



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

14
70

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

“Criterios de la Compactación de los
Suelos Granulares“

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

GUSTAVO ARMANDO IRALA GUZMAN



ACATLAN EDO. DE MEX.

1988

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.

OBJETIVO

Realizar una descripción de los diferentes criterios y equipos que pueden utilizarse, para realizar una compactación eficiente, en -- suelos granulares.

Así como analizar los resultados de laboratorio, la eficiencia conseguida en el campo y el costo que ésto implica.

ESQUEMA

INTRODUCCION

- I. ANTECEDENTES**
- II. CRITERIOS DE LAS CARACTERISTICAS EN LOS SUELOS - GRANULARES**
- III. PRUEBAS DE LABORATORIO A LAS QUE SE SUJETAN LOS SUELOS GRANULARES**
- IV. MAQUINARIA DE COMPACTACION EMPLEADA EN SUELOS GRANULARES SEGUN SU EFECTO**
- V. COSTOS DE LA COMPACTACION Y EJEMPLO DE SELECCION DE MAQUINARIA**

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

I N D I C E

	<u>Página</u> <u>No.</u>
INTRODUCCION	1
I. ANTECEDENTES	2
1.1 Historia de la compactación	3
1.2 Definición de compactación y sus implicaciones	10
1.3 Variables que intervienen en la compactación	18
1.4 Origen y formación de los suelos gruesos	32
II. CRITERIOS DE LAS CARACTERISTICAS EN LOS SUELOS GRANULARES	41
11.1 Propiedades de las Características de los suelos gruesos	42
11.2 Diferentes criterios de clasificación de los suelos gruesos	62
11.3 Taludes y fallas más comunes	80
11.4 Tablas de características de los suelos gruesos, desde el punto de vista de la ingeniería	87
III. PRUEBAS DE LABORATORIO A LAS QUE SE SUJETA TAN LOS SUELOS GRANULARES	94
111.1 Generalidades sobre las pruebas de compactación en el laboratorio	95

	<u>Página</u> <u>No.</u>
III.2 Manejo y procedimientos iniciales de la muestra en el laboratorio	100
III.3 Algunas pruebas preliminares a la compactación	111
III.4 Tipos de pruebas de compactación en el laboratorio	119
III.5 Pruebas de control de la compactación en el campo	163
IV. MAQUINARIA DE COMPACTACION EMPLEADA EN SUELOS GRANULARES SEGUN SU EFECTO	194
IV.1 Equipo sobre neumáticos	195
IV.2 Equipo vibratorio	205
IV.3 Equipo de impacto	224
IV.4 Compactación de pedraplenes	228
IV.5 Tablas de relación suelo-equipo y fórmula del rendimiento	232
IV.6 Equipos de compactación profunda	239
V. COSTOS DE LA COMPACTACION Y EJEMPLO DE SELECCION DE MAQUINARIA	271
V.1 Análisis del costo de los elementos que intervienen en un precio unitario de una compactación	272
V.2 Criterios que pueden regir la selección de un equipo.	284

	<u>Página</u> <u>No.</u>
CONCLUSIONES	307
RELACION DE TABLAS	311
RELACION DE GRAFICAS Y ESQUEMAS	315
BIBLIOGRAFIA	318

INTRODUCCION

La compactación se ha venido utilizando a través de la historia de la evolución humana, pero hasta hace poco tiempo relativamente se empezó a estudiar las ventajas y las características de este proceso, y se ha encontrado que intervienen varios factores para la buena aplicación del proceso de compactación.

Para la compactación es importante tener antecedentes del comportamiento, origen y clasificación del suelo, para que en base a estas características tengamos las cualidades de cada tipo de suelo. Otro aspecto importante de la compactación es su control y estudio en el laboratorio, ya que éstos son los dos parámetros con los que actualmente se cuentan para evaluar los logros alcanzados en la compactación.

El medio por el cual se consigue la compactación puede ser de muy diversas formas, desde un simple pisón de mano hasta una complicada maquinaria, el verificar el efecto que éstos le producen al suelo, nos darán un criterio para elegir el medio más apropiado.

El costo que implica un proceso de compactación va afectado en función de la elección adecuada del equipo a emplearse, compatible con las características y necesidades del material.

La denominación de suelos granulares ha sido utilizado en la realización de este trabajo dada la diversidad de terminología que se utiliza en los diferentes campos del área ingenieril.

Pero es importante resaltar que en términos de la mecánica de suelos, el nombre que se emplea para designar este tipo de suelo es el de suelos gruesos que surge de la clasificación S.U.-C.S.

En los suelos granulares, también denominados suelos gruesos - existen las mezclas con arcilla o limo que modifican las propiedades y características del comportamiento de estos, razón por la cual se incluirán aspectos concernientes a los suelos - finos.

I. ANTECEDENTES

1.1 Historia de la Compactación

Desde tiempos antiguos se ha reconocido la conveniencia de compactar los terraplenes de los caminos.

Los métodos primitivos incluían llevar borregos o ganado de un lado para otro del terraplen y arrastrar con caballos aplanadoras pesadas de madera.

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia, si bien en la antigüedad su aplicación no era ni general ni sistemática.

Los métodos de apisonado por el paso de personas o animales se utilizaron en épocas muy lejanas. Como por ejemplo en la construcción de grandes obras hidráulicas en diversas partes de Asia.

Se ha tenido noticia de un antiguo rodillo de compactación que usaron los antiguos mayas para la construcción de las imponentes redes de caminos, que unía los principales centros ceremoniales de lo que hoy son el Estado de Yucatán y el Estado de Quintana Roo.

Este rodillo se encontró sobre el camino que unía los centros de Cobá y Yaxuná; medía originalmente 4 mts., hoy está fragmentado en dos porciones, con un diámetro de 65 cm. y un peso

aproximado de 5 ton. por lo cual es probable que su empleo requiera de 15 hombres

Hasta hace pocos años se podría contar con la compactación hecha por las unidades de transporte, y por aplanadoras casuales, aprovechando los asentamientos naturales, para estabilizar los terraplenes, de modo que retuvieran su forma y soportaran las cargas que se colocaran sobre ellos.

Cuando el tiempo lo permita, esto puede ser una buena norma ya que reduciría o eliminaría los daños debidos a la mala compactación. Sin embargo, los terraplenes con un alto contenido de arcilla que han sido perfectamente compactados, puede absorber cantidades excesivas de agua de lluvia y se hincharían, a menos que estuvieran protegidos con pavimento.

Resulta poco práctico el tener confianza en los asentamientos naturales y en los simples métodos prácticos, debido a las cargas pesadas y en aumento, soportada por la carretera moderna.

En los últimos veinticinco años ha habido un gran progreso en la técnica de la compactación de los suelos.

Los estudios de laboratorio han resuelto muchos problemas del

comportamiento del suelo, y los fabricantes han diseñado una amplia variedad de equipos para producir el máximo de compactación bajo diferentes condiciones.

El desarrollo de las modernas técnicas de compactación tuvo lugar en los últimos años del siglo pasado y en los primeros del presente, principalmente en los Estados Unidos.

En 1906 apareció el rodillo pata de cabra de Fitzgerald, de -- 2000 kg. de peso, punto de arranque de estos equipos.

En 1928 y 1929, Porter desarrolló en la división de Carreteras de California las investigaciones básicas de laboratorio que -- permitieron el inicio de la aplicación razonada de las técnicas de compactación a la construcción de carreteras, sus métodos -- fueron en gran parte popularizados por Purcell.

En 1933, Proctor comenzó a producir los importantes trabajos -- que hicieron posible muchas de las técnicas de uso actual.

Posteriormente a estos años, ha sido explosivo el desarrollo de equipo de compactación, lo que ha obligado a investigar el comportamiento de los suelos compactados bajo los nuevos equipos - desarrollados.

En rigor la compactación es uno de los varios medios de que hoy se dispone para mejorar la condición de un suelo que haya de usarse en construcción; es, además, uno de los más eficientes y de aplicación más universal.

La tabla que se presenta a continuación, permite situar a la compactación dentro del conjunto de métodos de mejoramiento de suelos que hoy pueden aplicarse.

	Físicos	Confinamiento (suelos friccionantes) Consolidación previa (suelos finos arcillosos) Mezclas (suelo con suelo) Vibroflotación
Métodos	Químicos	Con sal Con cemento Con asfalto Con cal Con resina de anilina Con acrilato de calcio Con cloruro de calcio Con arena-arcilla Con grava-arena-arcilla Con otros productos químicos
	Mecánicos	Compactación

Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a materiales que se encuentran en el mismo sitio de la obra o bien a materiales que se extraen de los bancos de material,

artificiales, tales como cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc.

En ocasiones se hace necesario compactar el terreno natural, como en el caso de las cimentaciones sobre arena suelta.

Así, la compactación de suelos es, ante todo, un problema constructivo, de campo.

La eficiencia de cualquier proceso de compactación depende de varios factores y para poder analizar la influencia particular de cada uno se requiere disponer de procedimientos estandarizados - que reproduzcan los procesos de compactación de campo en el laboratorio, en forma representativa.

De esta manera, pasan a primer plano de interés las pruebas de compactación de laboratorio y los estudios que en éste han de hacerse en torno a tales procesos.

Como quiera que los procesos de campo involucran costos altos, en general los estudios para proyecto habrán de hacerse con base en el trabajo de laboratorio; esta afirmación no la invalida el hecho de que en la técnica actual se haga un uso cada vez más extenso de terraplenes de prueba, en que se investigan modelos a escala natural para obtener normas de proyecto.

Los estudios de compactación en laboratorio también desempeñan un papel muy importante en el control de calidad de los trabajos.

Así pues, los procesos de compactación han de estudiarse con referencia a las técnicas de campo y a todo un conjunto de técnicas de laboratorio; pero además de los dos puntos de vista anteriores existe un tercero, relativamente descuidado hasta épocas recientes y es el que se refiere a la investigación de las propiedades que es posible obtener en los suelos compactados.

Este tercer punto de vista, convenientemente relacionado con los otros dos, completará el cuadro en la forma en que el ingeniero requiera para establecer un criterio adecuado.

1.2 Definición de Compactación y sus Implicaciones

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdidas de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación, no todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compacto es la de un suelo parcialmente saturado.

La compactación es el método para aumentar la densidad del suelo, o apisonarlo, lo cual eleva el peso por unidad de volumen, se considera que la resistencia del suelo aumenta con la densidad.

Hay tres factores importantes que afectan la compactación:

1. GRADUACION DEL MATERIAL
2. CONTENIDO DE HUMEDAD
3. ENERGIA DE COMPACTACION

1. GRADUACION DEL MATERIAL

Es el resultado de la distribución (% de peso) de las partículas de diverso tamaño en un suelo determinado. Se considera que un suelo está bien graduado si tiene una distribución adecuada y uniforme de tamaños de partículas. Si está constituido en su mayoría por partículas de un solo -

tamaño, se considera que está mal graduado. En lo que se refiere a la compactación, un suelo bien graduado se compacta con más facilidad que otro indebidamente graduado. En un material bien graduado, las partículas más pequeñas tienden a llenar los espacios vacíos que forman las partículas grandes, o sea que queden menos espacios vacíos después de la compactación.

2. EL GRADO DE HUMEDAD

o sea que la cantidad de agua contenida en el suelo, es muy importante para la compactación. El agua reduce la fricción de las partículas del suelo, lo cual facilita su deslizamiento y aumento de densidad. Además, el agua mejora la ligazón de las partículas de arcilla, que es lo que da características pegajosas a los materiales cohesivos. Según la experiencia, es muy difícil y tal vez imposible obtener la debida compactación si los materiales están muy secos o muy húmedos. Los expertos han determinado que a casi todo tipo de suelo corresponde cierto contenido de agua el cual se denomina grado óptimo de humedad, en que es posible obtener densidades máximas con una fuerza dada de compactación.

3. LA ENERGIA DE COMPACTACION

Se refiere al método empleado por una determinada maquinaria o herramienta para impartir energía en el suelo a fin de conseguir compactación. Los compactadores se diseñan para utilizar uno o varios de los siguientes tipos de energía de compactación.

1. Peso estático (o presión)
2. Acción de amasamiento (o manipulación)
3. Impacto (o golpe violento)
4. Vibración (o sacudimiento)

Cuando el mismo proceso ocurre en la naturaleza, como resultado de saturación, resequedad, heladas, deshielos, movimientos subterráneos de agua y el peso de las capas superiores del terreno, el peso específico del material crece gradualmente bajo la acción de sobrecargas impuestas que provocan expulsión de agua -- por un proceso de desalajo, se llama consolidación; ambos procesos involucran disminución de volumen, por lo que en el fondo son equivalentes.

La densidad del suelo se mide en términos de su peso-volumen, - que puede darse en kilogramos de suelo seco o húmedo por metro cúbico, o como porosidad en porcentaje de volumen total.

Una gran porosidad indica una baja densidad.

El propósito de la compactación es estabilizar el suelo, especialmente en rellenos artificiales, terraplenes, y presas, de modo que muestre un cambio mínimo en volumen o forma, bajo las influencias del tiempo y las condiciones climatológicas, y bajo el peso de estructuras, pavimentos y tráfico. Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de los materiales con los que se trabaje en cada caso, con base en un experimento sencillo los materiales puramente friccionantes, co

mo la arena, se compactan eficientemente por métodos vibratorios, en tanto que en los suelos plásticos el procedimiento de carga es tática resulta el más ventajoso.

De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podrían decirse que dos son los más importantes: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el pro ceso de compactación y la energía específica empleada en dicho -- proceso.

Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.

En la compactación se debe obtener un suelo de tal manera estruc turado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra.

Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca -- siempre; es menos frecuente, aunque a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad; suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes -- erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

De la simple enumeración de los objetivos de la compactación des taca un hecho importante, que debe hacer prever al ingeniero mu--

chas de las dificultades y complejidades que después efectivamente encontrará en estas técnicas.

En primer lugar, la compactación resulta ser un proceso de objetivos múltiples y ello propicia la complicación, pero, en segundo lugar, es evidente que muchos de estos objetivos serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que -- las acciones que se emprendan para cumplir con uno pudieran perjudicar a algún otro.

Por ejemplo, en términos generales puede ser cierto con frecuencia que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento; en este aspecto el número de ejemplos contrastantes que pudieran ocurrir se es prácticamente ilimitado.

Estas posibles contradicciones se complican y amplian aún más si se toma en cuenta que los suelos compactados han de tener una vida dilatada y que es compromiso obvio que conserven sus propiedades en toda esa vida; bajo la acción del agua, de las cargas soportadas, etc. En esta perspectiva circunstancial y temporal pueden multiplicarse mucho los ejemplos de contradicciones entre -- los objetivos del proceso; la alta resistencia, obtenida con compactación muy enérgica de que antes se habló, puede entrar en contradicción consigo misma, pues un suelo muy compacto podrá, en general, absorber mucha agua si se dan las condiciones propicias y al hacerlo su resistencia podrá descender dramáticamente, en tanto que ese mismo suelo inicialmente compactado en forma -- menos enérgica, con menos resistencia inicial, podrá resultar mucho más estable ante el agua, manteniendo en el tiempo una resis

tencia inicialmente menor que la del otro, pero probablemente suficiente.

Desde el principio el problema de la compactación de los suelos resulta ligado al de control de calidad de los trabajos del campo; en efecto, después de realizar un proceso de compactación siempre es necesario verificar si con él se lograron los fines propuestos.

Las obras de ingeniería generalmente se realizan por empresas sujetas a un contrato, la realización de estos debe tener una verificación y está ligada a problemas de pago, legales, etc. Esta multiplicidad de los problemas de compactación de suelos, que tantas veces hacen trascender de la esfera meramente técnica, se encuentra en el fondo de todo el manejo razonado de dichos problemas y le imprime a las conclusiones y soluciones a que se llegue un carácter distintivo que no puede ignorar quien los maneja.

Para medir la resistencia, la compresibilidad, la relación esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requieren pruebas relativamente especializadas y costosas que, además suelen requerir un tiempo de ejecución demasiado largo para controlar un proceso de compactación que avanza de manera normal.

Por otra parte, ciertas experiencias, realizadas en los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación que en aquella época se juz

gó muy confiable, entre las propiedades fundamentales arriba enumeradas y el peso volumétrico seco a que llega el material compactado, de manera que puede decirse que a mayor peso volumétrico seco se alcanza una situación más favorable en el suelo compactado.

Debido a que la prueba de peso volumétrico es fácil y sencilla de realizar, se hizo costumbre controlar la compactación determinando el peso volumétrico seco de los materiales compactados.

Sin embargo, la correlación entre las propiedades fundamentales y el peso volumétrico seco no es tan segura y simple como para permitir la aplicación ciega de la norma anteriormente mencionada, dictada exclusivamente por la comodidad; de hecho, esta aplicación, realizada sin tener en cuenta las peculiaridades y objetivos de cada caso o la confiabilidad de la correlación, es quizá la fuente más común de los errores que se cometen en las aplicaciones prácticas de las técnicas de compactación.

Así, el aumento de peso volumétrico es meramente un medio, pero no un fin en si mismo. Donde el mejoramiento de las propiedades fundamentales está directamente ligado al aumento de peso volumétrico, el uso de la sencilla correlación que se menciona proporciona magníficos resultados; pero en algunos casos la correlación se vuelve muy errática e incluso llega a invertirse, en tanto que en otros, algunas otras variables desempeñan un papel fundamental.

1.3 Variables que Intervienen en la Compactación

Un suelo se puede compactar de varias maneras, y en cada caso se obtendrá un resultado diferente; por otra parte, una misma forma de compactación dará resultados distintos si se aplica a diversos -- suelos; si una misma forma de compactación se aplica a un suelo - determinado, podrán lograrse resultados muy diferentes si de un - caso a otro se varían ciertas condiciones de las prevalecientes en dicho suelo.

