedado establecido ya el flujo experimental, es decir, cuando el material queda saturado y la velocidad - del flujo es constante.

Determinación de la resistencia en el laboratorio.

Para la obtención de la resistencia de los suelos - granulares en el laboratorio, se usará el "*valor relativo de soporte*" o prueba C.B.R. (California Bearing Ratio).

A la penetración de una varilla de acero de pequeño diámetro en una masa de suelo se oponen los esfuerzos cortantes actuantes en su periferia haciendo caso omiso de una pequeña resistencia puntual. De aquí que tal penetración constituya una prueba de resistencia cortante. En los ensayos de penetración en depósitos naturales de suelos lo que se mide es la resistencia cortante en dirección vertical; como consecuencia de la disposición estratiforme, esta resistencia puede resultar mayor que la que ofrece en dirección horizontal.

El C.B.R. se emplea mucho en el proyecto de pavimentos para aeropuertos y carreteras y, a veces, en los pliegos de condiciones para el caso de materiales térreos, con fines constructivos diversos. Las características de este ensayo, puramente empírico, están tipificadas y la experiencia enseña que, incluso desviaciones ligeras de la práctica establecida en los tipos, ocasiona amplias variaciones en los resultados del ensayo.

En lo fundamental el C.B.R. o valor relativo de soporte, se obtiene de una prueba de penetración en la cual un vástago de 19.4 cm^2 (3 pulg^2) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de

0.127 cm/min (0.05 pulg/min); se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm (0.1 pulg). El C.B.R. se define como la relación, expresada en porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm (0.1 pulg) y la presión para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón.

La penetración que se usa para calcular el C.B.R. es la de los primeros 0.25 cm (0.1 pulg); como regla general, el C.B.R. disminuye cuando la penetración en que se hace el cálculo es mayor, pero a veces si se calcula con la penetración 0.5 cm (0.2 pulg) resulta mayor que el calculado con la penetración 0.25 cm (0.1 pulg); en tal caso se adopta como C.B.R. el valor obtenido con la penetración 0.5 cm (0.2 pulg).

El espécimen de suelo en que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2 cm (6 pulg) de diámetro y 20.3 cm (8 pulg) de altura. En el método de prueba original desarrollado en California, el espécimen se preparaba en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con una carga total de 140 kg uniformemente aplicados en su superficie superior.

En esas condiciones, eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140 kg provocaran la exudación de agua por la base inferior del molde; este espécimen tras un período de saturación de 4 días, se suponía que representaba las condiciones más desfavorables de humedad prevaleciente en el futuro pavimento.

Los factores que más afectan los valores obtenidos en la prueba de C.B.R. son la textura del suelo, su contenido de agua y el peso específico seco.

En una prueba de C.B.R. se obtiene una curva llamada presión-penetración, esta curva es lineal para bajas presiones, y tiende a hacerse ligeramente cóncava hacia abajo, a penetraciones mayores; en ocasiones sin embargo, la gráfica resulta curva con concavidad hacia arriba en un pequeño tramo correspondiente a las penetraciones iniciales; esto ocurre, sobre todo, cuando el pistón no está exactamente normal a la superficie de la muestra al iniciarse la prueba, en estas ocasiones es preciso corregir los resultados de la prueba; desplazando la gráfica hacia la izquierda, de modo que su parte recta prolongada, haciendo caso omiso de la pequeña curvatura inicial,

pase por el origen. Los nuevos valores de C.B.R. así obtenidos se denominan "C.B.R. *corregido*".

En la figura 24 se muestran los resultados de una prueba completa para la determinación del C.B.R.

En la parte a de la figura aparecen gráficas resultado de las pruebas de compactación que se realizaron para fabricar los especímenes en que se efectuaron pruebas de C.B.R. Las curvas I, II y III se obtuvieron en este caso usando energías de compactación decrecientes. En la parte b de la misma figura aparecen los resultados típicos de las pruebas C.B.R. para los mismos especímenes a que se refiere la parte a; nótese que dicho valor no es una característica constante del suelo, sino que depende en forma primordial del contenido de agua con que se preparó el espécimen. Existe un C.B.R. máximo, el cual corresponde a una humedad por lo menos muy cercana a la óptima de compactación en la prueba de que se trate y obsérvese también que para suelos con alta humedad, el C.B.R. del suelo compactado con mayor energía específica puede ser menor que el que se obtiene usando una energía menor; sin embargo el C.B.R. máximo obtenible sí es mayor cuanto mayor sea la energía específica

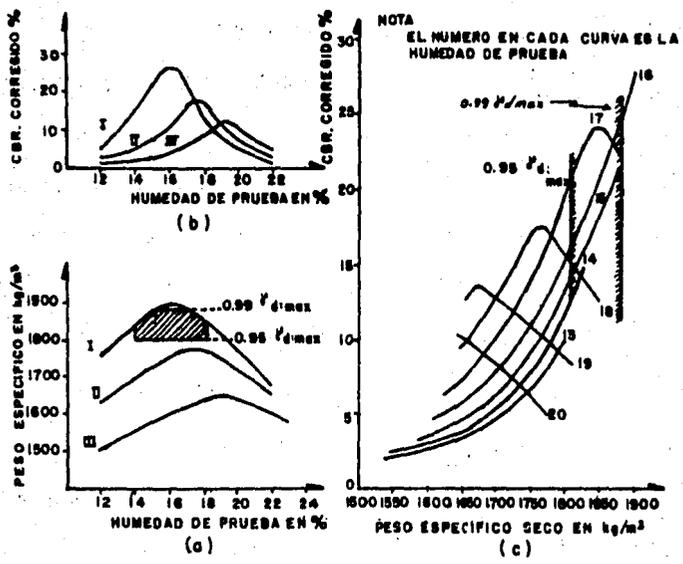


Fig. 24 Representación gráfica de pruebas C.B.R. Ref. 7

con que se haya compactado el espécimen. En la parte c de la figura 24 se muestra una gráfica de la que pueden extraerse conclusiones de interés práctico grande. Se han dibujado los valores del C.B.R., corregido contra los pesos específicos secos de los especímenes probados; cada curva dibujada corresponde a pruebas de penetración - en que el suelo tenia la misma humedad de compactación, - pero fue compactado con diferente energía específica y - se obtiene fijando una humedad por ejemplo 14% (curva marcada con el número 14). En la parte a, pueden obtenerse los tres pesos específicos que en el caso tratado corresponden a la humedad 14%, en diferentes energías de compactación; en la parte b, pueden obtenerse los valores de C.B.R., obtenidos en estos tres casos. Se tienen así tres pesos específicos y tres valores de C.B.R. obtenidos en tres especímenes compactados con 14% de humedad, usando las tres energías específicas que se han manejado; con estos tres pares de valores se construye la curva 14 en la parte c de la figura 24. Las curvas de la figura 24c indican que no siempre a mayor peso específico se tienen mayores valores de C.B.R. Por ejemplo, en la curva 20 se tienen peores condiciones. Todo depende del contenido de agua del suelo.

Con gráficas análogas a las de la figura 24, el proyectista puede entonces adoptar un C.B.R. de diseño lógico, acotar el peso específico máximo que ha de exigirse en el campo y tener un criterio respecto a la gravedad de un error por defecto o exceso en el control de la humedad de campo.

El C.B.R. esta comprendido generalmente entre 0 y 100. El suelo es regular por debajo de 12 y malo por debajo de 6.

Determinación de la resistencia y las relaciones esfuerzo-deformación en el campo.

Para la determinación de las anteriores características se usará la prueba de placa.

Esta prueba consiste en cargar una placa circular, en contacto estrecho con el suelo por probar, midiendo las deformaciones correspondientes a diferentes cargas. Es frecuente el uso de placas de 76.2 cm (30 pulg) de diámetro. Para impedir la flexión del elemento se colocan encima otras placas de diámetros decrecientes, que dan al conjunto la rigidez deseada. La carga se

transmite con gatos hidráulicos con reacción dada generalmente con camiones cargados. Las deformaciones de la placa pueden medirse en cuatro puntos, dos a dos opuestos y dispuestos ortogonalmente, por medio de extensómetros ligados a un puente, cuyo apoyo se coloca lo suficientemente lejos de la placa como para poder considerarlo fijo. En la figura 25 aparece esquemáticamente el conjunto.

Refiriéndose a estas pruebas de placa, es esencial hacer observar que, a igual presión de carga, el asentamiento, que se llama también "*deflexión*", varía con el diámetro de la placa. Se observa además que el asentamiento aumenta o disminuye según sea el diámetro; cuando se mide el módulo de reacción con una placa de diámetro reducido (p. ejem. 50 cm), lo que hace más sencilla la operación, pues permite cargas más pequeñas, es preciso tener cuidado en efectuar la corrección.

La carga se aplica a las placas por incrementos. Un nuevo incremento se coloca cuando la velocidad de deformación bajo el anterior sea del orden de 0.001 cm/min (en realidad 0.002 pulg/min).

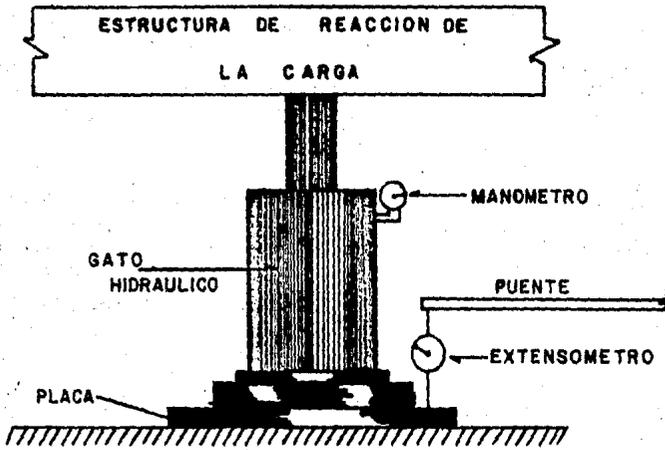


Fig. 25 Esquema del dispositivo para prueba de placa. Ref. 7

Si la prueba se lleva a cabo en una arena, por ejemplo, se toman lecturas de carga y asentamiento, observándose hasta que se llega a la rotura, o al menos hasta que se alcanza 1.5 veces la capacidad de carga admisible estimada. Los incrementos de carga deben ser aproximadamente un décimo de la capacidad de carga admisible estimada. La prueba sólo es válida si la arena es razonablemente uniforme en toda la profundidad significativa correspondiente a la placa. Debilidades locales en las cercanías y en la superficie, de pequeña magnitud, puede influir en los resultados de la prueba, aún cuando tuviera efecto despreciable.

Determinación de las relaciones esfuerzo-deformación en el laboratorio.

Las pruebas de laboratorio que se realizan a un material granular en un proceso de excitación-respuesta, nos da un conjunto de datos que nos define el comportamiento que tendrá el suelo bajo los efectos de la obra que se construirá en él. Estas pruebas de excitación-respuesta es lo que da la relación "esfuerzo-deformación".

Es necesario obtener un conocimiento preciso de las relaciones esfuerzo-deformación, y para eso se hacen diferentes pruebas de laboratorio, cada una de las cuales es apropiada para estudiar el comportamiento bajo un cierto tipo de cargas específico.

Como se dijo anteriormente, la prueba triaxial es la más importante en el laboratorio para la obtención de las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos.

La prueba triaxial se realiza de varias formas y de las más conocidas son las siguientes:

Prueba triaxial de carga controlada.

Prueba triaxial de deformación controlada.

Prueba triaxial de extensión,

Existen otras pruebas además de estas, pero las tres anteriores son de las más usadas.

La prueba triaxial de carga controlada consiste en aplicar a un vástago de carga, pesos conocidos (esfuerzos), y se van midiendo las deformaciones que sufre la muestra.

- La prueba triaxial de deformación controlada, se realiza presionando un vástago a una velocidad conocida sobre el espécimen y el esfuerzo se mide empleando una báscula hidráulica, la deformación axial se mide utilizando extensómetros.

- La prueba triaxial de extensión, es aquella en que el esfuerzo vertical normal se mantiene constante y se aumenta la presión de confinamiento hasta que el espécimen falla deformándose hacia arriba, esta prueba es utilizada para simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa de suelo.

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial en que la presión de confinamiento inicial exterior es nula, por lo que no requiere hacerse en la cámara triaxial. En arenas limpias esta prueba no se realiza por problemas en la preparación de la muestra.

Las arenas limpias presentan problemas de orden práctico para la realización de pruebas en cámaras triaxiales, ya que no se puede preparar un espécimen apropiado para realizar la prueba. Al tratar de preparar la muestra

ésta se desmorona; se puede trabajar con muestras alteradas, pero su preparación resulta complicada. La dificultad puede subsanarse con muestras secas alteradas usando la prueba del vacío.

El hecho de que la prueba tenga que ser en muestras alteradas secas no le resta mucho valor práctico a las conclusiones en lo que se refiere a resultados. Por ejemplo un análisis de estabilidad de un terraplén o de capacidad de carga de un estrato, pues las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a la de una muestra alterada en las cuales se hayan reproducido las condiciones de compacidad relativa de campo. Sin embargo, no es posible reproducir la estratificación si ésta existe. Por otro lado, da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar según se demuestra en la prueba al de arenas secas, siempre y cuando se le considere a la presión efectiva como presión actuante. Si las arenas poseen algo de cementación natural, es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

CAPITULO CUARTO

FENOMENO DE LICUACION DE ARENAS

4.1 Algunos casos de licuación.

El comportamiento adecuado de los suelos y las cimentaciones durante la ocurrencia de temblores es esencial para evitar daños severos a toda clase de estructuras.

Las condiciones bajo las cuales los suelos (como parte de la cimentación o como material de construcción), pierde una parte significativa de su resistencia, conduciendo a fallas inducidas por temblores, no son completamente entendidas y constituyen un campo fértil de investigación y de gran utilidad para la práctica profesional de la Ingeniería Civil.

La importancia de los efectos que los sismos pueden inducir en los suelos granulares, se debe a los graves daños que se han observado en numerosas ocasiones durante los temblores pasados.

De 1881 a 1946 se ha informado de 229 deslizamientos, que causaron el desplazamiento total de 25 millones de m³ de arena. En Holanda, a orillas de numerosos estrechos que existen, ha habido gran cantidad de deslizamientos que provocaron el hundimiento de diques

y, por lo tanto, la inundación de grandes extensiones.

En México existen evidencias de que durante el sismo de 1959 (Marsal, 1961), un gran tramo de la margen izquierda del Río Coatzacoalcos tuvo desplazamientos ver ticales y horizontales de importancia. Muchas instala ciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la cimentación y el asentamiento general fue notable después del sismo. Algunos tramos de los muelles cimentados sobre pilotes metálicos de 10 m de longitud sufrieron desplazamientos apreciables en dirección ho rizontal. Uno de los muelles se desplazó hacia el río más de 50 cm. Tales hundimientos se han atribuido al fenómeno de licuación en los mantos areno-limosos y limo-arenosos que allí se encuentran, entre 0 y 8 m de profundidad.

Durante junio de 1964, en Niigata Japón (Seed y Lee, 1966), hubo daños muy graves causados por licuación de la arena. Muchas estructuras se asentaron más de 1 m y se inclinaron notablemente (fig. 26). Además de estas fallas, hubo otras evidencias físicas de li cua ción. Poco después del sismo se observó que brotaba agua del suelo por las grietas que se formaron, en las -

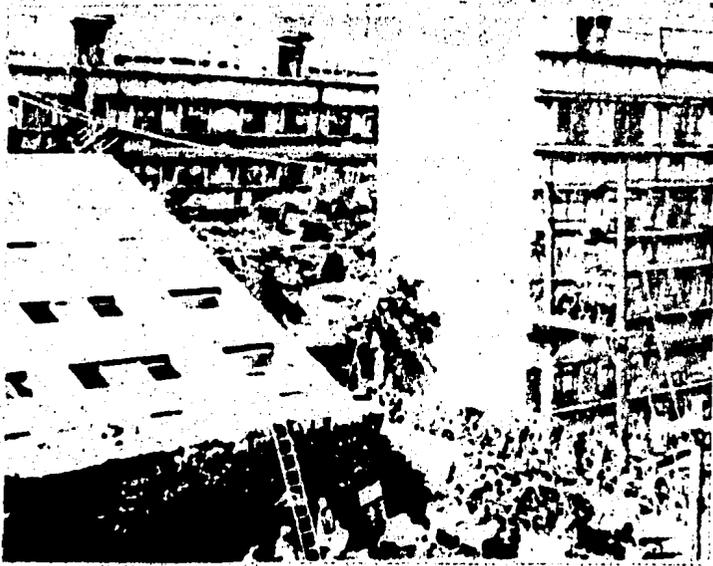


Fig. 26 **Inclinación de un edificio en Niigata, Japón .**
(1964). Ref. 10

cuales llegaron a hundirse casas y automóviles; al mismo tiempo, se veía emerger a la superficie estructuras - que debían permanecer bajo el suelo, como fue el caso de un tanque para tratamiento de aguas negras.

Durante este sismo, en la extensa zona licuada se produjeron daños en edificios, puentes, caminos, muelles, vías de ferrocarril, etc. Debido al asentamiento que se produjo, la parte de la ciudad cercana al río quedó completamente inundada. Se estimó que en ese sismo 2 130 edificios sufrieron falla total, 6 200 fueron seriamente dañados y 31 200 sufrieron daños ligeros (Seed y Lee 1967).

4.2 Fenómenos inducidos por sismo.

El comportamiento dinámico de los suelos granulares constituye, dentro de la dinámica de suelos, uno de los problemas que actualmente están lejos de ser comprendidos totalmente y es mucho lo que falta por dilucidar en torno a ello, al grado que es posible ver interpretaciones diferentes y aún contradictorias de los hechos experimentales disponibles.

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

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

4.3 Estudios de densificación.

Es un hecho bien establecido que la aplicación de carga cíclica a una muestra de arena, da como resultado un decrecimiento progresivo de volumen, aún en el caso de arenas densas, las cuales se comportarían dilatantes bajo carga unidireccional o monotónica. Varias técnicas, tanto de laboratorio como de campo, se han desarrollado (Broms y Forssblad, 1969).

El uso de vibraciones verticales para producir la densificación de muestras de arena se ha utilizado en el pasado (D'Appolonia 1967; Witman y Ortigosa, 1968), estos estudios han mostrado que los cambios de peso volumétrico de las muestras son pequeños para aceleraciones menores de $1g$.

Otros estudios basados en ensayos de corte simple y mesas vibratoras, con niveles de aceleración y amplitudes de deformación semejantes a los esperados en temblores intensos, han mostrado que la amplitud de deformación, compacidad relativa, y número de ciclos de carga son los principales factores que gobiernan la compactación de suelos granulares secos o saturados bajo condiciones drenadas (Silver y Seed, 1969; Youd, 1972).

Pyke, Seed y Chan (1974), realizaron una serie de ensayos de corte simple tanto en una (x) como en dos (x, y) direcciones. Se utilizaron dos patrones básicos de movimiento, en los ensayos bidireccionales. En base a los resultados obtenidos en dichos ensayos parece razonable postular que para arenas saturadas ensayadas bajo condiciones no drenadas, el incremento de la presión de poro será aproximadamente dos veces más rápida bajo dos componentes de movimiento que bajo una sola.

Tomando en cuenta todo lo anterior, se puede concluir que los aspectos más importantes relacionados con los cambios de volumen de suelos granulares, son los siguientes:

a) Los esfuerzos cortantes cíclicos constituyen el medio más efectivo de densificación.

b) Para un peso volumétrico dado, la amplitud de las deformaciones angulares es el parámetro más importante que afecta la velocidad y magnitud de la densificación.

c) A mayores esfuerzos de sobrecarga la velocidad de densificación generalmente resulta menor.

d) La densificación es independiente de la frecuencia del movimiento.

4.4 Cálculo de asentamientos.

La acción de los sismos puede causar asentamientos considerables en depósitos de suelos granulares.

Los asentamientos de depósitos de arena seca resultantes del movimiento del terreno son rara vez uniformemente distribuidos, y en general causan asentamientos diferenciales en las estructuras, las cuales, en algunos casos, pueden llegar a clasificarse como daños mayores.

Los asentamientos de edificios cimentados sobre arena seca, considerando la acción de cargas estáticas, se estima empíricamente y generalmente, se pone poca atención a los posibles asentamientos debidos a los movimientos del terreno inducidos por sismos.

Se han propuesto dos procedimientos semi-empíricos para estimar los asentamientos provocados por temblores. Uno de estos propuesto por Seed y Silver (1972), permite estimar el asentamiento de arenas secas. Pyke (1974) amplió el método para tomar en cuenta movimientos multi-direccionales. Lee y Albaisa (1974) propusieron un método aplicable a arenas saturadas.

El procedimiento de Seed y Silver (1972) para estimar el asentamiento de un estrato de arena debido a carga sísmica, consiste de los siguientes pasos:

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

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

c) Aplicar el número de ciclos de deformación cortante, determinado en b, a muestras de arena ensayadas bajo condiciones de corte simple y determinar las deformaciones volumétricas a deformaciones verticales resultantes.

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

El paso b involucra una aproximación. Martin - (1975) ha demostrado que el efecto de una historia irregular de deformaciones de cortante depende no únicamente de la magnitud de los pulsos en el registro, sino - - también del orden en que ellos son aplicados. El procedimiento para determinar el número equivalente de ciclos no toma en cuenta el hecho antes mencionado.

Al expresar analíticamente la relación entre deformaciones de cortante y los cambios de volumen, se pueden eliminar los pasos b, c y d como sucede con el método de Martin, el cual es aplicable al cálculo de asentamientos de estrato de arena seca o parcialmente saturada.

4.5 Pérdida de resistencia de suelos granulares, (licuación de arenas).

El fenómeno de licuación es complejo y aún no es claro y completamente comprendido, al grado que es posible encontrar interpretaciones diferentes y aún contradictorias de los hechos experimentales existentes.

La discrepancia empieza con la propia definición del término licuación. Mientras que para H.B. Seed (1966), el término "*Licuación inicial*", es la condición de una muestra en la cual la presión de poro inducida por la aplicación de carga cíclica 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%; A. Casagrande en 1969, utiliza los términos licuación y movilidad cíclica que después modifica (Casagrande, 1976), definiendo por "*Licuación real*", a la respuesta de una arena suelta y saturada cuando se le someten a deformaciones por impactos que da 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 gradual hasta alcanzar la presión de confinamiento.

En este trabajo se entenderá por "*Licuación de arenas*", al fenómeno mediante el cual una arena saturada pierde una gran parte de sus resistencia al esfuerzo cortante (debido a carga monotónica o cíclica), y fluye y se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes en la masa del suelo disminuye a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, el movimiento se detiene, y el suelo recupera su resistencia y estabilidad.

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

4.5.1. Descripción del fenómeno.

El fenómeno de licuación de arenas es causado por el desarrollo de grandes presiones en el agua que ocupan los poros del suelo. Estas grandes presiones de poro son inducidas cuando se aplican a la masa del suelo esfuerzos o deformaciones de cortante, en condiciones tales que no se permite su disipación inmediata, es decir prácticamente a volumen constante. La forma de aplicación de los esfuerzos cortantes puede ser monotónica, cíclica o transitoria.

En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones pueden llegar a tener lugar, en caso de sollicitación muy rápida. Si la arena es compactada, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y, por lo tanto, al volumen de vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre en la masa de arena, pero si esta absorción del agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión neutral, u_n , menor que la inicial, aumentando, por lo tanto, la diferencia $\sigma - u_n$, o sea el esfuerzo efectivo σ , y

por ende, la resistencia s , al esfuerzo cortante de la arena. En resumen, una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si ésta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en la presión neutral rebaja la presión efectiva y la resistencia de esfuerzo cortante. En principio parecería no haber límite al crecimiento del término u_n , hasta que la diferencia $\sigma - u_n$ llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante, pero eso nunca se ha observado en las pruebas efectuadas en el laboratorio, ni existe evidencia confiable de que esto haya sucedido en el campo; de hecho no existe ninguna razón teórica para afirmar que tal límite pueda ser alcanzado.

Si la licuación ocurre en una zona que no está completamente confinada por depósitos adyacentes, el resultado será un deslizamiento lateral de la masa del suelo, hacia la superficie sin soporte.

En los diversos estudios que existen sobre el tema, se ha demostrado, de acuerdo a lo observado, que el movimiento o flujo de agua, causa una reducción considerable en los esfuerzos efectivos en las capas superiores y en condiciones extremas, la total pérdida de la resistencia del terreno.

4.5.2. Causas y factores que influyen en la ocurrencia de licuación,

Es ahora generalmente reconocido que la causa básica de la licuación de los suelos saturados sin cohesión durante un sismo, es el incremento de la presión hidrostática debido a la aplicación de esfuerzos cortantes inducidos por el movimiento cíclico del suelo. Esos esfuerzos son considerados a ocurrir debido principalmente a propagaciones ascendentes de ondas cortantes en un depósito de suelo. Aunque otras formas de ondas de movimiento son también esperadas a ocurrir.

El fenómeno de licuación ocurre porque cierto tipo de materiales en estado suelto tiende a disminuir de volumen cuando son sometidos a esfuerzos cortantes. Si las condiciones de drenaje de la masa del suelo son tales que el agua no puede salir a la velocidad requerida para que el cambio en la presión de poro sea despreciable, la presión de poro aumentará reduciendo la resistencia de esfuerzo cortante del suelo. Sin embargo, si el suelo tuviese la tendencia a aumentar de volumen al ser sometidos a esfuerzos cortantes y las condiciones de drenaje son las mismas que en el caso anterior, la - - -

presión de poro disminuirá incrementando los esfuerzos efectivos y por lo tanto la resistencia al corte.

Los factores más importantes que influyen en la ocurrencia de licuación son:

a) Tipo de suelo.- Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de sufrir licuación que los suelos bien graduados; dentro de los primeros, las arenas finas se licuan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales.

En la figura 27 se muestran las envolventes de las curvas granulométricas de los suelos que se han licuado.

b) Compacidad relativa (Cr) o relación de vacíos (e).- Un depósito de arena suelta es más susceptible de sufrir licuación que un depósito de arena densa.

En el tambor de Niigata hubo licuación en zonas cuyo Cr era del orden del 50%, o menor en tanto que en las zonas con un Cr 70% no se presentó ningún daño.

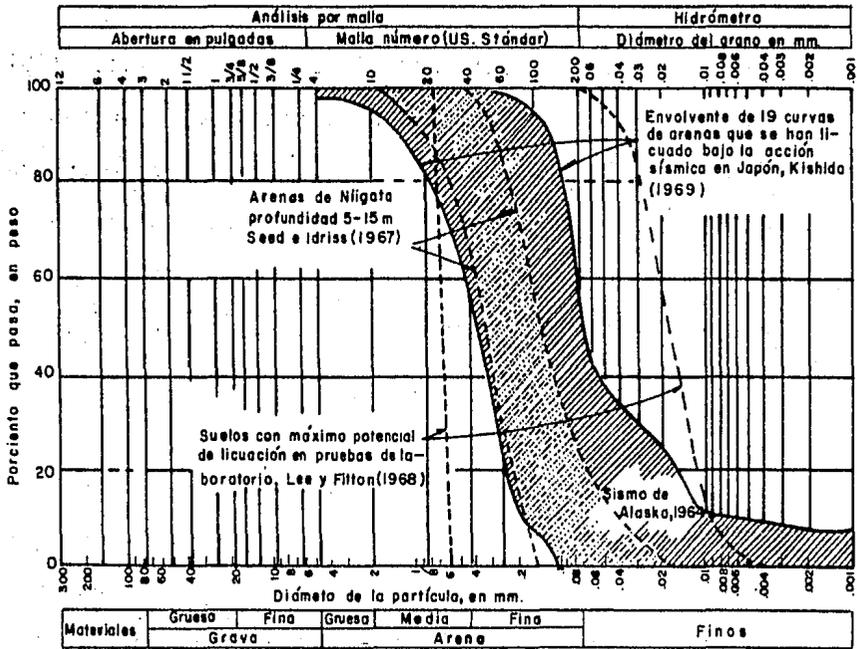


Fig. 27 Granulometrías de algunos suelos que se han licuado. Ref. 9

En la figura 28 se ilustra el concepto de compacidad relativa.

c) Esfuerzo confinante inicial.- La susceptibilidad de licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. Ensayes de laboratorio han mostrado que para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida, se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento.

d) Magnitud del esfuerzo repetido.- Cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su e_{min} es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente.

Evidencias de 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), (Seed, Idriss, 1971).

La resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo.

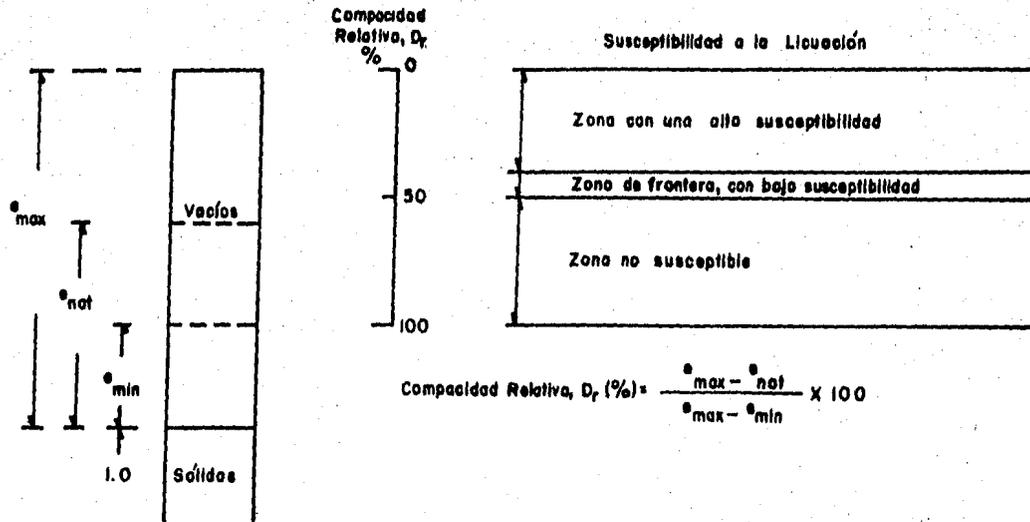


Fig. 28 Concepto de Compacidad Relativa.

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

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

4.6 Relación de vacíos crítica.

La evidencia experimental ha demostrado que las arenas "sueltas" disminuyen su volumen bajo la acción de esfuerzos cortantes y que, por el contrario las arenas "densas" lo aumentan.

Tomando en cuenta lo anterior, A. Casagrande llegó a la conclusión de que el decremento de volumen de una arena suelta y el incremento de volumen de una arena densa, tenderían a la misma relación de vacíos, en la cual la arena puede deformarse sin cambio de volumen, a la cual denominó "relación de vacíos crítica".

Puesto que la curva de relación de vacíos crítica divide el comportamiento dilatante (bajo la curva) y contractivo (arriba de la curva), Casagrande la propuso como una medida para investigar la susceptibilidad de licuación de una arena (fig. 29).

Posteriormente, Casagrande, al analizar la falla de la presa de Fort Peck, se dió cuenta que la curva de la relación de vacíos crítica no dividía realmente el comportamiento contractivo y dilatante de las arenas.

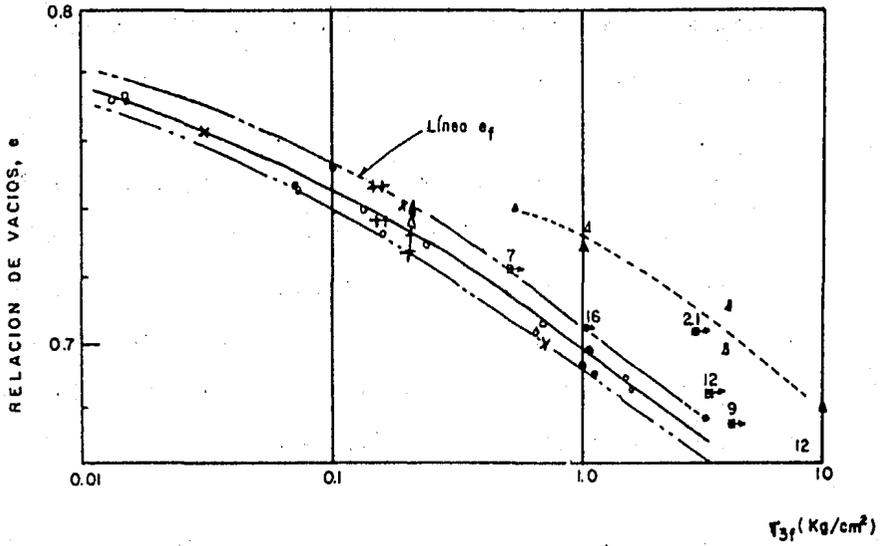


Fig. 29 Línea de relación de vacíos crítica, e_f .
Ref. 9

Castro (1969) modificó el concepto de la relación de vacíos crítica y obtuvo, a partir de resultados de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con medición de presión de poro, la curva de estado crítico. En la figura 30 se muestran las líneas e_f de estado crítico para varias arenas.

Los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio 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 sujeta 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.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas sometidas a deformaciones tangenciales rápidas,

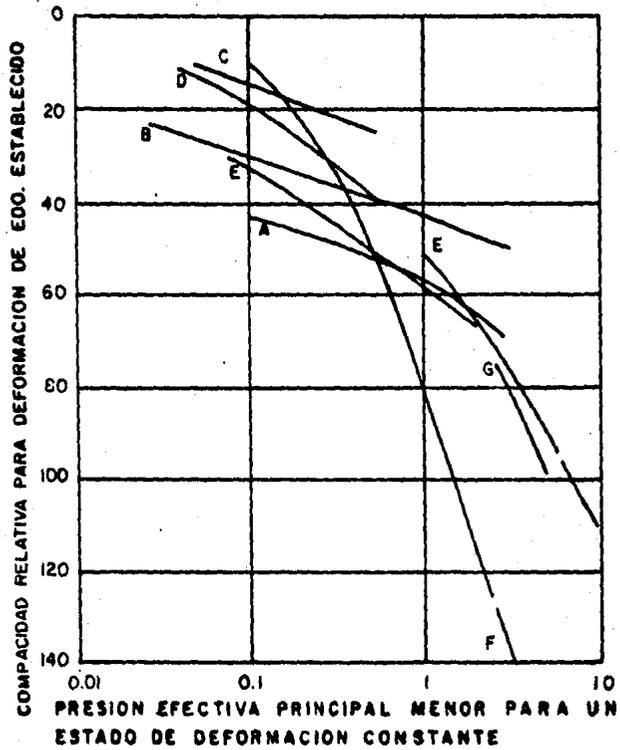


Fig. 30 Curvas de estado crítico (líneas c_f) de arenas descritas por Castro (1972). Ref. 9

4.7 Métodos para evaluar la susceptibilidad a la licuación de los suelos.

En la relación a la predicción de la susceptibilidad a la licuación de depósitos de suelos granulares saturados, considerable cantidad de investigación se ha dirigido hacia el desarrollo de mejores métodos de predicción y técnicas de ensaye.

Los métodos se pueden clasificar en tres categorías:

a) Métodos empíricos.- Basados en la comparación de las condiciones de los sitios en donde ocurrió o no licuación con las condiciones del sitio que se desea analizar.

Dentro de esta categoría se clasifican los primeros cuatro métodos que se describirán en este capítulo.

b) Métodos simplificados.- Consisten básicamente en comparar la resistencia obtenida en pruebas de laboratorio, con los esfuerzos que provocará el sismo.

En esta categoría se clasifican los métodos propuestos por Seed e Idriss (1970) y por Casagrande (1976).

c) Métodos de análisis de respuesta del terreno. - Son más refinados que los anteriores, utilizan programas de computadora.

a) Métodos empíricos.

Criterio de WES (Waterways Experimental Station).

Este criterio fue desarrollado para analizar la estabilidad de terraplenes a lo largo del río Mississippi, en el que se producen flujos de material producidos por el incremento de la presión de poro originada por los cambios del nivel del río.

Criterio de Florin e Ivanov.

Este criterio, desarrollado en Rusia, permite estimar la susceptibilidad a la licuación de suelos por medio de pruebas de campo. Se investigan los 10 m superiores de suelo haciendo explotar sucesivamente tres cargas de dinamita de 5 kg colocados a una profundidad media de

4.5 m y determinando después de cada explosión, el asentamiento medio de la superficie dentro de un radio de 4.5 m. La cantidad y profundidad a la que se coloca el explosivo se eligen de forma que no haya expulsión de suelo durante la explosión.

Si el asentamiento promedio es menor de 8 a 10 cm y la relación de asentamientos entre explosiones sucesivas es menor que 0.6 se puede afirmar que este suelo no es susceptible a licuación.

Criterio de Kishida.

Este criterio esta basado en el análisis de las condiciones del suelo de tres sitios en los que ocurrió licuación, (Kishida, 1969). Bajo sismos de igual magnitud, puede ocurrir licuación si el nivel freático esta cerca de la superficie, si las características granulométricas satisfacen las 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 los espesores del estrato no licuable al licuable es menor que 1.

Por otra parte, concluye que los suelos no son susceptibles a la licuación si:

La presión efectiva de confinamiento es superior a 2 kg/cm^2 o, la compacidad relativa es superior a 75%.

Criterio de Oshaki.

Este criterio (Oshaki, 1969) establece que los suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse si se presentan las siguientes características granulométricas:

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

Adicionalmente, establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si el número de golpes N en prueba de penetración estándar es mayor que 22, en donde Z es la profundidad en metros.

d) Métodos simplificados.

Método de Seed e Idriss.

Este método consiste en comparar los esfuerzos inducidos por el sismo en los estratos licuables con los que puede resistir el suelo sin que ocurra licuación. Para determinar los esfuerzos producidos "*in-situ*", debe contarse con el acelerograma del sismo de diseño, la estratigrafía y las propiedades índice y mecánicas de los suelos. La magnitud de los esfuerzos que pueden provocar licuación en el suelo se obtienen a partir de pruebas de laboratorio tanto triaxiales como de corte simple, con esfuerzos repetidos o bien se estima con gráficas de diseño obtenidas por Seed. La comparación de los esfuerzos inducidos por el sismo con los que provocan licuación del terreno permiten juzgar la susceptibilidad de un suelo a sufrir este fenómeno.

La evaluación de la licuación es considerada con la ayuda de la información presentada en la figura 31. Los datos usados en esta figura pueden ser usados como un resumen de las experiencias pasadas referentes a la licuación y como guía para un probable y futuro acontecimiento.

Suplementada por una detallada evaluación de condiciones de fuerzas y características de licuación de un sitio dado, suministra una base para una completa evaluación de un probable acontecimiento.

Para usar la información presentada en la figura - 31 los valores de la resistencia a la Penetración Estándar deberán ser corregidos para una sobrepresión efectiva de una ton/ft² por medio de la expresión siguiente:

$$N = C_n \cdot N_{sp}$$

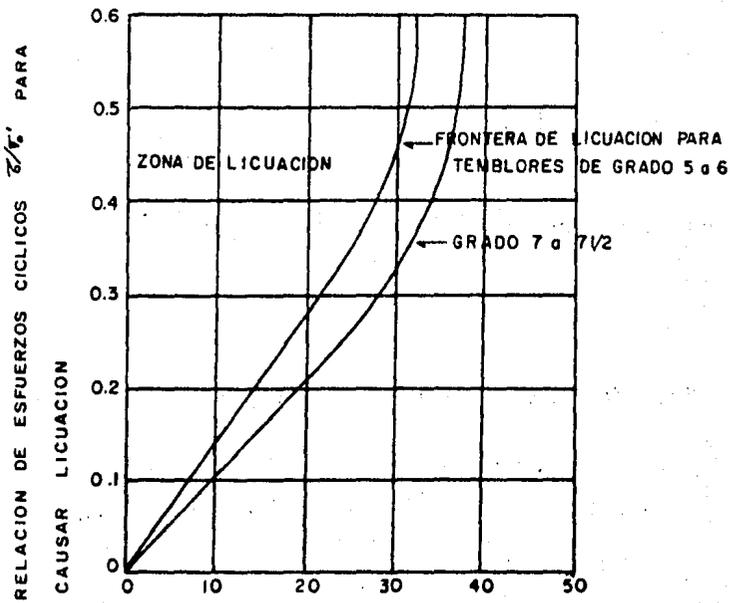
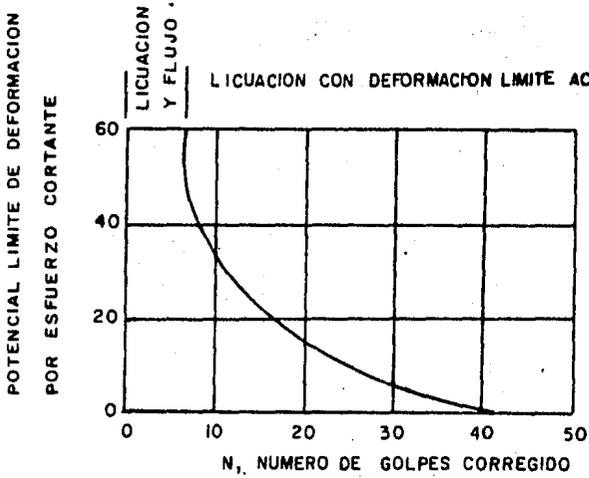
$$\text{Donde: } C_n = 1 - 1.25 \log \frac{\sigma_0'}{\sigma_1}$$

N , resistencia corregida a la penetración estándar.

N_{sp} , resistencia a la penetración estándar a una profundidad considerada.

σ_0' , sobrepresión efectiva en ton/ft² donde la resistencia a la penetración estándar tiene el valor N_{sp}

σ_1 , 1 ton/ft²



N, Número de golpes corregido.

Fig. 31 Gráficas para evaluar la licuación. Ref. 15

Para un valor representativo de N, la relación de esfuerzos cíclicos causantes de licuación bajo las condiciones de campo puede ser determinada en la figura mencionada.

La relación de esfuerzos cíclicos desarrollada por el terremoto de diseño puede ser determinada por la relación:

$$\frac{\tau_p}{\sigma'_0} = 0.65 \frac{a \text{ máx}}{g} \cdot \frac{\gamma_z}{\sigma'_0} \text{ rd}$$

τ_p , esfuerzo cortante promedio a la profundidad z

a máx, aceleración máxima en la superficie del terreno.

γ_z , presión vertical total a la profundidad z.

σ'_0 , sobrepresión efectiva en la capa de arena en consideración.

rd, factor de corrección, menor que 1.

El análisis de varios sismos en sitios que presentan un estrato de arena en los 15 m superiores han mostrado - que r_d cae dentro del intervalo de valores de la figura - 32.

Por su parte, el número de ciclos significativos en el comportamiento del material dependerá de la duración del sismo. Para fines prácticos se puede usar la siguiente tabla:

TABLA II. NUMERO DE CICLOS.

<u>Magnitud del sismo</u>	Núm. de ciclos <u>Significativos N</u>
7	10
7 1/2	20
8	30

Así para cualquier valor dado de máxima aceleración de la superficie del suelo, la posibilidad de licuación puede ser realmente obtenida de una base empírica por comparación del valor desarrollado de τ_p/σ'_0 ó con el valor mostrado en la figura 31.

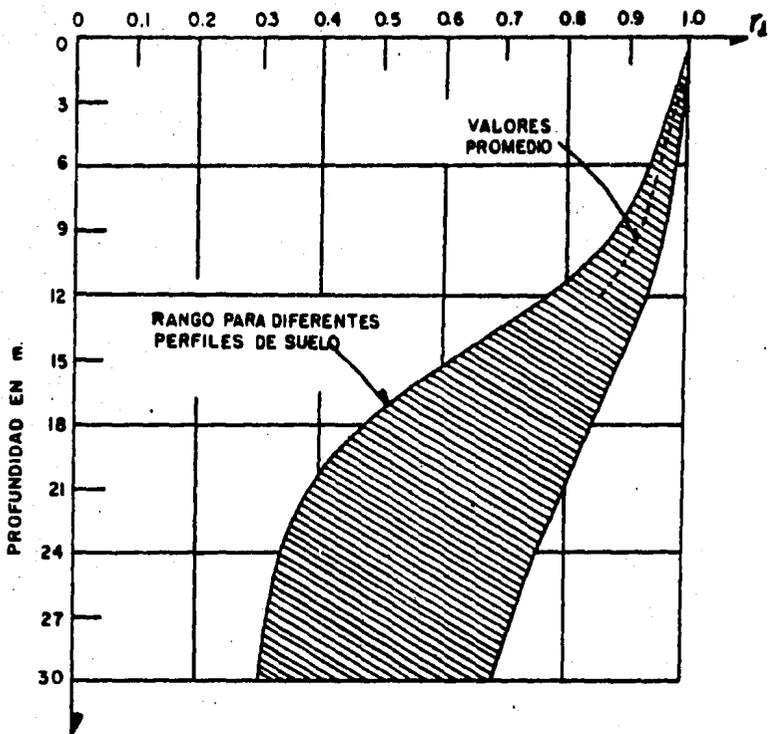


Fig. 32 Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelo, (Días A. 1978).

Ref. 15

Método de Casagrande.

En esencia el procedimiento consta de los siguientes pasos:

a) Se ejecutan pruebas triaxiales con aplicación de carga monotónica (o cíclica, dependiendo de la compacidad relativa de la arena), en muestras inalteradas la bradas de bloques obtenidos manualmente, y se determina su respuesta. De preferencia, las pruebas deben ejecutarse en un equipo que disponga de extremos lubricados y los especímenes deben estar consolidados con una relación de esfuerzos principales de 2.

b) Se determina la línea de estado crítico, línea ef, si es que los resultados de las pruebas lo permiten.

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

d) Se compara la posición de los puntos estimados en el paso anterior con la posición de la línea ef. Los

puntos situados arriba y a la derecha de la línea ef son susceptibles de experimentar licuación. Puntos situados a la izquierda de y debajo la línea ef, no son susceptibles de experimentar licuación (fig. 29).

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

f) Si se requiere una estimación de las deformaciones inducidas por carga cíclica en el campo, es necesario ejecutar mediciones precisas de las deformaciones en el laboratorio, hasta que la presión de poro 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 solo una fracción de las deformaciones medidas en el laboratorio son causadas

por el mecanismo que controla el desarrollo de presiones de poro y deformaciones en el campo.

4.8 Factores que Intervienen en el Análisis de Licuación.

Los factores más importantes en el análisis de licuación son: a) características del material y del depósito, b) sismicidad local, c) geología y d) características e importancia de la obra. Todos están íntimamente relacionados entre sí; aún cuando el factor obra gobierna el grado de detalle con el que se determinan los otros.

a) Características del material y del depósito. - - Las granulometrías de los suelos típicos susceptibles a licuación se muestran en la figura 27. Las características más notables se pueden resumir como sigue:

$$0.1 < D_{50} < 0.5 \text{ mm}$$

$$C_u < 7 \quad (\text{coeficiente de uniformidad})$$

% de finos

$$15 \text{ A } 20\%$$

El índice de plasticidad de la fracción fina es determinante en la susceptibilidad a licuarse el suelo. - - Mientras más plástico menos susceptible.

La granulometría del depósito y sus condiciones de frontera deben considerarse en el análisis, ya que un estrato de arena confinado por capas de suelos impermeables no pueden disipar rápidamente los incrementos de presión de poro, a diferencia de uno que no está confinado. Asimismo, el espesor del estrato determina el tiempo o rapidez, con que la presión de poro puede ser disipada. La geometría, junto con la estructura, determina el estado de esfuerzos que actúa en el suelo (presión confinante y esfuerzos cortantes estáticos).

Por otra parte, la mayoría de los suelos que se han licuado, se encontraban en estado medio a muy suelto; es decir, que los resultados de la prueba de penetración estándar indicaban un número de golpes menor de 15 a 20 en general. Cabe hacer notar que se menciona la prueba porque esos son los resultados de que se dispone con todas las limitaciones que implican, en cuanto a equipo y ejecución del sondeo. Sería deseable contar con una prueba más confiable, como el cono estático.

De los casos históricos se ha observado que el nivel de aguas freáticas se encontraba muy superficial, a menos de 3 m de profundidad y el estrato licuable totalmente saturado. Además, el esfuerzo confinante era --

relativamente bajo, ya que los estratos fueron localizados, la mayoría de las veces a menos de 20 m de profundidad.

b) Sismicidad local.- El conocimiento de la sismicidad local nos permite determinar la magnitud y la aceleración del sismo de diseño para el período de recurrencia elegido así como la distancia epicentral probable; este período se determina en función de la vida útil, importancia y características de la obra y de las implicaciones que tendría una falla de la estructura.

En la siguiente tabla se muestran los datos relevantes de algunos de los sismos que han provocado licuación. En términos generales, se puede decir que los sismos son poco profundos (profundidad focal menor de 60 km), de una magnitud igual o mayor de 6.5 (Ritcher), una distancia epicentral de 100 km ó menor, una aceleración máxima entre 0.1 y 0.3 de la aceleración de la gravedad y duración entre 5 y 200 seg.

El sismo de Chiapa de Corzo es un caso particular debido a que el epicentro se localizó casi en el sitio.

TABLA III

Características de algunos sismos que han provocado licuación.

Ref. 9

Sismo	Magnitud (Ritcher)	Distancia al epicentro km	Aceleración xg	Duración seg	Profundidad focal km
Jaltipan, Ver. México (1959)	6.5	35	0.07 a 0.200	-	20
Chiapa de Corzo, Chis (1975)	4.8 a 5.6	<10	0.3	5	2.5-5
Niigata, Japón (1964)	7.5	55	0.15 a 0.19	-	40
Alaska, EUA (1964)	8.5	128	?	270 a 420	-

c) Geología.- Los suelos naturales susceptibles a licuación son, geológicamente hablando, arenas o limos aluviales de deposición reciente, en estado muy suelto o suelto; abanicos aluviales, planicies de inundación, terrazas y diques naturales de aluvi6n fino.

Algunos rellenos artificiales no compactados hechos con materiales de granulometrfa similares a las descritas antes, y varias presas construidas por el m6todo de relleno hidr6ulico, han sido severamente da6adas bajo la acci6n s6smica. Otros suelos susceptibles son los dep6sitos de minas (jales) formados de arena fina y limos poco pl6sticos.

Se sabe que la edad del dep6sito influye en su susceptibilidad a licuarse. Este hecho ha sido demostrado en pruebas de laboratorio. Una muestra de arena formada y probada el mismo dfa exhibe una resistencia a carga c6clica menor que otro esp6cimen preparado y dejado bajo la misma presi6n confinante y ensayado un mes despu6s. Tambi6n se ha comprobado que si una muestra de arena es sometida a cargas c6clicas de una magnitud muy peque6a, que provoquen apenas un cambio perceptible en la relaci6n de vacfos e, es m6s resistente a cargas c6clicas de

mayor intensidad, que otra muestra no excitada previamente.

La historia de formación del depósito influye en la estructura de la arena, como también ha sido comprobado en el laboratorio. Es decir, dos muestras de arenas de igual e, formadas en el laboratorio con dos métodos distintos (v.g. en estado húmedo y en seco) probadas en condiciones similares exhiben un comportamiento cíclico y estático diferentes, con variaciones que pueden ser tan grandes como un 100% en sus resistencia a carga cíclica; en prueba estática una puede comportarse de manera contractiva y la otra dilatante.

Hay depósitos de arenas cuyos granos se encuentran cementados entre sí por oxidación, carbonatos u otros agentes, estos depósitos pueden ser más resistentes a cargas cíclicas, aún cuando es posible que tengan estructuras más abiertas y que exhiban un mayor número de golpes en prueba de penetración estándar que aquellos depósitos no cementados; por tanto, bajo una carga muy intensa fallan de manera más perjudicial.

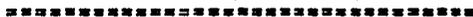
La localización de fallas menores potencialmente activas cerca del sitio no debe ser soslayada, ya que son

generadoras de sismos, aunque superficiales y de baja magnitud, producen efectos adversos cerca de su epicentro como en Chiapa de Corzo.

d) Características e importancia de la obra. Como ya se mencionó, este factor determina el grado de detalle con el que deben estudiarse los factores antes señalados. Aún más, influye de manera definitiva en el tratamiento a seguir para mejorar el suelo, en caso de que el depósito fuera encontrado susceptible a licuarse. No debe olvidarse que una alternativa válida al problema es abandonar el sitio y otra es a través de soluciones de cimentación.

Las implicaciones de fallas de estructuras no deben medirse sólo en términos económicos sino también de vidas humanas. Por lo general, las escuelas y hospitales son estructuras poco costosas comparadas con una presa o una planta industrial, pero su falla es inadmisibles.

C A P I T U L O Q U I N T O .



COMPACTACION DE LOS SUELOS GRANULARES .

5.1 Algunas consideraciones sobre la compactación.

Los antiguos Mayas para la elaboración de sus caminos entre Yucatán y el territorio de Quintana Roo utilizaron un rodillo de 65 cm de diámetro y 4 m de longitud con un peso de 5 ton, por lo que es probable que para su uso requirieran de 15 hombres.

En 1928 y 1929 O.J. Porter desarrolló investigaciones de laboratorio que fueron básicas para el inicio de las técnicas de compactación para la construcción de carreteras, siendo Purcell quien dio a conocer la mayor parte de estas técnicas.

En 1933 Proctor elaboró trabajos importantes que han hecho posibles muchas técnicas actuales de compactación.

Existen dos métodos por medio de los cuales se pueden mejorar las características de los suelos, éstos son:

1. Métodos Físicos

- Confinamiento (suelos friccionantes)
- Consolidación previa (suelos finos)
- Vibroflotación
- Explosivos
- Pilotes

2. Métodos químicos

- Con sal
- Con cemento
- Con asfalto
- Con cal
- Con otras substancias

La importancia de la compactación de los suelos estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación, que se obtiene aplicando las técnicas de compactación de suelos, que produce un aumento de su peso específico seco, disminuyendo sus va cíos.