Las afirmaciones anteriores justifican la conclusión, obvia para quien quiera que tenga cualquier grado de familiaridad con estos problemas, de que los resultados de un proceso de compactación de pendien de varios factores, unos que atañen al tipo de suelo, - -- otros relativos al método de compactación que se emplee y varios - más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja.

Estos factores suelen denominarse las variables que rigen el proceso de compactación; las principales son:

1. LA NATURALEZA DEL SUELO

Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación; ya que serán diferentes las técnicas que se empleen y los resultados que se obtengan precisamente con base en el tipo de suelo.

Prevalece aún la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos cohesivos y friccionantes, pero en el análisis de los procesos de compactación es muy común que tal - distinción se detalle bastante más, tipificando los suelos -

de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos.

2. EL METODO DE COMPACTACION

En el laboratorio resulta bastante fácil los métodos de compactación clasificarlos según su uso, en tres tipos bien definidos: la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática.

A reserva de detallar algo más estos métodos, baste por el momento la afirmación de que producen resultados diferentes tanto en la estructuración que adquiere el suelo como, en consecuencia, en las propiedades del material que se compacta. Además, ya se comienzan a utilizar algunos dispositivos de laboratorio para compactar por vibración, si bien su uso está menos extendido que el de los otros tres métodos.

Resulta bastante más difícil diferenciar de un modo análogo los métodos de compactación de campo.

Es común describir éstos con base en el equipo mecánico que se emplea en el proceso, y así se habla de la compactación con rodillo liso, con rodillo neumático, con equipo vibratorio, etc. Se supone que los métodos de laboratorio reproducen las condiciones del proceso de campo, pero en muchos casos no es fácil establecer una correspondencia clara entre el tren de trabajo de campo y las pruebas de laboratorio, en el sentido de contar con que éstas últimas reproduzcan en forma suficientemente representativa todas las condiciones del suelo compactado en el campo.

3. LA ENERGIA ESPECIFICA

Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate.

Es muy fácil evaluar la energía específica en una prueba de laboratorio en que se compacte un suelo por impactos dados por un pisón; resulta claro que para tal caso queda dada por la expresión:

$$E_e = \frac{Nn Wh}{V}$$

Donde:

E_e = Energía específica

N = Número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = Número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = peso del pisón compactador

h = Altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = Volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado.

En las pruebas de laboratorio en que se compacta el suelo con la aplicación de presión estática, en principio la ener

gía específica se puede evaluar de manera análoga en términos del tamaño del molde, el número de capas en que se dispone el suelo, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación.

Sin embargo, en este caso la evaluación no resulta ya tan sencilla y la energía específica se ve afectada por la deformabilidad del suelo y por el tiempo de aplicación de la presión.

En el caso de las pruebas en que se realiza de compactación por amasado es aún más compleja la evaluación de la energía específica, pues cada capa de suelo dentro del molde se compacta mediante un cierto número de aplicaciones de carga -- con un pisón que produce presiones que varían gradualmente desde cero hasta un valor máximo, y luego se invierte el -- proceso en la descarga.

La energía de compactación no se puede cuantificar de un modo sencillo, pero puede hacerse variar a voluntad si se introducen cambios en la presión de apisonado, en el número de capas, en el número de aplicaciones de pisón por capas, en el área del pisón o en el tamaño del molde.

El concepto de energía específica conserva un pleno valor fundamental cuando se relaciona con procedimiento de compactación de campo.

En el caso de uso de rodillos depende principalmente de la presión y el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y el número de pasadas del equipo.

Tampoco es sencillo evaluar la energía de compactación en términos absolutos en un caso dado, pero si se varían los factores mencionados es posible hacerla cambiar, con lo -- que se obtienen términos de compactación entre los trenes de trabajo diferentes.

Puede decirse que la energía específica de compactación es una de las variables que mayor influencia ejerce en el proceso de compactación de un suelo dado, con un procedimiento determinado.

4. EL CONTENIDO DE AGUA DEL SUELO

Ya en los primeros estudios de Proctor se puso en manifiesto que el contenido de agua del suelo que se compacta es -- otra variable fundamental del proceso.

Proctor observó que con contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la -- misma energía de compactación; pero observó también que es ta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa de cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados, y un suelo muy húmedo es probable

que bajo la aplanadora se vuelva como caucho, formando ondas adelante y a los lados, y volviendo a su posición original después de pasar la aplanadora.

Es decir, Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y usando determinado procedimiento de compactación, - - existente un contenido de agua de compactación, llamado el óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco posible de obtener con ese procedimiento de compactación.

En relación a un proceso de compactación de campo, dicho - contenido de agua es el óptimo para el equipo y la energía correspondientes.

Lo anterior puede explicarse en términos generales si se toma en cuenta que en los suelos finos arcillosos, a bajos contenidos de agua, ésta se encuentra en forma capilar, -- produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, las cuales tienden a formar grumos difícilmente desintegrables, que dificultan la compactación.

El aumento en contenido de agua disminuye la tensión capilar y por lo tanto, el aglutinamiento de sus grumos, lo -- que hace que aumente la eficiencia de la energía de compactación.

Empero, si el contenido de agua es tal que hay exceso de - agua libre, al grado de casi llenar los vacíos del suelo,

se impide una buena compactación, puesto que el agua no puede desplazarse instantáneamente a consecuencia del efecto mecánico que se esté aplicando. Esto es más cierto en los suelos finos.

El agua debe ser la suficiente para producir una lubricación que permita a los granos del suelo deslizarse entre sí, a medida que son empujados juntos; pero no tanta que forme un cojín incompresible entre cualquiera de ellos.

La gráfica muestra la relación entre la humedad óptima y pesos volumétricos secos máximos para varias clases de suelo.

5. EL SENTIDO EN QUE SE RECORRA LA ESCALA DE HUMEDADES AL EFECTUAR LA COMPACTACION

Este aspecto afecta sobre todo a las pruebas de compactación que se realizan en el laboratorio, en las que es común presentar resultados con base en gráficas peso volumétrico seco - humedad.

Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba.

Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en

se impide una buena compactación, puesto que el agua no puede desplazarse instantáneamente a consecuencia del efecto mecánico que se esté aplicando. Esto es más cierto en los suelos finos.

El agua debe ser la suficiente para producir una lubricación que permita a los granos del suelo deslizarse entre sí, a medida que son empujados juntos; pero no tanta que forme un cojín incompresible entre cualquiera de ellos.

La gráfica muestra la relación entre la humedad óptima y pesos volumétricos secos máximos para varias clases de suelo.

5. EL SENTIDO EN QUE SE RECORRA LA ESCALA DE HUMEDADES AL EFECTUAR LA COMPACTACION

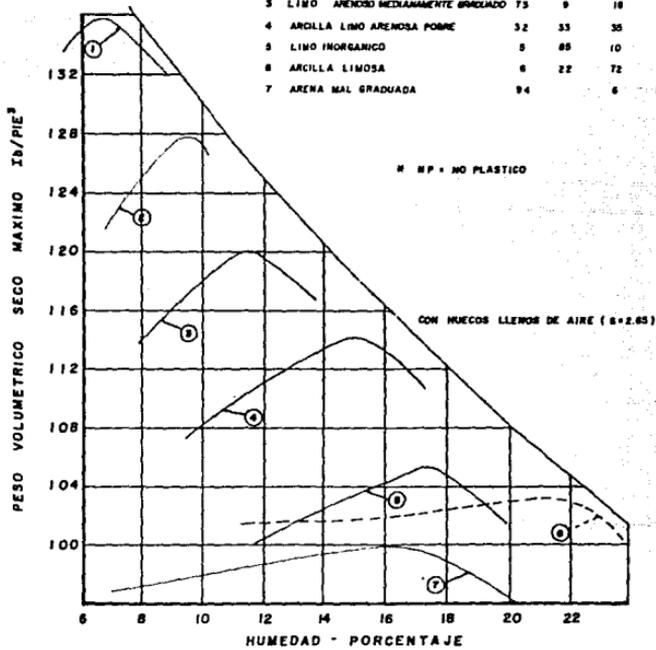
Este aspecto afecta sobre todo a las pruebas de compactación que se realizan en el laboratorio, en las que es común presentar resultados con base en gráficas peso volumétrico seco - humedad.

Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba.

Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en

TEXTURA DEL SUELO Y DATOS DE PLASTICIDAD

No.	DESCRIPCION	Areia	Limo	Arcilla	LL	I.P.
1	ARENA LIMOSA BIEN GRADUADA	88	10	2	16	NP H
2	ARENA LIMOSA BIEN GRADUADA	72	15	13	18	NP H
3	LIMO ARENOSO MEDIANAMENTE GRADUADO	73	9	18	22	4
4	ARCILLA LIMO ARENOSA POBRE	32	33	35	28	9
5	LIMO INORGANICO	5	85	10	26	2
6	ARCILLA LIMOSA	6	22	72	17	40
7	ARENA MAL GRADUADA	94		6		NP H



RELACIONES HUMEDAD-DENSIDAD PARA SIETE SUELOS COMPACTADOS DE ACUERDO CON EL METODO AASHO-AASHO T99 (EN PARTE SEGUN PUBLIC RONDS)

el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua; este efecto parece ser particularmente notable en los suelos finos plásticos con contenidos de agua inferiores al óptimo.

La explicación del fenómeno podría ser que cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedarse en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en -- ellos sólo después de algún tiempo; por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna.

Se tienen entonces condiciones diferentes en los grumos del suelo con un mismo contenido de humedad; en el primer caso, en que se agregó agua, la presión capilar entre los grumos es menor por el exceso de agua, en comparación con el segundo caso, en que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más.

Por lo tanto, en el primer caso será menos la ligazón entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso.

Naturalmente que los razonamientos anteriores se ven influidos por el tiempo que se deje pasar entre la incorporación del agua y el momento en que se aplique la energía de compactación, pues si el lapso es largo, se permite la incorporación uniforme del agua a los grumos del suelo, con la consecuente disminución de su humedad superficial y el aumento

de las presiones capilares.

El contenido de sales también influye, así como la naturaleza de la arcilla.

En los laboratorios es común que se proceda a partir de un suelo relativamente seco; se incorpora agua según avanza la prueba y se deja pasar el tiempo suficiente tras la incorporación, para permitir la distribución uniforme del agua.

6. EL CONTENIDO DE AGUA ORIGINAL DEL SUELO

Se refiere este concepto al contenido natural de agua que el suelo posea antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro con que se hubiere decidido realizar la compactación.

En los procesos de campo el contenido de agua original no sólo ejerce gran influencia en la respuesta del suelo al equipo de compactación, sino que también gobierna en gran parte el comportamiento posterior de la masa compactada.

Aunque por lo general sólo pueden lograrse cambios relativamente pequeños al humedecerse o secar el suelo extendido en la obra, es muy aconsejable buscar siempre condiciones de humedad natural que no se aparte mucho de la óptima para el proceso de compactación que vaya a usarse.

En los procesos de laboratorio, el contenido natural de agua del suelo tiene especial influencia en las compactaciones -- que se logren con una cierta energía, a humedades menores -- que la óptima, sobre todo cuando se procede a compactar el suelo inmediatamente después de la incorporación del agua.

Este fenómeno se comprende si se toma en cuenta la explicación que se ofrece en el punto cinco anterior, pues en un -- suelo originalmente bastante seco, el agua que se añada producirá mayor diferencia inmediata entre las condiciones de -- humedad interna y externa de los grumos que en otro que originalmente hubiese estado más húmedo; por ello, es de esperar que los pesos volumétricos secos que se obtengan sean ma yores cuando los contenidos originales de agua del suelo -- sean menores.

7. LA RECOMPACTACION

En muchos laboratorios es práctica común usar la misma muestra del suelo para la obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación; ello implica la continuada recompactación del mismo suelo.

Se ha visto que esta práctica es inconveniente, sin género -- de duda, que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se logran con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias, de modo que con suelos recompactados la prueba puede llegar a dejar de ser representativa.

Al parecer, una explicación sencilla de este efecto radica en la deformación volumétrica de tipo plástico que causan sucesivas compactaciones.

8. LA TEMPERATURA

La temperatura ejerce un importante efecto en los procesos de compactación de campo, en primer lugar por efectos de evaporación del agua incorporada al suelo o de condensación de la humedad ambiente en el mismo.

Además, puede llegar a ejercer algún efecto en la consistencia y manejabilidad de los suelos con que se trabaja.

9. CAPAS

Muchas especificaciones para compactación ponen de relieve el espesor de las capas por compactar.

Una cuadrilla en el campo lo más que puede esperar es llegar más o menos cerca de lo normal.

Existen sobrestantes que pueden mantener un control exacto del espesor que se extiende y las superficies de una flota de escrapas y de las normas de trabajo de las aplanadoras.

Sin embargo, es más común que este trabajo sea un poco al

tanteo. Lo importante es que las capas no sean más gruesas de lo que pueda manejar el equipo de compactación existente en la obra.

10. OTRAS VARIABLES

Además de las mencionadas, existe todo un conjunto de variables que afectan a las pruebas de compactación de laboratorio y campo, tales como el número de las capas en que se dispone el suelo, el número de pasadas del equipo de compactación sobre cada punto o el número de golpes de pisón compactador en cada capa, etc.

En todo proceso de compactación existe una eficiencia con la que la energía se aplica; su papel es fundamental, pero su cuantificación muy difícil.

AGENTES GENERADORES DE SUELO

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos o químicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos. En los desiertos cálidos, la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; allí los efectos de ciclos de tensiones y compresiones sobre las rocas, producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

SUELOS RESIDUALES Y TRANSPORTADOS

Los productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a suelos llamados residuales. Pero esos productos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona.

Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denominan transportados. Existen en la naturaleza numerosos agentes de transporte de suelos, de los cuales pueden citarse como principales los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad; estos factores actúan a menudo combinándose.

La combinación del escurrimiento de aguas en las laderas de colinas y montes y de las fuerzas del campo gravitacional, forma los depósitos de talud, en las faldas de las elevaciones; estos depósitos suelen ser heterogéneos, sueltos y predominantemente formados por materiales gruesos.

El escurrimiento de torrentes produce arrastre de materiales de gran tamaño (mayor a velocidades crecientes en el agua), que se depositan en forma graduada a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos a las zonas planas de los valles.

Los ríos acarrear materiales de muy diversas graduaciones, depositándolos a lo largo de su perfil, según varíe la velocidad de su curso; al ir disminuyendo ésta, la capacidad de acarreo de la corriente se hace menor, depositándose los materiales más gruesos. De esta manera el río transporta y deposita suelos según sus tamaños decrecientes, correspondiendo las partículas más finas (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura.

MINERALES CONSTITUTIVOS DE LOS SUELOS GRUESOS

En los suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldespato (de potasio, sodio o calcio), micas, olivino, serpentina, etc.; óxidos, cuyos principales exponentes son el cuarzo (SiO_2), la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos, entre los que destacan la calcita y la dolomita sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico - está principalmente condicionado por su compacidad y por la - - orientación de sus partículas, por lo que la constitución minera lógica es, hasta cierto punto, secundaria.

FORMA

En los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, en la cual las tres dimensiones de la partícula son de magnitud comparable. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo excepcionalmente corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico. Según la intensidad y lapso con que estos agentes mecánicos hayan actuado, - se producen variedades en la forma equidimensional, de las cuales pueden considerarse la redondeada, la subredondeada, la subangulosa y la angulosa, en escala decreciente de los efectos - del ataque de los agentes desintegradores. La forma redonda es practicamente la esférica, mientras la angulosa es la que presenta aristas y vértices aguzados (por ejemplo, la pedra triturada). Cuando estos vértices y aristas están redondeados por el efecto del rodado y la abrasión mecánica se tiene la forma subangulosa, la que por un proceso más intenso de la erosión puede devenir a la forma subredondeada final.

Las formas angulosas son típicas de arenas residuales, y las -- arenas volcánicas contienen esas formas en partículas cristalizadas. Las arenas marinas son a menudo también angulosas.

Las formas redondeadas son frecuentes en las arenas de río y en

algunas formaciones de playa, si bien, en el primer caso, abundan formas subredondeadas y subangulosas, pues las partículas - que no se arrastran, no sufren el efecto de la abrasión o el rodamiento; naturalmente que lo anterior es más cierto en partículas de pequeño tamaño, por su mayor facilidad para mantenerse en suspensión.

Las arenas eólicas suelen ser de grano fino y redondeado.

La reducción de volúmenes de un suelo puede lograrse por aplicación de presión estática, por medio de vibración o por combinación de ambos métodos. Aunque las muestras de arena no son afectadas por la presión estática en forma apreciable, si se le aplica vibración se nota una compresión volumétrica que puede llegar a un 10%.

La vibración afecta también a las escamas de mica, aunque menos que la presión estática.

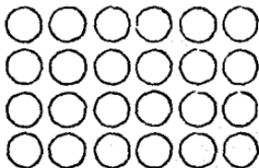
ESTRUCTURACION

La estructura simple es aquella producida cuando las fuerzas debidas al campo gravitacional terrestre son claramente predominantes en la disposición de las partículas; es, por lo tanto, típica de suelos de grano grueso (gravas y arenas limpias) de masa comparativamente importante. Las partículas se disponen apoyándose directamente unas en otras y cada partícula posee varios puntos de apoyo. Desde un punto de vista ingenieril, el -

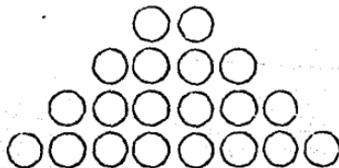
comportamiento mecánico e hidráulico de un suelo de estructura simple, queda definido principalmente por dos características: la compacidad del manto y la orientación de las partículas.

El término 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 de formación bajo carga del conjunto será pequeña.

En los suelos poco compactos el grado de acomodo es menor; en ellos el volumen de vacíos y por ende la capacidad de deformación, serán mayores. Una base de comparación para tener una idea de la compacidad alcanzable por una estructura simple, se tiene estudiando la disposición de un conjunto de esferas iguales. En la figura se muestran de frente, perfil o planta, los estados más sueltos y más compactos posibles de tal conjunto.



ESTADO MAS SUELTO



ESTADO MAS COMPACTO

Los valores de "n" y "e" correspondientes a ambos casos, pueden calcularse fácilmente y son:

Estado más compacto: $n = 26\%$ $e = 0.35$

Estado más suelto: $n = 47\%$ $e = 0.91$

Las arenas naturales muy uniformes en tamaño poseen valores de "n" y "e" que se acercan mucho a los arriba escritos. Pero en las arenas comunes, los valores pueden disminuir apreciablemente y un pequeño porcentaje de partículas laminares aumenta notablemente el volumen de vacíos en el estado más suelto; en arenas bien graduadas, con amplia gama de tamaños, los estados más sueltos y más compactos tienen valores de "n" y "e" mucho menores -- que los que corresponden a la acumulación de esferas iguales. Para medir la compacidad de un manto de estructura simple, Terzaghi introdujo una relación empírica, determinable en laboratorio, -- llamada Compacidad Relativa (C_r).

$$C_r (\%) = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

En la anterior relación:

$e_{\text{máx}}$ = 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.

Para determinar $e_{\text{máx}}$ debe echarse el suelo a volteo en un recipiente de volumen conocido; previamente el suelo se habrá secado al horno. La relación de vacíos, se tomará como la correspondien

te al estado más suelto posible.

La e_{min} se determina introduciendo el suelo seco en el mismo recipiente, pero por capas, varillando y vibrando enérgicamente cada capa, hasta observar que no adquiera mayor compacidad, para calcular la "e" del material así tratado, la cual, convencionalmente, se acepta como la e_{min} .

La determinación de la e_{nat} puede ser mucho más difícil si el manto en estudio no es fácilmente accesible, en muchos casos prácticos si está profundo y bajo el nivel freático (en tal caso la compacidad relativa medible directamente no puede obtenerse y el ingeniero ha de atenerse a otras fuentes de información, como la prueba Estándar de Penetración, por ejemplo).

Si el manto arenoso es accesible, puede obtenerse una muestra inalterada presionando cuidadosamente contra el suelo un cilindro abierto y con filo, a la vez que se excava el material a los lados del cilindro, hasta que la muestra sobresalga por el borde superior del mismo; el material en exceso puede removerse enrasando el recipiente cuidadosamente; para calcular la e_{nat} . Para el caso de arenas gruesas limpias, los valores de "e" en las condiciones más compacta y más suelta pueden determinarse en estado seco o en estado completamente saturado, aunque debe estimarse preferible lo primero. En arenas finas puede haber gran diferencia en los resultados, según se hagan las determinaciones en uno u otro estado; además cuando se hacen las determinaciones en estado seco, los resultados dependen del tiempo transcurrido a partir del momento de la extracción de la muestra del horno o de -

secador, pues el aire puede transmitirle humedad. También influyen el tamaño del recipiente donde se compacta la muestra (para la de terminación de $e_{\text{mín}}$) y el método de compactación; se han propues- to varios métodos, pero hasta hoy, ninguno debe considerarse per- fecto.

Solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinar se con mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material; en efecto, la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, o - sea con amplia gama de tamaños, tienen comportamiento ingenieril más favorable, en lo que atañe a algunas propiedades importantes, que los suelos de granulometría muy uniforme.

II. CRITERIOS DE LAS CARACTERISTICAS EN LOS SUELOS GRANULARES

II.1 Propiedades de las Características de los Suelos Gruesos

PLASTICIDAD

En Mecánica de Suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Al tratar de definir en términos simples la plasticidad de un suelo, no resulta suficiente decir que un suelo plástico puede deformarse y remodelarse sin agrietamientos, pues una arena fina y húmeda tiene esas características cuando la deformación se produce lentamente y, sin embargo, no es plástica en un sentido más amplio de la palabra; hay entre el comportamiento de la arcilla y el de la arena en cuestión una importante diferencia: el volumen de la arcilla permanece constante durante la deformación, -- mientras que el de la arena varía; además, la arena se desmorona en deformación rápida.

LIMITE LIQUIDO

La fuerza que se opone a la fluencia de los lados de la ranura en la copa de Casagrande proviene de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por lo que el número de golpes requerido para cerrar la ranura es una medida de esa resistencia, al correspondiente contenido de agua. De lo anterior puede deducirse que la resistencia de todos los suelos en el límite líquido debe ser la misma, siempre y cuando el impacto sirva solamente para deformar al suelo, como es el caso de los suelos plásticos; pero en el caso de los suelos no plásticos (arenosos), de mayor permeabilidad que la arcilla, las fuerzas de impacto producen un flujo -

de agua hacia la ranura, con la consecuencia de que el suelo se reblandece en las proximidades de aquella, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante; por ello en esos suelos, el límite líquido ya no representa un contenido de agua para el cual el suelo presenta una resistencia al corte definida.

LÍMITE PLÁSTICO DE LAS ARENAS

La formación de los rollitos se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca, para acelerar la pérdida de humedad del material; también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, - hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que es el límite plástico.

Algunos suelos finos y arenosos pueden, en apariencia, ser similares a las arcillas, pero al tratar de determinar su límite plástico se nota la imposibilidad de formar los rollitos, revelándose así la falta de plasticidad del material; en estos suelos el límite líquido resulta prácticamente igual al plástico y aún menor, resultando entonces un índice plástico negativo; las determinaciones de plasticidad no conducen a ningún resultado de interés y los límites líquido y plástico carecen de sentido físico.

TIPO DE FLUJO EN LOS SUELOS

En el intervalo en que la ley de Darcy es aplicable, la velocidad del flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico; ésto indica que, dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Darcy, el flujo en el suelo es laminar. Darcy construyó sus filtros de arena fina, generalmente, de lo cual se deduce que ya en estos suelos el flujo del agua es laminar, por lo menos mientras las cargas hidráulicas no sean excesivas. En suelos más finos (mezclas de limos y arcillas o arcillas puras) el agua circula a velocidades aún menores, por lo que, con mayor razón, el flujo también será laminar. De hecho las investigaciones realizadas a partir de la publicación de la ley de Darcy, indican que esa ley ($v=ki$) sólo es aplicable a suelos de partículas no muy gruesas, quedando, desde luego, excluidas las gravas limpias, cantos rodados, etc.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DEL SUELO

El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un dato cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en algunos problemas de Mecánica de Suelos y, en muchos casos, para la elaboración de sus cálculos.

Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos directos, así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros indirectos, proporcionados, en forma secundaria, por pruebas y técnicas que persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

a) Directos:

1. Permeámetro de carga constante.
2. Permeámetro de carga variable.
3. Prueba directa de los suelos en el lugar.

b) Indirectos:

1. Cálculo a partir de la curva granulométrica.
2. Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
3. Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

En la tabla siguiente debida a A. Casagrande y R.E. Fadum, aparecen las interrelaciones entre el coeficiente de permeabilidad y los tipos de suelo. El valor del coeficiente de permeabilidad se ha puesto en escala logarítmica, debido a que el intervalo completo de valores que se maneja en Mecánica de Suelos oscila entre 10^{+2} y 10^{-9} cm/seg.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD
"K" en cm por seg (escala Log.)

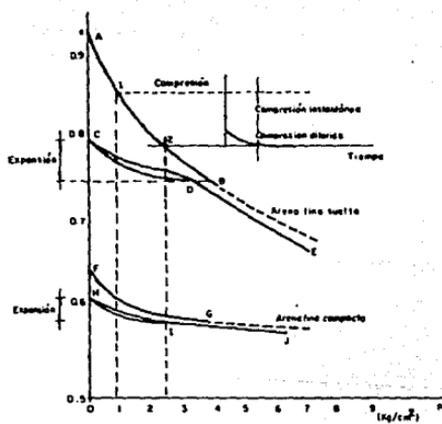
	10^2	10^1	1.0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Propiedad de Drenaje			Buen Drenaje					Mal Drenaje		Prácticamente Impermeables		
Aplicación en Presas de Tierra y Diques		Secciones Permeables y Diques		Permeables de Presas				Secciones Impermeables de Tierra y Diques		Permeables de Presas de		
Tipos de Suelos	Grava Limpia		Arenas Limpias Mezcla de Grava Limpias		Arena	Arenas muy Finas e Inorgánicas. Mezclas de Arena, Limo y Arcilla. Arenas Glaciales. Depósitos de Arcilla Estratificados, etc.		Limos Orgánicos e Inorgánicos. Mezclas de Arena, Limo y Arcilla. Arcilla Estratificada		Suelos "Impermeables", i.e. Arcillas Hologénicas abajo de la zona de intemperismo.		
					"Suelos Impermeables" que cambian por los efectos de del intemperismo.		han sido modificados por la vegetación y					

CARACTERISTICAS DE CONSOLIDACION DE SUELOS GRUESOS

Aunque el fenómeno de consolidación no es propio de los suelos gruesos, se pueden mencionar aspectos de esta en este tipo de suelos.

A fin de comprender algunos aspectos del fenómeno de la consolidación, se considera, inicialmente, a continuación el comportamiento de suelos relativamente gruesos cuando se someten a la prueba de consolidación unidimensional.

En la gráfica se muestran los resultados de pruebas del tipo mencionado ejecutadas sobre especímenes de arena fina, uno en estado suelto y el otro en estado compacto. Estas pruebas se realizaron estando la arena completamente seca. En la figura aparecen las curvas de comprensibilidad, en escala natural.



CURVAS DE COMPRESIBILIDAD EN ESPECIMENES DE ARENA FINA

En la figura aparece también, la variación de volumen con el tiempo para un incremento $\Delta p = p_2 - p_1$, para el caso de la arena suelta. Esta relación corresponde a la curva de consolidación antes mencionada; ahora aparece dibujada en escala natural. - En una arena, por lo menos el 80% de la disminución de volumen ocurre en forma prácticamente instantánea. El resto del decremento volumétrico ocurre ya a lo largo del tiempo, a causa del retardamiento producido por la fricción entre las partículas; este decremento tiene lugar a una velocidad rápidamente decreciente. Si los vacíos de la arena están llenos de agua o si la masa comprimida es grande, la deformación volumétrica -- "instantánea" puede requerir también algún tiempo, debido a la dificultad que el agua encuentra para fluir, especialmente en canales angostos. Cuanto menores sean los vacíos del suelo y más largas sean las trayectorias de filtración del agua, es decir, cuanto mayor sea el espesor del estrato de suelo comprimido, se necesitará más tiempo para que el agua sea expulsada, progresando el proceso de consolidación. La parte de la consolidación unidimensional debida a dificultades en el desalojamiento del agua se llama efecto primario o consolidación primaria, en tanto que el efecto secundario es para algunos investigadores, la parte de la consolidación debida esencialmente al retardamiento del proceso por fricción remanente entre las partículas.

En el experimento tratado, los tramos A-B y F-G corresponden a las zonas vírgenes de compresión (téngase en cuenta que los especímenes de arena fina formados en laboratorio no han soportado ninguna presión previa, por lo que carece de sentido ahora hablar de tramos de recompresión); los tramos B-C y G-H son de descarga.

Debe notarse en la figura que la expansión que representa la deformación recuperable elásticamente es del mismo orden de magnitud para la arena suelta y la compacta; sin embargo, en relación a las deformaciones totales, la expansión es mucho mayor en el estado compacto que en el suelto.

En otras palabras, podría decirse que la arena compacta es más "elásticas" que la misma en estado suelto.

El área limitada por las curvas de compresión y descarga y el eje de ordenadas mide el trabajo necesario para producir la deformación permanente obtenida en la arena. Esta deformación permanente es debida al deslizamiento relativo de las partículas y al rompimiento de las esquinas y angulosidades de ellas, que forman polvo y desmenuzamiento no reversible; presiones muy grandes pueden romper literalmente los granos.

Si una vez completada la descarga se reinicia un proceso de carga, se obtiene un tramo de recompresión que se define sobre la curva de descarga; este tramo presenta dos puntos de inflexión, en las curvas reales, antes de tomar una forma similar a la continuación del tramo virgen del anterior ciclo; sin embargo, siempre el nuevo tramo virgen se desarrolla un poco abajo de la prolongación del primero; esta diferencia es mucho más notable en la arena suelta que en la compacta.

Puede disminuirse la relación de vacíos de una arena suelta, comprimiéndola bajo cargas fuertes, pero su estructura interna, en tal caso, permanece esencialmente la misma que la correspondien

te al estado suelto; los granos permanecen en similares posiciones relativas, antes y después de aplicar la presión. El único modo de producir un cambio estructural íntimo, de modo que una arena suelta se transforme en compacta es por vibración, varillado u otro efecto dinámico equivalente. Así, puede notarse en la figura que la arena compacta, aún sin presión, está en un estado más compacto que la arena suelta con su presión máxima.

En la práctica es normal que esta diferencia sea aún más acentuada que lo que manifiesta la figura.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS FRICCIONANTES

Para una mejor comprensión de las características de resistencia de los suelos puramente fricciantes; es decir, las arenas limpias, las gravas limpias y los enrocamientos (aunque éstos últimos caigan fuera de la categoría de los suelos definidos en forma tradicional) y las combinaciones de tales materiales.

Los criterios que se describen a continuación se refieren a la prueba directa de esfuerzo cortante, por simplicidad y buscando mayor claridad de exposición.

La explicación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos fricciantes parte de los mecanismos de la fricción mecánica, pero para una aplicación más estricta de esta ley a --

una masa de partículas discretas, hay que considerarlos actuando en los puntos de contacto. Cuanto mayores sean las partículas, menos serán los puntos de contacto, si todas las demás circunstancias prevalecen y, por lo tanto, mayores serán las concentraciones de presión en ellos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con la mejor distribución granulométrica. Las presiones en los puntos de contacto cobran importancia si se relacionan con la resistencia individual de los granos del material, pues bajo aquellas, éstos pueden llegar a deformarse o a romperse.

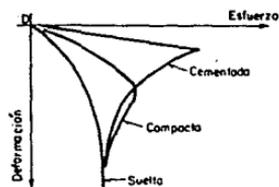
La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccional depende de las siguientes características del propio material: compacidad, forma de los granos, distribución granulométrica, resistencia individual de las partículas, tamaño de las partículas.

Además de las características anteriores, existen dos factores circunstanciales, dependientes de como se hace llegar el material a la falla, que ejercen también gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

La figura muestra las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas para tres muestras de la misma arena, una supuesta suelta, una compacta y una cementada (con un cementante natural obrando entre sus granos), en pruebas directas de esfuerzo cortante hechas aplicando en cada caso la misma presión vertical; se supone que se aplican lo que pudiera considerarse esfuerzos de bajo nivel.

Puede observarse que en el caso de la arena suelta, la gráfica esfuerzo-deformación es del tipo de falla plástica, en la que - al aumentar el esfuerzo, la deformación crece, tendiendo aquél a un valor límite que se conserva aunque la deformación siga -- creciendo hasta valores muy grandes.

En el caso de la arena compacta, el tipo de falla corresponde - al frágil; en ella, cuando el esfuerzo llega a un máximo, dismi nuye, si la deformación aumenta. El esfuerzo máximo en la arena compacta es mayor que en la arena suelta, pero al crecer la deformación, el valor último tiende a ser el mismo en los dos - casos.



Gráficas esfuerzo-deformación para una arena en estado suelta, compacta y cementada, bajo la misma presión normal.

Por último, en el caso de la arena cementada, se observa un comportamiento frágil, con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo, al crecer la deformación. Al crecer la deformación se llega a valores finales del esfuerzo análogos a los de los dos casos anteriores.

La deformabilidad es menor en la arena compacta que en la suelta y en la cementada es la menor de las tres.

En la arena suelta, puede afirmarse en términos sencillos, que cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno en la masa, las partículas no se traban entre sí, ni se bloquean, por lo que la resistencia que se opone a la deformación es sólo fricción. En cambio, en una arena compactada, la resistencia que se opone a la deformación no sólo corresponde a fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la trabazón de los granos entre sí, que se opone y bloquea toda tendencia al movimiento relativo entre ellos.

En la arena suelta, la deformación por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de los granos, que se manifiesta por una disminución de volumen, el cual tiende a un valor constante, cuando el esfuerzo llega también a ser constante. En la arena compacta, los granos que originalmente estaban bien acomodados, han de moverse sobre sus vecinos y relativamente a ellos para que haya deformación; esto 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. La relación de la resistencia máxima a la re

sistencia última, en la arena compacta es, así mayor que uno.

Si la resistencia de las partículas individuales es baja, manteniéndose constante todos los demás factores, la relación anterior disminuye, debido a que el efecto de trabazón es menos eficiente por el mayor grado de rotura de los granos. Similarmente, si la magnitud de los esfuerzos aplicados sube, la relación de las resistencias máxima a última baja, aunque ahora ésta última será mayor correspondiendo al mayor nivel de esfuerzos.

Esta disminución en la relación de resistencia es lo que produce que la línea de resistencia para una arena compacta sea una curva cóncava hacia abajo, de tal manera que al elevarse el nivel de esfuerzos, esta curva tiende hacia la línea recta de resistencia de la arena suelta. Esto ocurre cuando, debido al alto nivel de esfuerzos, el efecto de trabazón entre las partículas es ineficiente por deformación y principalmente rotura de los granos al tratar de deformarse.