Los métodos usados para compactación de suelos dependen del tipo de materiales con los que se trabaje en cada caso, y la eficiencia de cualquier equipo de compac

tación depende de los siguientes factores:

- a) La naturaleza del suelo
- b) El método de compactación
- c) La energía específica aplicada
- d) El contenido de agua del suelo
- e) La forma de llegar a la humedad óptima de compactación.
- f) El contenido de agua original del suelo
- g) La recompactación
- h) La temperatura

a) La naturaleza del suelo influye en la decisión para la técnica de compactación que se empleará, prevalece la distinción entre suelos gruesos y finos o entre suelos arcillosos y friccionantes.

b) El método de compactación usado, ya sea en el campo o en el laboratorio. En el laboratorio se tiene:

- Compactación por impacto
- Compactación por amasado
- Compactación por aplicación de carga estática
- Compactación por vibración

En el campo, no se tiene esta clasificación y es común describir en base al equipo empleado para la compactación, así se habla de compactación con rodillo liso, con rodillo de neumáticos, con rodillo "pata de cabra", con equipo vibratorio, etc. Los métodos de laboratorio tratan de reproducir las condiciones de campo, pero en algunos casos no es posible establecer una correlación entre los trabajos de campo y laboratorio.

c) La energía específica de compactación es la que se aplica al suelo por unidad de volumen, durante un proceso mecánico que se trate. En el laboratorio se valúa la energía específica por medio de una compactación por impactos dada por un pisón, cuya fórmula se da posteriormente.

d) El contenido de agua del suelo es importante para la obtención de los pesos volumétricos secos. A partir de valores bajos de contenido de agua, se van obteniendo pesos volumétricos secos cada vez más altos, hasta un cierto valor de la humedad en que empiezan a disminuir los pesos volumétricos secos logrados. Es decir, que para un suelo dado y usando un cierto procedimiento de compactación, existe un contenido de agua de

compactación, llamado óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que es el que se debe obtener en un proceso de compactación.

e) En el laboratorio se realizan pruebas de compactación a partir de un suelo relativamente seco, al que se le va agregando agua o si se puede, parte de un suelo húmedo que se va secando al avanzar la prueba. Estas pruebas se grafican en coordenadas cartesianas, en el eje de las abscisas la humedad (ω) y en el de ordenadas el peso volumétrico seco (γ_d) o húmedo (γ_m). Los experimentos muestran que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y los mismos contenidos de agua.

f) El contenido de agua original del suelo, se refiere a que si hay que agregar o quitar agua para obtener la compactación deseada, de acuerdo al contenido de agua óptimo que se requiere para compactarlo.

En la compactación de campo el contenido de agua original del suelo no sólo ejerce gran influencia en la respuesta del suelo a los equipos de compactación, sino también en el comportamiento futuro de la masa compacta

da, por lo que es aconsejable buscar condiciones de humedad natural que no se aparten mucho del óptimo, (la humedad natural depende del clima y en ocasiones no se puede modificar).

En el laboratorio, el contenido de agua original del suelo, influye en las compactaciones que se logran con una cierta energía a humedades menores de la óptima, sobre todo cuando se compacta el suelo inmediatamente después de la incorporación de agua, pues si es un suelo originalmente seco, el agua añadida producirá una mayor diferencia inmediata entre las condiciones de humedad interna y externa de los grumos que en otro que originalmente sea húmedo, por ello es de esperar que los pesos volumétricos secos que se obtienen sean mayores cuando los contenidos de agua del suelo sean menores.

g) Cuando se utiliza la misma muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos de pruebas de compactación, implica una continua recompactación del mismo suelo. Se ha comprobado que esta práctica es inconveniente, ya que si se trabaja con suelos recompactados, los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que

los que se logran con muestras de suelo vírgenes en - -
igualdad de circunstancias.

h) La temperatura afecta los procesos de compactación de campo, en primer lugar por efecto de evaporación del agua incorporada o condensada de la humedad ambiente del mismo, o el aumento del contenido de agua por - lluvia cuando no se sella el material que se esté compactando; si queda muy húmedo hay que retirar el material y colocar otro con la humedad óptima.

Existen otras variables que afectan a la compactación de campo y de laboratorio, tales como el espesor - de las capas, el número de pasadas sobre un mismo punto, el golpear las muestras con el pisón compactador en el laboratorio, etc.

Las gráficas con que se representa la compactación de los suelos, las presentó Proctor, y en ellas se observan los cambios del peso volumétrico seco al compactar el suelo con diferentes contenidos de agua, utilizando muestras del mismo suelo, que proporcionan cada uno - de los puntos de la curva. Si se utilizan diferentes - procedimientos de compactación para un mismo suelo, se -

tendrán varias curvas de compactación, correspondientes a cada una de las formas de compactar el suelo, sea en el campo o en el laboratorio.

Una representación $\gamma_d - \omega$ (peso volumétrico seco-contenido de agua) recibe el nombre de "curva de compactación".

Esta gráfica no constituye el único medio de representar los resultados de un proceso de compactación.

La forma más común de una gráfica que representa los resultados de la compactación de un suelo, sea cual fuere el procedimiento de compactación, es la representada en la figura 33.

Se observa en la curva un punto máximo, que es el que corresponde a un peso volumétrico seco y a una cierta humedad de la muestra. Estos reciben los nombres de peso volumétrico seco máximo y humedad óptima que son los resultados que se deberán obtener al realizar una compactación de campo, (aunque no siempre se busca el peso volumétrico seco máximo).

La humedad óptima, es el contenido de agua con el cual el procedimiento de compactación que se use dará la máxima eficiencia, si ésta se juzga por el peso volumétrico seco máximo que se logre.

La curva $\gamma_d - \omega$ se dibuja utilizando la siguiente fórmula:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1-\omega}$$

γ_d = Peso volumétrico seco

γ_m = Peso volumétrico de la masa de suelo

ω = Contenido de agua

En la figura 33 se indica también la curva correspondiente al 100% de saturación del suelo en cada caso. La condición de un suelo compactado en condiciones normales es la de un suelo no saturado, razón por la cual la curva de compactación se desarrolla bajo la curva de saturación, comparando las dos curvas se observa cuales es el contenido de agua correspondiente a una cierta abscisa de la curva, se aplica la fórmula correspondiente a suelos saturados:

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + \omega S_s} \gamma_w$$

γ_d = Peso volumétrico seco

S_s = Peso específico relativo de sólidos

γ_w = Peso volumétrico del agua

ω = Contenido de agua

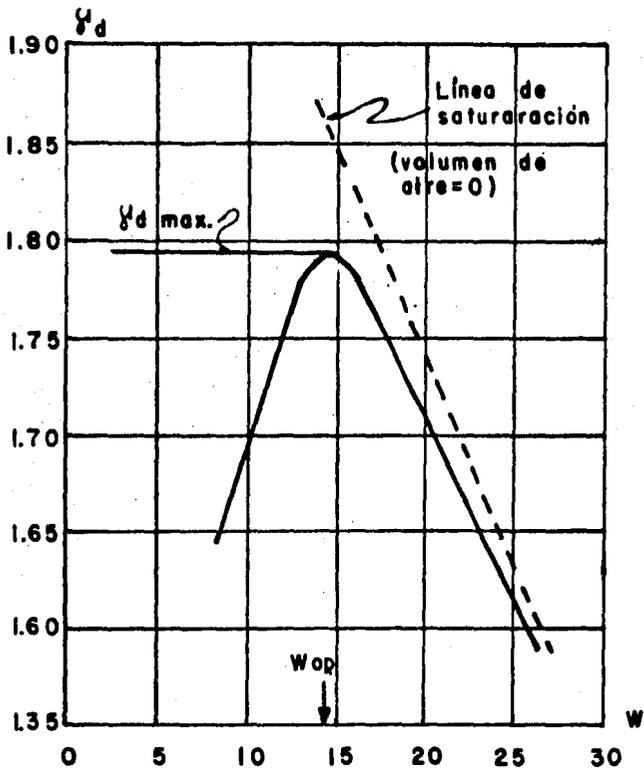


Fig. 33 Curva de compactación típica.
Ref. 11

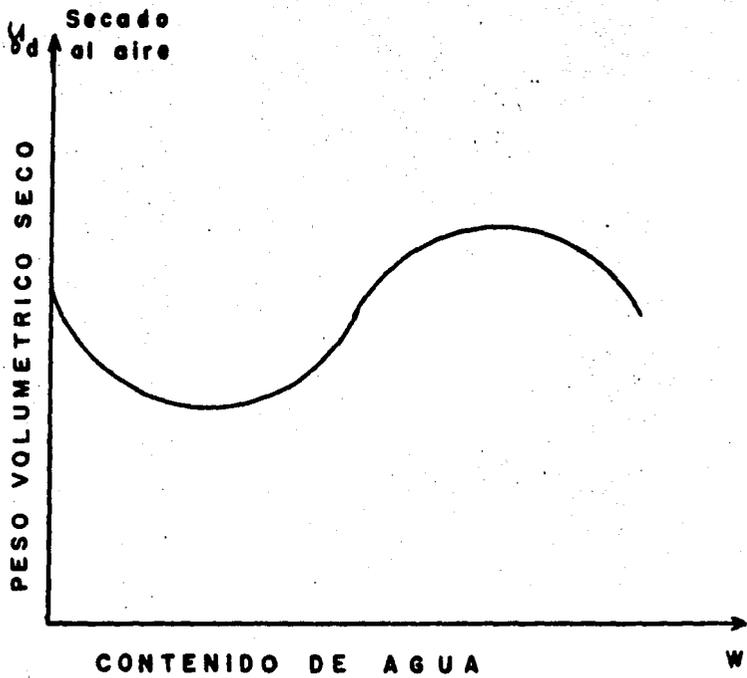


Fig. 34 Curva de compactación obtenida en prueba dinámica en arenas limpias y gravas arenosas. Ref. 11

5.2 OBJETIVOS.

El objetivo primordial de la compactación del suelo es producir un cambio en las características mecánicas del suelo. Entre estos cambios se incluyen:

a) Un aumento de la resistencia del suelo y por ende de mayor capacidad de carga.

b) Una disminución de la compresibilidad (o el asentamiento) del suelo, bajo la acción de las cargas.

c) Una disminución de la permeabilidad del suelo.

d) Suelos más resistentes a la erosión.

Los usos de los suelos compactados son:

a) Estabilizar terrenos sobre los que se vayan a cimentar estructuras.

b) proporcionar un mejor apoyo a las cimentaciones. Los suelos compactados tienen un valor más alto de capacidad de carga y menor deformabilidad.

c) Proporcionar suelos firmes para terraplenes y bordos.

d) Para la construcción de presas de tierra.

e) Para rellenos de refuerzo en calles, después del tendido de tubería u otras instalaciones, así como también los rellenos en torno a zapatas y muros de sótanos. No conviene que esos rellenos se asienten y una buena compactación lo evita.

f) Se incrementa la resistencia pasiva del suelo para resistir cargas laterales. Esto puede incluir los suelos compactados en torno a anclajes de bloques de concreto o en torno a cimentaciones sometidas a cargas laterales.

5.3 Pruebas de compactación de laboratorio.

Las pruebas de compactación de suelos, sería ideal hacerlas en el campo en el lugar donde se va a realizar la compactación, para verificar las propiedades que se mejoran en el suelo al compactarlo. Pero un proceso de compactación de campo es muy lento y costoso, por el equipo que se usa para compactar y el espacio que se ocuparía para realizar la prueba. No sería conveniente estar reproduciendo compactaciones a voluntad cada vez que se desee estudiar las propiedades particulares del material.

Por esta razón, en el laboratorio de mecánica de suelos se han desarrollado diferentes pruebas de compactación, que reproducen en forma fácil y económica el problema de compactación de suelos, para así aplicarlo en los problemas de compactación del campo. Por esta razón, las pruebas de compactación de laboratorio, son la base del estudio para proyectos y fuentes de información para desarrollar un plan adecuado de trabajo de campo. En condiciones especiales, por ejemplo en presas donde puede haber incertidumbres es conveniente efectuar terraplenes de prueba.

La información que proporciona el laboratorio, respecto a un proceso de compactación, debe de ser la que represente la compactación que se va a realizar en un material en el campo, con las limitaciones mencionadas. Esta información o datos se deben verificar, ya que se puede caer en un proceso de compactación dado por el laboratorio, que no represente realmente la compactación del material en el campo, esto puede acarrear consecuencias graves en cuanto a las conclusiones prácticas que se adopten y, también se desviaría el criterio del ingeniero constructor, que juzga el resultado del laboratorio como una manera única.

En la actualidad, las pruebas de compactación de suelos en el laboratorio son muy confiables y sirven para determinar dos fases importantes de la compactación que son:

a) Los suelos se compactan para obtener datos de proyecto para estructuras de tierra. Estos datos son, resistencia, deformabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. La representatividad de la prueba, en el sentido de que se produzca en el laboratorio un suelo con las mismas propiedades mecánicas que después se ob-

tendrán al compactar los materiales en el campo, es - -
esencial.

b) Control de calidad; en este caso la prueba funciona fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo. Como existen tantos modos de compactar suelos en el campo, es razonable pensar que no se logrará tener una sola prueba, con una única técnica estandarizada, que pueda representarlos a todos. Por tal motivo es lógico pensar que haya pruebas de compactación de varios tipos. La energía de compactación influye mucho en los resultados del proceso y hoy los equipos de campo la aplican en formas - muy variadas de manera que también habrá variantes en las pruebas por este concepto.

Se entiende por "energía de compactación" a la - - energía que se aplica al suelo por unidad de volumen durante el proceso mecánico que se esté utilizando.

La energía de compactación y los factores que influyen en la compactación de campo, intervienen en los procesos de compactación en laboratorio.

A partir de 1933, en que Proctor desarrolló su -
prueba, la primera históricamente, han ido apareciendo_
otras, todas ellas se pueden agrupar de la siguiente -
forma:

- Pruebas dinámicas
- Pruebas estáticas
- Pruebas por amasado
- Pruebas por vibración
- Pruebas especiales.

5.3.1 Pruebas dinámicas

Las características comunes de este tipo de prueba son las siguientes:

a) El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico de forma cilíndrica, variando para cada tipo de prueba el tamaño del molde, así como el espesor de la capa.

b) La compactación propiamente dicha se logra al aplicar a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, Este número de golpes cambia según el tipo de prueba, así como también cambia el peso del pisón y la altura de caída del mismo.

c) Para todos los casos, la Energía Específica de compactación se puede calcular por medio de la expresión:

$$E_e = \frac{N n W h}{V}$$

donde;

Ee = Energía Específica, en kg/cm^2

N = Número de golpes del pisón por capa

n = Número de capas que llenan el molde

W = Peso del pisón, en kg.

h = Altura de caída del pisón, en cm.

V = Volumen total del molde o del suelo compactado, en cm^3

d) Para todos los casos se especifica un tamaño máximo de partícula que puede contener el suelo, eliminando los tamaños mayores por cribado, antes de realizar la prueba.

En este tipo de pruebas se puede variar el número de golpes del pisón, número de capas que llena el molde, peso del pisón, altura de caída del pisón, etc., con el objeto de reproducir, para cada caso, las condiciones de compactación de campo.

La figura que sigue (35), muestra un hecho fundamental que rige los procesos de compactación de laboratorio en pruebas dinámicas. A energía creciente, se obtiene mayor peso volumétrico seco máximo con contenido de agua óptimo decreciente.

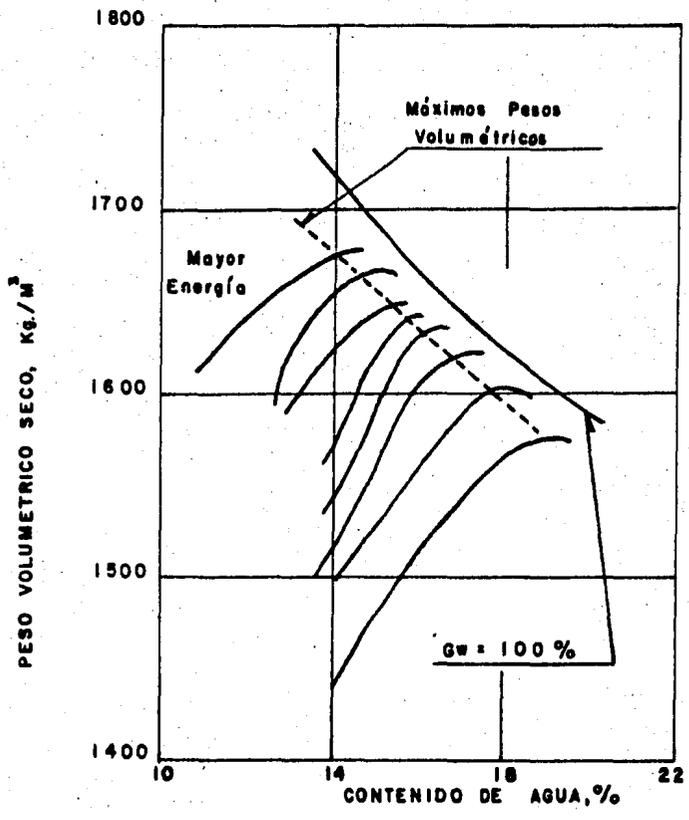


Fig. 35 Diagrama cualitativo de γ_d vs ω para distintas energías de compactación. Ref. 11

La humedad óptima es una variable que depende de la energía de compactación; es la humedad que corresponde al máximo peso volumétrico seco de la curva de compactación.

A continuación se mencionan algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado mayor difusión:

-Prueba Proctor Estándar (que originalmente propuso Proctor).

-Prueba Proctor AASTHO Estándar (con cuatro variantes)

-Prueba Proctor AASTHO Modificada (con cuatro variantes)

-Prueba E-10 de U.S. Bureau of Reclamation

-Prueba de impacto de California (en dos variantes)

-Prueba Británica Estándar.

Prueba Proctor AASTHO Estándar

Esta prueba tiene cuatro variantes:

-Variante A.- En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla número 4 el suelo

se coloca en 3 capas con 25 golpes -
por capa.

-Variante B.- En molde de 15.24 cm (6") con suelo_
que pasa la malla número 4, idem.

-Variante C.- En molde de 10.16 cm (4"), con suelo
que pasa la malla de 3/4", idem.

-Variante D.- En molde de 15.24 cm (6"), con suelo
que pasa la malla de 3/4", idem.

Siempre se debe especificar la variante que se va_
a utilizar en caso no suceder así, se entenderá que se_
trata de la variante A.

Equipo para la prueba:

-Molde estándar de compactación con extensión.

-Pisón estándar manual, de sección circular de - -
5.08 cm de diámetro y peso de 2.49 kg; este pisón re--
quiere de una gufa metálica.

-Mallas de 2", 3/4" y No. 4

-Balanza de 15 kg de capacidad y sensibilidad de_
5 gramos.

-Balanza de laboratorio con sensibilidad de 0.1 -
gramos.

- Horno secador
- Regla recta metálica
- Espátulas, vidrios de reloj, etc.

Prueba Proctor AASTHO Modificada.

Se presenta en cuatro variantes, cuya descripción es idéntica a las correspondientes variantes de la AASTHO estándar.

En esta prueba se utiliza un pisón de 4.53 kg y la altura de caída es de 45.72 cm (18").

- Variante A.- El molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla número 4; el suelo se coloca en 5 capas, dando 25 golpes a cada una de éstas.
- Variante B.- En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla número 4; el suelo se coloca en 5 capas, dando 56 golpes a cada una de éstas.
- Variante C.- En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla de 3/4"; el suelo se coloca en 5 capas, dando 25 gol-

pes a cada una de éstas.

-Variante D.- En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla de 3/4"; el suelo se coloca en 5 capas, dando 56 golpes a cada una de éstas.

La energía específica de compactación en la Prueba Proctor AASTHO Estándar es de 6 kg/cm². La energía específica de compactación en la Prueba Proctor AASTHO Modificada es de 27.2 kg/cm². Estas pruebas son sólo aplicables a suelos finos plásticos.

Errores posibles.

Los errores más comunes que pueden afectar los resultados de estas pruebas son los siguientes:

a) El mezclado incompleto del suelo con el agua o la incompleta destrucción de grumos en el suelo.

b) No repartir uniformemente los golpes del pisón sobre la superficie de la muestra.

c) Que las muestras tomadas para la determinación del contenido de humedad no sean representativas del material compactado. En caso de duda al respecto, puede -

determinarse la humedad de todo el material del molde.

d) No determinar el número suficiente de puntos para definir correctamente la curva de compactación.

e) El uso continuado de la muestra.

Prueba de impacto de California

Este tipo de prueba sirve para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con productos no asfálticos que se emplean en la construcción de terracerías. La muestra original se divide en varias porciones con el objeto de preparar especímenes de prueba con distintos contenidos de agua.

Las partículas gruesas tienen gran influencia en el preparado de una muestra de suelo para compactación por impactos. Las investigaciones realizadas al respecto han encontrado que en mezclas que contengan un 25% de cualquier agregado de un solo tamaño, hasta 2.5 cm de diámetro, tiene poco efecto en la compactación del conjunto del suelo, pero porcentajes mayores de ese mismo tamaño hace que decrezca con rapidez el peso volumétrico alcanzado, y cuando el porcentaje llega a ser del 70% el comportamiento del suelo es el de un conjunto de

partículas gruesas de tamaño seleccionado.

Equipo para la prueba

- Aparato estándar de compactación por impactos tipo California, consistente en un molde cilíndrico, un pisón de 4.53 kg y un émbolo metálico provisto de una varilla manual.
- Base cúbica de concreto de 30 cm. de lado
- Balanza con capacidad mínima de 3 kg y aproximación de 1 gramo.
- Horno con termostato, que mantenga una temperatura constante de 100 a 110 grados centígrados.
- Malla de 3/4"
- Charolas
- Cucharas de albañil
- Espátulas.

Prueba de Compacidad Relativa

Esta prueba es el resultado de una serie de investigaciones llevadas a cabo con todos los métodos prácticos, con lo que se pretendió alcanzar los resultados más consistentes dentro de la máxima sencillez de opera

ción y en el menor tiempo posible. También se tomó en cuenta la sencillez y bajo costo del equipo necesario.

Esta prueba sirve para obtener el peso volumétrico seco máximo, se lleva a cabo a golpes con el martinete_ que se muestra en la figura 37.

Equipo para la prueba.

- Cucharón de lámina galvanizada de base plana
- Recipiente de madera de 28.32 lt (1 pie³) de capacidad semejante al que se usa en el laboratorio de concreto para determinar los pesos unitarios de los agregados
- Charolas de lámina galvanizada
- Pala
- Enrasador
- Báscula de 120 kg de capacidad
- Martinete
- Escala metálica de 15 cm (Fig. 38).

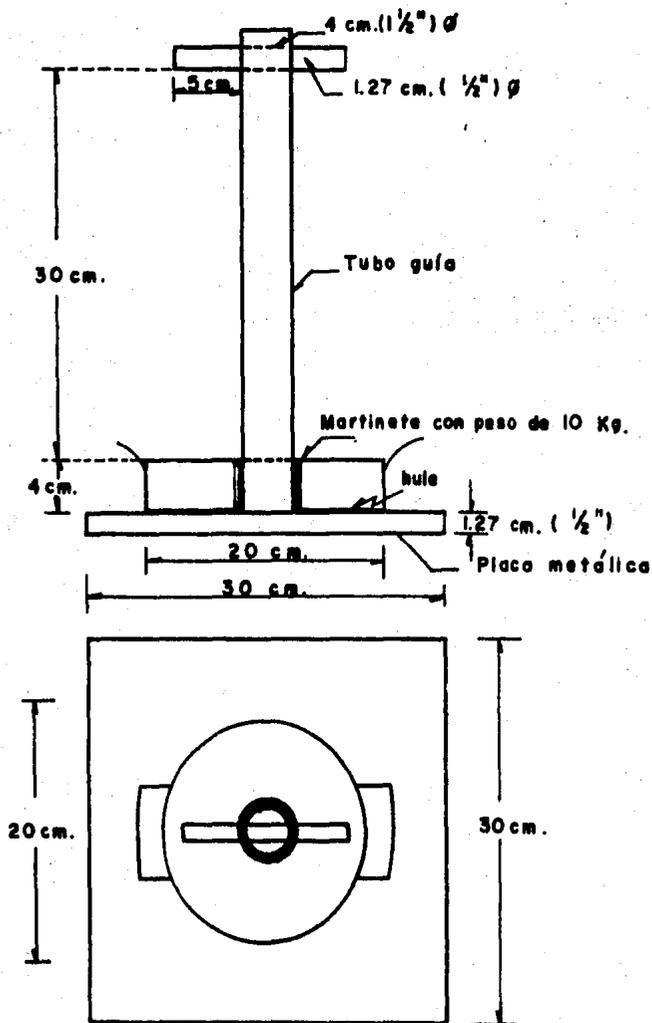


Fig. 37 Martinete para la prueba de compacidad relativa. Ref, 4

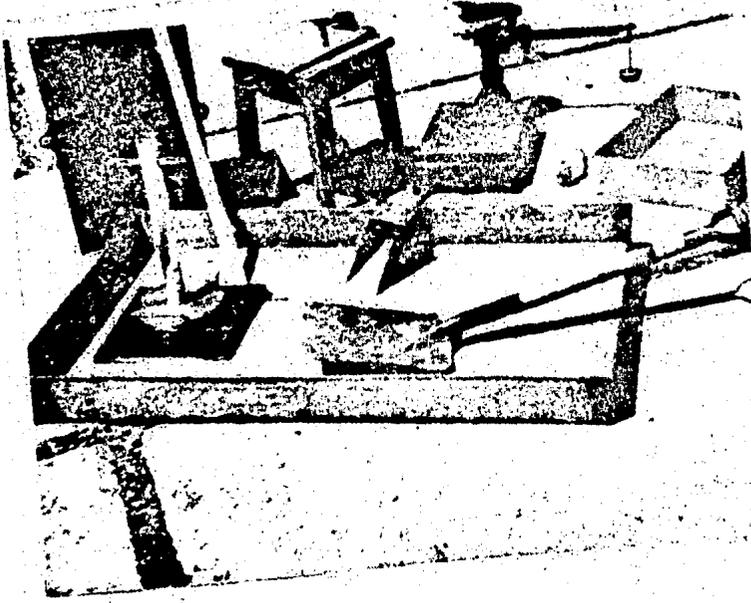


Fig. 38 Equipo para la prueba de compacidad relativa.
Ref. 4

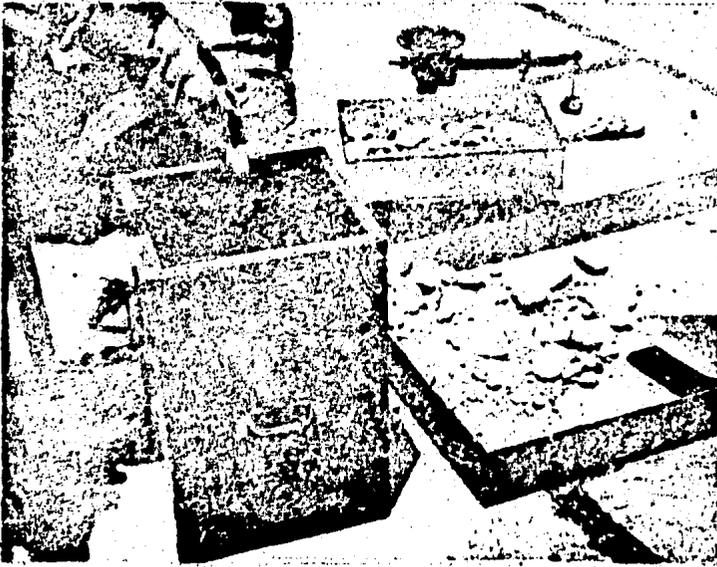


Fig. 39 Realización de la prueba. Ref. 4

5.3.2 Pruebas estáticas

La prueba estática de compactación la introdujo O.S. Porter. En esta prueba se coloca al material dentro de un molde cilíndrico de 15.24 cm de diámetro; el material se coloca en tres capas acomodando cada una con 25 golpes con una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída, es la mínima utilizable por el operador para una manipulación cómoda. La compactación del material se logra al aplicar al conjunto de tres capas una presión de 14.6 kg/cm^2 , la que se mantiene durante un minuto.