La exposición anterior puede extenderse fácilmente hacia los conceptos, tamaño de las partículas y distribución granulométrica, para llegar a la conclusión de que manteniendo todos los demás factores constantes, la relación de las resistencias máxima a última decrece al aumentar el tamaño de las partículas y decrece igualmente al empeorar la distribución granulométrica, es decir, al ser el material más uniforme en la dimensión de sus partículas. Es obvio que cuando la compacidad disminuye de muy compacta hacia muy suelta, en toda la gama posible en la naturaleza, el comportamiento de la ley esfuerzo-deformación será, en algún grado, intermedio entre los descritos arriba para los extremos.

Por último, también es fácil ver que manteniendo todos los demás factores constantes, la deformabilidad decrece y la resistencia crece al variar la forma de los granos de una forma redonda hacia una forma equidimensional angulosa.

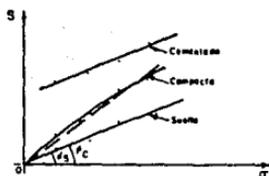
En la gráfica siguiente aparecen las formas típicas de las líneas de resistencia de la arena suelta, compactada y cementada, obtenidas en prueba directa de esfuerzo cortante y con bajos niveles de esfuerzo.

Se observa que en el caso de la arena suelta la línea de resistencia es una recta que pasa por el origen como se mencionó previamente; por lo tanto, para estos suelos, la resistencia queda bien descrita con una ley:

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

donde:

ϕ_s = es el ángulo de fricción interna de la arena en estado -
suelto, que puede obtenerse en el laboratorio.



Líneas de resistencia para una arena en estado solto compacto y cementado

En el caso de la arena compacta, la curva de resistencia es --
cóncava hacia abajo, como ya se discutió, pero para fines prác-
ticos suele asimilarse a una recta, por lo que la ley de resis-
tencia resulta ser:

$$S = \sqrt{\sigma} \tan \beta_c$$

En donde:

β_c = es el ángulo de fricción interna de la arena compacta.

Nótese que β_c involucra no sólo efectos de fricción mecánica, -
sino también de trabazón estructural por la resistencia de los
granos; por ello $\beta_c > \beta_s$.

El valor de β_c decrece a mayores niveles de esfuerzos, a partir
de la presión nula. En presiones muy altas $\beta_c = \beta_s$ y el efecto
de trabazón prácticamente no tiene relevancia en comparación al
de la fricción mecánica. Esto ocurre a esfuerzos superiores a
30 ó 40 Kg/cm² en las arenas normales.

Para el caso de la arena cementada, la ley práctica de resisten-
cia será del tipo:

$$S = c + \sqrt{\sigma} \tan \beta$$

Ahora c y β son únicamente parámetros de cálculo, que varían --
con el nivel de esfuerzos y con el intervalo de presiones consi-
derado. Se ha estado considerando en todos los análisis ante--

riores que la arena objeto del estudio está totalmente seca.

En el caso de arenas totalmente saturadas, el comportamiento es absolutamente el mismo antes descrito y todas las fórmulas son aplicables, sin más que hacer la consideración de que ahora $\bar{\sigma} = \sigma - u$ es el esfuerzo efectivo a tomar en cuenta.

En el caso de arenas parcialmente saturadas se puede observar - que el comportamiento depende, en gran manera, del grado de saturación; en arenas ligeramente húmedas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una -- cohesión aparente que la hace aparecer resistente, aún bajo presiones normales exterior nula. Este fenómeno es grandemente -- aprovechado por los constructores de "castillos" en las zonas - húmedas de las playas. Lo que en realidad sucede es que, a pesar de la no existencia de una presión exterior, existe una presión capilar intergranular que la suple; esta presión genera la resistencia friccionante del material. Al aumentar el grado de saturación de las arenas disminuyen los efectos capilares, que - llegan a anularse cuando aquel toma valores lo suficientemente altos como para que el aire contenido en el suelo exista sólo - en forma de burbujas aisladas, estableciéndose una continuidad en el agua intersticial que ya no permite la generación de presiones capilares importantes sobre la estructura sólida del suelo. En la práctica, en el caso de arenas parcialmente saturadas, las líneas de resistencia pueden obtenerse directamente de pruebas. Sin embargo, es importante notar que en la naturaleza las arenas están arriba o abajo del nivel freático; en el primer caso, por no existir prácticamente zona de saturación capilar y por ser la arena permeable, estarán secas o ligeramente - húmedas; en el segundo, saturadas. Claro está que lo anterior

es tanto más cierto cuanto más gruesa sea la arena; en arenas finas, el asunto ya no es tan simple y el criterio a aplicarse será similar a los suelos finos.

En arenas húmedas existe un fenómeno según el cual aumenta su volumen cuando se someten a un efecto vibratorio (dilatación -- por vibración) llegando a alcanzar relaciones de vacíos mayores que la máxima correspondiente a un estado totalmente seco. Este fenómeno resulta ahora de fácil explicación si se tiene en cuenta la resistencia comunicada a la masa de arena por las presiones intergranulares provocadas por el agua capilar. Una vibración brusca hace que las partículas de arena abandonen sus posiciones de equilibrio, tendiendo a ampliar el espacio que ocupan; la existencia de presiones capilares hacen posible que las partículas permanezcan en esas nuevas posiciones de equilibrio aparentemente inestables. En arenas secas eso no ocurre y las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finales aún más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto.

11.2 Diferentes Criterios de Clasificación de los Suelos Gruesos

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

Este sistema está basado en el de Aeropuertos, hasta el grado - que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas - gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un -- suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Se describirá los diferentes grupos referentes a los suelos -- gruesos. El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de - los suelos más típicos de este grupo.

- a) Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico "G" (gravel)
- b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico "S" (sand).
Las gravas y las arenas se separan con la malla #4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico "G", si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) - no pasa la malla #4, y es del grupo genérico "S", en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Materiales prácticamente limpios de finos, bien graduados.

Símbolo "W" (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos "GW" y "SW".

2. Materiales prácticamente limpios de finos, mal graduados. Símbolo "P" (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos "GP" y "SP".
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Límites símbolo "M" (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos "GM" y "SM".
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Arcillas símbolo "C" (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos "GC" y "SC".

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

GRUPO "GW" y "SW"

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que pueden contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5% en peso. La graduación se juzga, en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura. Para conside-

rar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

GRUPO "GP" y "SP"

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaño, faltando algunos intermedios; en laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados. Dentro de estos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

GRUPO "GM" y "SM"

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre nula y media; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla No. 40 abajo de la línea A de La Carta de Plasticidad o --

bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

GRUPOS "GC" y "SC"

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos "GM" y "SM". Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito - que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla No. 40 sobre la línea A, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo "GP-GC" indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo "GW-SW" se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por igual proporción de grava y arena.

A continuación se presenta el sistema unificado de clasificación de suelos.

ANEXO VII - A
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Escribiendo las particulas gruesas de 7.6 cm (3") y listando las frecuencias en pesos al milésimo)			SÍMBOLOS DEL GRUPO (a)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTICULAS GROSAS Más de la mitad del material es retenido en la malla # 20 (10) (Las particulas de 0.075 mm de diámetro (media # 200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa está en el tamaño de la media # 4 (25 mm) como porcentaje de la obtura (Paso de retención usual para el grupo CL abajal de la tabla # 1)	GRANES LUMAS (de 0.075 mm) (partículas finas)	GW	Gravos a no graduados, mezclas de gravos y arena, con poco o nada de limos	Dese el nombre típico, indíquese los porcentajes expresados de gravos y arena, luego de la media, porcentajes constitutivos de la fracción y el grado de los porcentajes gruesos, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo de resistencia al agua	<p>Definición de la fracción de gravos y arena de la curva granulométrica: Dependiendo del porcentaje de fracción que pasa la media # 20 (10) (Luz de 75 micras): Si el símbolo es GW, SW, SP, o SM: 75% a 100% Grava de fracción que requieren el uso de tambores dobles</p>	<p>Coeficiente de uniformidad (U_c) = $\frac{C_u}{C_{60}}$, Coeficiente de curvatura (C_c) = $\frac{C_{30}^2}{C_u C_{60}}$, entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de gradación para GW</p> <p>Límites de plasticidad sobre de la "línea A" y P_{20} mayor que 4</p> <p>Límites de plasticidad sobre de la "línea A" con P_{20} mayor que 7</p> <p>$C_u \geq \frac{D_{60}}{D_{30}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}}$, entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de gradación para SW</p>
			GP	Gravos mal graduados, mezclas de gravos y arena, con poco o nada de limos			
			GM	Gravos limpos, mezclas de gravos, arena y limo			
			GC	Gravos arcillosos, mezclas de gravos, arena y arcilla			
			SW	Arenas bien graduadas, arenas con poco, con poco o nada de limos			
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la media # 20 (10) (Las particulas de 0.075 mm de diámetro (media # 200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)	ARRENAS Más de la mitad de la fracción gruesa está en el tamaño de la media # 4 (25 mm) como porcentaje de la obtura (Paso de retención usual para el grupo ML abajal de la tabla # 1)	GRANES LUMAS (de 0.075 mm) (partículas finas)	SW	Arenas bien graduadas, arenas con poco, con poco o nada de limos	Para los suelos no saturados expuestos - información sobre estructura, compresión, remoción, condiciones de humedad y plasticidad de arcilla	<p>Definición de la fracción de gravos y arena de la curva granulométrica: Dependiendo del porcentaje de fracción que pasa la media # 20 (10) (Luz de 75 micras): Si el símbolo es GW, SW, SP, o SM: 75% a 100% Grava de fracción que requieren el uso de tambores dobles</p>	<p>Coeficiente de uniformidad (U_c) = $\frac{C_u}{C_{60}}$, Coeficiente de curvatura (C_c) = $\frac{C_{30}^2}{C_u C_{60}}$, entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de gradación para GW</p> <p>Límites de plasticidad sobre de la "línea A" y P_{20} mayor que 4</p> <p>Límites de plasticidad sobre de la "línea A" con P_{20} mayor que 7</p> <p>$C_u \geq \frac{D_{60}}{D_{30}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}}$, entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de gradación para SW</p>
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con poco, con poco o nada de limos			
			SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo			
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla			
			CL	Arenas marginales, arena de poca, limos arcillosos o arcillosos ligeramente arcillosos			
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la media # 20 (10) (Las particulas de 0.075 mm de diámetro (media # 200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)	LIMOS Y ARCILLAS Limo y arcilla mayor de 50	GRANES LUMAS (de 0.075 mm) (partículas finas)	CL	Arenas marginales de poco a media plasticidad, arenas con gravos, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas débiles	Dese el nombre típico, indíquese el grado y especie de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color de suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo de resistencia al agua	<p>Definición de la fracción de gravos y arena de la curva granulométrica: Dependiendo del porcentaje de fracción que pasa la media # 20 (10) (Luz de 75 micras): Si el símbolo es GW, SW, SP, o SM: 75% a 100% Grava de fracción que requieren el uso de tambores dobles</p>	<p>Coeficiente de uniformidad (U_c) = $\frac{C_u}{C_{60}}$, Coeficiente de curvatura (C_c) = $\frac{C_{30}^2}{C_u C_{60}}$, entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de gradación para GW</p> <p>Límites de plasticidad sobre de la "línea A" y P_{20} mayor que 4</p> <p>Límites de plasticidad sobre de la "línea A" con P_{20} mayor que 7</p> <p>$C_u \geq \frac{D_{60}}{D_{30}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}}$, entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de gradación para SW</p>
			OL	Limos orgánicos y arenas limosas orgánicas de baja plasticidad			
			MH	Limos marginales, limos débiles o débiles, limos arcillosos			
			CH	Arenas marginales de alta plasticidad, arcillas francas			
			OH	Arenas orgánicas de medio a alta plasticidad, limos orgánicos de medio a alta plasticidad			
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	LIMOS Y ARCILLAS Limo y arcilla mayor de 50	GRANES LUMAS (de 0.075 mm) (partículas finas)	P ₁	Turba y otros suelos botánicos orgánicos	Para los suelos no saturados expuestos - información sobre estructura, estratificación, compresión, remoción, condiciones de humedad y plasticidad de arcilla	<p>Definición de la fracción de gravos y arena de la curva granulométrica: Dependiendo del porcentaje de fracción que pasa la media # 20 (10) (Luz de 75 micras): Si el símbolo es GW, SW, SP, o SM: 75% a 100% Grava de fracción que requieren el uso de tambores dobles</p>	<p>Coeficiente de uniformidad (U_c) = $\frac{C_u}{C_{60}}$, Coeficiente de curvatura (C_c) = $\frac{C_{30}^2}{C_u C_{60}}$, entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de gradación para GW</p> <p>Límites de plasticidad sobre de la "línea A" y P_{20} mayor que 4</p> <p>Límites de plasticidad sobre de la "línea A" con P_{20} mayor que 7</p> <p>$C_u \geq \frac{D_{60}}{D_{30}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}}$, entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de gradación para SW</p>
			P ₂	Turba y otros suelos botánicos orgánicos			

(a) Clasificaciones de frontera - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de gravos y arena bien graduado con contenido arcilloso
(b) Todos los tamaños de los tambores en este carta son los U.S. Standard

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Este procedimiento se aplica con la limitación que para la media No. 40 (aproximadamente 0.425 mm)

Paso para la clasificación en el campo si no se usa la media simplemente se quitan o maneja las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.

DILATANCIA
(Reacción al agua)

Después de que las partículas separen que la media No. 40, presione una porción de suelo húmedo aproximadamente igual a 10 cm³ en el molde estándar para que pare de estar en un molde.

Coloque las porciones en el palmo de la mano y aplique sus dedos índices, golpeando ligeramente cuando se sienta un molde blando. Una vez que el molde se sienta firme, coloque el agua en la superficie de la porción, la cual cubra completamente una superficie de 10 cm² y cubra la porción. Coloque la porción en el agua que cubra el agua y el fondo del recipiente de la superficie, la porción se sienta firme y finalmente se seque y se desmenuza. La rapidez de la separación del agua durante el proceso y el tiempo que el agua tarda en separarse sirve para determinar el carácter de los tipos de un suelo.

Los límites de humedad (mayor) para los suelos marginales y débiles, así como los límites de plasticidad (mayor) para los suelos marginales, limos débiles y arcillas débiles, se dan en el índice de plasticidad.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO
(Resistencia al agua)

Después de eliminar las partículas gruesas que la media No. 40, moldee una porción de suelo húmedo que contenga una cantidad de suelo húmedo que sea el necesario. Déjese secar la porción en un horno, al sol o en un ambiente que contenga un ambiente de desecación adecuada para el suelo. Una vez que se haya secado el suelo y el estado de la fracción de finos sea suficiente para ser manejado, coloque el suelo en un molde estándar para que pare de estar en un molde.

Una vez que se haya secado el suelo, coloque el suelo en el molde estándar para que pare de estar en un molde.

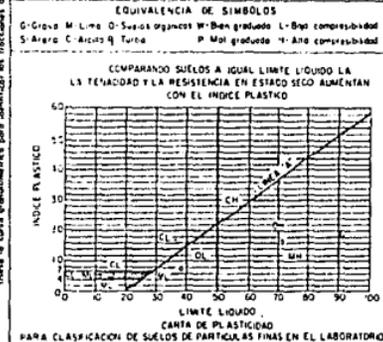
INFIADIDAD
(Comportamiento de la fracción de finos)

Después de eliminar las partículas gruesas que la media No. 40, moldee un espécimen de aproximadamente 10 cm³ de suelo húmedo que contenga una cantidad de suelo húmedo que sea el necesario. Coloque el espécimen en un molde estándar para que pare de estar en un molde.

Una vez que se haya secado el suelo, coloque el suelo en el molde estándar para que pare de estar en un molde.

La permeabilidad de los suelos de este tipo de suelos se determina por la rapidez de la separación del agua al estar en el agua y por la rapidez de la separación del agua al estar en el agua.

La permeabilidad de los suelos de este tipo de suelos se determina por la rapidez de la separación del agua al estar en el agua y por la rapidez de la separación del agua al estar en el agua.



IDENTIFICACION EN CAMPO DE LOS SUELOS GRUESOS

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño $\frac{1}{2}$ cm como equivalente a la malla No. 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados.

SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS UTILIZADO EN S.C.T.

Para fines de clasificación, los materiales que constituyen la corteza terrestre se agrupan en 3 divisiones: suelos, fragmentos de roca y rocas.

El término suelo se aplica a todas aquellas partículas de material menor de 7.6 cm (3"). El término fragmentos de roca se aplica a los fragmentos mayores de 7.6 cm y que no forman parte de una formación rocosa masiva. El término roca se usa para formaciones rocosas más o menos continuas o masivas.

El suelo se subdivide en suelos de partículas finas o finos y - suelos de partículas gruesas o gruesos. Los finos son aquellos cuyas partículas son menores que la malla No. 200 y los gruesos son los que se retienen en la malla No. 200 y pasan la malla de 7.6 cm (3"). Los finos comprenden los suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos orgánicos son los que contienen una cantidad apreciable de material orgánico, y un material fino orgánico es limo o arcilla, según sus características de plasticidad. Los suelos en que predomina mucho el material orgánico -- queda en un grupo denominado turba.

Los gruesos comprenden los grupos denominados arena y grava, -- siendo la frontera entre ellos la malla No. 4.

Los fragmentos de roca se subdividen en chicos, medianos y grandes. Los fragmentos chicos son aquellos que se retienen en la malla de 7.6 cm (3") y su dimensión máxima es menor de 30 cm. - Los fragmentos medianos son aquellos cuya dimensión máxima está comprendida entre 30 cm y 1 m. Los fragmentos grandes son - - aquellos cuya dimensión máxima es mayor que de 1 m.

Cada uno de estos grandes grupos tienen un símbolo genérico, da do por una o más letras alusivas.

En la tabla siguiente se resumen los grupos que intervienen en el Sistema de Clasificación de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (S.C.T.)

**CLASIFICACION DE MATERIALES
PETREOS Y SUELOS**

DIVISIONES	SUB DIVISIONES	GRUPO	SIMBOLO	DIMENSIONES DE LAS PARTICULAS O FRAGMENTOS
SUELOS	Altamente Orgánicos	TURBA	P _t	-----
	Finos	ORGANICOS	O	< MALLA # 200
		LIMOS	H	< MALLA # 200
		ARCILLAS	C	< MALLA # 200
	Gruesos	ARENAS	S	># 200 y <# 4
GRAVAS		G	># 4 y < 7.6 cm (3")	
FRAGMENTOS DE - ROCA		CHICOS	F _c	> 7.6 cm (3") y < 30 cm
		MEDIANOS	F _m	> 30 cm y < 1 m
		GRANDES	F _g	> 1 m
ROCAS	Ígneas	EXTRUSIVAS	R ₁₀	-----
		INTRUSIVAS	R ₁₁	-----
	Sedimentarias	CLASTICAS	R _{sc}	-----
		QUIMICAS	R _{sq}	-----
		ORGANICAS	R _{so}	-----
	Metamórficas	NO FOLIADAS	R _{mf}	-----
FOLIADAS		R _{mf}	-----	

CLASIFICACION DE SUELOS UTILIZADA EN PEMEX

TAMAÑO DE LOS GRANOS

NOMBRE	LÍMITES DE TAMAÑO	EJEMPLO
Boleo	305 mm (12 pig) o mayores	Mayor que una pelota de balón-cesto
Canto rodado	76 mm (3 pig) a 305 mm (12 pig)	Naranja a sandía
Grava gruesa	19 mm (3/4 pig) a 76 mm (3 pig)	Uva a naranja
Grava fina	4.76 mm (H.N° 3/4 pig) a 19 mm (3/4 pig)	Chícharo a uva
Arena gruesa	2 mm (H.N° 10) a 4.76 mm (H.N° 4)	Sal de cocina
Arena mediana	0.42 mm (H.N° 40) a 2 mm (H.N° 10)	Azúcar
Arena fina*	0.074 mm (H.N° 200) a 0.42 mm (H.N° 20)	Azúcar en polvo
Finos	Menores que 0.074 mm (H.N° 200)	

* Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm.

SISTEMA DE CLASIFICACION DE AEROPUERTOS

El sistema divide a los suelos en 2 grandes fracciones: la gruesa, formada por partículas mayores que la malla No. 200 (0.074 mm) y menores que la malla de 3" (7.62 cm) y la fina, formada por las partículas que pasan la malla No. 200.

La fracción gruesa se subdivide en grava y arena, teniendo como frontera la malla No. 4 (4.76 mm). Subdivisiones subsecuentes de esta fracción toman en cuenta el contenido y naturaleza de los finos, así como características de graduación. El conjunto presenta un aspecto muy similar al del Sistema Unificado de Clasificación de Suelo.

El sistema de Aeropuertos reconoce que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constituidos por partículas menores que la malla No. 200, pueden deducirse cualitativamente a partir de sus características de plasticidad. En cuanto a los suelos formados por partículas mayores que la malla mencionada, el criterio básico de clasificación es aún el granulométrico que, aunque no es lo determinante para el comportamiento de un material, si puede usarse como base de clasificación en los materiales granulares.

SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS BASADOS EN CRITERIOS DE GRANULOMETRIA

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva

va del mismo. Tal criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia.

Originalmente, el suelo se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes.

Actualmente se pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

- a) Clasificación Internacional, basada en otra desarrollada en Suecia.

TAMAÑO EN mm

2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena Gruesa	Arena Fina	Limo	Arcilla	Ultra-Arcilla (coloides)

b) Clasificación M.I.T.

Fue propuesta por G. Gilboy y adaptada por el Massachusetts Institute of Technology.

Tamaño en milímetros

2.0 0.5 0.2 0.06 0.02 0.006 0.002 0.0006 0.0002

Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina (coloides)
ARENA			LIMO			ARCILLA		

c) La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936, en Alemania, está basada en una proposición original de Kopec ky.

MATERIAL	Características	Tamaño mm
Piedra	- - -	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla	- - -	0.00002 a 0.0002

Abajo de 0.00002 mm, las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan.

VARIOS SISTEMAS DE CLASIFICACION DE SUELOS

SISTEMA DE CLASIFICACION	Tamaño de los granos en mm						
	100	10	1	0.1	0.01	0.001	0.0001
U.S. Bureau of Soils, 1870-95		Grava	Arena	Limo	Arcilla		
		1	0.05	0.005			
Atterberg, 1905	Grava	Arena Gruesa	Arena Fina	Limo	Arcilla		
		2	0.2	0.02	0.002		
MIT, 1931	Grava	Arena	Limo	Arcilla			
		2	0.06	0.002			
U.S Dept. Ago. 1938	Grava	Arena	Limo	Arcilla			
		2	0.05	0.002			
AASHTO, 1970	Grava	Arena	Limo	Arcilla Coloides			
	75	2	0.075	0.002	0.001		
Unificado 1953 ASTM 1967	Grava	Arena	Finos (limo y arcilla)				
	75	4.75	0.075				

Comparación de varios sistemas comunes de clasificación granulométrica

CLASIFICACION DE LABORATORIO DE LOS SUELOS GRUESOS

CLASIFICACION DE LABORATORIO DE LOS SUELOS GRANULARES (más del 50% de elementos > 0.08 mm)					
GRAVAS	MÁS DEL 50% DE ELEMENTOS > 0.08 mm TIENEN UN DIÁMETRO > 1 mm	Menos del 5% de elementos < 0.08 mm	G ₀ (G ₀)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ y $1 < C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$	Grava limpia bien graduada
			G ₁ (G ₁)	No cumple una de las condiciones de G ₀ .	Grava limpia mal graduada
		Más del 12% de elementos < 0.08 mm	G _L (G _L)	Límites de Atterberg por debajo de la línea "A".	Grava limosa
			G _A (G _A)	Límites de Atterberg por encima de la línea "A".	Grava arcillosa
ARENAS	MÁS DEL 50% DE ELEMENTOS > 0.08 mm TIENEN UN DIÁMETRO < 1 mm	Menos del 5% de elementos < 0.08 mm	S _B (S _B)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ y $1 < C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$	Arena limpia bien graduada
			S _M (S _M)	No cumple una de las condiciones de S _B .	Arena limpia mal graduada
		Más del 12% de elementos < 0.08 mm	S _L (S _L)	Límites de Atterberg por debajo de la línea "A".	Arena limosa
			S _A (S _A)	Límites de Atterberg por encima de la línea "A".	Arena arcillosa
5% < inferior a 0.08 mm < 12% → se utiliza un doble símbolo					

CLASIFICACION RAPIDA DE LOS SUELOS GRANULARES

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION DE OBRA			SIMBOLOS (U.S.C.S.)	DESIGNACION Geotécnica	
elementos > 60 mm excluidos; peso estimado de las fracciones					
Más de la mitad de elementos son > 0,08 mm SUELOS GRANULARES	Más de la mitad de los elementos > 0,08 mm tienen un diámetro > 2 mm GRAVAS	SIN FINOS	Todos los diámetros de los granos están presentes sin apreciarse predominio de alguno	G _z (G _z)	Grava limpia bien graduada
		SIN FINOS	Predomina una dimensión de granos o de conjunto de granos	G _m (G _p)	Grava limpia mal graduada
		CON FINOS	Los elementos finos no tienen cohesión	G _l (G _m)	Grava limosa
		CON FINOS	Los elementos finos tienen cohesión	G _a (G _m)	Grava arcillosa
	Más de la mitad de los elementos > 0,08 mm tienen un diámetro < 2 mm ARENAS	SIN FINOS	Todos los diámetros de los granos están presentes sin apreciarse predominio de alguno	S _z (S _m)	Arena limpia bien graduada
		SIN FINOS	Predomina una dimensión de grano o de conjunto de granos.	S _m (S _p)	Arena limpia mal graduada
CON FINOS		Los elementos finos no tienen cohesión	S _l (S _m)	Arena limosa	
CON FINOS		Elementos finos tienen cohesión	S _a (S _c)	Arena arcillosa	

CRITERIOS DEL NUMERO DE MALLAS

En la tabla siguiente, se muestran las mallas Tyles estándar y U.S. Bureau of Standards con correspondientes aberturas.

TYLER ESTÁNDAR		U.S. BUREAU OF STANDARDS	
MALLA	ABERTURA mm	NUMERO	ABERTURA mm
3"	76.2	4"	101.6
2"	50.8	2" *	50.8
-	26.67	1" *	25.4
-	18.85	3/4" *	19.1
-	13.33	1/2" *	12.7
-	9.423	3/8" *	9.52
3	6.680	1/4" *	6.35
4	4.699	4	4.76
6	3.327	6	3.36
8	2.362	8	2.38
9	1.981	10 *	2.00
10	1.651	12	1.68
14	1.168	16	1.19
20	0.833	20 *	0.840
28	0.589	30	0.590
35	0.417	40 *	0.420
48	0.295	50	0.297
60	0.246	60 *	0.250
65	0.208	70	0.210
100	0.147	100 *	0.149
150	0.104	140	0.105
200	0.074	200 *	0.074
270	0.053	270	0.053
400	0.038	400	0.037

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

79

En general, sólo algunas mallas son suficientes para definir -- convenientemente una curva granulométrica.

Por ejemplo, en la S.C.T., se usan las mallas señaladas con asterisco, en pruebas de rutina.

NUMERO Y MEDIDA DE LAS MALLAS UTILIZADAS EN PEMEX

NUMEROS Y MEDIDAS DE LAS MALLAS PARA DETERMINAR LA GRANULOMETRIA DE UN SUELO GRUESO (Ref. II)			
CONJUNTO A		CONJUNTO B	
Número	MEDIDA (mm)	Número	MEDIDA (mm)
2	50.80	10	2.00
15	38.10	20	0.850
1	25.40	40	0.425
3/4	19.05	60	0.250
1/2	12.70	100	0.150
3/8	9.52	200	0.075
4	4.76		

II.3 Taludes y Fallas más comunes

ASPECTOS DE LOS TALUDES

Se comprende bajo el nombre genérico de taludes, cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista, los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y tarraplenes). Aún cuando las laderas naturales pueden plantear y de hecho plantean problemas que pueden llegar a ser de vital importancia, los taludes artificiales serán los que trataremos.

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso que la construcción de presas de tierra ha recibido en todo el mundo en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos, por medio de bordos etc., han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden. Tanto por el aspecto de inversión, como por el de consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista.

Es obvio que la construcción de estas estructuras es probablemente tan antigua como la misma humanidad; sin embargo, durante casi toda la época histórica han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años, los taludes se manejaron con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizador de las experiencias adquiridas. La expansión del ferrocarril y el canal

primero y de la carretera después, provocaron los primeros intentos para un estudio racional de este campo; pero no fue sino hasta el advenimiento de la actual Mecánica de Suelos cuando fue posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios, que sistemáticamente tomasen en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos, obteniendo experiencia sobre bases firmes y desarrollando las ideas teóricas que permiten cada vez más detalladamente el funcionamiento particular de estas estructuras. La historia del desarrollo de la técnica constructiva de presas de tierra y de los métodos de análisis de las mismas en uno de tantos ejemplos en apoyo de la afirmación anterior; hoy, gracias a los aportes de la Mecánica de Suelos el análisis de taludes, entre otras razones, se construyen doquiera presas que hace apenas 30 ó 40 años se estimarían imposibles de realizar.

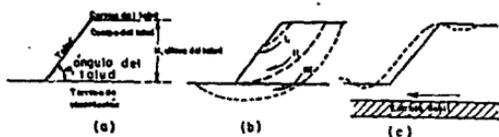
FALLA POR MOVIMIENTO DEL CUERPO DEL TALUD

Pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo.

Estos fenómenos reciben comunmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas por rotación.

En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en un terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. Estas son las fallas por traslación.

Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además pueden presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud pero interesando zonas relativamente superficiales. En la figura siguiente se presentan estos tipos de fallas, así como la nomenclatura usual en taludes simples.



denominación y fallas en el cuerpo de taludes

a) denominación

b) Fallas por rotación

I Local

II Por el pie del talud

III De base

c) Falla por fricción sobre un plano débil

FALLA POR LICUACION

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

TALUDES EN ARENAS

La estabilidad de un talud homogéneo con un suelo de cimentación, constituido con un suelo puramente friccionante, tal como una -- arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual, para garantizar estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material -- suelto, seco y limpio se acercará mucho al ángulo de reposo. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente: $\alpha = \beta$. Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a β , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a -- ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la del deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. -- Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor -- que β . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de α y β , basta que tal factor tenga un valor del orden de 1.1. ó 1.2 para -- que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

$$F_s = \frac{\text{Tag } \beta}{\text{Tag } \alpha}$$

F_s = Factor de Seguridad

β = Angulo de fricción interna

α = Angulo del talud

11.4 Tablas de Características de los Suelos Gruesos desde el punto de vista de la Ingeniería

CUADRO DE PROPIEDADES Y USOS DEL SUELO QUE UTILIZA LA S.A.R.H.

Como una consecuencia del énfasis que en el Sistema de Clasificación Unificada se pone en el comportamiento del suelo, es posible indicar las propiedades ingenieriles típicas de los diversos grupos de suelos indicados por esta clasificación.

Una relación directa entre las propiedades de un suelo y su clasificación, tal como la que se indica en la table siguiente, será de utilidad para el ingeniero que se enfrente a una gran variedad de problemas de suelo.

También el investigador de bancos de préstamo o cimentaciones de tierra, a menudo desea conocer como el suelo que ha clasificado puede compararse con otras clases de materiales de construcción o cimentación; por lo tanto, la tabla de los usos ingenieriles para los suelos, ha sido preparada con el propósito de rendir dicha información.

CUADRO DE PROPIEDADES Y USOS

NOMBRES TÍPICOS DE LOS GRUPOS DE SUELO	SIMBOLOS DEL GRUPO	PROPIEDADES IMPORTANTES				ADAPTABILIDAD RELATIVA A VARIOS USOS								CARPETA DE BORDAMIENTO		
		PERMEABILIDAD DEL SUELO COMPACTADO	RESISTENCIA AL CORTANTE COMPACTADO Y SATURADO	COMPRESIBILIDAD COMPACTADO Y SATURADO	TRABAJABILIDAD COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION	PRESAS DE TIERRA COMPACTADA A BORDILLO			SECCIONES DE CANALES		CIMENTACIONES				TERMINALES	
						SECCION DE MATERIAL HOMOGENEO	CORAZON IMPERMEABLE	ZONA DE TRANSICION	RESISTENCIA A LA EROSION	REVESTIMIENTO DE TIERRA COMPACTADA	FILTRACIONES SON IMPORTANTES	FILTRACIONES NO SON IMPORTANTES	No existe la posibilidad de espasamiento por congelación		Existe la posibilidad de espasamiento por congelación	
Gravas bien graduadas; mezclas de grava y arena; pocos o ningunos finos.	G ₀	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente	-	-	1	1	-	-	1	1	1	3	
Gravas mal graduadas; mezclas de grava y arena; pocos o ningunos finos	G ₁	Muy permeable	Buena	Despreciable	Buena	-	-	2	2	-	-	3	3	3	-	
Gravas limosas; mezclas mal graduadas de grava, arena y limo	GL	Semipermeable a permeable	Buena	Despreciable	Buena	2	4	-	4	4	1	4	4	5	5	
Gravas arcillosas; mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla	GB	Impermeable	Buena a Regular	Muy baja	Buena	1	1	-	3	1	2	6	5	5	1	
Arena bien graduada; arenas gravosas; pocos o ningunos finos	A ₀	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente	-	-	3 Si tiene grava	6	-	-	2	2	2	4	
Arenas mal graduadas; arenas y gravosas; pocos o ningunos finos	A ₁	Permeable	Buena	Muy baja	Regular	-	-	4 Si tiene grava	7 Si tiene grava	-	-	5	6	4	-	
Arenas limosas; mezclas de arenas y limo mal graduadas	AL	Semipermeable a impermeable	Buena	Baja	Regular	4	5	-	8 Si tiene grava	5 Erosión crítica	3	7	8	10	6	
Arenas arcillosas; mezclas de arena y arcilla mal graduada	AB	Impermeable	Buena a Regular	Baja	Buena	3	2	-	5	2	4	8	7	6	2	

* NOTA : El No. 1 indica el material más ápto para el fin propuesto.

PROPIEDADES MECANICAS DE ACUERDO A LA CLASIFICACION USADA
EN LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

TIPO DE SUELO	PERMEABILIDAD	RESISTENCIA A LA TUBIFICACION	RESISTENCIA AL CORTANTE	COMPRESIBILIDAD	SUSCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO	SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION	MANEJABILIDAD		
GN	Permeabilidad	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		
SN	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 del 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				Media a baja	Baja	Muy buena
SN	Semipermeable a impermeable	Media a baja	Alta				Media a alta	Muy susceptible si mal compactados	Buena a correcta
SC	Impermeable	Alta	Alta a media				Media a baja	Muy baja	Buena a correcta

**PROPIEDADES MECANICAS DE ACUERDO A LA CLASIFICACION USADA
EN LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD**

CLASE DE SUELO	SUELOS GRANESOS LIEMPIS (GM, GP, SM, SP)	SUELOS GRANESOS CON FINOS (GM, GC, SM, SC)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de permeabilidad 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 compactos, 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 compactación 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 manto al definir las condiciones de las pruebas.
Tubificación	Salvo los materiales de los grupos SM 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, poco sensibles a la licuación.	Las arenas finas, limosas, uniformes y en estado suelto son muy sensibles.