Al aplicar esta prueba a suelos friccionantes la curva que se obtiene de $\gamma_d - \omega$ es de forma parabólica y no como en la prueba dinámica en la que no se presenta esta forma.

Al igual que en las pruebas dinámicas, se presentan dudas de la representatividad de la prueba estática, respecto a cualquier proceso de compactación en el campo. La aplicación de presión, que de por sí es un método eficiente para compactar suelos granulares, no consi

deran ni la vibración ni ninguno de los métodos modernos de compactación de estos suelos en el campo; además, la aplicación de la presión estática sobre el material puede producir cambios granulométricos importantes durante la prueba, por rompimientos de partículas.

La prueba estática es la que mejor representa el efecto de trabajo de rodillos lisos sin vibración, de aquí la idea de que las pruebas dinámicas representan mejor los procesos de compactación en arcillas, las estáticas son más apropiadas en arenas y gravas, pero en la actualidad los suelos friccionantes se compactan con presión y vibración.

Prueba Porter SCT.

.Esta prueba sirve para determinar el peso volumétrico máximo y la humedad óptima en suelos, cuyo índice plástico sea menor de 6.

Equipo para la prueba

-Molde cilíndrico de compactación de 15.24 cm de diámetro y 22.86 cm de altura, incluyendo el co-

llarfn

- Máquina de compresión con capacidad mínima de 30 ton y aproximación de 100 kg.
- Varilla metálica con punta de bala con 1.9 cm de diámetro y 30 cm de longitud.
- Placa circular para compactar, ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro (15 cm), que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga.
- Malla U.S. Standar de aberturas cuadradas de 1"
- Malla U.S. Standard de aberturas cuadradas del número 4
- Balanzas con capacidad mínima de 10 kg y aproximación de 1 gramo.
- Charolas, etc.

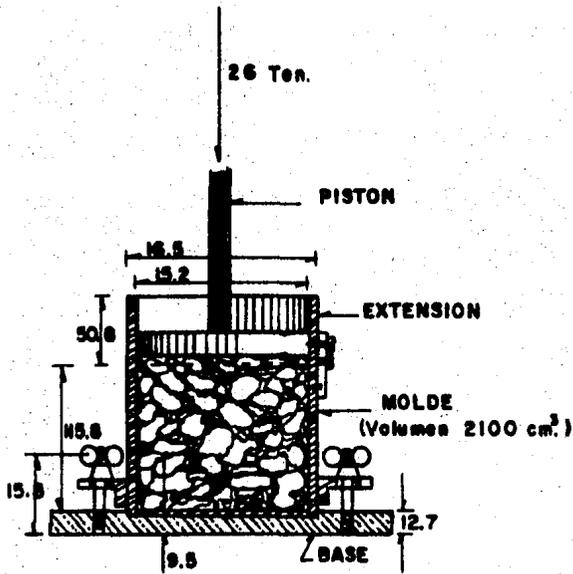
Errores posibles

Los errores más comunes que pueden afectar los resultados de esta prueba son los siguientes:

- a) Que el agua no se incorpore uniformemente al material.

b) Que la velocidad de aplicación de la carga no -
sea la especificada.

c) Que no se mezcle adecuadamente el material an--
tes de colocarlo en el cilindro de prueba.



DIMENSIONES EN mm.

Fig. 40 Compactación por carga estática.
Ref. 11

5.3.3 Pruebas de compactación por amasado.

La compactación por amasado en el campo tiene tiempo de estarse utilizando con equipos como el pata de cabra. En el laboratorio este método es relativamente nuevo, con excepción de la prueba que desarrolló S.O. Wil-son en la Universidad de Harvard (EE.UU) y que recibe el nombre de prueba "*Miniatura*" de Harvard. Esta prueba es sólo para suelos arcillosos, por tal motivo no se considera en este trabajo.

En todos los casos las pruebas de compactación por amasado en el laboratorio, tienen por objeto reproducir el efecto que producen muchos rodillos de campo (por ejemplo rodillo pata de cabra, de almohadillas, neumáticos, etc.), con el objeto de lograr en el espécimen la misma estructuración interna que adquiere el suelo en campo.

Hveen desarrolló un compactador mecánico de laboratorio, que forma especímenes por medio de un verdadero proceso de amasado, independientemente de la influencia del operador. Aún no se tienen suficientes publicaciones sobre resultados y conclusiones de este equipo,-

que permitan definir la representatividad que adquieren los materiales, pero de acuerdo a su funcionamiento se puede pensar que este método de compactación sea el que produzca muestras más representativas de los suelos.

Prueba de compactación de Hveen.

Este tipo de prueba fué ideado por F. Hveen (en el Departamento de Carreteras de California, EE.UU), con el propósito de lograr especímenes para medir la estabilidad en el método de diseño de pavimentos.

El objeto de la prueba es representar en el laboratorio las condiciones de amasado que producen los equipos de compactación de campo.

Equipo para la prueba

-Compactador mecánico de amasado

-Accesorios del compactador:

- a) Molde de acero de alta resistencia, de 10.16 cm de diámetro interior y 11.4 cm de diámetro exterior. La altura del molde es de 12.7 cm. El interior del cilindro -

deberá ser liso, con 250 micropulgadas de rugosidad máxima.

b) Extensión del molde con mangos y embudo

c) Alimentador de 50.8 cm y espátula.

d) Discos de hule de 10 cm de diámetro y 0.32 cm de espesor.

-Equipo de fabricación de canastillas:

a) Cilindro de madera de 9.84 cm de diámetro y un distribuidor de cinta adhesiva de 1.27 cm.

b) Discos perforados de bronce al fósforo, de presión de exudación, de 10.08 cm.

-Collar metálico para formar las canastillas de acero inoxidable.

-Discos de papel manila de 10 cm de diámetro.

-Cinta de papel ranurado, para hacer las canastillas de papel café Kraft de 6.35 cm de ancho y 34.29

cm de largo, con ranuras de 3.42 cm distribuidas uniformemente a 1.91 cm de separación.

-Cinta adhesiva de 1.27 cm de ancho.

Errores posibles

Los errores más comunes que pueden afectar los resultados de esta prueba son:

a) Que la colocación del material dentro del molde no sea uniforme. La falta de uniformidad se refleja de inmediato en la energía necesaria para producir la exudación.

b) Las partículas deben distribuirse uniformemente en toda la longitud del alimentador, para evitar segregaciones.

c) Que no se acomoden bien las canastillas antes de comenzar la compactación ya que es fácil desgarrar las tiras de papel adhesivo, que unen a la canastilla con el disco de bronce.



Fig. 41 Compactador mecánico por amasado de -
Hveen. Ref. 11

5.3.4 Pruebas por vibración

Las pruebas de vibración en el laboratorio se han desarrollado en los últimos años, ya que en los equipos de campo, la vibración se utiliza en la compactación de la mayoría de los suelos.

Estas pruebas se desarrollan en diferentes formas y métodos de acuerdo a la representatividad que se busque, muchas utilizan un molde Proctor montado en una mesa vibratoria. En el desarrollo de una prueba por vibración se estudia el efecto de frecuencia, la amplitud, la aceleración de la base vibratoria, así como la influencia de sobrecargas, de la granulometría y el contenido de agua.

Las investigaciones en el laboratorio han encontrado que con aceleraciones entre 1g y 2g ($g=9.81 \text{ cm/seg}^2$) se obtienen los máximos pesos volumétricos en las arenas, y que al aumentar la presión sobre éstas, se requiere de una aceleración mayor para alcanzar un cierto peso volumétrico. También se ha observado que con aceleraciones mayores a 2g el peso volumétrico disminuye otra vez por efecto de la sobrecompactación.

Para arenas saturadas o húmedas, el peso volumétrico sigue aumentando con aceleraciones superiores a 3g.

La técnica sueca ha desarrollado una prueba de laboratorio con vibración, que consiste en colocar el espécimen en la parte baja de un cilindro unido a un bloque masivo de concreto; sobre el espécimen y cubriéndolo en toda su superficie vibra una placa, provista de un vástago sobre el que actúa el vibrador.

Se ha estudiado también en el laboratorio que, un incremento en la amplitud, incrementa la eficiencia de la vibración y su efecto en profundidad a todas las frecuencias, al aumentar la deformación de todas las partículas del suelo, una amplitud grande es especialmente favorable en las arcillas y en materiales granulares gruesos.

Cuando se utilizan amplitudes muy grandes pueden reducirse las frecuencias de los equipos, lo que conduce a procesos de compactación más económicos.

La investigación del laboratorio, ha hecho ver también que la utilización de la frecuencia de resonancia

para el sistema suelo-vibrador, es útil cuanto mayor sea la presión que se aplica al suelo compactado. En la práctica la compactación en el campo, ha conducido a la utilización de frecuencias más altas en los equipos de compactación más ligeros.

Se presenta a continuación una tabla de los modos de vibrar de algunos suelos, para tener una idea de la vibración que se debe aplicar a estos materiales para compactación.

FRECUENCIAS NATURALES DEL CONJUNTO SUELO-VIBRADOR
PARA VARIOS SUELOS Y ROCAS (Ref. 11)

Tipo de suelo o roca	Frecuencia natural r.p.m.
2 m de turba sobre arena	750
2 m de rellenos con arenas y suelos finos	1145
Arena y grava con lentes de arcilla	1165
Terracería compactada por el peso del tráfico	1280
Arcilla húmeda	1430
Arena media muy uniforme	1445
Arena gruesa uniforme	1570
Arcilla casi seca	1650
Caliza	1800
Arenisca	2040

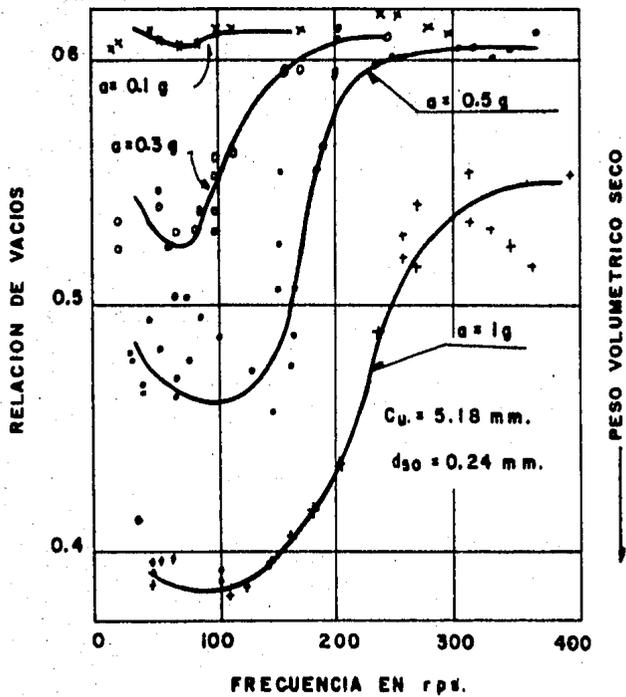


Fig. 42 Compactación de arenas por vibración. Influencia de la aceleración y la frecuencia. Ref. 11

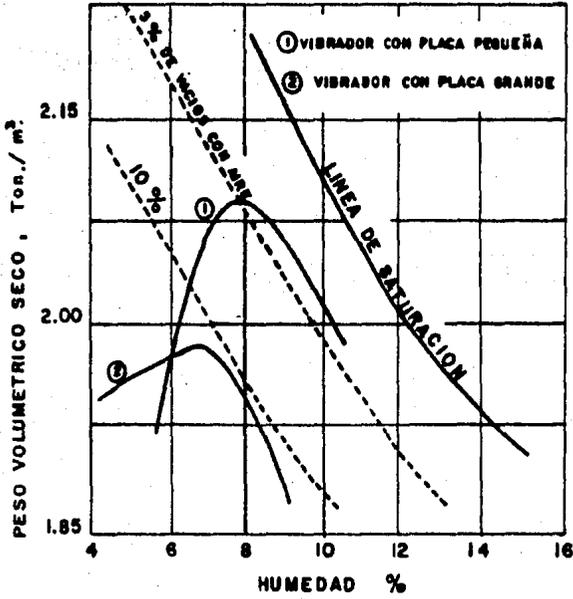


Fig. 43 Curvas de compactación para un suelo arenoso compactado con dos tipos de vibrador. Ref. 11

5.3.5 Pruebas especiales

Entre estas pruebas se ha desarrollado una máquina de compactación giratoria, que reproduce en el espécimen de laboratorio la estructura y las características que ha adquirido el suelo cuando se ha compactado en el campo, con los equipos usuales, sobre todo rodillos. Se puede considerar a esta máquina como un compactador por amasado. En la figura 44 se muestra el dispositivo por el cual se transmite al espécimen una presión combinada con efecto de balanceo.

Las pruebas que se han hecho con este aparato están ligadas a la tecnología de los pavimentos y se han empezado a desarrollar diferentes modos e intensidades de aplicación de la energía de compactación para distinguir los volúmenes de tránsito. La máquina también ha demostrado la influencia que tiene la plasticidad de la fracción fina de los suelos que se prueban y para estudiar la degradación estructural de los materiales bajo un cierto tipo de carga dinámica.

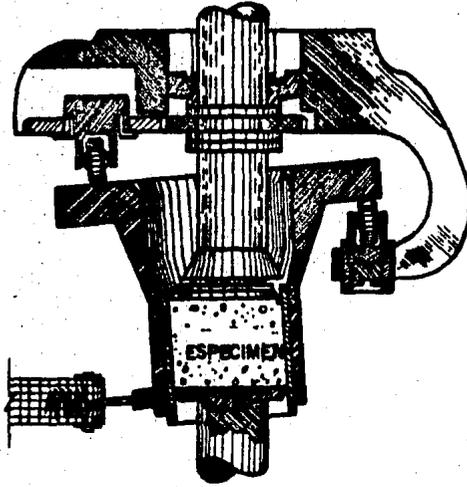


Fig. 44 Dispositivo esquemático de la máquina de compactación giratoria. Ref. 11

5.4 Métodos mecánicos de compactación en suelos.

Los principios que gobiernan la compactación de suelos en el campo son esencialmente los mismos que para las pruebas de laboratorio. Así, los pesos específicos secos máximos obtenidos resultan ser un parámetro de comparación en función del tipo de suelo, del contenido de agua usado y de la energía específica aplicada por el equipo que se utilice, la cual depende del tipo y peso del equipo y del número de pasadas sucesivas que se apliquen.

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación de campo, son una combinación de uno o más de los siguientes efectos:

- a) Por amasado Acción de amasado, reorientación de partículas próximas, causando una reducción de vacíos y un cambio de estructura.
- b) Por presión estática. La aplicación de una fuerza por unidad de área.
- c) Por impacto. Golpeo con una carga de corta duración, alta amplitud y baja

frecuencia.

d) Por vibración. Golpeo con una carga de corta duración, baja amplitud y alta frecuencia.

e) Métodos mixtos

f) Con ayuda de enzimas.

Estas formas de compactar proporcionan la energía que se requiere para mejorar diferentes tipos de suelo, ya que cada uno aplica diferentes esfuerzos y la duración de los mismos es variable.

Con los tres primeros se aplican los métodos convencionales en uso desde hace varios años y las tres últimas son técnicas más recientes.

Para que se realice un buen trabajo de compactación, se deben de tomar en cuenta las condiciones en que se encuentra el suelo natural, por lo que se debe realizar un trabajo minucioso de exploración y muestreo.

Para la elección del equipo de compactación, se debe de tomar en cuenta, además de las características del suelo, las condiciones estructurales que se desean

obtener del suelo, de acuerdo a las condiciones de la obra que se va a realizar y de las zonas donde se va a efectuar la compactación.

Para elegir un equipo adecuado de compactación en un caso dado se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Tipo de suelo.
- b) Variaciones del suelo dentro de la obra.
- c) Tamaño e importancia de la obra que se vaya a realizar.
- d) Especificaciones de compactación fijadas en el proyecto.
- e) Tiempo disponible para ejecutar la obra.
- f) Equipo que se tenga antes de efectuar la obra.

Se define como grado de compactación de un suelo compactado a la relación, en porcentaje, entre el peso específico seco obtenido en la obra y el máximo especificado en el laboratorio.

El grado de compactación de un suelo se obtiene de la siguiente forma:

$$G_c(\%) = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{máx}}} \cdot 100$$

γ_d = Peso específico seco del suelo obtenido en el campo por un proceso de compactación mecánico.

$\gamma_{d\text{máx}}$ = Peso específico seco máximo obtenido en el laboratorio para tomarlo como base de una compactación de campo.

El control de la obra se lleva generalmente investigando el grado de compactación y contenido de agua de los materiales ya compactados y estableciendo rangos aceptables, que varían según la importancia y función de la obra.

El material por compactar se deposita en capas, generalmente de espesor comprendido entre 10 y 30 cm siendo común el de 20 cm.

En obras importantes se recurre a secciones experimentales, por ejemplo terraplenes de prueba, que permitan determinar el espesor de las capas y el número de pasadas de un cierto equipo, para obtener el Grado de Compactación deseado.

Independientemente del amplio uso que se hace actualmente el concepto Grado de Compactación, podría decirse que es inadecuado para evaluar la compactación lograda por un cierto equipo de campo. Un material A en estado totalmente suelto tal como se deposita en la obra, antes de sufrir ninguna compactación puede exhibir un Grado de Compactación del orden de 80%, mientras que otro material B en las mismas condiciones puede tener un Grado de Compactación de 60%. Si el material B se compacta hasta alcanzar un Grado de Compactación del 80% se dirá que está igualmente compactado que el material A, sin embargo, la realidad es totalmente distinta: A está en estado totalmente suelto, en tanto que B ya ha sido parcialmente compactado, con lo que aumentó su resistencia, disminuyó su compresibilidad y permeabilidad y en general, adquirió características diferentes a las correspondientes al estado suelto.

Algunas instituciones, tomando en cuenta lo anterior, han adoptado una relación diferente para medir la compactación alcanzada por el suelo en el campo, denominada, "*Compacidad Relativa*", cuya fórmula y definición han sido dadas en 3.1.

No obstante lo anterior, los conceptos Grado de Compactación y humedad óptima siguen siendo el método más usual para fijar el requisito de compactación que ha de lograrse en el campo. Se entiende por humedad óptima (w_{op}), a la humedad que produce el máximo peso específico seco, con un determinado procedimiento de compactación.

El Grado de Compactación que se fije para un proyecto dado debe ser realista en el sentido de no imponer requerimientos excesivos, ya sea con relación a las propiedades que se deban obtener o al equipo disponible o a la importancia de la obra que se vaya a ejecutar.

No puede prefijarse el Grado de Compactación que se vaya a exigir en cada caso, ya que el ingeniero debe emplear su criterio adecuándolo a cada proyecto. Así por ejemplo, la SCT. tiene la norma de no compactar el cuerpo de las terracerías a menos del 90% en ningún caso y exige por lo general el 95% en una porción superior de los terraplenes y el 100% en la capa subrasante y en las diversas capas del pavimento. Generalmente lo que se pide de un suelo granular compactado, es que tenga una resistencia tal que pueda resistir los esfuerzos

que se vayan a aplicar en un futuro, que presente baja - deformabilidad y que tenga baja permeabilidad.

5.4.1 Compactación por amasado.- Rodillos pata de cabra.

Los rodillos pata de cabra tienen como característica fundamental compactar al suelo de abajo hacia arriba, ejerciendo un efecto de amasado por medio de protuberancias de unos 20 ó 25 cm de longitud, fijadas al tambor metálico y espaciadas entre sí 15 a 25 cm en cualquier dirección. Estas protuberancias pueden ser de distintos tipos, siendo los más usuales los mostrados en la figura 45.

Los rodillos pata de cabra normalmente usados ejercen presiones sobre el suelo comprendidas entre 10 y 40 kg/cm² y cargándolos con arena y agua es posible elevar estas presiones a valores del orden de 80 kg/cm² y aún más; sin embargo, los rodillos lastrados sólo funcionan satisfactoriamente en los casos en que el contenido de agua del suelo sea muy bajo.

La figura 46 muestra la influencia que sobre la compactación obtenida ejerce la forma de la punta del vástago, que constituye la pata de cabra propiamente dicha. En esta figura se presentan los pesos volumétricos

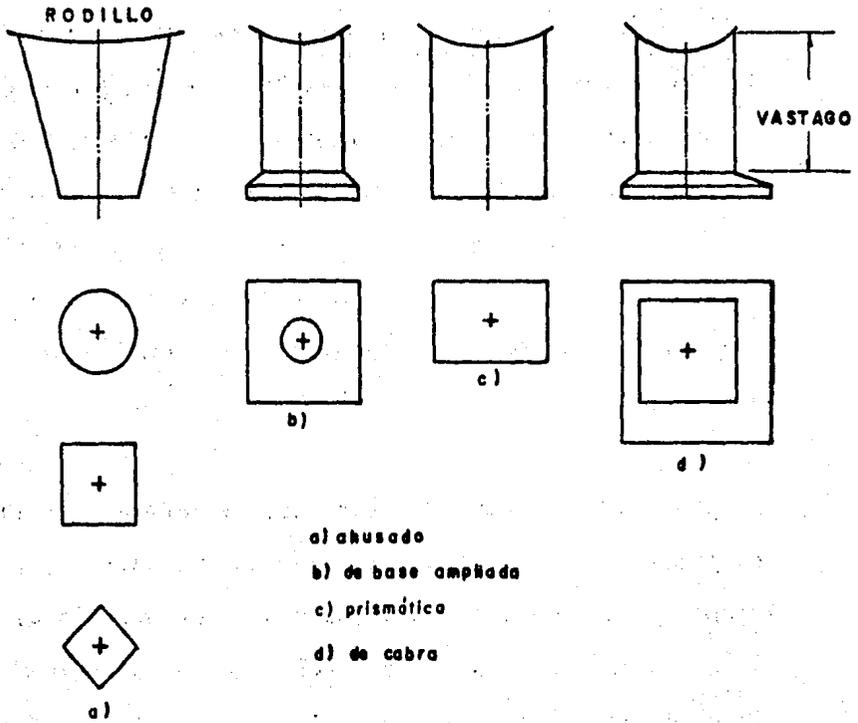


Fig. 45 Tipos usuales de rodillo pata de cabra.
 Ref. 11

que resultaron en un caso dado con el empleo de tres tipos de vástago, todos de sección cuadrada de 15 cm de lado. En todos los casos mostrados el vástago aplicó la misma presión y con la misma ley a lo largo del tiempo.

En la figura 47 se muestra esquemáticamente el efecto de la forma de la sección recta del vástago y de su área transversal. Como se puede ver es notable la mayor eficiencia del vástago más grande, así como la superioridad de la sección cuadrada sobre la redonda. Así, para un número dado de pasadas el incremento del área trae consigo un aumento del peso específico seco que se obtiene, por tanto, el aumento del área de la sección transversal del vástago permite reducir el número de pasadas que se necesitan para alcanzar determinado resultado.

La presión que el rodillo pata de cabra ejerce al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical, a partir de este instante las presiones decrecen hasta que el vástago sa

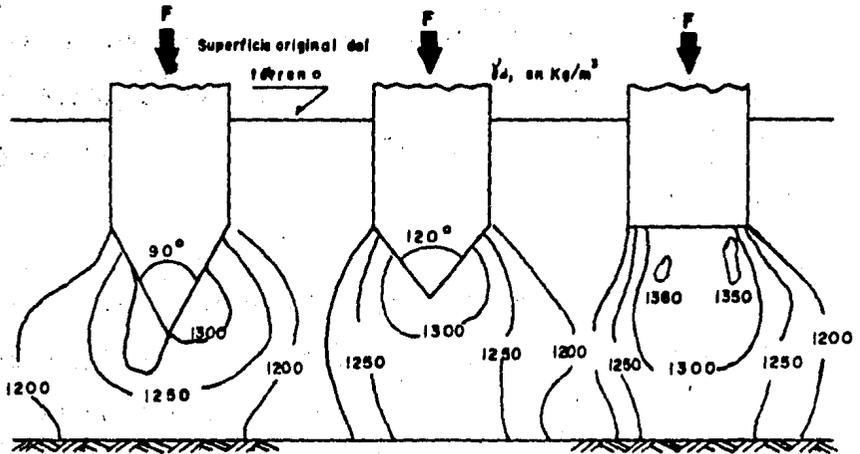


Fig. 46 Influencia de la forma de la punta del vástago en los rodillos pata de cabra. Ref. 11

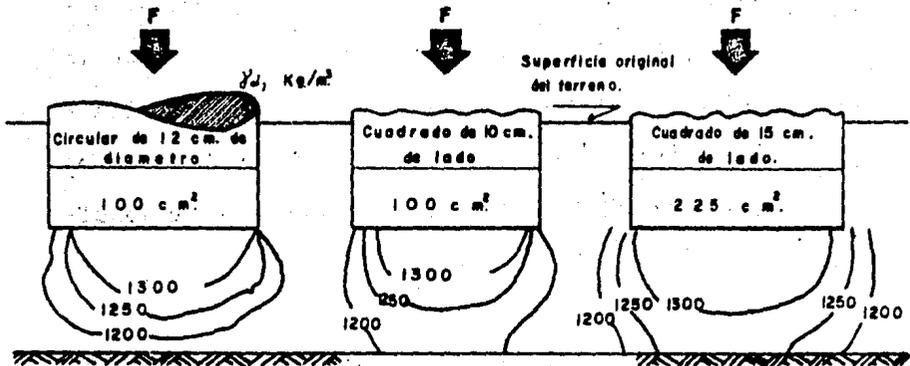


Fig. 47 Influencia del tamaño y del área de la sección recta de los vástagos de los rodillos pata de cabra. Ref. 11

le. La acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la capa de suelo de abajo hacia arriba.

En las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, por lo cual permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa de suelo por compactar; a esta manera peculiar de compactar se le denomina acción de "Amasado".

El proceso puede llegar a un límite en el cual el rodillo camina sobre el suelo y transmite todo su peso a través de los vástagos, pero sin que haya contacto entre el tambor y el suelo propiamente dicho. Generalmente se considera adecuada la operación cuando el vástago penetra del 20% al 50% de su longitud, lo que depende de la plasticidad del suelo; así, para una arcilla blanda se busca hacer penetraciones menores que para una arcilla arenosa, a fin de evitar que se adhieran al vástago cantidades considerables del suelo y se reduzca el rendimiento del equipo.

El rodillo pata de cabra produce 3 resultados deseables en los terraplenes de suelos finos compactados,

que son:

1. Una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa.

2. Una buena liga entre capas sucesivas.

3. Evita la laminación de la zona superior de las capas.

En la figura 48 se analiza otro aspecto importante de la compactación con rodillos pata de cabra. Se trata ahora de presentar el efecto del número de pasadas de un rodillo de tipo medio sobre diferentes tipos de suelos. El número adecuado de pasadas depende del tipo de suelo que se tenga en cada caso.

Es importante hacer notar que al compactar los suelos, los rodillos pata de cabra dejan en ellos un porcentaje de vacíos mayor que los otros equipos de compactación; esto puede ser perjudicial y puede evitarse si se combinan diversos equipos de compactación al compactar suelos cohesivos.