**TABLA DE COMPACIDAD DE SUELOS GRUESOS BASADA
EN LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR
USADA EN PEMEX**

COMPACIDAD (SUELOS GRUESOS) (REF. 6)	
COMPACIDAD RELATIVA	NUMERO DE GOLFES
	(SPT)
Muy suelta	< 4
Suelta	4-10
Media	10-30
Densa	30-50
Muy densa	> 50

III. PRUEBAS DE LABORATORIO A LAS QUE SE SUJETAN LOS SUELOS GRANULARES

III.1 Generalidades sobre las Pruebas de Compactación en el Laboratorio

CLASIFICACION DE LAS DIFERENTES PRUEBAS

Las pruebas de laboratorio, son base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de diseño y construcción; la alternativa sería o establecerlo sobre bases únicamente personales, o desarrollarlo en un modelo a escala natural, verdadera duplicación de la estructura que se vaya a construir.

Así planteado el problema, las pruebas de compactación de laboratorio se justifican sólo en términos de su representatividad de los procesos de campo que reproducen. Y esta representatividad ha de ser llevada a sus últimas consecuencias, so pena de caer en un despropósito y llegar a estudiar detenida y acuciosamente en el laboratorio un proceso que no tenga nada (o no tenga mucho) que ver con el proceso de compactación de campo que se supone que produce; este divorcio podría llegar a tener consecuencias graves en cuanto a las conclusiones prácticas que se adopten y desde luego, las tendría al desviar fuera de sus cauces justos y razonables el criterio de aquellos ingenieros que juzgaran el proceso de compactación a través del laboratorio de manera única o principal.

La práctica recomendada en la prueba a partir de un suelo relativamente seco incorporando agua a distintas porciones del mismo en la proporción necesaria para alcanzar los contenidos de agua deseables, dejando cada porción 24 horas en reposo a fin de permitir la uniformización de la humedad.

El contenido de agua original del suelo en la naturaleza también es un factor que influye, aunque en menor grado, en la porción -

de la parte seca de la curva de compactación, sobre todo cuando se procede a la compactación inmediatamente después de haber incorporado al suelo el agua adicional requerida. Este fenómeno se comprende, pues en un suelo originalmente bastante seco, el agua que se añade para llegar a un contenido de agua deseado para la determinación de un cierto punto de la curva, producirá una mayor diferencia inmediata entre las condiciones de humedad externa e interna de los grumos, que si el suelo originalmente hubiera estado más húmedo. Por ello es de esperarse que los pesos específicos secos obtenidos sean mayores cuando los contenidos originales de agua del suelo sean menores. Este efecto prácticamente se elimina si se procede como anteriormente se recomendaba; es decir, dejando pasar suficiente tiempo para la adecuada incorporación del agua. En rigor, actualmente se hacen -- dos usos principales de las pruebas de compactación de laboratorio. En el primero, se compactan los suelos para obtener datos para proyecto de estructuras de tierra; esta información se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. En este caso 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 obtendrán al compactar los materiales en el campo, es obviamente esencial. Pero hay un segundo uso de las pruebas de compactación, que es el que de ellas se hace en las operaciones de -- control de calidad; en este caso, la prueba funciona fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo y la similitud de propiedades mecánicas entre ambos es mucho menos importante, siéndolo por consecuencia cualquier idea de representatividad referente a la prueba. Lo esencial de un índice de comparación es que sea siempre el mismo.

Es común en la práctica de ciertos laboratorios el uso de la --

misma muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos de la curva de compactación; ello implica la continuada recompactación del mismo suelo. Esta práctica se ha revelado como totalmente inconveniente toda vez que la investigación experimental ha demostrado, sin género de duda, que procediendo con un suelo recompactado los pesos específicos obtenidos son mayores que -- los mismos obtenidos con muestra virgen, por lo que en suelos -- recompactados las pruebas pueden llegar a dejar de ser representativa. Parece que una explicación simple del efecto anterior -- reside en la deformación volumétrica del tipo plástico producida por las sucesivas compactaciones. Como en el campo el suelo no sufre ninguna recompactación, la práctica de laboratorio debe ser, consecuentemente, el usar muestras de suelo diferentes para la obtención de cada punto de la curva de compactación.

Las pruebas Proctor Estándar o Modificada con el molde de 10.2 cm. (4") de diámetro interior, no deben usarse en suelos cuyo tamaño máximo de partícula sea mayor que el correspondiente a la malla No. 4; es decir, del orden de gravas, pues estas partículas introducen efectos restrictivos indeseables que afectan -- las relaciones de peso húmedo-contenido de agua; en estos casos es mucho más conveniente usar un molde de mayor volumen, cuyo diámetro sea de unos 15.2 cm. (6"), que puede usarse en materiales cuyo tamaño máximo no sobrepase el correspondiente a la malla de 19.1 mm (3/4"). Independientemente del tamaño del molde, el número de capas, el número de golpes, el peso y la altura de -- caída del pisón deben correlacionarse para producir la misma -- energía de compactación. Cuando esto se cumpla, el tamaño del molde no ejerce, de por sí, influencia apreciable en la forma de la curva de compactación, según ha demostrado la experiencia.

Sin embargo, un detalle que debe cuidarse cuando se hacen todas las combinaciones necesarias es el que se conserve en todos los casos aproximadamente la relación entre el espesor de las capas compactadas y el diámetro del pisón empleado para ello.

Ya se comentó el conjunto de factores que afectan a un proceso de compactación; es obvio que todos deben contemplarse al establecer una prueba de laboratorio. Como existen tantos modos de compactar suelos en el campo, es también razonable pensar que no se logrará tener una sola prueba, con una única técnica estandarizada, que pueda representarlos a todos. Así, es lógico pensar que haya pruebas de compactación de varios tipos. La energía de compactación influye mucho también 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.

Aún cuando otros factores actúan como variables que afectan el proceso de compactación, sólo los antes mencionados han sido utilizados para diferenciar pruebas de laboratorio, por lo menos las más comunes.

A partir de 1933 en que Proctor desarrolló su prueba, la primera históricamente, han ido apareciendo otras muchas; todas ellas pueden agruparse en uno de los siguientes apartados:

- Pruebas dinámicas
- Pruebas estáticas
- Pruebas por vibración

III.2 Manejo y Procedimientos Iniciales de la Muestra en el Laboratorio

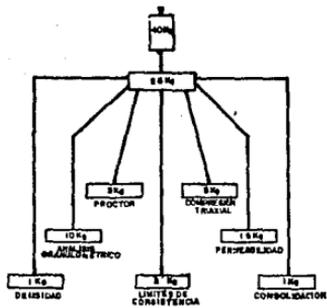
CANTIDAD DE MATERIAL QUE CONSTITUYE UNA MUESTRA SEGUN EL CRITERIO DE LA S.A.R.H.

La cantidad de material que constituye una muestra deberá ser suficiente para realizar todas las pruebas de laboratorio y aún repetir las incorrectas o aquellas cuyos resultados sean dudosos.

En general conviene formar muestras de 40 a 50 Kg.

El siguiente esquema da una idea de cómo se reparte una muestra en el laboratorio y de las cantidades que se necesitan para cada prueba.

En caso de que el material contenga grava en un porcentaje mayor al 40%, deberá duplicarse la remesa y cuando se trate de estudios especiales, el laboratorio indicará la cantidad necesaria.



PROCEDIMIENTO DE SECADO DE LA MUESTRA UTILIZADO EN LA S.C.T.

El secado de la muestra llevada al laboratorio debe hacerse al sol, extendiendo todo el material sobre una superficie limpia y -- tersa, o bien en charolas de lámina en un horno a temperatura baja, 40 a 50° C. En ambos casos es conveniente voltear al material para lograr un secado más rápido y uniforme, hasta obtener una pequeña humedad que permita la fácil disgregación y manejo de la muestra.

Cuando la muestra llegue el laboratorio con una humedad que permita su disgregación, no será necesario someterla al proceso de secado anteriormente indicado.

Debe ponerse especial atención en que este secado de la muestra no se haga a temperaturas elevadas, porque podría dar lugar a una alteración de ciertas características del material, la plasticidad principalmente, lo cual conduciría a la obtención de resultados erróneos en las pruebas a que se va a sujetar el material -- posteriormente.

PROCEDIMIENTO DE DISGREGACION DE LA MUESTRA UTILIZADO EN LA S.C.T.

La disgregación de la muestra tiene por objeto hacer la separación de los diferentes tamaños de material que constituye la muestra, para que ésta pueda ser mezclada uniformemente y cuarteada posteriormente para obtener porciones representativas de la misma y efectuar en ellas las diferentes pruebas a que va a ser so-

metido el material.

En materiales no cohesivos esta separación es bien fácil de hacer, no así en el caso de materiales granulares cementados, o en el caso de rocas alteradas en donde el material va reduciéndose de tamaño a medida que avanza el proceso de disgregación hasta quedar reducido a polvo al terminar éste.

En estos casos debe intervenir el criterio del ingeniero jefe -- del laboratorio para decidir hasta donde debe llevarse el proceso de disgregación de acuerdo con el uso a que va a ser destinado el material y el equipo y procedimiento de construcción que van a -- ser empleados.

Por ejemplo, veamos el caso de un material constituido por roca alterada que va a utilizarse en la construcción de un revestimiento. Durante el proceso de construcción, las conformadoras y las apladoras disgregan hasta cierto grado el material, obteniéndose finalmente una capa constituida por un material que ha sido reducido finalmente de tamaño en la superficie, aumentando de tamaño -- sus partículas a medida que aumenta la profundidad medida desde la superficie. Si sobre este material se construye una carpeta de rodamiento, la estructura obtenida permanecería sin sufrir alteraciones prácticamente, en cambio si permanece abierta al tránsito, el efecto continuado del peso de los vehículos acabaría por ir -- triturando los tamaños mayores hasta acabar por reducirlos a polvo. La disgregación de la muestra deberá llevarse en estos casos hasta un grado tal que se acerque lo más posible al grado mínimo de disgregación que deba exigirse durante la construcción del camino para lograr un empleo correcto del material propuesto.

Para efectuar la disgregación de la muestra, se utiliza un mazo de madera en forma de prisma cuadrangular de las siguientes dimensiones:

- Altura 15 cm. y base 9.5 cm. por lado, debiendo tener el mango en la cara posterior a la base. El peso del mazo es de -- 1 Kg. aproximadamente.
- El mazo deberá estar forrado en su base, por una cubierta de cuero o baqueta, la que será sujeta a los lados del mazo - por medio de clavos y además deberá colocársele un cincho - de fleje debidamente clavado.
- La disgregación del material deberá hacerse en una charola - de lámina, la cual será colocada sobre una mesa con cubierta de madera. El mazo deberá caer verticalmente sobre el material y la altura de caída no deberá exceder de 20 cm. La forma de proceder es la siguiente:
 - a) Deberá primero cribarse todo el material a través de la malla No. 4.
 - b) El material retenido se cribará nuevamente por la malla de 2", golpeándose con el mazo los tamaños retenidos en la criba hasta obtener partículas que no sean ya disgregables. El material ya maceado se cribará por la malla de 2", juntándose el material que pasa la malla con el obtenido en la primera operación de cribado a través de la misma malla. Se repetirá esta misma operación cribando a través de la malla de 1", maceando el retenido, etc. etc., y repitiendo el procedimiento empleando la malla 3/8" y la malla No. 4.

- c) Se combinan finalmente todos los productos obtenidos en estas operaciones para constituir la muestra que va a ser mezclada y cuarteada en la siguiente etapa de preparación de la muestra.

El cuadro esquemático que se dá a continuación explica por sí solo la forma de efectuar la disgregación de la muestra.

PROCEDIMIENTO DE CUARTEO DE LA MUESTRA UTILIZADO EN LA S.C.T.

De la muestra ya disgregada deberán cortarse las diferentes porciones necesarias para verificar las pruebas. Dichas porciones - deberán ser todas ellas representativas de la muestra original.

Es conveniente hacer hincapié en la importancia tan grande que - tiene el hecho de que las porciones de la muestra con las que - van a efectuarse las diversas pruebas que sirven para juzgar la cantidad de material, sean verdaderamente representativas de ella, pues de otra manera se obtendrían datos erróneos que conducirían a un falso conocimiento del material que va a ser ensayado.

Este ha sido un aspecto al cual desgraciadamente no se ha dado - la importancia que merece y ha sido causa frecuentemente de error en los resultados de las pruebas.

Antes de proceder al cuarteo, la muestra total deberá revolverse con una pala, traspaleando de un lugar a otro unas cuatro veces todo el material hasta conseguir que presente un aspecto homogéneo. Se procederá después a formar un cono, colocando con la pala el material en el vértice de éste y permitiéndole que por sí mismo busque su acomodo, procurando a la vez que la distribución se haga uniformemente.

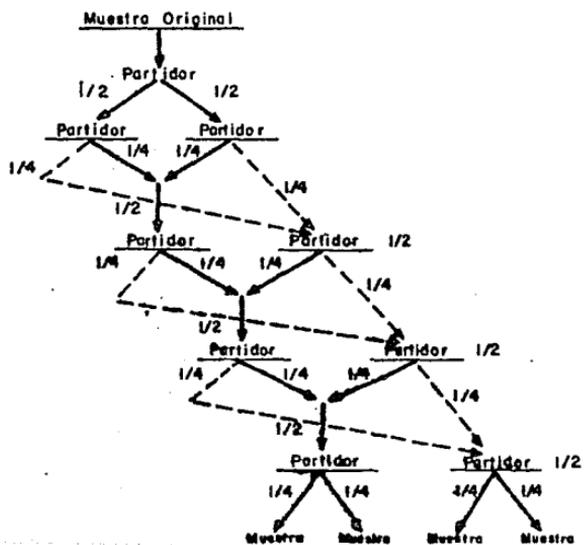
Con la pala, que deberá ser de las de forma rectangular, se formará un cono truncado, encajando la pala en forma radial y haciéndola girar con centro en el eje del cono a fin de ir desalojando el material hacia la periferia.

Una vez obtenido un cono truncado de 15 a 20 cm. de altura, se procede a dividirlo en cuadrantes usando una regla de longitud conveniente.

Se combina el material de dos cuadrantes opuestos y se vuelve a repetir la operación hasta obtener la cantidad deseada de muestra.

Cuando se trata de muestras pequeñas con las que van a efectuarse las pruebas, que generalmente se envasan en bolsas de papel, es indispensable que al momento de tomar el material, tenga el operador la precaución de vaciar el contenido total de la bolsa sobre una superficie limpia para tomar material de todas partes y obtener una muestra representativa. Es una práctica muy viciada entre los operadores el tomar la muestra para la prueba vaciando directamente de la bolsa de papel, lo que tiene el gravísimo inconveniente de producir una clasificación del material. El material que se vacía en esta forma de la bolsa, presenta mayor cantidad de las partículas gruesas que el que queda en ella.

REPRESENTACION ESQUEMATICA DEL PROCEDIMIENTO DE CUARTEO
UTILIZANDO EL PARTIDOR DE MUESTRA



III.3 Algunas Pruebas Preliminares a la Compactación

DETERMINACION ESTANDAR DEL CONTENIDO DE HUMEDAD UTILIZADO EN LA S.C.T.

1. DEFINICION

La humedad de un suelo se define como la relación del peso del agua contenida en el suelo al peso de los sólidos, expresada en por ciento. Representada en forma de ecuación se tendría.

$$W = \frac{Pa}{Ps} \times 100$$

Siendo:

W = Contenido de humedad en por ciento

Pa= Peso del agua presente en el suelo

Ps= Peso de los sólidos

2. EQUIPO NECESARIO

Una balanza de 0.01 grs. de aproximación o bien una balanza de 0.1 grs. de aproximación

Un horno que mantenga una temperatura constante comprendida entre 100-110°C.

Cápsulas metálicas de 100 c.c. de capacidad aproximadamente o bien charolas de lámina.

3. MUESTRA

La muestra que se toma para esta determinación deberá ser una muestra representativa del suelo cuya humedad se desea determinar.

Si dicha muestra de humedad va a ser tomada en el campo y transportada al laboratorio para hacer la determinación correspondiente, deberá colocarse bien en una cápsula metálica o en un recipiente que estén provistos de tapa y se deberá proteger de la pérdida de humedad colocando una cinta de papel de celulosa que cubra la junta perfectamente.

La cantidad de muestra que deberá tomarse para esta determinación dependerá del tamaño máximo del agregado.

Para muestras del suelo de agregado máximo de 2" se deberá tomar aproximadamente 1 Kg. de muestra y las pesadas deberán hacerse en una balanza de 0.1 grs. de aproximación.

Para el material que pase la malla No. 4 la muestra deberá pesarse aproximadamente 80 grs. y se utilizará una balanza de - - 0.01 grs. de aproximación.

4. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Se pesa la muestra del suelo húmedo en el recipiente que la contiene, registrándose este peso como P1.

Se quita la tapa al recipiente y se mantiene la muestra en un horno a temperatura constante entre 100-110°C durante 20 horas aproximadamente. En caso de una muestra grande es -- preferible colocarla extendida en una charola a fin de facilitar la evaporación del agua.

Se pesa la muestra seca en el mismo recipiente original incluyendo la tapa, dejándola enfriar previamente hasta que -- alcance la temperatura ambiente, anotándose el peso P2. Si la atmósfera se encuentra húmeda es necesario colocar la -- muestra en un desecador mientras se enfría.

Se pesa el recipiente vacío con su tapa y se anota dicho pe so Pt. Se calcula el contenido de humedad, en por ciento, -- por medio de la fórmula:

$$W = \frac{P_1 - P_2}{P_2 - P_t} \times 100$$

Donde:

W = Contenido de humedad, en por ciento

P1 = Peso de la muestra húmeda más el peso del recipiente -
(P1 = Pw + Pt)

Pt = Peso del recipiente

Pw = Peso de la muestra húmeda

Ps = Peso de la muestra seca

P2 = Peso de la muestra seca más el peso del recipiente, --
(P2 = Ps + Pt)

PRUEBA TRIAXIAL AL VACIO EN ARENAS

1. INTRODUCCION

El objetivo de esta prueba es la determinación de las características esfuerzo-deformación y resistencia de una arena sujeta a esfuerzos cortantes, producidos al variar los esfuerzos principales que actúan en un espécimen cilíndrico de arena.

Los esfuerzos principales menor e intermedio (iguales) se generan aplicando un vacío a la arena.

2. EQUIPO DE PRUEBA Y DIMENSIONES DE LA MUESTRA

La prueba no requiere equipo especial complicado y un laboratorio equipado para hacer pruebas de compresión simple y triaxiales puede realizarla. Algunos detalles especiales re saltarán al leer lo que sigue.

El espécimen es del mismo tipo del usado en pruebas triaxiales o de compresión simple, pero sus dimensiones lineales deben ser ahora mayores, por ejemplo del orden del doble.

3. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

La prueba se ajustará a lo siguiente:

- a) Obténgase el peso de una cantidad de arena secada al horno suficiente para efectuar la prueba.
- b) Colóquese el extremo inferior de una membrana cilíndrica de hule de tamaño adecuado abrazando la base sobre la que irá el espécimen y fíjese esa posición enrollando hilo elástico fuertemente en torno a la membrana y la base.
- c) En torno a la membrana cilíndrica de hule colóquese -- dos semicilindros metálicos que puedan atornillarse -- uno a otro firmemente; éste será el molde que sirva -- para constituir el espécimen. El extremo superior de la membrana de hule deberá doblarse ahora sobre el filo del borde superior de ese molde. Asegúrese ese doblez también con hilo elástico.
- d) Llénese el molde y la membrana con arena, en diez capas aproximadamente iguales, compactando cada capa con un pisón especial dejado caer de una altura de 7.5 cm. Para obtener una compactación relativa uniforme en todo el espécimen es preciso aumentar el número de golpes -- por capa, según vaya aumentando el espesor de la muestra. Una secuencia de compactación como la siguiente -- ha resultado recomendable: 5, 7, 7, 9, 9, 11, 11, 13, 13, y 15 golpes, con un total de 100 golpes. Cada capa de arena debe colocarse cuidadosamente, con espesor uniforme y después ser compactada; el primer golpe y el último deberán aplicarse en el centro del molde y el resto en las zonas periféricas, con espaciamiento -- uniforme.
- e) La décima capa debe quedar, después de compactada, al ras del molde. Después colóquese al espécimen un cabe-

zal; deshágase la doblez de la membrana sobre el borde superior del molde y colóquese la abrazando el cabezal, asegurando la nueva posición con hilo elástico.

- f) Pésese la arena seca que haya sobrado
- g) Conéctese la base al tanque de vacío y aplíquese vacío a la muestra; para ello, la base debe estar perforada, permitiendo el paso de una línea de vacío.
- h) Qúitese el molde separando los dos semicilindros metálicos; la muestra permanecerá firme a causa del vacío aplicado.
- i) Tómesese por lo menos dos medidas de cada uno de los diámetros extremos y central del espécimen y de la altura del mismo.
- j) Colóquese el espécimen así armado en la plataforma de una báscula de carga y procédase como en una prueba de compresión simple con deformación controlada.
- k) Obténgase lecturas del diámetro del centro del espécimen a medida que la prueba se desarrolla. Al aumentar la deformación lateral estas medidas han de hacerse -- más frecuentes.
- l) Anótese los valores de la presión del vacío, que debe mantenerse constante durante la prueba.
- m) Hágase un buen esquema final de la muestra en el que aparezca el tipo de falla.

- n) Hágase cesar la acción del vacío, desármese el conjunto y médase el espesor de la membrana de hule usada.
- ñ) Dibújese gráficas del esfuerzo desviador ($\sqrt{1 - \sqrt{3}}$) contra la deformación axial y lateral y trácese el Círculo de Mohr correspondiente a la condición de falla.

4. ERRORES POSIBLES

La prueba se ve afectada frecuentemente por errores referentes a compactación no uniforme; fallas en el sistema de vacío; obtención de una falsa área corregida; por defectos de medidas; excentricidad de carga por inclinación del cabezal; efecto confinante de la membrana de hule o errores humanos.

III.4 Tipos de Pruebas de Compactación en el Laboratorio

PRUEBAS DINAMICAS

Todas las pruebas dinámicas hoy en uso contienen las siguientes características comunes:

1. El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, variando de unas pruebas a otras el tamaño del molde y el espesor de la capa.
2. En todos los casos la compactación propiamente dicha se logra al aplicar a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un pisón cuyo peso, dimensiones y altura de caída cambian de unas variantes de prueba a otras. El número de golpes de pisón que se aplica por capa también cambia en las diferentes pruebas.
3. En todos los casos, la energía específica se puede calcular con bastante aproximación, quedando definida por el número de golpes por capa del pisón compactador, el número de capas en que el suelo se dispone dentro del molde, el peso del pisón compactador, su altura de caída y el volumen total del molde.
4. En todos los casos se especifica un tamaño máximo de partículas que puede contener el suelo, y se eliminan los tamaños mayores por cribado previo a la prueba. Con frecuencia se establece también una especificación relativa al reuso del material durante la prueba.

Algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado mayor difusión son la prueba Proctor estándar (es la que originalmente propuso

Proctor), la prueba Proctor (AASHO) estándar (con cuatro variantes), la prueba Proctor (AASHO) modificada (con cuatro variantes) la prueba E-10 del U.S. Bureau of Reclamation, la prueba de impactos de California (en sus dos variantes) y la prueba Británica estándar (B. Std.-1377. 1948).

Las características principales de algunas de estas pruebas se presentan en la tabla siguiente.

CARACTERÍSTICAS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN POR IMPACTOS DE USO MAS GENERALIZADO

PRUEBA	TRATAMIENTO DEL MATERIAL	MOLDE		PESO DEL MARTILLO	ALTURA DE CAIDA	No. DE CAPAS	No. DE GOLPES POR CAPA	REUSO DEL SUELO	ENERGIA ESPECIFICA
		DIAMETRO	ALTURA						
		cm	cm	Kg	cm	-	-	-	Kg cm /cm ³
PROCTOR ESTANDAR	Cribado por la malla de 1/4"	10.16	12.70	2.490	30.48	3	25	SI	4.02
PRUEBAS E-10 DEL U.S.B.R.	Cribado por la malla No. 4, - tras secado al aire y desinte gración de grumos	10.80	15.24	2.490	35.72	3	25	SI	6.05
PROCTOR (AASHO) ESTANDAR (VARIANTE A)	Cribado por la malla No. 4, - tras secado al aire	10.16	11.43	2.490	30.48	3	25	SI	6.05
PROCTOR (AASHO) MODIFICADA (VARIANTE D)	Tras secar al aire, se desinte gran grumos y se criba por la malla de 3/4", reemplazando material retenido con igual peso del material comprendido entre las mallas de 3/4" y No. 4	15.24	17.78	4.530	45.72	5	55	NO	27.31
CALIFORNIA VARIANTE A	Cribado por la malla de 3/4" en estado seco	7.30	91.44	4.530	45.72	5	20	NO	17.70
VARIANTE B	Cribado por la malla de 3/4" en estado húmedo	7.30	91.44	4.530	45.72	10	20	NO	35.40
BRITANICA ESTANDAR	Secado al horno o al aire y cribado p/malla - 3/4"	10.16	11.68	2.492	30.48	3	25	SI	6.05
VARIANTE PROCTOR DE SOP	Secado al aire y cribado por la malla No. 4	10.16	11.68	2.490	30.48	3	30	SI	6.65

Además de las anteriores, la prueba de compactación dinámica estipulada por el Departamento de Carreteras del Estado de Texas - (EE.UU.), similar hasta cierto punto a la prueba AASHO modificada. El hecho esencial está en la mecanización de la prueba, por lo demás básicamente similar a la Proctor (AASHO) modificada; mediante la mecanización se trata de eliminar la influencia del operador. Existen diferencias relativamente menores en relación al tamaño de las partículas, al tamaño del espécimen y la compactación se hace en un equipo automático que usa pisones también automáticos; se impone el requisito de no rehuzar el material. Se especifican 4 energías diferentes para distintos tipos de suelo, y se disminuye la energía de compactación a medida que el suelo pueda desarrollar tendencia a la expansión o al agrietamiento; se tiene todo un procedimiento de compactación para las arenas limpias.

Una de las objeciones más serias que se han puesto a las pruebas de compactación por impacto estriba, en decir que su representatividad está fundamentalmente entredicho por las condiciones de confinamiento muy rígidas que impone el molde al suelo colocado en su interior; estas condiciones limitan la posibilidad de desplazamiento de las partículas del suelo, haciéndolas distintas de las que se tienen en el campo, donde el confinamiento lateral es mucho menor. Con base en esta idea, Francis Hveem, uno de los cerebros más agudos y originales que han estudiado estos problemas, propuso realizar pruebas en moldes convencionales, pero con especímenes en forma de cilindro hueco, en cuyo interior se colocaría un cilindro de hule, que hiciese posible un desplazamiento de las partículas más parecidas al que tienen en el campo.

Se presenta un hecho fundamental que rige los procesos de compactación de laboratorio en pruebas dinámicas. A energía creciente, se obtienen mayor peso volumétrico seco máximo a contenido de agua óptimo decreciente.

Otro caso ilustra el efecto del tipo de suelo (en este caso la granulometría) en los resultados de la compactación lograda en dos áreas diferentes (bien graduada y uniforme), en ambos casos se usó la prueba Británica estándar.

La ventaja de la arena bien graduada, estriba en que las partículas finas pueden acomodarse en los huecos entre las grandes.

La influencia del contenido de partículas gruesas en la muestra de suelo fue investigada por Maddison, quien encontró que la mezcla de 25% de cualquier agregado de un solo tamaño, hasta 2.5 cm., tiene poco efecto en la compactación del conjunto de suelo, pero porcentajes mayores de ese mismo tamaño hacen decrecer con rapidez los pesos volumétricos alcanzados, y cuando dicho porcentaje llegue a ser 70%, el comportamiento del suelo es el de un conjunto de partículas gruesas del tamaño seleccionado.

PRUEBA DINAMICA TIPO PROCTOR

a) OBJETO DE LA PRUEBA

La prueba tiene por objetivo determinar la relación entre el peso volumétrico y el contenido de agua de los suelos;

determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar el material de que se trate, así como la humedad óptima a que deberá hacerse la compactación; determinar el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o en caminos ya construídos, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Proctor; cuando se compactan con la metodología estandarizada - que se detalla a continuación.

Existen cuatro alternativas de la prueba (AASHO) estándar:

- Método A. En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla No. 4, tres capas y 25 golpes en cada capa.
- Método B. En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla No. 4, tres capas y 56 golpes en cada capa.
- Método C. En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla de 3/4", tres capas y 25 golpes en cada capa.
- Método D. En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla de 3/4", tres capas y 56 golpes en cada capa.

b) EQUIPO DE LA PRUEBA

- Equipo empleado en la S.A.R.H., cilindro Proctor de compactación de 10.2 cm. de diámetro interior y 12.3 - de altura.

Extensión de cilindro de igual diámetro interior y 6.5

cm. de altura, pisón cilíndrico, de 5 cm. de diámetro en la base y un peso de 2.75 Kg., gafa de lámina galvanizada, de 48 cm. de longitud, con un escalón a - - 45.7 cm. (18") para dar la caída libre del martillo, base estándar de 325 Kg. de peso, charola de lámina galvanizada de 50 x 50 x 10 cm., juego de espátulas de acero y enrasador, pieza prismática de madera de 20 x 5 x 5 cm. para desmoronar terrones, probeta graduada de 500 cm³, horno a temperatura constante de -- 110°C, báscula Fairbanks con capacidad de 120 Kg. en la plataforma y 12 Kg. en el platillo sensible a 5 grs., balanza de torsión o balanza eléctrica con capacidad de 1 Kg. y sensibilidad de 0.1 gr. cápsulas de porcelana o material refractario previamente numeradas y taradas, cucharón de lámina galvanizada.

- Equipo empleado en PEMEX con la fórmula para el volumen de agua incorporado a la muestra en cada punto que compone la curva de compactación. Molde Proctor estándar de 10.16 cm. de diámetro y 11.63 cm. de altura con base y extensión, compactador de impacto estándar de 2.5 Kg. de peso y 30.48 cm. de altura de caída, con un diámetro de 5.08 cm., la gafa deberá ser lo suficientemente amplia para permitir caída libre y tener 4 perforaciones separadas 90°, de cuando menos 9.5 mm. de diámetro localizadas a 19.1 mm. de su extremo, el compactador puede ser manual o mecánico, base de compactación de concreto cúbica o cilíndrica de 90.7 Kg. de peso mínimo, 10 recipientes de aluminio, brocha de 5 cm. de ancho, cuchillo, extractor (gato hidráulico), regla metálica de 30 cm. de longitud, toallas de pa-

pel, cucharón, horno calibrado ($110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$), malla -- No. 4, desecador, dos charolas de lámina galvanizada -- de $10 \times 40 \times 60 \text{ cm.}$, pisón de madera cubierto de hule de $7 \times 7 \times 20 \text{ cm.}$, balanza de 10 Kg. de capacidad y -- 5 gr. de sensibilidad, atomizador, espátula de abanico, agua destilada, bolsas de poliestireno, probeta graduada de 100 cm^3 .

La muestra consiste en 20 Kg. de suelo previamente secado al aire, generalmente se obtiene de un banco de préstamo o de calas en el sitio de una cimentación.

Los valores de la densidad de sólidos y de los límites líquido y plástico del material se anotan en la hoja de registro. Con ayuda de la gráfica siguiente, se determina el valor probable del contenido de agua óptimo (W_{ot}) y se anota en la hoja de registro. Se determina el contenido inicial de agua (W_o) y se anota en la hoja de registro. Se calculan los volúmenes de agua por agregar a cada una de las proporciones en que se divide el suelo, con la siguiente expresión y se anotan en el registro:

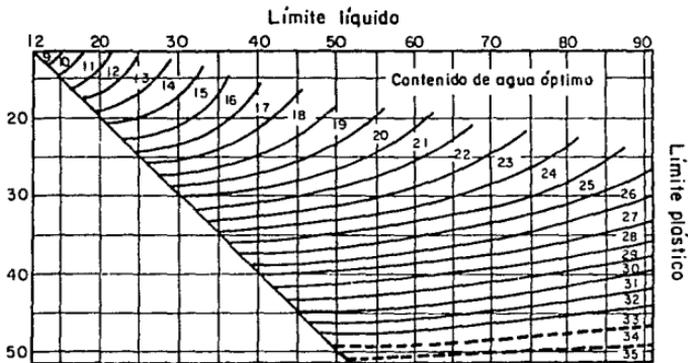
$$V_n = \frac{4,000}{W_o - 1} (W_{ot} - W_o - 0.06 + 0.02 n)$$

$$V_n = \text{Volumen de agua en cm}^3$$

$$W_o = \text{Contenido inicial de agua en \%}$$

$$W_{ot} = \text{Contenido de agua óptimo probable en \%}$$

n = Número de punto de la curva de compactación que se esté determinando (se hacen 5 determinaciones con distintos contenidos de agua), sin reuso del suelo.



Carta para encontrar el contenido de agua óptimo probable para la prueba de compactación estándar

1) PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- Según la S.A.R.H., de la muestra ya preparada y que ha pasado por la malla No. 4, se toma aproximadamente - - 2.5 Kg., se pone en la charola y se deja secar al aire en caso de que esté muy húmeda.
- Se desmoronan los terrones de material, utilizando la pieza de madera de sección cuadrada.
- Se esparce agua en cantidad tal que la humedad resulte un poco menor de 10% y si el material es arenoso es -- conveniente ponerle una humedad menor; esta operación también puede efectuarse empleando un atomizador.
- Se revuelve perfectamente el material, tratando que el agua agregada se distribuya uniformemente.
- Usando el cucharón, se vacía en el cilindro Proctor, - previamente armado con su extensión, material suficien- te para obtener una capa floja de unos 8 cm. de espe- sor.
- Esta capa se compacta mediante 20 golpes de pisón, pro- curando repartirlos en toda la superficie y usando la gufa metálica para que la altura de cada sea la misma. Los golpes de pisón se dan levantando éste hasta el ni vel superior de la guía y dejándolo caer libremente.
- Se vuelve a vaciar material en el cilindro para tener una segunda capa que, agregada a la primera, dé una al- tura total de unos 11 ó 12 cm., compactándola del mis- mo modo que la primera.

- En idéntica forma, se procede con la tercera capa, procurando que una vez compactado el material, la superficie esté 1 ó 2 cm., arriba del ensamble en la extensión.
- Al terminar la compactación de las tres capas, con una espátula de cuchillo se recorre el perímetro interior de la extensión para despegar el material y se quita cuidadosamente la extensión, enrasando la muestra al nivel superior del cilindro y rebanando el material sobrando con una espátula de cuchillo o bien con un enrasador.
- Se limpia exteriormente el cilindro y se pesa con la muestra compactada en el platillo de la báscula, aproximando la lectura hasta los 5 gr., el peso obtenido se anota en el registro de cálculo en la columna peso cilindro + tierra.
- En una cápsula de porcelana o vidrio refractario, previamente numerada y tarada, se toma una porción de la muestra compactada, aproximadamente 100 gr., y se pesa al 0.1 de gr. en la balanza de torsión anotando este valor en la columna tara + muestra húmeda.
- Se desarma el cilindro Proctor con objeto de extraer fácilmente el material, devolviéndolo a la charola.
- El material se desmenuza, picándolo con una espátula de abanico y cuando está bien desmoronado se le agrega agua en cantidad suficiente para aumentar el contenido de humedad de un 2% a un 5% aproximadamente, dependiendo del tipo de material. Se repiten los pasos del --

cuarto en adelante, obteniendo así un nuevo punto de la gráfica humedad contra peso volumétrico seco. Para poder definir las condiciones óptimas del material, es necesario efectuar cuatro o cinco veces los pasos señalados, incrementando en cada ensayo el contenido de agua.