El rendimiento de los rodillos pata de cabra está influido por la forma en que se opera el equipo. Por ejemplo, si los vástagos penetran en los mismos agujeros durante varias pasadas sucesivas, el rendimiento del equipo se reduce, por tal motivo el operador del equipo debe evitar que esto ocurra dando un ligero cambio al recorrido del rodillo.

El máximo rendimiento posible de operación puede calcularse aplicando la siguiente expresión:

$$E = \frac{a h v}{10 n}$$

donde;

E = Rendimiento del compactador, en m³/h.

a = Ancho del rodillo, en cm.

h = Espesor de la capa compactada, en cm.

v = Velocidad del compactador, en km/h.

n = número de pasadas del equipo por el mismo lugar.

Existen dos tipos de compactadores que pueden considerarse como variantes del rodillo pata de cabra tra-

dicional, estos son:

a) Rodillo de rejillas.- Ha dado un buen resultado en una gran variedad de suelos, incluyendo arcillas homogéneas o mezclas de arenas, limos y arcillas con abundancia de finos. La superficie del cilindro está constituida de una parrilla o malla fabricada con barras de acero que forman una cuadrícula. Estos rodillos suelen lastrarse con bloques de concreto o arena húmeda. El peso de estos rodillos es de más de 14 toneladas (lastrado), - siendo las presiones de contacto mayores de 20 kg/cm^2 .

b) Rodillo segmentado. Su uso se está extendiendo incluso en arcillas no muy plásticas. Cada cilindro - suele estar formado por tres ruedas adosadas, de aro interrumpido lo cual forma la segmentación.

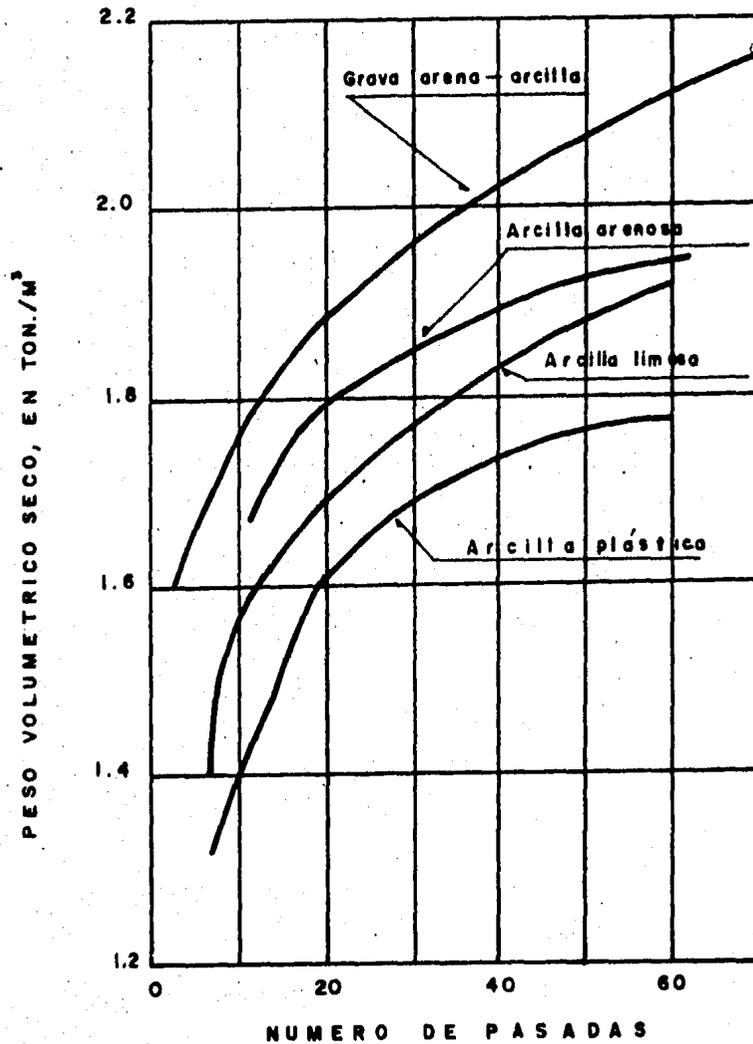


Fig. 48 Efecto del número de pasadas en el grado de compactación de distintos suelos, con rodillo pata de cabra. Ref. 11.

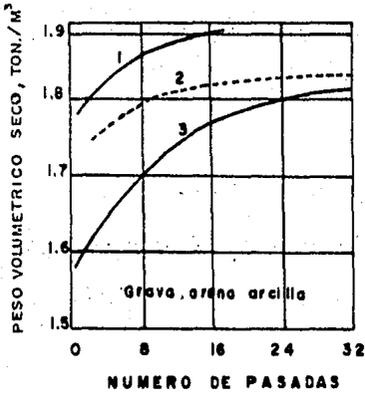
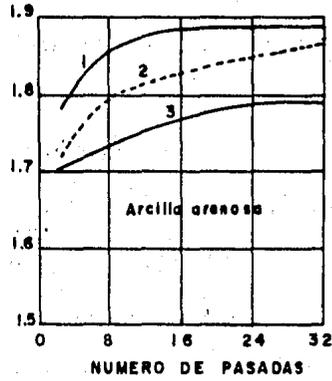
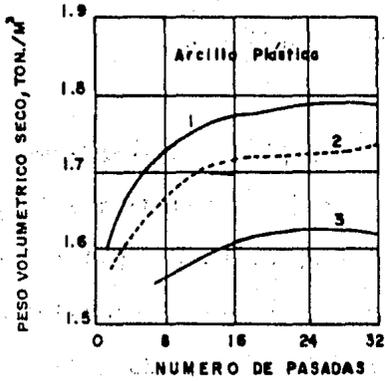
5.4.2 Compactación por presión estática.- Rodillos neumáticos y lisos.

Los rodillos neumáticos (que trabajan como el pata de cabra), pueden ser de eje simple o de eje múltiple y suelen pesar unas 10 ton. por eje.

La superficie de contacto depende del peso del rodillo y de la presión de inflado. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión a una cierta profundidad bajo la superficie, es preciso que las llantas delanteras y traseras del equipo tengan huellas que se superpongan ligeramente; es usual buscar una disposición tal que deje a ambos lados $2/3$ de huella libre entre las superposiciones.

El acabado superficial de las capas compactados con rodillo neumático suelen tener la rugosidad suficiente para garantizar una buena liga con la capa superior.

En la figura 49 se ilustra el efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso volumétrico seco obtenido para varios suelos; en la figura 50 se



Curva	Carga/rueda Ton.	Presión Inflado Kg/cm ²	Espesor capa. (cm.)
1	10.15	10.0	30.5
2	5.0	6.3	30.5
3	1.35	2.5	23.0

Fig. 49 Efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso volumétrico seco de distintos suelos, Ref.11

presentan los pesos volumétricos secos que se obtienen con un rodillo neumático en función de la presión de inflado, del número de pasadas y del contenido de agua del suelo en un limo de baja compresibilidad.

Al disminuir la humedad de compactación, el aumento de la presión de inflado se traduce en una mayor eficiencia y el número de pasadas también ejerce mayor efecto. Debe notarse cómo para una humedad de compactación dada, el aumento de la presión de inflado de las llantas del rodillo permite disminuir el número de pasadas para alcanzar un cierto peso volumétrico seco. Por tanto, la humedad de compactación ejerce una gran influencia en la eficiencia del proceso.

En cualquier tipo de suelo, un incremento en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo, que va acompañado de una disminución del contenido de agua óptimo (fig. 51).

Por otro lado, la elección de la humedad de compactación en el campo no puede fijarse con base en ninguna idea rutinaria, tomando la humedad óptima de laboratorio sólo como guía, (véase la figura 52). La humedad

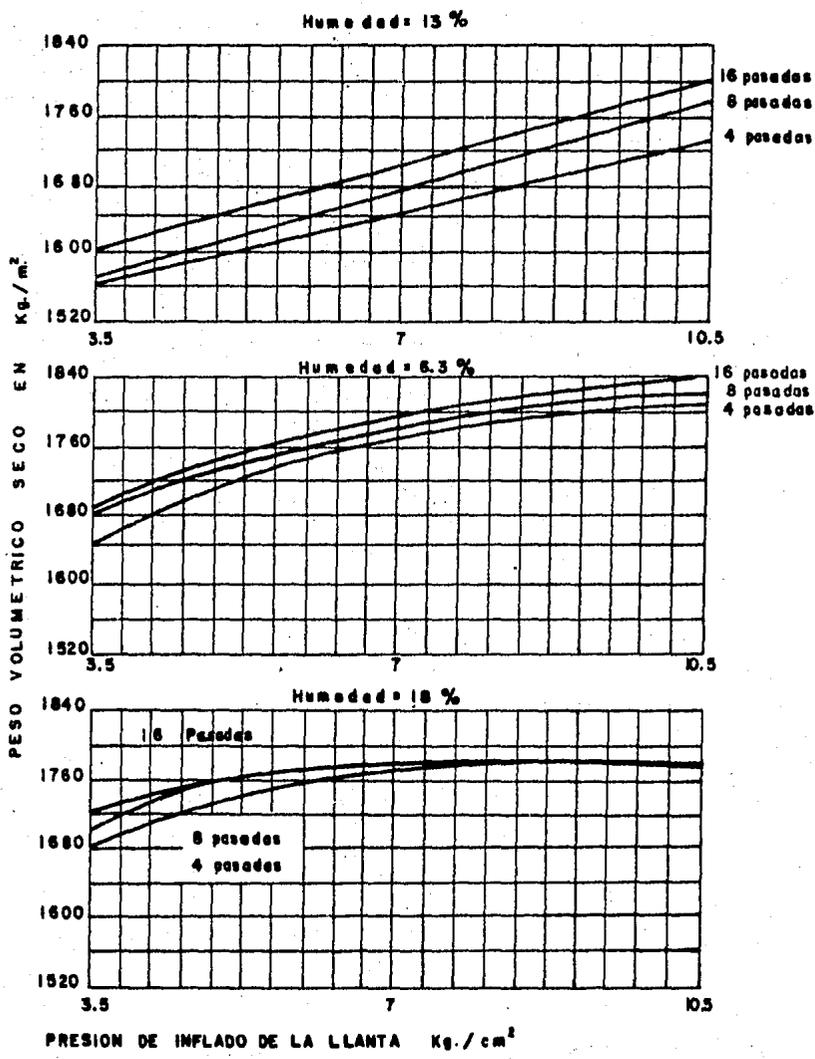


Fig. 50 Efecto de la presión de inflado, número de pasadas y humedad de compactación de un rodillo neumático. Ref. 11

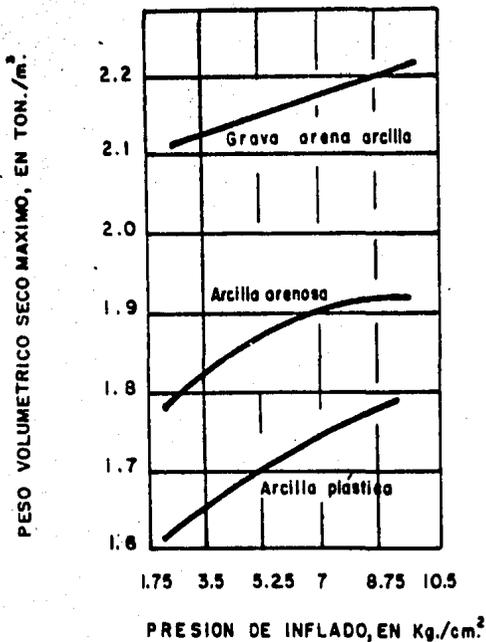


Fig. 51 Relación entre la presión de inflado y el peso volumétrico seco máximo, en una compactación realizada con rodillo neumático, Ref. 11

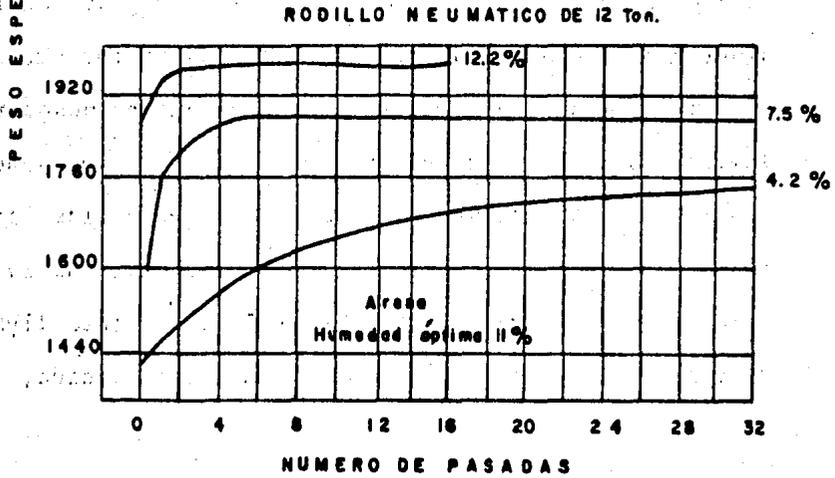
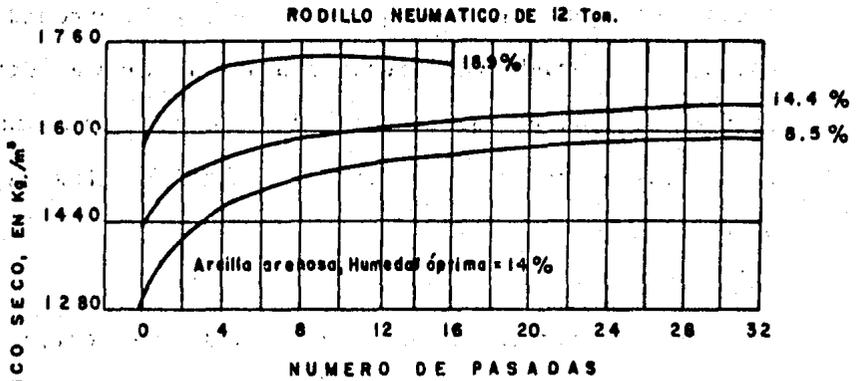


Fig. 52 Efecto del contenido de agua y el número de pasadas del equipo sobre la compactación.
Ref. 11

conveniente para trabajar con un cierto equipo en determinado suelo, no tiene porque ser igual a la humedad óptima de la prueba de laboratorio que se vaya a usar para el control de la compactación. La razón principal es que las energías de compactación son distintas en ambos casos.

Al realizar trabajos de campo siempre se exige al constructor un cierto peso volumétrico mínimo en todo el espesor de la capa. Para lograr tal fin y no tener problemas de control de calidad, al constructor probablemente le conviene emplear un equipo que dé pesos volumétricos mayores que el exigido en los niveles superiores para así garantizar el que se exige en los inferiores. Por otro lado, la elección del espesor de la capa no es arbitraria, sino que está íntimamente ligada al equipo disponible, a la humedad de compactación, etc.

Para que exista un equilibrio eficaz entre los factores mencionados, suele requerirse del uso de terraplenes de prueba en los que se realicen las investigaciones necesarias.

La figura 53 ilustra la forma en que el esfuerzo de compactación afecta al suelo a distintas profundidades. Para la elaboración de esta gráfica se utilizó un compactador de rodillos neumáticos de 14 ton y 13 llantas repartidas en dos ejes, con aproximadamente una tonelada de carga por llanta y una presión de inflado de 2.5 kg/cm^2 . Los tres suelos estudiados se colocaron en capas sueltas de 75 cm y se compactaron con 6 pasadas. Como se observa en la figura al aumentar la profundidad disminuye el esfuerzo de compactación.

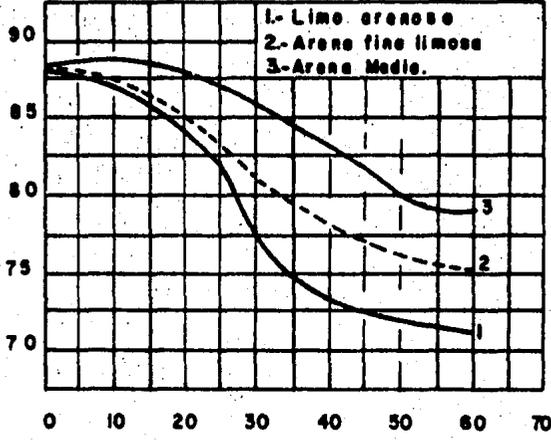
Los rodillos neumáticos pueden ser:

- a) Rodillos neumáticos remolcados.
- b) Rodillos neumáticos autopropulsados.

Los rodillos ligeros generalmente son autopropulsados, están provistos de 13 a 19 ruedas en dos ejes y pesan menos de 13 toneladas.

Los rodillos de peso medio tienen de 4 a 11 ruedas, en uno o dos ejes y el peso de éstos varía de 13 a 25 toneladas.

% Del peso volumétrico seco máximo(AASTHO Modificado)



PROFUNDIDAD BAJO LA SUPERFICIE COMPACTADA EN Cm.

Fig. 53 Influencia, a lo largo de la profundidad de la capa compactada, con un rodillo neumático, Ref. 11

Los rodillos pesados generalmente tienen 7 ruedas en dos ejes ó 4 en un solo eje, su peso varía de 25 a 110 toneladas.

Los rodillos autopropulsados siempre se lastran con agua y los remolcados generalmente con arena húmeda.

Otro tipo de rodillo neumático es el llamado de ruedas bamboleantes, que tiene las ruedas de uno de sus ejes en posición oblicua respecto al mismo, lo cual contribuye a aumentar el efecto de amasado; esto incrementa la eficiencia del equipo en suelos finos en donde es deseable tal efecto.

"RODILLOS NEUMATICOS"

ESPECIFICACIONES COMUNES

Ancho total del equipo	152 a 305 cm
Tamaño de la llanta	19.05 a 101.6 cm
Espaciamiento entre ruedas (centro a centro)	45.6 a 76.2 cm
Peso total	6 a 110 ton
Carga por rueda	0.6 a 27 ton
Presión de inflado	1.76 a 10.6 kg/cm ²
Presión de contacto	1.5 a 8.5 kg/cm ²
Area de contacto	480 a 3730 cm ²

En el rendimiento de los rodillos neumáticos influyen los siguientes factores:

- Carga por rueda
- Presión de inflado
- Ancho del rodillo
- Porcentaje de cubrimiento por pasada
- Traslape entre ruedas
- Velocidad del compactador.

Los rodillos neumáticos se utilizan principalmente en suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existen grumos cuya disgregación requiere de grandes concentraciones de presión, como las que producen los rodillos pata de cabra.

Los rodillos neumáticos pueden compactar capas más gruesas y a mayor velocidad que los rodillos pata de cabra. Este tipo de rodillo es también eficiente en limos poco plásticos.

En suelos con grandes guijarros, las llantas neumáticas permiten una distribución más uniforme de los esfuerzos.

Los rodillos lisos suelen ser de eje doble o triple y se utilizan frecuentemente para el acabado superficial de las capas compactadas, cuando se requieren superficies lisas. Estos rodillos se dividen en dos grupos que son:

a) Rodillos remolcados.- Generalmente constan de dos tambores montados en un marco al que se sujetan los ejes; su peso varía de 14 a 20 toneladas pudiendo lastrarse con agua o arena húmeda.

b) Rodillos autopropulsados.- Ese tipo de rodillos consta de una rueda delantera y una o dos traseras; su peso varía de 3 a 13 toneladas, el motor es de gasolina o diesel, pudiendo circular en velocidad directa o reversa. Estos rodillos se utilizan en materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos o por no necesitar disgregado; por lo general son arenas y gravas relativamente limpias. También se utilizan mucho para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas, como lo es la terminación de la subrasante, de la base y de carpetas de - - -

mezcla asfáltica.

Las características principales de los rodillos lisos son, su disposición, diámetro, ancho y peso total.

El espesor suelto de la capa de material que es posible compactar varía de 10 a 20 cm.

RODILLOS LISOS AUTOPROPULSADOS DE TRES RUEDAS

ESPECIFICACIONES COMUNES

Peso total-----	3 a 13 ton
Diámetro del rodillo frontal-----	86 a 120 cm
Diámetro de los rodillos traseros-----	94 a 160 cm
Ancho del rodillo frontal-----	61 a 122 cm
Ancho de los rodillos traseros-----	38 a 58 cm
Carga por unidad de ancho del rodillo frontal -----	14 a 43 kg/cm
Carga por unidad de ancho de los rodillos traseros. -----	25 a 80 kg/cm

El rendimiento de un rodillo liso se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$E = \frac{a h v}{10 n}$$

En rodillos de tres ruedas el valor "a" debe consi
derarse como el ancho de la capa compactada, que es - -
igual a la suma de los anchos de las tres ruedas menos
el traslape de las ruedas traseras sobre las delante- -
ras.

5.4.3 Compactación por impacto.

En los distintos procedimientos de compactación por impacto, la duración de la transmisión del esfuerzo es muy corta. El equipo que se utiliza varía desde los diferentes tipos de pisonos hasta cierta clase de rodillos apisonadores (tamper).

Principalmente por razones de costo el empleo de los diferentes tipos de pisonos está limitado a determinadas características de la obra, tales como zanjas, desplantes de cimentaciones, etc., y en aquellos lugares en donde no puedan usarse equipos de mayor rendimiento, ya sea por razones de espacio o bien por temor a un peso excesivo.

Entre los diferentes tipos de pisonos tenemos los siguientes:

a) Pisonos de caída libre.- Pueden ser desde simples masas unidas a un mango accionadas por un hombre, hasta masas de 2 ó 3 toneladas que se izan con cables y se dejan caer desde uno o dos metros de altura, estos pisonos pesados se han utilizado con éxito en la compactación

tación de grandes fragmentos de roca.

b) Pisones neumáticos.- También llamados de explosión, se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo, generalmente se levantan 15 ó 20 cm del suelo. Se les considera apropiados para compactar suelos cohesivos, pero pueden resultar convenientes en materiales friccionantes. Tiene el inconveniente de modificar la granulometría por rotura de granos. Actualmente se fabrican pisones con pesos desde 30 hasta 1 000 kg.

Los rodillos apisonadores (tamper) operan a velocidades de 20 ó 25 km/h, que en unión con la forma, dimensiones y separación de sus patas hace que su efecto sobre el suelo sea básicamente el de una compactación por impacto. Su mejor rendimiento se logra en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

Para las empresas y organismos que tienen un alto grado de diferenciación en sus trabajos, se utilizan equipos en los que se busca combinar los efectos de dos

o más de los sistemas tradicionales, así por ejemplo se tiene el compactador de rodillo liso vibratorio en el cual la unidad vibrante está acoplada a un equipo liso convencional, los hay remolcados y autopropulsados; la mayor eficiencia se logra en suelos granulares y el espesor de las capas es mucho mayor que en el caso de un rodillo liso por sí solo. Este tipo de rodillo es muy eficiente para compactar concretos asfálticos.

Las características más comunes de los rodillos lisos vibratorios son las siguientes:

Diámetro del rodillo-----	53 a 122 cm
Ancho del rodillo -----	61 a 183 cm
Peso total del rodillo -----	0.2 a 13 ton
Velocidad de avance -----	0.5 a 6 km/h
Frecuencia de vibración -----	1,050 a 5,000 rpm
Amplitud de vibración -----	del orden de 1 mm

La velocidad de avance del rodillo influye mucho en la energía de compactación, ya que ésta es independiente de la frecuencia.

Otro tipo de compactador es el neumático vibrato--

rio generalmente de tipo remolcado, eficiente en suelos arenosos bien graduados, arenas limosas e incluso, en arenas arcillosas. Se presenta la dificultad de que las llantas de los rodillos producen una amortiguación de las vibraciones.

El rodillo pata de cabra con aditamento vibratorio es generalmente de tipo remolcado y se utiliza para compactar suelos finos arcillosos.

Los rodillos lisos y neumáticos con llantas en el eje trasero y rodillos lisos en el delantero suelen ser autopropulsados, constan de un aditamento que les permite levantar cualquiera de las dos partes ya sea el rodillo liso o bien el neumático. Esta combinación se puede hacer aún más versátil si se le dota de un vibrador generalmente adaptado al rodillo liso.

También se utilizan los rodillos lisos combinados con rodillos lisos vibratorios, en ocasiones se añade a esta combinación un eje con rodillos segmentados, pudiendo levantarse cualquier rodillo.

5.4.4 Compactación por vibración.

La frecuencia de la vibración influye extraordinariamente en el proceso de compactación, siendo el intervalo de variación óptima el comprendido entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, que lleva al aparato a frecuencias prácticas del orden de 1500 a 2000 ciclos por minuto; en el mercado existen equipos que alcanzan frecuencias mayores.

Los principales factores que influyen en los resultados que rinde el equipo son los siguientes:

a) Frecuencia.- Es decir, el número de revoluciones por minuto, del oscilador.

b) Amplitud.- Generalmente medida por una distancia vertical.

c) Empuje dinámico.- Este se genera en cada impulso del oscilador.

d) Carga muerta.- Es el peso del equipo de compactación, sin considerar el oscilador propiamente dicho.

e) Forma y tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.

f) Estabilidad de la máquina.

Para obtener la máxima eficiencia en la compactación por el procedimiento de vibración, el contenido de agua óptimo del suelo suele ser bastante menor que el requerido para ser compactado por otro procedimiento.

Los procedimientos de compactación de campo combinan siempre la vibración con la presión, dado que la vibración utilizada sola resulta poco eficiente y la presión es necesaria para vencer los nexos interparticulares que se producen tanto en suelos gruesos como en los suelos finos.

En los suelos gruesos, la vibración es importante porque reduce considerablemente la fricción interna de los granos.

En el movimiento de vibración que sufre un suelo friccionante bajo el compactador por vibración, se produce una orientación de las partículas que tienden a separarse y una fuga de las partículas más finas hacia los huecos entre las partículas más grandes.

Al efecto reductor de la fricción, se suma la presión del compactador, que además de mejorar el acopla-

miento entre las partículas y aumentar la posibilidad del relleno de huecos, contrarresta las fuerzas de tensión capilar que pueden existir entre los granos de arena. Estas fuerzas pueden vencerse con presiones del orden de 0.5 a 1 kg/cm² en gravas y arenas y de 4 a 7 kg/cm² en arcillas compactadas al 90% del peso volumétrico seco máximo correspondiente a la Prueba Proctor Modificada.

En lo referente al tamaño de las partículas que se compactan, tenemos que cuando se compacta un suelo muy grueso, por métodos vibratorios, se propicia la salida de agua rápidamente en el proceso; esto conduce a la conclusión práctica de que las gravas y fragmentos de roca se pueden compactar con contenidos de agua muy bajos.

En el caso de suelos gruesos que contengan una cantidad apreciable de finos y un contenido de agua alto, la compactación por vibración puede dificultarse, motivo por el cual convendrá siempre que el contenido de finos no exceda del 10%.

La compactación de los suelos gruesos uniformes -

con métodos vibratorios puede mejorarse humedeciéndolos intensamente y dando las pasadas finales con vibraciones de pequeña amplitud y alta velocidad; el papel del agua en este caso no es muy claro, pero su acción densificante podría relacionarse con el humedecimiento de las aristas de las partículas gruesas, que propicia su aplastamiento bajo las altas presiones que se producen en los contactos entre los granos en los suelos uniformes. El papel del agua es en cambio muy claro cuando se compactan por métodos vibratorios suelos gruesos en los que existan presiones capilares importantes entre sus granos; al añadir agua, disminuye la tensión capilar, lo cual propicia el acomodo de los granos.

La figura 54 ilustra el efecto favorable que pueden tener los métodos vibratorios de compactación. La figura corresponde a un proceso de compactación que se realizó en Inglaterra para la construcción de una autopista. Para esto, se compactaron pedraplenes con tamaño máximo de 60 cm, con 90 cm de espesor de capa, utilizando rodillos neumáticos de 50 toneladas y rodillos de rejillas de 13.5 toneladas, como representativos de los métodos de compactación, así como rodillos vibratorios de 8 y 5 toneladas para aplicar vibración a los pedra-

% DE LA COMPACTACION FINAL

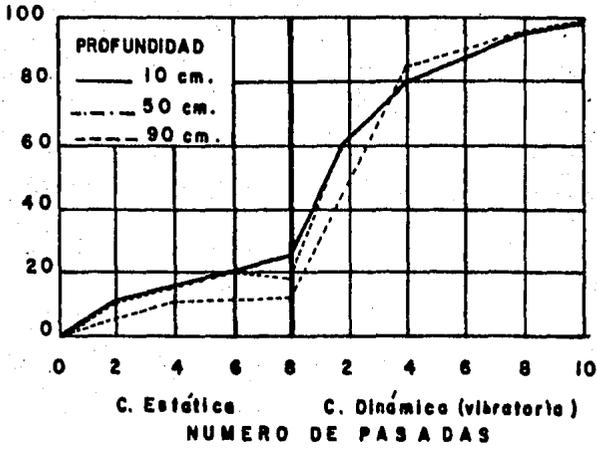


Fig. 54 Influencia de la vibración en la compactación. Ref. 11

plenes. Nótese la gran ventaja de la vibración en el proceso.

La figura 55 muestra la influencia de la frecuencia de las vibraciones en los procesos de compactación en un suelo gravo-arenoso. También se ilustra el efecto de la disipación de la compactación con la profundidad.

En lo referente a suelos finos arcillosos que se compactan por métodos vibratorios, se ha visto una influencia muy grande del contenido de agua; las arcillas con poca humedad requieren de grandes energías de compactación y los equipos que las compacten han de ejercer adicionalmente grandes presiones. El compactador debe vencer las fuerzas internas que aglutinan las partículas de arcilla, lo cual exige presiones adicionales a la vibración del orden de 8 kg/cm^2 , este requerimiento hace que el espesor de las capas que pueden manejarse sea mucho menor que en el caso de arenas y otros suelos friccionantes, así que la compactación haya de darse con equipos pesados pata de cabra o neumáticos capaces de proporcionar la presión adicional a la vibración.

Las arcillas húmedas pueden compactarse con ener--

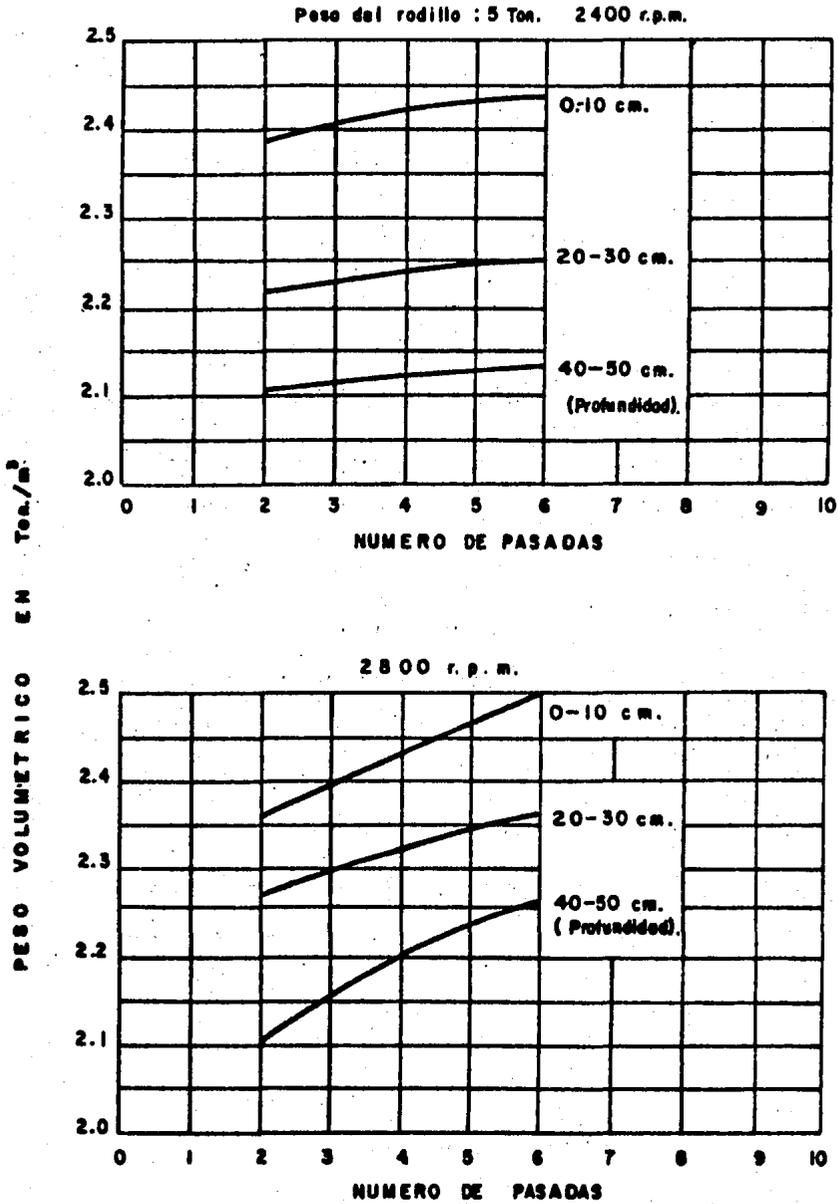


Fig. 55 Influencia de la frecuencia de la vibración en un proceso de compactación, Ref. 11

gías mucho menores que las más secas y con equipos que ejerzan una presión adicional también mucho menor.

La vibración puede disminuir la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, probablemente al producir una degradación estructural gradual y permanente. El efecto es tanto más notorio cuanto más sensible sea la arcilla.

Los limos y los suelos limosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando el contenido de agua es próximo al óptimo y cuando los espesores de capa no son muy grandes.

De los equipos vibratorios, el de mayor uso es el manual de placa, accionado por un operador; eficientemente puede avanzar 10 m por minuto.

Las características más importantes de los compactadores vibratorios de placa son las siguientes:

- Peso total del compactador----- 70 a 6,000 kg
- Peso de cada unidad vibratoria ----- 70 a 204 kg
- Area de contacto de la placa----- 1540 a 13,900 cm²
- Presión de contacto----- 0.04 a 0.42 kg/cm²
- Amplitud de vibración----- 2.03 a 12.7 mm
- Frecuencia----- 420 a 2,800 ciclos por min
- Ancho de la faja compactada----- 38 a 380 cm
- Velocidad de operación----- 0.05 a 26 km/h

La aplicación más común de los métodos vibratorios es la que se lleva a cabo combinando la vibración con la acción de rolado. La figura 56 ilustra el efecto de la vibración según su frecuencia y la amplitud de las vibraciones en las presiones ejercidas por un equipo vibratorio, en el caso presente se trata de un rodillo liso - provisto de aditamentos de masas desbalanceadas.

VENTAJAS DE LA COMPACTACION POR VIBRACION.

- a) Se facilita la obtención de los últimos porcentos del Grado de Compactación, que son muy difíciles de obtener y se obtienen más rápido densidades altas.
- b) Permite el uso de compactadores más pequeños.
- c) Se puede trabajar sobre capas de material de ma-

yor espesor.

d) Permite hacer trabajos más rápidos por menor número de pasadas,

e) Los costos de compactación resultan más económicos.

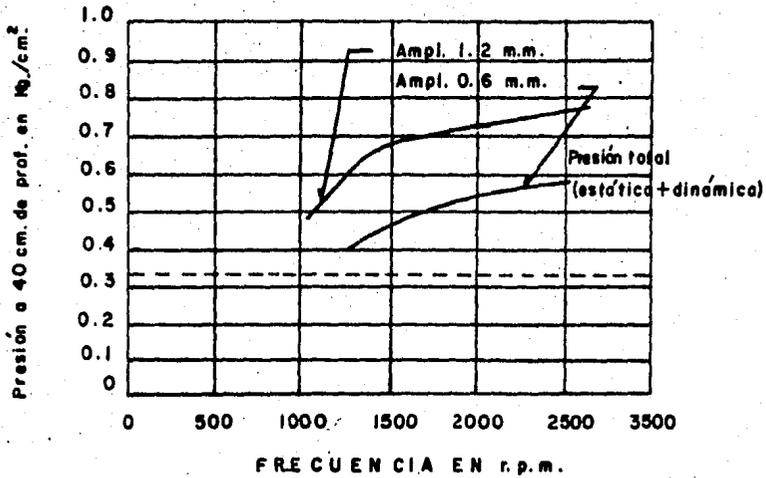


Fig. 56 Influencia de la frecuencia y de la amplitud en las presiones ejercidas por un rodillo liso vibratorio.
Ref. 11

5.4.5 Compactación por métodos mixtos

La tecnología ha desarrollado un gran número de equipos en los que se combina la presión con la vibración, y se busca combinar otras acciones de compactación.

Estos equipos se utilizan en la mayoría de los materiales ya sean suelos gruesos o finos y se obtienen resultados de compactación buenos, obteniendo pesos volumétricos secos muy cerca del máximo y el peso volumétrico seco máximo en algunos casos.

Entre los equipos más usados actualmente en que se combina la presión con la vibración, se tiene: los rodillos lisos con tres ruedas con vibración en la llanta delantera, los pata de cabra (remolcados y autopropulsados), los rodillos de almohadillas con llantas neumáticas en la parte trasera, los rodillos lisos con llantas neumáticas en la parte trasera, etc.

5.4.6 Compactación con ayuda de enzimas.

Se logra mediante la adición de productos enzimáticos en el agua que se agrega al suelo para la compactación. Se ha pretendido combinar con algún otro esfuerzo compactador mecánico, para obtener la densificación más rápida de los materiales.

Las enzimas son sustancias químico-orgánicas, capaces de incrementar la velocidad de transformación química del medio donde se encuentra, sin que sea consumida por ello en este proceso, llegando a formar parte del conjunto.

Las enzimas para compactación hacen que las partículas del suelo se agrupen y se transformen en una masa compacta y firme. Se hace notar que el agregar productos enzimáticos en el agua de compactación no densificará al material tratado, es necesario aplicar un esfuerzo de compactación adicional: es decir, se usará algún equipo compactador mecánico y agua con enzimas. Con este método se trata de reducir el tiempo de compactación. Se ha utilizado en México en épocas recientes sin tenerse a la fecha resultados que permitan su aplicación intensiva, por falta de pruebas concluyentes.

5.4.7 Compactación de suelos gruesos.

La compactación de los suelos friccionantes presenta problemas muy variados y ellos representan todos los casos de compactación que hay, excluyendo a los pedraplenes y a los materiales granulares tratados (gravas tratadas con cemento o escoria). Los suelos gruesos con finos (SC, GC, SM, GM), presentan más o menos los mismos problemas de compactación que los suelos finos. Los materiales limpios bien graduados (GW, SW) son fáciles de compactar después de haber establecido el espesor de la capa por compactar.

Las características de los materiales gruesos que se deben de tomar en cuenta para compactarlos son:

a) La forma angulosa que presentan los suelos friccionantes, es de gran importancia durante el desarrollo de la compactación, y en mantener mejor estabilidad el material después de la compactación.

b) Los suelos gruesos son campos de aplicación de los equipos con vibración.

Compactación de arena limpia bien graduada. (SW)

Estas arenas, por tener gran variedad de tamaños se pueden compactar con casi todos los tipos de compactadores, de acuerdo a las propiedades de las máquinas y los espesores a compactar.

Los rodillos lisos se ocupan para compactar capas muy finas de sólo algunos centímetros de espesor. Los rodillos pata de cabra se pueden utilizar si el material no es completamente limpio y si es intermedio entre una arena limpia bien graduada y una arena limosa o arcillosa. Los compactadores de neumáticos son muy eficaces y pueden tener una eficiencia apreciable en profundidad si están suficientemente lastrados. Los equipos vibratorios son quizá los que mejor se adaptan a estos suelos.

Entre más limpias sean las arenas, presentan menos problemas de humedad, pero si aumenta su contenido de finos y en particular si son de tipo mixto, deberá vigilarse mucho la humedad del material.

Compactación de arenas limosas y arcillosas. (SM y SC)

Las arenas con alto contenido de limo casi no se distinguen de los limos con mucha arena. El comportamiento que presentan estos materiales es muy parecido. Los materiales granulares con finos pueden presentar exactamente los mismos problemas que los limos y las arcillas, y por su característica se aproximan más a éstos, por lo que, para compactarlos, se tratan como arcillas o limos con arena.

Compactación de arenas limpias mal graduadas. (SP)

Se trata de arenas en que predomina un solo tamaño o hay ausencia de algunos intermedios, su compactación es difícil y la estabilidad que presentan después de la compactación es baja, lo que implica que tienda a descompactarse fácilmente.

En general, estas arenas son permeables y la humedad no les afecta. Si son arenas finas (granos del orden de 1/2 mm o más finos), desarrollan capilaridad y la humedad que adquiere el material le da una ligera cohesión que favorece la compactación y la estabilidad del mate-

rial.

Si los granos son redondos, el ángulo de fricción interna es muy pequeño y el material es inestable. La superficie de estos materiales es muy difícil de compactar.

Tienen mejor estabilidad las arenas que tienen diferentes formas en sus granos y si se eleva su angularidad, la compactación de una arena triturada se conserva mejor que la de una arena de duna o de playa. Los equipos que se pueden utilizar para la compactación de estas arenas son los rodillos de neumáticos y los rodillos lisos vibratorios. Los rodillos de neumáticos pueden ser eficaces, pero cuando la estabilidad de la arena es baja, ocurre que la máquina destruye el trabajo que acaba de realizar, y el material presenta problemas para el rodamiento de este equipo.

Los equipos vibratorios se pueden aplicar a estos materiales como lo más eficiente en compactación. Los rodillos lisos vibratorios resuelven el problema de rodado de la máquina realizando una pasada sin vibrar para lograr una precompactación en el material.

Por la falta de estabilidad de estas arenas, se ha recurrido en la técnica de la compactación a otro material para lograr la compactación, por lo general se cubre la arena con una grava bien graduada, el espesor de esta capa no debe ser muy grande, ya que el efecto de compactación no se dejaría sentir en la arena situada debajo. Por lo general es conveniente un espesor de unos 10 cm. Para realizar esta compactación, se puede emplear un compactador de neumáticos con ruedas cargadas con mucho peso o utilizar un rodillo liso vibratorio pesado.

Compactación de gravas mal graduadas. (GP)

Este material tiene poca estabilidad, aún después de haber sido compactado, debido a la falta de variedad de campos en los granos que componen el material. Si se utiliza este material en la base de una carretera, conduce a superficies deformables. Los equipos y formas de compactar estas gravas son:

a) Rodillos lisos vibratorios.- Con estos equipos se produce una segregación vertical que aumenta el defecto granulométrico de la grava mal graduada.

El efecto de la vibración en una grava de granulometría gruesa, provoca un movimiento de partículas tal que, las grandes se bloquean entre ellas y los elementos finos descienden por gravedad.

El aplicar la vibración a un material que contenga mucha arena, provoca que el material sea fluido y las partículas gruesas desciendan por gravedad y por diferencia; lo que hace que en la superficie del material quede más arena que grava.

b) El equipo que da mejor resultado en estos materiales es el de neumáticos, en el que se regula el peso y la presión de las llantas para mejorar la estabilidad del material.

Por lo general se tendrá que tratar la superficie, añadiendo arena o, por lo contrario gruesos, según la grava que se esté compactando.

c) Los rodillos lisos se pueden utilizar para compactar capas delgadas de grava mal graduada gruesa, pero en definitiva para gravas arenosas, estos rodillos no se usan.

d) Los rodillos pata de cabra no se utilizan en estos materiales.

Un caso particular que se presenta frecuentemente en estos suelos, es el de gravas mal graduadas gruesas y de partículas redondeadas. Estos materiales se obtienen por dragado y no son tratados (limpiarlos por lavado). Por lo general no tiene material fino (plásticos) y el contenido de arena fina es poco. El redondeado de sus partículas hace que su compactación sea difícil.

Este material se puede mejorar por medio de la trituración de los granos redondeados aumentando la angulosidad y el contenido de finos, mejorando así la granulometría del material. Este material ya mejorado se puede utilizar en un terraplén compactándolo con una máquina de neumáticos con mucho peso y con poca presión de inflado en las llantas, o también un equipo vibratorio de mucho peso.

Compactación de gravas limosas y arcillosas. (GM o GC)

Estos materiales, se encuentran en grandes cantidades en las terrazas antiguas de los valles. En la técnica

ca de caminos son muy apreciables estos materiales, se utilizan como sustitución en bases de limos y arcillas cuando la humedad de compactación de éstos es mala y no se puede compactar, lo que obliga a desechar estos materiales. En caminos estos materiales se emplean como terraplén, porque ellos casi no presentan problemas para su compactación. Si el contenido de finos es elevado y el material angular tiene poca angulosidad, se pueden presentar algunos problemas para su compactación. En algunos casos se pueden aplicar más o menos las consideraciones de compactación que se aplica a los suelos finos.

Cuando en estas gravas se tiene problemas con la humedad de compactación, las condiciones climatológicas son malas, y los plazos para trabajar impiden esperar a que sequen, se puede tratar a la grava con cemento y cal, facilitándose la compactación.

Cuando este material es extraído por dragado bajo el agua se debe aprovechar esta circunstancia para eliminar lo más que se pueda los materiales plásticos finos.

Los equipos que se emplean para compactar las gra-

vas con finos plásticos que tengan una humedad aceptable de compactación son:

Compactadores de neumáticos

Compactadores con vibración pesados

a) Los compactadores de neumáticos y en especial los remolcados con pesos totales mayores de 15 toneladas son convenientes para compactar capas de 20 cm de espesor.

b) Los equipos con vibración pesados son muy eficientes y permiten compactar capas de 50 cm de espesor o más cuando el material tiene alto contenido de finos, se eleva la plasticidad y el material se vuelve cohesivo, y por lo tanto, los rodillos lisos vibratorios y sin vibrar son menos convenientes para realizar la compactación.

En un caso especial, cuando la grava contiene una gran cantidad de finos plásticos, se usa para la compactación el rodillo pata de cabra en forma muy eficiente.

Compactación de gravas bien graduadas. (GW)

Estas gravas presentan pocos problemas en la compactación por la gran variedad de tamaños de las partículas del suelo.

Las gravas bien graduadas, que tienen un ángulo de fricción interna elevado, debido en general al porcentaje elevado de elementos triturados que aumentan la angulosidad en las partículas hace que al compactar el suelo tenga una estabilidad excelente. El equipo utilizado para la compactación de gravas bien graduadas es combinando rodillos lisos vibratorios y compactadores de neumáticos, obteniendo muy buenos resultados. Si el material tiene poca angulosidad, no es tan necesaria la intervención de equipos vibratorios. Es suficiente utilizar un equipo compactador de neumáticos pesado con gran presión de inflado en las llantas. Los espesores que se pueden compactar serán de 20 a 30 cm.

Compactación de gravas tratadas.

Para realizar la compactación de estas gravas se han tomado en cuenta las siguientes características:

- a) Ausencia de plasticidad
- b) Excelente granulometría
- c) Angulo de fricción interna elevado

De las dos características primeras se deduce que se debe de compactar el material, empleando un equipo con vibración. La tercera característica impone este tipo de equipo como el más aconsejable para compactar en obra estos materiales con mucha fricción.

Para lograr una buena compactación en estos materiales, se debe de emplear aparte del compactador con vibración un compactador de neumáticos con gran peso por rueda y presión de inflado elevada.

La grava tratada con escoria, no presenta grandes problemas con la humedad de compactación. Este material se puede compactar sin ningún inconveniente con mal tiempo, además, no hay ningún plazo impuesto para realizar la compactación después de haber hecho la mezcla de grava y escoria.

En el caso de grava tratada con cemento el material se debe compactar con una humedad muy precisa. La compactación debe realizarse en un período máximo de 5 horas después de haber efectuado la mezcla.

Compactación de materiales con elementos muy gruesos.

Son materiales de roca que están formados por elementos muy gruesos que tienen medidas de 50 cm. o más pero que también pueden contener elementos muy finos. Desde el punto de vista de la clasificación de suelos, estos materiales son gravas bien o mal graduadas, con contenido de finos o sin ellos. Estos materiales presentan problemas de compactación ya que los elementos muy gruesos pueden bloquearse los unos con los otros y dejar huecos importantes entre ellos que posteriormente causan problemas de asentamiento y deformación, a consecuencia de fragmentación y movimientos pequeños en el material.

Para facilitar la compactación en estos materiales, se pueden fraccionar para obtener un material que sea una grava más o menos plástica.

Si el material es blando y los elementos grandes, se podrán disminuir hasta tamaños de 30 ó 50 cm. y la compactación se hará con un rodillo de rejillas que completará la fragmentación del material.

Para realizar la fragmentación del material, puede emplearse pisonos grúas. El trabajo de fragmentación será en lo general caro en los elementos gruesos, la compactación del material se hará en capas muy gruesas, del orden de los elementos más grandes que se acepten. Por lo regular las capas tendrán de 1 a 1.5 m de espesor.

Para una compactación aceptable se deberá observar las siguientes precauciones.

a) Para obtener un buen resultado habrá que utilizar máquinas vibratorias pesadas. Se puede utilizar además pisonos grúas de caída libre que actúan por compactación y reducción de huecos alrededor de los elementos gruesos en estos materiales.

b) En estos materiales es imposible controlar la compactación empleando un densímetro, cualquiera que

sea el modelo. El control debe hacerse observando los asentamientos del material y no parar la compactación hasta que los asentamientos no aumenten más. Para observar el asentamiento, se utiliza "el medidor electrónico de asentamientos", que ha sido elaborado para este tipo de terraplenes.

c) De vez en cuando es conveniente hacer en el terraplén una zanja para observar si los bloques grandes están bien encajados.

5.5 Compactación Dinámica.

5.5.1 Vibroflotación.

La compactación de depósitos sueltos de arena mediante "vibroflotación", fué descrita por primera vez en 1936 por Stuerman en una revista rusa. Tiempo después, en Alemania se aplicó el método para mejorar las condiciones de cimentación para edificios y en 1939 se introdujo el método en América.

En Alemania, el sistema fué desarrollado por la firma Johann Keller y se le denominó Keller Vibratory Ram Pressure Process. Actualmente la patente alemana lo denomina Vibrocompactación, mientras que la patente americana se llama Vibroflotación y es operado por la Vibroflotation Foundation Company.

Principio operativo.

La pieza central y clave del sistema, es el vibroflot o vibrador, especie de vibrador gigante similar a los utilizados para el concreto.

Tiene 40 cm. de diámetro (16") y 183 cm. de longitud (6'), pesa del orden de 2 toneladas y mediante su masa excéntrica interna, puede desarrollar una fuerza horizontal de 10 toneladas a 1800 rpm, desplazándose lateralmente del orden de 2 cm (3/4").

Para facilitar su operación de hincado y en general su funcionamiento, lleva chiflones de agua tanto en su parte inferior como superior, con los cuales puede suministrar agua a razón de 4 a 5 lts/seg con una presión de 4 a 6 kg/cm²

El proceso de densificación, en un punto dado de una cuadrícula seleccionada previamente, se inicia con el hincado del vibrador en el terreno arenoso, merced al chiflón inferior operado a toda su capacidad. El vibrador cuelga libremente de un cable operado por una draga ligera, y su velocidad de penetración en el terreno es del orden de 1 a 2 m por minuto.

El agua se introduce a un gasto mayor del que pueda drenarse libremente en el suelo, lo cual crea una condición momentánea de arena movediza, facilitando que el artefacto penetre por su peso propio hasta la profundi-

dad deseada.

La densificación propiamente dicha, empieza cuando al vibrador se le hace funcionar su masa excéntrica e inicia el retorno a la superficie por intervalos de 30 a 40 cm alcanzando en cada etapa la densidad especificada. Simultáneamente se va agregando material granular por el borde del cono que se forma arriba, para ocupar el volumen extra, resultante de la densificación y para reemplazar el suelo barrido por los chiflones. Así se compacta tanto el suelo del lugar como el que se va agregando.

En suelos arenosos limpios deben agregarse del orden de 0.3 a 1.9 m³ por metro lineal.

En arenas limpias gruesas, el incremento de la densidad ocasiona un correspondiente aumento en el consumo de energía del motor, sirviendo esto como norma para el control de proceso. Por ejemplo, para el caso del puerto pesquero Piloto de Alvarado se estableció que para un potencial de 400 volts, cuando la intensidad de corriente alcanzaba 60 amperes, se lograba la compactación especificada.

Con este procedimiento se forman columnas de 2.4 a 3 m de diámetro en cada penetración del vibrador. Lógicamente, el grado de compactación es máximo al centro de la columna y decrece radialmente.

En arenas limpias, el radio de influencia es del orden de 1.8 m y decrece a 0.6 ó 0.9 m en arenas con más del 20% de finos.

Las experiencias indican que el proceso de densificación es más eficiente en suelos arenosos limpios, de preferencia gruesos. Algunos investigadores consideran que los suelos de partículas gruesas mejoran la transmisión de vibraciones al suelo y por lo tanto los recomiendan para ir llenando el hueco.

Por el contrario, cuando los materiales por densificar contienen apreciable cantidad de finos, se reduce la eficiencia del método. Según Tschebotarioff, aparentemente la reconsolidación por vibración de los suelos menos permeables, después que fueron aflojados por el chiflón, no ocurre suficientemente rápido. Sin embargo, hay autores que reportan haber tenido éxito para suelos con 30% de finos en arenas muy finas, arenas finas con

lentes de lodo, arenas finas con bolsas de arcilla y limos y arenas con capas de arcilla de varios pies de espesor.

Experiencias.

En suelos puramente arenosos, en ocasiones con gravas, con profundidades de tratamiento entre 3.4 y 12 m y el espaciamiento entre inserciones es de 1.7 a 3.7 m siendo en promedio de 2.2 m.

La compacidad relativa inicial, en promedio de 40% aumentó en promedio a 83%, con casos mínimos de 70%.

D'Appolonia, Miller y Ware han concluido:

1.- La compacidad relativa, no pasa del 70% en puntos situados a más de 0.9 m. de un punto compactado por vibroflotación.

2.- El traslape es pequeño, cuando los puntos de vibrado están separados más de 2.4 m.

3.- Espaciamientos menores de 1.8 m dan compacida

des relativas mayores del 70% dentro del área compactada.

4.- Se pueden superponer los efectos de compactaciones adyacentes.

5.- Distribuciones triangulares y cuadradas dan más o menos los mismos resultados, pero se prefiere la triangular porque da un mayor traslape.

D'Appolonia desarrolló un método para determinar el espaciamiento óptimo. En la figura 57 se muestra cómo la compactación decrece al incrementar la distancia del vibrador siendo necesaria una medida arbitraria para describir esta variación. Por conveniencia se usa un coeficiente de influencia para denotar el grado de compactación a cada pie del centro de un vibrador de compactación. La curva punteada de la figura representa la compactación causada por un solo vibrador. El coeficiente de influencia para una distancia de 1.8 m del vibrador se ha escogido arbitrariamente como la unitaria. El coeficiente a cada pie de intervalo hacia el vibrador se mide como la ordenada de la curva punteada.

Como la vibroflotación introduce suficiente agua - en el suelo en la zona por compactar, para saturar el - suelo, la localización del nivel freático no influye en la aplicación del método.

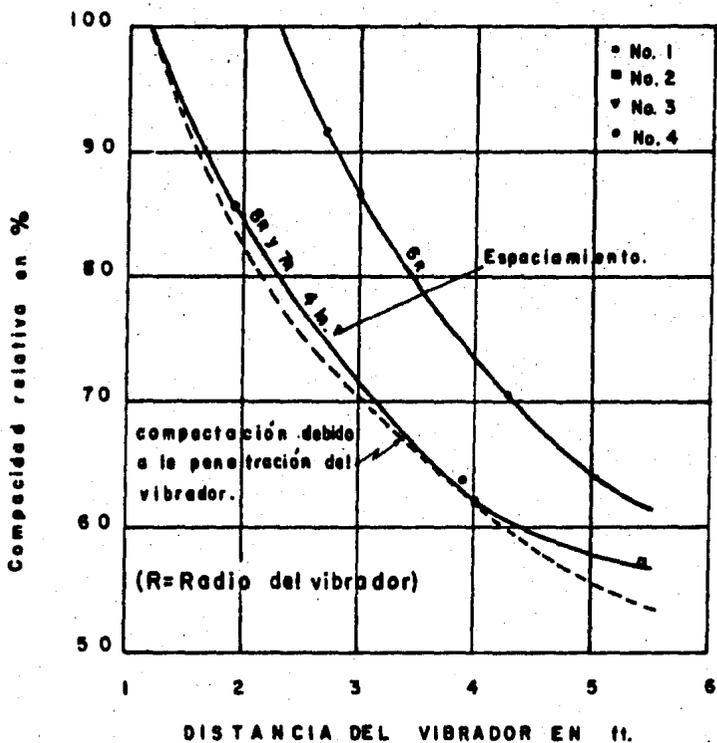


Fig. 57 Relación entre la compacidad relativa y la distancia del vibrador. Ref. 10

5.5.2 Vibrocompactación.

La vibrocompactación se aplica principalmente a suelos granulares, sueltos y con alto contenido de agua, o mejor aún saturados. Una condición típica de suelo es el relleno hidráulico. En la mayoría de los casos el suelo está formado predominantemente de arena, pero no todas las arenas son adecuadas para la vibrocompactación; se ha notado que las arenas, aún aquellas saturadas, no se prestan a este procedimiento si contienen un porcentaje demasiado alto de partículas finas (por ejemplo 50% que pasa malla No. 120, o granos menores que 0.15 mm).

Procedimiento

Este método se ha aplicado con éxito, hasta profundidades de 10 a 15 m pero no hay razón para que no pudiera ser usado, con un vibrador poderoso, hasta 20 m. Un vibrador de especificaciones adecuadas (frecuencia de 15 a 25 hz) es usado para hincar y extraer a intervalos regulares un elemento metálico, el cual puede ser un ademe (generalmente de 700 a 800 mm de diámetro), un par de tablestacas soldadas espalda con espalda, un

perfil de viga, etc. Para cada forma de elemento se recomienda soldar en el exterior bandas o varillas de refuerzo, para mejorar la transmisión de vibración al suelo.

El grado de compactación debe ser verificado inmediatamente después de que el suelo ha sido vibrado (por ejemplo al día siguiente) y una medición de la resistencia con penetrómetro o cono debe ser efectuada para cada 10 ó 20 puntos de retícula (dependiendo de la homogeneidad del suelo), y comparada con las mediciones originales en la misma área. De esta manera pueden tomarse acciones correctivas si se necesitan mientras el equipo no ha sido movido todavía demasiado lejos.

Los resultados logrados con este método pueden ser resumidos como sigue:

- Los primeros 1 a 2 m no se densifican generalmente y deben ser compactados más tarde con un equipo superficial.
- Si el suelo incluye capas limosas o arcillosas (o más generalmente capas de suelos cohesivos), no sufre compactación al nivel de esas capas.

-En todos los otros niveles, la resistencia de punta se incrementa en un 50 a 100%. La compacidad relativa requerida (entre 60 y 80%, y aún en algunos casos 100%) se alcanza; el suelo se asienta de 7 a 10%.

Otras consideraciones.

a) El uso de equipos vibratorios para compactar suelos arenosos, ha probado ser una solución eficaz en varias partes del mundo.

b) En la vibroflotación y la vibrocompactación, es importante agregar agua en abundancia al terreno, para realizar el proceso de densificación, además debe irse reponiendo simultáneamente con nuevo material el espacio extra ganado. El método es aplicable a suelos granulares limpios, de preferencia gruesos. Según la Vibroflotation Foundation Company pueden procesarse suelos con tamaños de partículas del orden de 0.1 a 10 mm, aceptando que menos del 20% pase la malla 200 (figura 58).

Las profundidades de tratamiento han sido del or--

den de 6 m pero se menciona que pueden llegar a 18 m.

El espaciamiento entre puntos de tratamiento resulta en promedio de 2.2 m.

La compacidad relativa alcanzada sobrepasa el 70%.

En suelos interestratificados con estratos arenosos compactos o arcillosos duros, el método puede resultar contraindicado.

c) En la compactación con los sistemas vibrohincadores, adosados a elementos columnares, Vibrofonceur, Terraprobe, no se usa agua durante el hincado del sistema, aunque si se aconseja agregarla previamente para saturar el suelo.

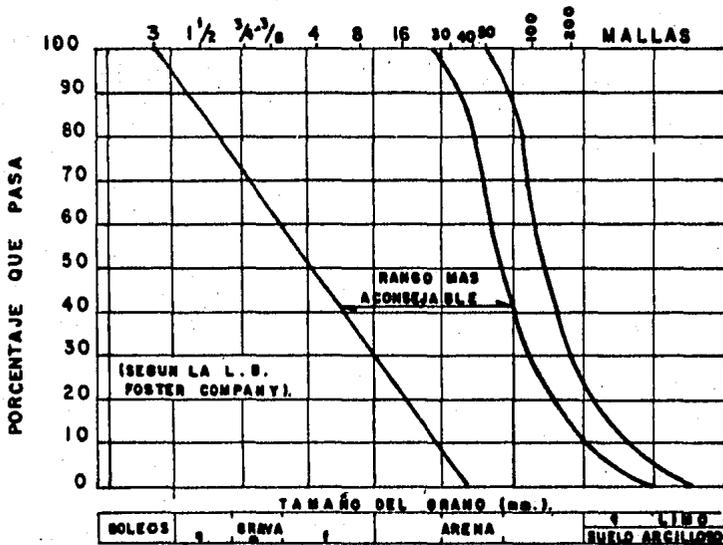
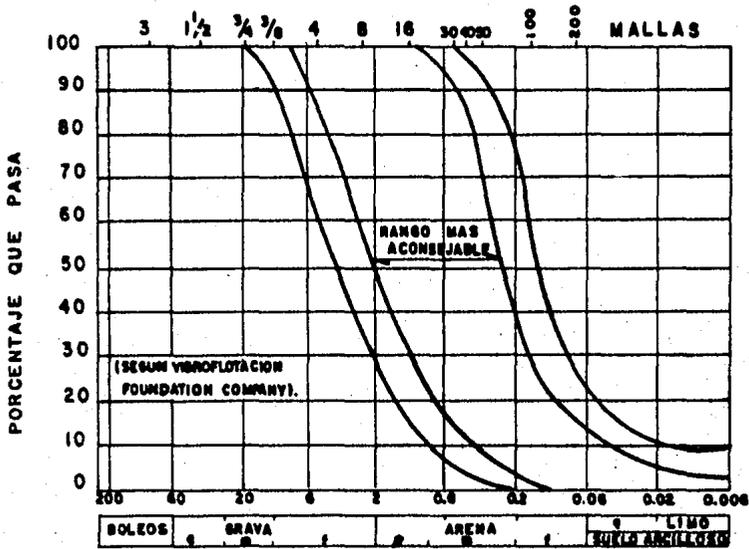
No se requiere agregar simultáneamente el material que ocupe el espacio extra ganado, ya que esto puede realizarse antes o después del tratamiento.

La aplicación del método es para suelos granulares limpios. Según la L.B. Foster Company, puede aplicarse en suelos con tamaños de partículas del orden de 0.7 a

60 mm, aceptando que menos del 25% pase la malla 200 -
(figura 59).

Las profundidades de tratamiento pueden llegar tam-
bién a 18 m.

El espaciamiento entre puntos de tratamiento es -
del orden de 1.5 a 2 m la compacidad relativa que se -
alcanza es de 70% como mínimo.



Figs. 58 y 59 Tamaños aceptables de partículas para método de vibroflotación y vibrocompactación. Ref. 9

5.5.3 Compactación de suelos por medio de explosivos.

El mejoramiento de las propiedades de un suelo y - especialmente la eliminación de deformaciones bruscas - bajo cargas accidentales, es la razón del uso de los ex plosivos. El principio básico consiste en generar acci ones accidentales similares a las que ocurrirían durante la vida útil de la estructura, para propiciar su acom do antes de la construcción.

El fenómeno consiste en excitar la estructura del del suelo mediante un incremento relativamente uniforme y - repentino de presión de aire, el cual lo genera el explo sivo, transmitiéndolo a través de la fase fluida y sóli da del suelo. Esta excitación debe estar comprendida en tre dos fronteras: debe superar la energía mínima que - se requiere para romper el equilibrio en la estructura del suelo, pero no debe "volar" el suelo. Se entiende - por volar, destruir totalmente la estructura del suelo, formando cráteres alrededor de las cargas. Por lo tanto debe existir una energía óptima que cumpla con las con diciones de solución al problema. En la figura 60 se - muestra una relación cualitativa entre la energía del - explosivo y la variación en relación de vacíos.

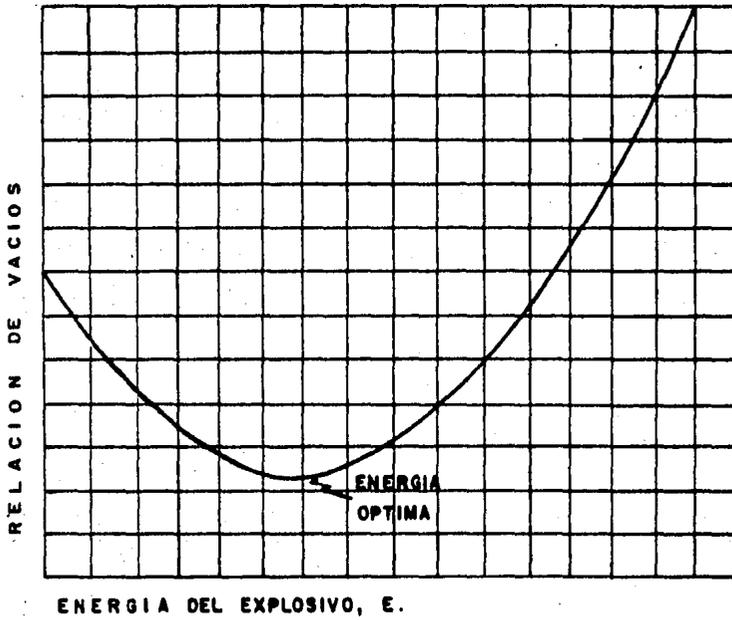


Fig. 60 Relación cualitativa entre la energía del explosivo y la variación en relación de - vacíos. Ref. 9

Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que la generalización del incremento de presión de poro no debe extenderse en áreas de gran amplitud ya que de este modo se produciría precisamente, el fenómeno que queremos evitar. En la estructura de la fase sólida, se provocará inestabilidad para alcanzar estados más compactos y en la fase líquida se generará por lo tanto, presión de poro que deberá disiparse por fronteras de permeabilidad mayor que el suelo afectado, para que el método resulte eficiente.

Hay tres aspectos que se deben tomar en cuenta para que el uso de esta técnica sea adecuado, estos son:

-El explosivo

-El suelo o estrato de suelo por densificar.

-La estratigrafía general del sitio.

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

El procedimiento para la compactación es el siguiente

te:

a) Se instala un tubo de chiflón a la profundidad requerida.

b) Se baja una caja de explosivos a la base de la tubería.

c) Se retira la tubería

d) Se rellena el hueco

e) Se hace explotar la carga de acuerdo a una configuración preestablecida.

En la operación generalmente se utilizan piezóme--
tros para registrar las presiones de poro. El mayor - -
asentamiento se desarrolla inmediatamente después de la
explosión y asentamientos menores continúan en los si
guientes minutos. La densificación por medio de explosi
vos es adecuada para suelos cuya granulometría es ade--
cuada también para aplicar vibroflotación, es decir de--
pósitos arenosos finos o suelos limosos. Para que el -
método sea óptimo es conveniente que el suelo esté satu

rado, por lo que en algunas ocasiones los terrenos se saturan antes de aplicar el tratamiento. Algunos efectos sobre los suelos sometidos a explosiones son los mismos que aquellos en que se utiliza vibroflotación, tales como que la permeabilidad horizontal decrece considerablemente debido a la destrucción de la estratigrafía del terreno. En general la compacidad relativa C_r alcanza valores entre el 70% y el 80%. Con este método se eliminan zonas sueltas de manera que se produce una masa más homogénea del suelo.

Algunas reglas empíricas se han obtenido de este procedimiento son:

a) Las explosiones sucesivas son más efectivas que una sola de gran intensidad o que varias pequeñas que detonen simultáneamente.

b) Cada carga posterior en la misma área provocará menor densificación que la anterior.

c) En la parte más superficial del terreno (un metro) los resultados de compactación son muy pequeños por lo que es necesario usar rodillos de compactación

para aumentar su densidad.

d) El centro de carga debe colocarse a 2/3 del espesor total del estrato por densificar.

e) Los espacios horizontales entre cada perforación para colocar los explosivos varía entre 3 y 8 m, dependiendo del espesor del estrato y del efecto del traslape de las cargas adyacentes.

Para establecer el tamaño de las cargas deben realizarse pruebas de campo. Liman da la siguiente relación entre el peso y el radio de influencia.

$$W = C R^3$$

donde:

W = Peso de la carga, en libras

R = Radio del círculo de influencia, en pies

C = Coeficiente que es 0.0025 para dinamita al 60%

El tamaño de las cargas está en el rango de 1/2 lb a 8 lb y de tres a cinco cargas separadas son suficien-

tes.

Aunque el costo varía de acuerdo a cada caso particular y el lugar, se ha establecido un costo entre - - \$ 5.00 y \$ 15.00 (pesos) por metro cúbico más o menos - un 25% por factores locales. (costo en 1970).

5.5.4 Pilotes de compactación.

El procedimiento consiste en el hincado de pilotes que tiene el propósito de compactar el suelo suelto. La compactación es debida a dos efectos:

- a) Efectos de vibración durante el hincado
- b) Desplazamiento de material igual al volumen del pilote

Los pilotes de compactación se instalan hincando un tubo de acero hueco*, con una base falsa, a la profundidad requerida (figura 61). El tubo se rellena de arena, metiendo en el mismo tubo aire a presión. Después se extrae el tubo, y la arena que estaba en su interior forma ahora una columna muy compacta de arena. Los pilotes se colocan formando generalmente triángulos colocando un pilote en cada vértice (figura 62). El tubo hueco tiene 35 cm de diámetro aproximadamente, con una base inferior suelta, en cuyo extremo se ata un cable con objeto de recuperarlo al extraer el tubo.

Ya hincado el tubo y relleno con arena, se cie--

(*) También se usan pilotes de concreto o madera.

rra el extremo superior y se le aplica una presión de aire de 7 kg/cm^2 a la columna de arena. Al terminar esta operación se extrae el tubo, quedando la columna de arena en su sitio. (figura 63).

Con este método la compactación relativa puede llegar a 75%.

Los pilotes de compactación se pueden utilizar en suelos que tengan una gran cantidad de finos. Los pilotes de compactación están limitados a profundidades de 18 m aproximadamente. Los pilotes de compactación, al igual que los explosivos son solamente efectivos en los saturados.

La eficiencia de la compactación en los pilotes puede comprobarse por medio de la resistencia a la penetración.

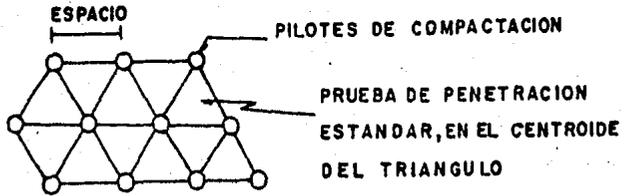


Fig. 61 Distribución típica de los pilotes de compactación. Ref. 10

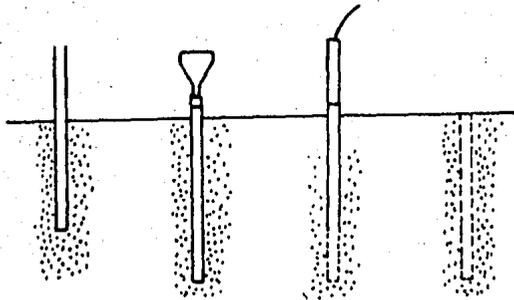


Fig. 62 Cuatro pasos del procedimiento de pilotes de compactación. Ref. 10

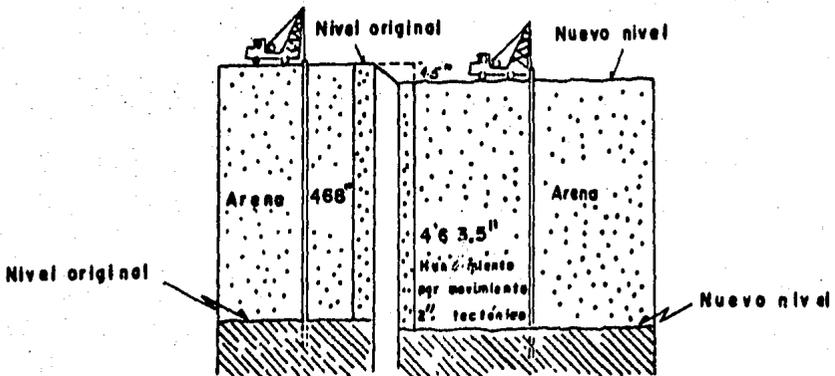


Fig. 63 Compactación de un terreno mediante pilotes de compactación. Ref. 10

5.5.5 Compactación Menard.

El método consiste en aplicar grandes impactos de energía en la superficie del suelo, dejando caer masas de unas 20 a 50 toneladas de peso, desde una altura que varía de los 21 a los 36 m. En cualquier tipo de suelo no saturado, las ondas de impacto causan compactación como un ensayo "Proctor". En el caso de los suelos su-
mergidos, la onda de compresión causa primeramente li-
cúefacción parcial o completa y luego la onda transver-
sal y la onda Raleigh reacomoda la estructura granular de los suelos hasta llegar a un estado más denso.

La variedad de los suelos que han sido tratados con éxito es sorprendentemente amplia. Se ha logrado un mejoramiento efectivo en suelos que varían desde enrocamientos hasta limos arcillosos y desechos de construcción o basura doméstica.

Los resultados obtenidos con este método son inmediatos. El asentamiento superficial típicamente es de 2 a 5% o más del espesor del suelo tratado en cada fase. La presión de poro sube instantáneamente, llegando a veces en forma de burbujas hasta la superficie, y se di-

sipan rápidamente.

Luis Menard descubrió que la profundidad a la cual es efectivo el método es aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada de la energía desarrollada por cada golpe (peso de la masa multiplicada por la altura de la caída libre).

Debido a la creciente necesidad para tratar capas de suelo cada vez de mayor espesor (hasta 36 m), las grúas de orugas, aún modificadas, no son adecuadas, por lo que hubo que diseñar nuevos equipos. La inclinación actual es la de usar una estructura metálica en forma de tripié (figura 65) con un malacate hidráulico de un diseño completamente nuevo. Masas de 50 toneladas pueden entonces caer libremente desde 36 m de altura. Se desarrolló, de acuerdo con los mismos principios, un equipo único para dejar caer una masa de 200 toneladas desde una altura de 24 m, para compactar un terraplén suelto de 14 m de espesor que sobreyace a un depósito deltaico blando de 26 m de profundidad, en el sitio donde se proyecta construir el nuevo aeropuerto de Niza en la Riviera Francesa (figura 66).

Algunos ejemplos de utilización de este método son los siguientes:

- Obras típicas en tierra
- Obras típicas en mar
- Obras ejecutadas con el propósito de reducir el potencial de licuefacción en caso de fuertes terremotos.

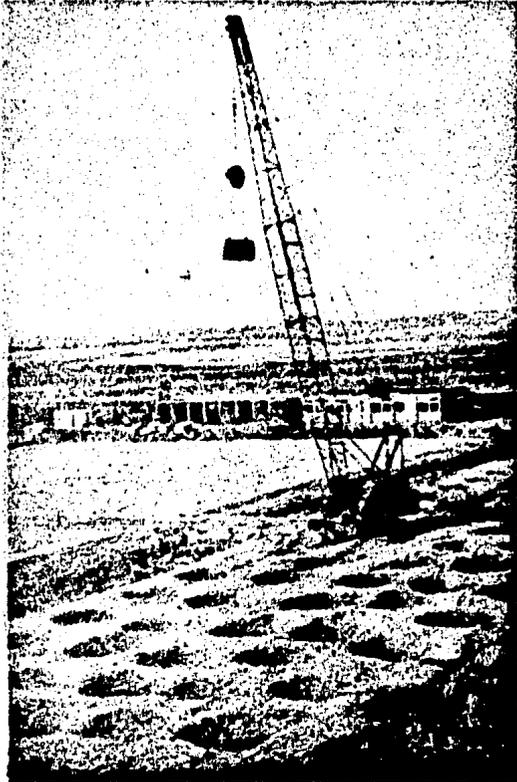


Fig. 64 Un ejemplo típico: el material de elevación y la distribución de puntos de impacto. Ref. 9

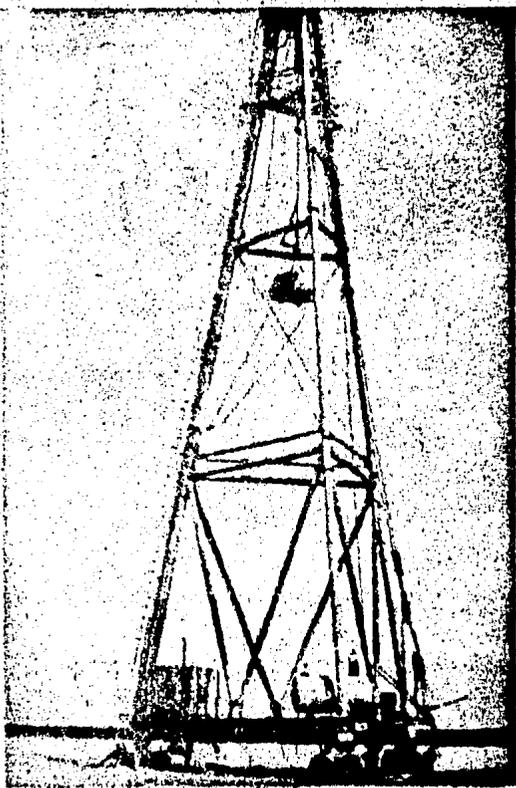


Fig. 65 Estructura metálica en forma de tripie para levantar masas de - grandes pesos. Ref. 9

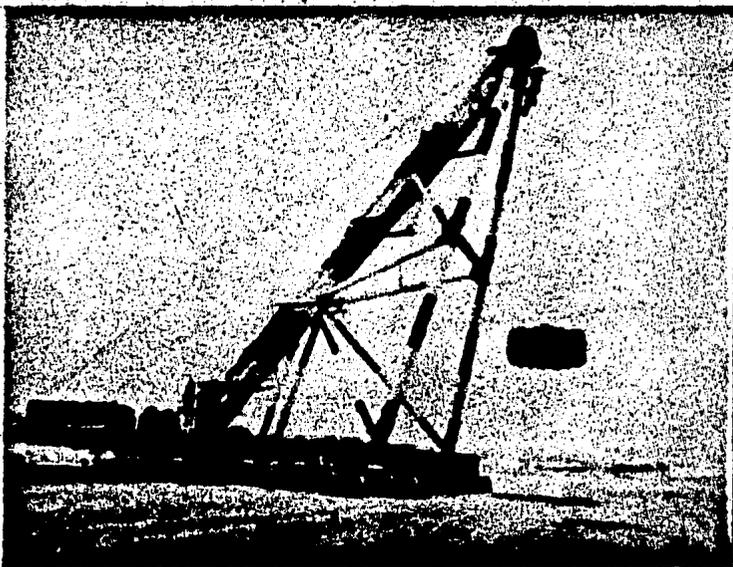


Fig. 66 La máquina Giga en el Aeropuerto de Niza Costa de Azur (200 ton cayendo desde 24 m).
Ref. 9

C A P I T U L O S E X T O

PROPIEDADES QUE SE MEJORAN CON LA COMPACTACION

Es frecuente que el ingeniero encuentre inadecuado en algún sentido los suelos que han de utilizarse para un determinado fin, en lugar específico (ref. 11). Este hecho abre obviamente tres posibilidades:

1. Aceptar el material tal como lo encuentre, pero tomando en cuenta realísticamente su calidad en el diseño efectuado.
2. Eliminar el material insatisfactorio o prescindir de usarlo, substituyéndolo por otro de características adecuadas.
3. Modificar las propiedades del material existente para hacerlo capaz de cumplir mejores requerimientos.

La última alternativa da lugar a técnicas de mejoramiento del suelo que en este caso es la compactación, y las propiedades que se mejoran con ésta entre otras de menor importancia son:

- Deformabilidad

- Resistencia

- Impermeabilidad

La compactación es una forma para incrementar las tres propiedades enunciadas anteriormente, pero el objetivo más común es aumentar la resistencia, sin embargo, el empleo de intensidades muy altas de compactación no siempre conduce a valores más altos de la resistencia, muy especialmente si se considera la necesidad de mantener dicho parámetro en valores razonables durante tiempos largos.

En rigor, el requisito de compactación se fija en términos del equipo por usar, el resultado por obtener o por una combinación de ambas cosas. La formulación de un requisito adecuado requiere un conocimiento detallado de la sensibilidad del suelo compactado a todas las variables de importancia del proceso de compactación; de éstas, el contenido de agua es probablemente el más importante. Muchas veces el requisito de compactación omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un alto intervalo de contenidos de agua, ajustando el tipo de equipo y su mo-

do de empleo, pero en tal caso el suelo compactado puede tener también una amplia variedad de comportamientos; in dependientemente de que el peso volumétrico seco alcanza do sea el mismo.

En la figura 67 se ilustra un estudio realizado sobre una serie de especímenes de laboratorio (una arena - arcillosa) a los que se compactó por amasado utilizando - varias energías de compactación, pero hasta el mismo peso volumétrico seco (parte baja de la figura 67); des -- pués se permitió la saturación de los especímenes bajo - una presión de confinamiento moderadamente baja y, final - mente se les probó en cámara triaxial, en prueba sin dre - naje, con los resultados mostrados en la parte b de la - misma figura.

Puede observarse la gran diferencia en el conteni - do de agua de compactación que ha de utilizarse para al - canzar el mismo peso volumétrico con diferentes energías. También puede observarse en la parte b la variación de - resistencia final que se tiene después de saturar el es - pécimen cuando varía la humedad de compactación. La re - sistencia del suelo saturado en deformaciones grandes, - es mayor cuando el suelo se ha compactado en el conteni -

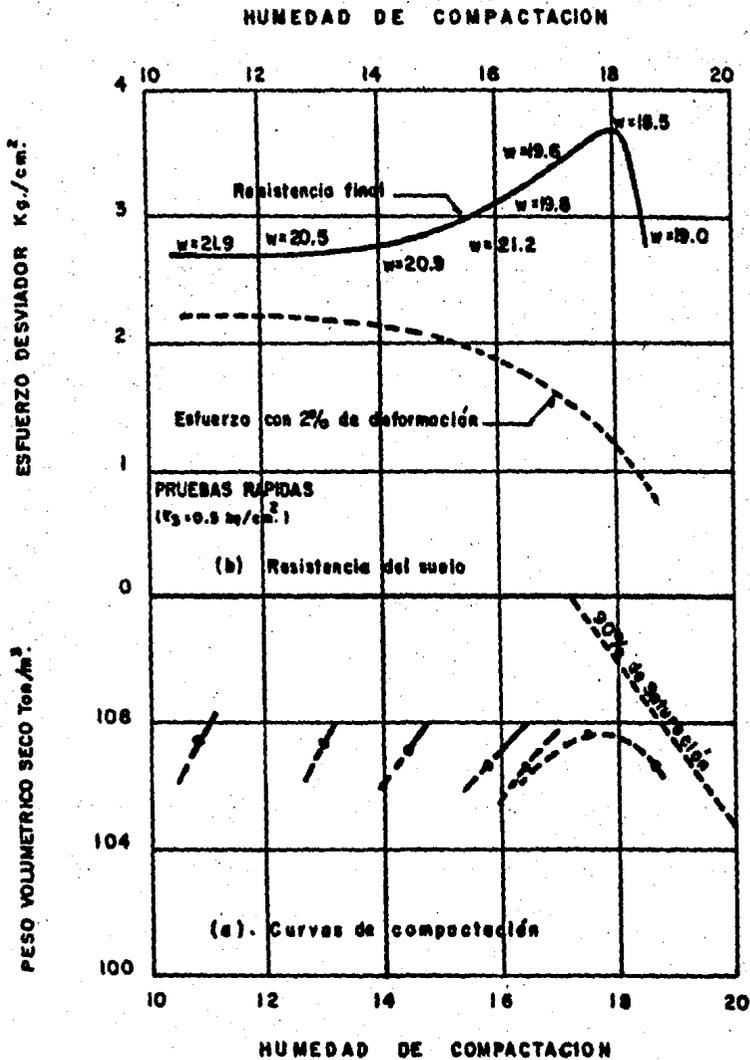


Fig. 67 Variación de la resistencia de un suelo compactado con la humedad de compactación.
Ref. 13

do de agua óptimo correspondiente a la energía de compactación. Alcanzar el peso volumétrico fijado a bajos contenidos de agua requiere altas energías de compactación y, según se ve en la figura 67a, puede fácilmente obtenerse un producto cuya resistencia quede muy por abajo de lo que podría obtenerse si se hubiera compactado con el contenido de agua adecuado.

Si en un aparato de corte directo se prueba una arena suelta para obtener su resistencia el esfuerzo cortante, se obtendrá una curva esfuerzo-deformación del tipo "plástico", tal como se muestra en la figura 68. Para producir deformaciones crecientes se necesitan esfuerzos tangenciales crecientes. En la misma prueba, una arena muy compacta, mostrará la curva esfuerzo-deformación, con línea discontinua que aparece en dicha figura; al principio se necesita esfuerzo creciente para aumentarse la deformación pero una vez que se sobrepasa un valor máximo del esfuerzo, éste puede disminuir sin que la deformación deje de crecer (comportamiento frágil).

También se indicó ya que esta diferencia de comportamiento puede explicarse en términos de estructuración.

En arena compacta es preciso no sólo vencer el rozamiento entre los granos, sino obligarlos a girar y moverse, rodando unos sobre otros; sin embargo, una vez que ha rotado la trabazón estructural compacta inicial, se facilita mucho su movimiento relativo. Por el contrario, en arena suelta, la estructuración inicial es floja e inestable y es fácil iniciar el movimiento relativo, pero éste va produciendo estructuras cada vez más cerradas y la resistencia de la arena va creciendo en forma paulatina hasta un cierto límite. Esta estructura es prácticamente igual a la que se llega al compactar la arena, por lo que la resistencia final o residual es la misma en el caso suelto y en el compacto.

La figura 69 muestra las variaciones de volumen que sufre la muestra durante la deformación. El volumen de las arenas sueltas disminuye desde un principio, a causa de la destrucción de las inestables estructuras iniciales. En las arenas compactas hay al principio una ligera disminución de volumen por el aumento del nivel general de esfuerzos, pero en seguida el proceso de deformación produce un aumento de volumen, cuya máxima velocidad corresponde al esfuerzo máximo que aparece en la figura 68.

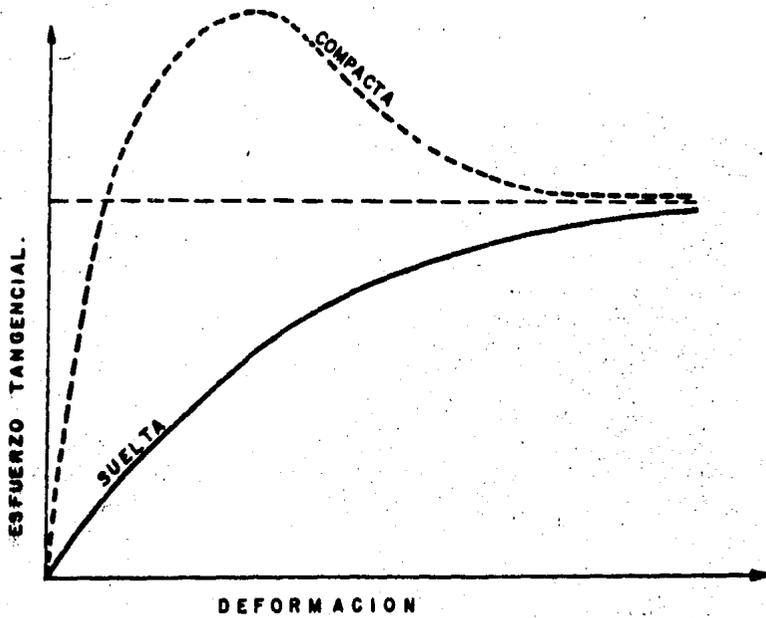


Fig. 68 Curvas esfuerzo-deformación de una arena suelta y una compacta. Ref. 14

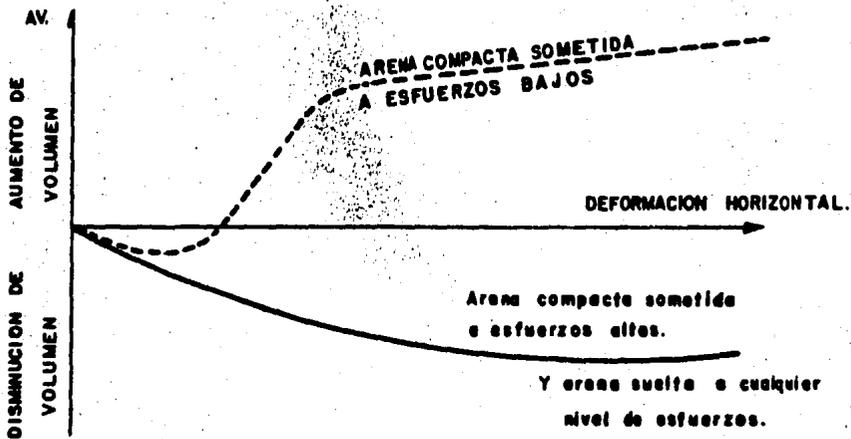


Fig. 69 Deformabilidad de la arena. Ref. 14

En la figura se aprecia que la resistencia máxima - que puede desarrollar una arena compacta es mucho mayor - que la que puede ofrecer la misma arena suelta. Naturalmente que no siempre son más favorables las características con que se presenta la resistencia en las arenas compactas; por ejemplo, en arena suelta se desarrolla siempre resistencia creciente, en tanto que la compacta exhibe una falla frágil, a partir de la cual su resistencia cae mucho, hecho que pudiera tener gran importancia en - las aplicaciones; las arenas compactas son también susceptibles de falla progresiva.

Cuando una arena se compacta por un proceso de campo, puede aumentarse mucho su resistencia máxima, pero - en rigor tan sólo una parte del incremento que se obtenga podrá tomarse en cuenta en un proyecto, pues la - - - susceptibilidad a la falla progresiva y lo irregular de - cualquier distribución real de esfuerzos harán que la falla se produzca a niveles de esfuerzos menores que la resistencia máxima.

La deformabilidad de las arenas compactadas también disminuye mucho respecto a la de las arenas sueltas.

Cabe mencionar la importancia de la rotura de partículas, ya que al aplicar un cierto nivel de esfuerzos en medio granular, las partículas se fragmentan, con lo cual cambia su granulometría, afecta apreciablemente la deformabilidad del suelo y ejerce influencia sobre la resistencia del suelo.

Es por eso que al someter un suelo a diferentes niveles de esfuerzo se observan diferentes comportamientos para dichos niveles; lo anterior se puede comprender mejor si analizamos las partículas en forma individual: expongamos partículas de gran tamaño (enrocamiento) y de forma redondeada. Al empezar a aplicar esfuerzo, habrá rotura de partículas a nivel de esfuerzo bajo, debido a que por ser bajo el número de contactos, las fuerzas en cada contacto son de magnitudes apreciables y sobrepasando la resistencia de la partícula individual produce la rotura. - Al seguir incrementando el nivel de esfuerzos la granulometría va variando, disminuyendo el tamaño máximo de partícula y por ende aumentando el número de contactos, lo que hace que cada vez sea mayor el esfuerzo que se tenga que aplicar para inducir una misma deformación, ya que al crecer el número de contactos disminuyen las fuerzas en éstos.

De lo expuesto anteriormente se comprende la fragmentación que se presenta en un suelo bien graduado. A la fecha no se ha evaluado todavía la importancia de la rotura de partículas en las obras civiles, pero se espera llegar a determinar diferentes granulometrías para obtener un comportamiento óptimo de dichas obras.

Un medio granular es de naturaleza discontinua, por lo cual la deformación está controlada por las interacciones entre partículas individuales, así el estudio de los fenómenos producidos en los puntos de contacto entre partículas individuales resulta fundamental para el estudio de este comportamiento. El volumen de un medio granular sometido a carga disminuye debido a: El deslizamiento relativo entre las partículas y a la degradación que sufren sus granos. El deslizamiento relativo entre las partículas dependerá de las condiciones generales a que se encuentre sometido el suelo, ya que la resistencia al deslizamiento tangencial entre dos cuerpos cualquiera es proporcional a la fuerza normal ejercida entre los mismos, produciéndose la degradación de los granos cuando esta fuerza supera la resistencia de alguno de éstos. Esta degradación a nivel global, cambia notablemente la granulometría de un suelo como lo muestran algunos

de los resultados obtenidos en un estudio desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. (Ref. 16).

La permeabilidad de un suelo compacto, como sus otras propiedades mecánicas, depende de: tamaño de las partículas, relación de vacíos, composición, estructura y finalmente de su grado de saturación. Es difícil aislar la influencia de una de estas características, ya que, éstas están estrechamente relacionadas; por ejemplo, la estructura suele depender del tamaño de las partículas, de la relación de vacíos y de la composición.

Es de suponer que mientras más pequeñas sean las partículas de suelo, menores serán los huecos que constituyen los canales de flujo y, por ende más baja será la permeabilidad. Es más razonable una relación entre la permeabilidad y el tamaño de las partículas en los limos y arenas que en las arcillas, ya que en aquellos las partículas son más aproximadamente equidimensionales y las diferencias de estructura no son tan notables.

La experiencia sugiere que la mayor influencia sobre la permeabilidad se debe a las partículas más finas del

suelo. La filtración en los suelos gruesos uniformes que contienen finos, puede producir un arrastre de los finos y provocar, por tanto, un aumento de la permeabilidad. -- Por consiguiente, para evitar en gran medida este fenómeno se hace necesario llevar a cabo una compactación adecuada en estos suelos.

En la Tabla IV, se presentan algunos datos de permeabilidad y tamaño de partículas.

TABLA IV. RESULTADOS DE PRUEBAS DE PERMEABILIDAD (REF.5)

SUELO	TAMAÑO (D_{10}) (cm)	PERMEABILIDAD (cm/seg)
Grava gruesa	0.082	1 100
Grava arenosa	0.020	160
Grava fina	0.030	71
Grava limosa	0.006	4.6
Arena gruesa	0.011	1.1
Arena media	0.002	0.29
Arena fina	0.003	0.96

En las Tablas V y VI se dan algunas propiedades mecánicas correlacionadas con la clasificación de los suelos cuando se pretende emplearlos en terraplenes y cuando se presentan en una cimentación.

TABLA V PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS DE ACUERDO A SU CLASIFICACION REF. 13

TIPO DE SUELO	PERMEABILIDAD	RESISTENCIA A LA TUBIFICACION	RESISTENCIA AL CORTANTE	COMPRESIBILIDAD	SUSCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO	SUSCEPTIBILIDAD A LA LIQUACION	MANEJABILIDAD	
GW	Permeable	Alta	Muy alta	De baja compresibilidad siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente. Su compactación es fundamental	No susceptible al agrietamiento	No susceptibles a la licuación cuando están bien compactados	Muy buena	
GP	Permeable a muy permeable	De alta a media	Alta				Muy buena	
SW	Permeable	Alta a media	Muy alta				Muy buena	
SP	Semipermeable a permeable	Baja a muy baja	Alta				De buena a correcta	
GN	Semipermeable	Alta a media	Alta	Compresibilidad baja si más del 60 por ciento del material es grueso (tamaño superior a la malla No. 4) Si el material contiene menos del 35 por ciento de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos.		Media si mal compactados	Muy buena	
GC	Impermeable	Muy alta	Alta			Mediana a baja	Baja	Muy buena
SN	Semipermeable a impermeable	Media a baja	Alta			Mediana a alta	Muy susceptible si mal compactados	Buena a correcta

TABLA VI PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS DE ACUERDO A SU CLASIFICACION

REF. 13

CLASE DE SUELO	SUELOS GRUESOS LIMPIOS (GW, GP, SW, SP).	SUELOS GRUESOS CON FINOS (GW, GC, SW, SC).
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas.	Semipermeables a Impermeables. Las pruebas de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento.
Compresibilidad Expansibilidad.	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactados, y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la compresibilidad.	La compresibilidad varía considerablemente según la capacidad del depósito. Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en el caso de saturarse bajo carga.
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compactación de los depósitos y su homogeneidad. Se relaciona salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Se han de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del ranto al definir las condiciones de las pruebas.
Tubificación	Salvo los materiales de los grupos SW y SP, presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia a la tubificación media a baja mientras los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta a media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.
Licuación	Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a la licuación. Los otros materiales de este grupo son por lo general susceptibles a la licuación.	Las arenas finas limosas uniformes y en estado suelto son muy sensibles a la licuación.

CAPITULO SEPTIMO

CONCLUSIONES

La finalidad principal de la compactación es obtener un suelo de tal forma estructurado que posea y mantenga durante toda la vida útil de la obra un comportamiento mecánico adecuado.

Las características del suelo que se busca mejorar son: la resistencia, la compresibilidad, la relación esfuerzo-deformación, la impermeabilidad y la permanencia de la estructura ante la acción de los agentes erosivos y de servicio.

La mejoría de las propiedades referidas está directamente ligada al aumento del peso volumétrico seco y -- por ser éste mucho más fácil de cuantificar que dichas propiedades, se ha hecho práctica común controlar la compactación determinando el peso volumétrico seco de los materiales.

Cabe hacer notar que la correlación entre las propiedades fundamentales y el peso volumétrico seco no es siempre tan confiable, por lo que debe tenerse especial cuidado en las peculiaridades y objetivos de cada caso y la confiabilidad de la correlación.

De entre todas las pruebas de laboratorio disponibles, debe elegirse aquella que mejor represente el proceso de compactación de campo y que garantice una compactación suficiente para poder asegurar en la obra el comportamiento deseado del suelo.

Uno de los errores más frecuentes es no tomar en cuenta el aspecto de representación de la prueba de laboratorio que se utiliza, poniendo atención únicamente en utilizar un estándar alto de compactación, basada en una prueba de alta energía específica. Aún cuando los suelos compactados en el laboratorio con ese procedimiento tuviesen las propiedades adecuadas, pudiera ser que para el mismo peso volumétrico el equipo en el campo obtuviese un suelo con propiedades distintas y quizá poco adecuadas.

El problema de selección de la prueba de laboratorio apropiada puede ponerse en términos sencillos, pues se trata de elegir la prueba que proporcione la relación entre pesos volumétricos y contenidos de agua y con la estructura del suelo en el campo, que permita estudiar el efecto de las condiciones de compactación en los suelos particulares que vayan a usarse, con el fin de definir --

racionalmente las condiciones en que se llevará a cabo el proceso de compactación de campo.

Los procesos de compactación deben estudiarse de acuerdo a: las técnicas de campo, las técnicas de laboratorio, y a la investigación de las propiedades que es posible obtener en los materiales compactados.

El fenómeno de licuación de arenas ha sido estudiado pero no resuelto, ya que quedan muchos factores y mecanismos por esclarecer, tal como la generación y propagación de la presión de poro, etc.. A pesar de las incógnitas que actualmente existen, puede determinarse adecuadamente el riesgo de que se presente este fenómeno, y mediante compactación, reducir la posibilidad de que ocurra.

El espesor de las capas por compactar, así como el número de pasadas del equipo más conveniente para cada tipo de suelo, se determinan con los resultados obtenidos en terraplenes de prueba. En consecuencia, el terraplén de prueba es un factor de gran importancia que permite llevar un control adecuado del proceso de compactación.

Comunmente, se establecen correlaciones entre la resistencia y el grado de compactación o la compacidad relativa del material y se realiza el control en forma indirecta. El terraplén de prueba determina un número suficiente de valores de estos parámetros, así como la eficiencia del equipo de compactación de campo y permite verificar la validez de las especificaciones y procedimientos de compactación.

Es importante que el material compactado sea homogéneo y que sus propiedades medias sean comparables a los valores de diseño. Esto se realiza regularmente llevando un adecuado control de la uniformidad del contenido de agua, de las propiedades del suelo antes de compactar, del espesor de las capas del material y de la eficiencia del equipo de compactación.

Si la obra por realizar es de gran importancia, los estudios realizados deben ser más detallados para que relacionen eficazmente las propiedades y características del suelo compactado en el campo y en el laboratorio.

Los suelos granulares bien graduados con poco contenido de finos, no presentan problemas para compactarse.

Los suelos granulares mal graduados presentan dificultades al compactarlos, debido principalmente a que predomina un sólo tamaño de partículas; esto hace que al aplicar una energía de compactación las partículas sufran un desplazamiento entre ellas, sin lograr un acomodo ni una trabazón de sus partículas, por lo que sus propiedades mejorarán poco.

En general un suelo grueso nunca estará exento de finos, siempre tendrá un mínimo porcentaje de éstos, por lo cual se hace necesario elegir el equipo y procedimiento adecuado para obtener una buena compactación, sin olvidar el aspecto económico.

Si los suelos gruesos tienen una gran cantidad de finos, deben compactarse como suelos finos.

La selección del equipo de compactación a utilizar se es principalmente de carácter económico. En la actualidad existe una basta variedad de tales equipos, los que se han venido desarrollando empíricamente, regidos fundamentalmente por impulsos comerciales y necesidades particulares; rara vez ha sido por el resultado de un proceso de investigación científica rigurosa. En

consecuencia, existen traslapes en los campos de aplicabilidad de unos equipos y otros, por lo que el ingeniero suele tener varias alternativas de equipo a emplear, entre las que deberá decidir, apoyado principalmente en las características de los suelos por compactar y las condiciones estructurales que se desea obtener. La elección deberá llevarse a cumplir con los requisitos de calidad fijados por el proyecto a un mínimo costo.

A pesar de las dificultades que implica compactar algunos suelos y el desconocimiento de algunos mecanismos de la compactación, ésta es un arma valiosa de la ingeniería, tomando en consideración que en las obras civiles los suelos, ya sean gruesos o finos, estarán siempre presentes como terreno de cimentación o como material de construcción.

El ingeniero con un mejor conocimiento de los procesos que ocurren (Teoría) o con una adecuada relación entre causa y efecto (Experiencia), podrá obtener mejores resultados que conduzcan a obras más seguras, funcionales y económicas.

R E F E R E N C I A S

- 1.- Comisión Federal de Electricidad, (1980), "Contribuciones a la Mecánica de Medios Granulares". México.
- 2.- G. A. Fletcher, V. A. Smoots, (1978), "Estudio de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción", Editorial Limusa. México.
- 3.- E. Juárez, A. Rico, (1980), "Mecánica de Suelos", Tomo I, Editorial Limusa. México.
- 4.- Secretaría de Recursos Hidráulicos, (1970), "Manual de Mecánica de Suelos", Quinta Edición. México.
- 5.- T. William Lambe, R. V. Whitman, (1979), "Mecánica de Suelos", Editorial Limusa. México.
- 6.- R. J. Marsal y D. Reséndiz Núñez, (1979), "Presas de Tierra y Enrocamiento", Editorial Limusa. México.
- 7.- E. Juárez, A. Rico, (1980), "Mecánica de Suelos", Tomo II, Editorial Limusa. México.
- 8.- D. P. Krynine, W. R. Judd, (1972), "Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros", Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España.
- 9.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C., (1979), "Mejoramiento Masivo de Suelos", Reunión Técnica, 16 de noviembre de 1979. México.
- 10.- R. Iturbe Argüelles, (1975), "Fenómeno de Licuación de Arenas", Tesis Profesional, F. I. U.N.A.M. México
- 11.- A. Rico y H. del Castillo, (1978), "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". Vol. II, Editorial Limusa. México.

- 12.- Specialty Conference, (1969), "Soil Dynamics", Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México.
- 13.- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, (1980), "Manual de Diseño de Obras Civiles", Geotecnia. México.
- 14.- A. Kezdi-Elsevier, (1974), "Handbook of Soil Mechanics-Soil", Co-Vol. I. Akademiai, Kiadó-Budapest.
- 15.- H. B. Seed e I. M. Idriss, (1971), "Simplified -- Procedure" Jsmfd, Asce, Vol. 97.
- 16.- R. J. Marsal, (1963), "Fuerzas de Contacto en Suelos y Enrocamientos", 2do. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol. II. Brasil.

B I B L I O G R A F I A :

- 1.- A. Rico y H. del Castillo, (1978), "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", Vol. II, Editorial Limusa. México.
- 2.- C. Crespo Villalaz, (1979), "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Editorial Limusa. México.
- 3.- K. Terzaghi, (1945), "Mecánica Teórica de los Suelos", ACME Agency, Soc. Resp. Ltda. Buenos Aires, Argentina.
- 4.- F. Arredondo y Verdu, F. Giménez Martín, J. A. Jiménez Salas, O. Llamazares Gómez, G. de Navacerrada Fariñas, M. Sendín y P. Villamil, (1966), "Compactación de Terrenos", Editores Técnicos Asociados, S. A., - - (ETA). Barcelona, España.
- 5.- F. Mañá, (1978), "Cimentaciones Superficiales", Editorial Blume. Barcelona, España.
- 6.- D. Graux, (1970), "Fundamentos de Mecánica del Suelo-Proyecto de Muros y Cimentaciones", Tomo I, Editores-Técnicos Asociados, S. A., (ETA). Barcelona, España.
- 7.- G. B. Sowers, G. F. Sowers, (1978), "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Editorial Limusa. México.

- 8.- H. Cambefort, (1975), "Geotecnia del Ingeniero", Editores Técnicos Asociados, S.A., (ETA). Barcelona, España.
- 9.- R. Valle Rodas, (1958), "Carreteras Calles y Aeropistas", Editorial El Ateneo, Pedro García, S.A. Argentina.
- 10.- R. Grimmins, R. Samuels, B. Monahan, (1978), "Trabajos de Construcción en Roca", Editorial Limusa. México.
- 11.- C. W. Dunham, (1968), "Cimentaciones de Estructuras" Editorial Mc Graw-Hill, U.S.A.
- 12.- G. P. Tschebotarioff, (1960), "Mecánica del Suelo", - Cimientos y Estructuras de Tierra, Editorial Aguilar. Madrid, España.
- 13.- J. Costet, G. Sanglerat, (1975), "Curso Práctico de Mecánica de Suelos", Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España.
- 14.- United States Department of the Interior, Stewart L. Udall, Secretary, Bureau of Reclamation, Floyd E. Dorniny, Commissioner, (1966), "Diseño de Presas Pequeñas", una Publicación Técnica de Recursos Hidráulicos, Compañía Editorial Continental, S.A. México.
- 15.- Comisión Federal de Electricidad, (1965), "Investiga

ción sobre el Comportamiento de Suelos Granulares y Muestras de Enrocamiento". México.

- 16.- Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., (1969), "El Sub - suelo de la Ciudad de México". México.
- 17.- R. F. Craig, (1976), "Mecánica de Suelos", Editorial Logos Consorcio. México.
- 18.- J. A. Jiménez Salas, (1954), "Mecánica del Suelo y sus Aplicaciones a la Ingeniería", Editorial Dossat S.A. Madrid, España.
- 19.- R. Ferguson, (1950), "Geología para Ingenieros; Relaciones entre los Estudios Geológicos y la Ingeniería", Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona, España.
- 20.- K. Terzaghi, (1973), "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", Editorial El Ateneo. Buenos Aires, Argentina.
- 21.- J. E. Bowles, (1979), "Propiedades Geofísicas de los Suelos", Editorial Mc Graw-Hill, Latinoamericana, S.A. Bogotá, Colombia.
- 22.- W. E. Schulze, K. Simmer, (1967), "Cimentaciones", Editorial Blume. Madrid, España.
- 23.- R. B. Peck, (1974), "Foundation Engineering", Editorial John Wiley & Sons inc. U.S.A.

- 24.- H. L. Nichols Jr., (1966), "Movimientos de Tierra", -
Compañía Editorial Continental, S.A. México.
- 25.- S. Prakash, (1981), "Soil Dinamics", Editorial Mc - -
Graw-Hill. U.S.A.
- 26.- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., (1973), "Licuación
de Arenas". Primera Parte. México.
- 27.- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., (1971), "Suelos --
Granulares: Modelo Estadístico, Teoría de Falla y Re-
laciones esfuerzo-deformación". México.
- 28.- A. G. Zavala, y Gutierrez E., (1980), "Laguna de Eva-
poración de Cerro Prieto, Baja California", Estudio-
de Factibilidad, Reporte Instituto de Ingeniería - --
U.N.A.M. México.