- Todas las cápsulas que contienen la muestra húmeda de cada ensayo se colocan dentro de un horno a 110°C, durante 18 horas mínimo. Transcurrido este lapso, se retiran del horno, dejándolas enfriar dentro de un desecador y se pesan, registrando el valor en la columna - tara + muestra seca, del renglón correspondiente.

- Siguiendo las instrucciones que aparecen en el registro de cálculo, se encuentran los valores necesarios para construir la gráfica pesos volumétricos secos - contenidos de agua. Esta gráfica se dibuja en la forma que se muestra en la misma lámina. De ella se define los valores óptimos del material que corresponden al peso volumétrico seco óptimo y su humedad.

CAROLUS

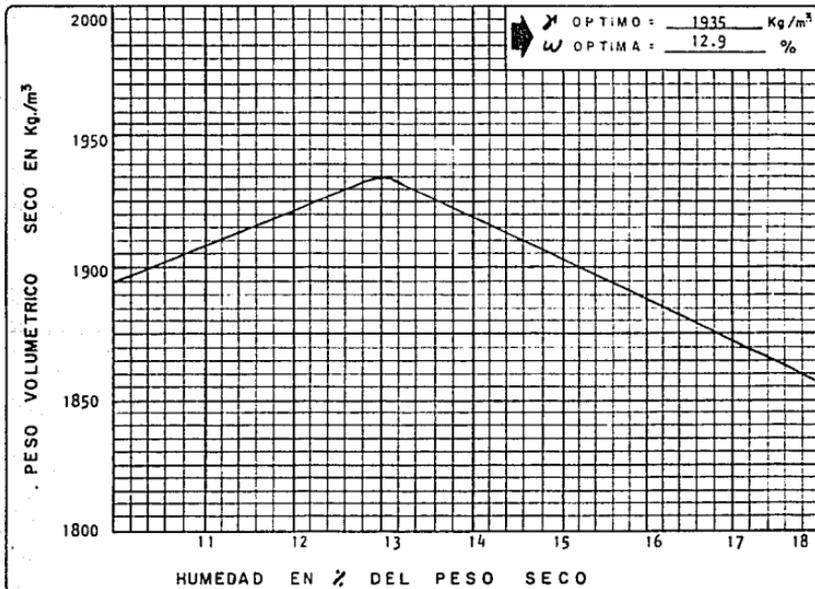
CONTROL DE CALIDAD S. A.

COMPACTACION PROCTOR

135

FECHA: 7 DE MAYO DE	MUESTRA	IDENT LAB.
PROCEDENCIA: AEROPUERTO BAHIAS DE HUATULCO		ESTACION: (-) 0+400
LOCALIZACION: FRANJA 2 PISTA		PROFUNDIDAD:
BANCO: CORTE PARA TERRAPLEN	POZO No.:	CALA No.:
EQUIPO USADO, CILINDRO No. 01	VOL. 941 LTS	PESO TARA 1880 Kg

PESO CILINDRO + TIERRA W + T + WH	T. HUMEDA COMPACTADA WH - W - T	MUESTRA PARA OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA						W ₁₀₀ % CONTENIDO DE AGUA EN %	W ₁ % TIERRA SECA COMPACTADA	γ ₁ % PESO VOL. SECO Kg./m ³
		TARA	PESO TARA	TARA + MUES. HUMEDA	TARA + MUES. SECA	W ₁ % PESO AGUA	W ₂ % PESO SECO			
3880	2000	99	110.0	310.0	289.8	20.2	179.8	11.2	1798	1910
3920	2040	67	109.4	309.4	287.2	22.2	177.8	12.4	1815	1928
3940	2060	96	122.1	322.1	298.3	23.8	176.2	13.5	1815	1928
3940	2060	69	108.8	308.8	282.8	26.0	174.0	14.9	1793	1905



OPERADOR

CALCULO

REVISO

PRUEBA DINAMICA METODO DE CALIFORNIA

a) OBJETIVO DE LA PRUEBA

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico máximo y la humedad óptima en suelos no estabilizados o estabilizados con productos no asfálticos que se emplean en la construcción de terracerías. El método consiste en dividir una muestra inicial por medio de cuarteo en porciones más pequeñas, con las cuales se preparan especímenes de prueba con diferentes contenidos de agua que se compactan mediante impactos para determinar el peso volumétrico máximo y la humedad óptima. El método presenta la ventaja de tomar en cuenta, mediante un factor de corrección, los tamaños mayores de 3/4" que contienen los materiales en los que se aplica.

b) EQUIPO DE LA PRUEBA

Variante A.

Aparato estándar de compactación por impactos tipo California, consiste en un molde cilíndrico, con pisón de peso de 4.53 Kg. y un émbolo metálico provisto de una varilla manual. Una base de concreto consistente en un bloque cúbico de 30 cm. de lado. Una balanza con capacidad mínima de 3 Kg. y aproximación de 1 gr. Un horno con termostato, que mantenga una temperatura constante comprendida entre 100 y 110°C. Una malla U.S., estándar de 3/4". Charolas, cucharas de albañil y espátulas.

La preparación de la muestra se efectuará como se indica a continuación:

- Con el producto del sondeo que se practique para determinar el peso volumétrico en el lugar, intégrese una muestra de suelo de 15 a 20 Kg. completándola -- con material que se obtenga de las paredes del mismo.
- Disgréguese la muestra manualmente y cribese por la malla de 3/4"; séquese el retenido hasta peso constante y determínese su peso seco W_s .
- Determínese el peso específico relativo S_s , de la -- fracción retenida en la malla 3/4".
- Divídase, mediante cuarteo, el material que pase por la malla de 3/4" en cuatro porciones representativas, con pesos iguales; cada porción o muestra de prueba, será de una cantidad suficiente para obtener especímenes cuyas alturas estén comprendidas entre 25.4 y 30.48 cm. (10-12"), una vez que hayan sido compactados en el molde estándar. Para cada espécimen se requieren aproximadamente 2.7 Kg. de suelo húmedo; cuando sea necesario, este peso podrá ajustarse mediante la elaboración de un espécimen preliminar.

c) PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- Ajústese la humedad en las diferentes porciones, en -- tal forma que sus contenidos de agua se incrementen -- de una a otra porción en dos por ciento, aproximada-- mente, con respecto al peso húmedo; para obtener esta relación de incrementos se deberá adicionar agua, o -- disminuirla mediante secado, pero no se harán estas --

dos operaciones en una misma porción y en ningún caso se secarán totalmente las porciones de prueba. Al elegir los porcentajes de humedad de prueba se deberá procurar que - queden dos porciones con contenidos de agua inferiores a la humedad óptima y dos con contenidos de agua superiores a éste. La humedad óptima de prueba aproximada por lo general es la humedad mínima con la que el material presente una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano no deje partículas adheridas en ella, ni la humedad y que, a la vez, el material comprimido se pueda tomar con dos dedos sin que se desmenuce. Una vez que se adicione la cantidad de agua que requiera cada porción, - mézclese completamente y cúbrase con una lona para evitar pérdidas por evaporación.

- Divídase una de las muestras de prueba en cinco fracciones aproximadamente iguales, ya sea en peso o en volumen; colóquese una de éstas en el molde de prueba y compáctese - con veinte golpes del pisón; éste debe tener una caída libre de 45.72 cm. medida sobre la superficie del material que se compacte. Repítase esta operación con cada una de las cuatro fracciones restantes. Después de compactar la quinta fracción, colóquese el émbolo en el molde y nivele se la cara superior del espécimen compactado, mediante la aplicación de cinco golpes con el pisón, con una caída libre de 45.72 cm., medida a partir de la cara superior del émbolo. Mientras se efectúa la operación de compactación el molde deberá estar apoyado, ya sea sobre el bloque estándar de concreto o sobre un cuerpo igualmente rígido. - Si al terminar la compactación del espécimen se observa - agua en la base del molde, la humedad de compactación es mayor que la óptima; si, por el contrario, la base del -- molde se observa seca o polvosa, dicha humedad es inferior a la óptima.

- Estando el pistón sobre el émbolo, léase el vástago graduado del pistón en el punto que coincida con el borde del molde y regístrese este valor en centímetros, con aproximación de un milímetro, en la columna (a) de la hoja de registro de la prueba apúntese.
- Sáquese el espécimen del molde, teniendo cuidado de no perder material; determínese su peso húmedo en kilogramos W_1 , con aproximación de un gramo y anótese este valor en la columna (c) de la hoja de registro.
- Córtese el espécimen longitudinalmente y obténgase una fracción representativa de 1 Kg. aproximadamente; determínese el peso W_m de dicha fracción, con aproximación de 1 gr. y anótese su valor en la columna (k) de la hoja de registro.
- Séquese hasta peso constante la fracción antes citada y pése con aproximación de 1 gr., anotando su valor W_s en la columna ("l" ele) de la hoja de registro.
- Repítase el procedimiento en las muestras de prueba restantes.

d) CALCULOS DE LA PRUEBA

Calcúlese y regístrese para cada espécimen lo siguiente:

- El contenido de agua, por medio de la fórmula que se indica a continuación anotando su valor en las columnas (n,g) de la hoja de registro.

$$W = \frac{W_m - W_s}{W_s} \times 100$$

En donde:

W = Contenido de agua, en porcentaje

W_m = Peso de la fracción de suelo húmedo, en gramos

W_s = Peso de la fracción de suelo seco, en gramos

- El peso seco, por medio de la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna (d) de la hoja de registro.

$$W_2 = \frac{100 W_1}{100 + W}$$

En donde:

W_2 = Peso seco del espécimen, en kilogramos

W_1 = Peso húmedo del espécimen, en kilogramos

W = Contenido de agua, como porcentaje

- El peso volumétrico seco, mediante la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna (f) de la hoja de registro.

$$Y'_d = W_2 C$$

En donde:

Y'_d = Peso volumétrico seco del espécimen, en kilogramos por

metro cúbico

W_2 = Peso seco del espécimen, en kilogramos

C = Factor obtenido de la tabla que posteriormente se dá y que corresponde a la lectura que se hizo en el vástago.

- Cuando la muestra de suelo contenga más del diez por ciento en peso de partículas mayores de 3/4", obténgase el peso volumétrico seco máximo corregido mediante la siguiente fórmula:

$$(\gamma_{dm}^v)_c = \frac{100}{\frac{X}{S_s} + \frac{Y}{R \gamma_{dm}^v / 1,000}} (1,000)$$

En donde:

$(\gamma_{dm}^v)_c$ = Peso volumétrico seco máximo corregido del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

X = Material que retiene la malla 3/4", en porcentaje

Y = Material que pasa la malla de 3/4", en porcentaje

S_s = Peso específico relativo del material retenido en la malla de 3/4"

γ_{dm}^v = Peso volumétrico seco máximo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico

R = Coeficiente cuyo valor se da abajo, de acuerdo con los valores de X

<u>X</u>	<u>R</u>
20 ó menos	1.00
21-25	0.99
26-30	0.98
31-35	0.97
36-40	0.96
41-45	0.95
46-50	0.94
51-55	0.92
56-60	0.89
61-65	0.86
66-70	0.83

e) OBTENCION DE LA CURVA DE COMPACTACION

- En un sistema de ejes coordenados dibújese el punto correspondiente a cada espécimen, tomando como ordenada el peso volumétrico seco y como abscisa la humedad respectiva.
- Unase mediante una curva los puntos correspondientes a cada uno de los especímenes. El máximo de la curva representa el peso volumétrico seco máximo, y su humedad es la humedad óptima del material

f) PRECAUCIONES DURANTE LA PRUEBA

- No emplear material que haya sido sometido a algún procedimiento de compactación de laboratorio.
- La muestra de suelo para la determinación de la hume

dad se obtendrá siempre cortando el espécimen longitudinalmente, en virtud de que en algunos suelos, cuando se compactan por impactos, la humedad tiende a concentrarse en la parte inferior del espécimen.

- Las capas que se compactan para elaborar el espécimen deberán ser prácticamente iguales, para asegurar la uniformidad en la compactación.
- No se deberán apretar las tuercas de mariposa con la llave, para evitar que se deforme la sección del molde. La llave sólo se deberá usar para aflojar las mencionadas tuercas cuando éstas se aprieten debido a que en el interior del molde se tengan suelos expansivos.

FACTOR C PARA EL CALCULO DE PESOS VOLUMÉTRICOS			
LECTURA EN EL VASTAGO	FACTOR C	LECTURA EN EL VASTAGO	FACTOR C
(cm)		(cm)	
25.4	940.0	27.9	855.6
25.5	936.0	28.0	852.4
25.6	932.0	28.1	849.6
25.7	928.0	28.2	846.4
25.8	925.0	28.3	843.6
25.9	921.6	28.4	840.4
26.0	918.0	28.5	837.6
26.1	914.4	28.6	834.8
26.2	911.2	28.7	831.6
26.3	907.6	28.8	828.8
26.4	904.4	28.9	826.0
26.5	900.8	29.0	823.3
26.6	897.6	29.1	820.4
26.7	894.0	29.2	817.6
26.8	890.8	29.3	814.8
26.9	887.2	29.4	812.0
27.0	884.0	29.5	800.3
27.1	880.8	29.6	806.4
27.2	877.6	29.7	803.6
27.3	874.4	29.8	800.8
27.4	871.2	29.9	798.0
27.5	868.0	30.0	795.2
27.6	865.2	30.1	792.4
27.7	861.6	30.2	790.0
27.8	858.8	30.3	787.2

Variante B

La variante que presenta este método se utiliza para determinar el peso volumétrico máximo humedo en el caso de suelos en que la fracción retenida en la malla de 3/4" es menor de diez por ciento, en peso.

- El equipo que se utiliza es el mismo que se indicó para la Variante A de la prueba.
- La preparación de la muestra también es común, con la salvedad de que se deberá desechar el retenido en la malla de 3/4" y, por tanto, no deberá determinarse el peso específico relativo S_s .
- El procedimiento de prueba es el mismo que se indicó para la Variante A de la prueba.
- En esta variante calcúlese y regístrese los siguiente:
 - a) El contenido de agua, por medio de la fórmula que se indica a continuación, anotando su valor en las columnas (n,g) de la hoja de registro:

$$w = \frac{W_m - W_s}{W_s} \times 100$$

En donde:

W = Contenido de agua, en porcentaje

W_m = Peso de la fracción de suelo húmedo en gramos

W_s = Peso de la fracción de suelo seco, en gramos

- b) El peso volumétrico húmedo, por medio de la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna (e) de la hoja de registro.

$$Y_h = W_1 C$$

En donde:

Y_h = Peso volumétrico húmedo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico

W_1 = Peso húmedo del espécimen, en kilogramos

C = Factor de corrección obtenido de la tabla que corresponde a la lectura que se observó en el vástago

- Obténgase la curva peso volumétrico-humedad en la siguiente forma:
 - a) En un sistema de ejes coordenados, dibújese el punto correspondiente a cada espécimen tomando como ordenada el peso volumétrico húmedo y como abscisa la humedad respectiva.
 - b) Unase mediante una curva los puntos correspondientes a cada uno de los especímenes. El máximo de la curva representa el peso volumétrico húmedo máximo y su humedad es la humedad óptima del material.
- En esta prueba deberán tomarse las precauciones -- que se indican para la Variante A en párrafos anteriores.

PRUEBA DE COMPACTACIÓN DINÁMICA, MÉTODO DE CALIFORNIA

OBRA _____ LOCALIZACIÓN _____ SONDEO _____

MUESTRA _____ PROFUNDIDAD _____ FECHA _____ MUESTREO _____

D A T O S D E P R U E B A

LECTURA EN EL PISÓN	FACTOR	PESO DEL ESPÉCIMEN, EN Kg.		PESO VOLUMÉTRICO HUMEDO EN Kg/m ³	PESO VOLUMÉTRICO SECO EN Kg/m ³	% HUMEDAD	PESO ESPECÍFICO RELATIVO	PESO ESPECÍFICO RELATIVO CORREGIDO	PESO VOLUMÉTRICO CORREGIDO
		HUMEDAD	SECO						
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j

D A T O S D E H U M E D A D

GRANULOMETRÍA Y PESO ESPECÍFICO RELATIVO

PESO HUMEDO W ₁ EN Grs.	PESO SECO, EN Grs.	PERDIDA DE AGUA, EN Grs.	% HUMEDAD	W	PESO TOTAL DE LA MUESTRA, EN GRAMOS	
h	i	m	n	X	PESO DEL MATERIAL	> 3/4"
				Y	PESO DEL MATERIAL	< 3/4"
				Z	PESO ESPECÍFICO REL. DEL MAT.	> 3/4"
				r	COEFICIENTE	

CÁLCULOS:

$$R = \frac{bc}{d}$$

$$U = \frac{100}{\frac{\%X}{Z} + \frac{\%Y}{r}}$$

$$S = \frac{e-d}{d}$$

$$T = \frac{e}{1000}$$

DESCRIPCIÓN:

DE LA MUESTRA _____

OPERADOR _____

FECHA DE PRUEBA _____

PRUEBAS ESTATICAS

Una de éstas es la prueba de compactación estática, que introdujo O.J. Porter y que alcanzó su forma definitiva alrededor de 1935.

En ella se compacta al suelo colocándolo dentro de un molde cilíndrico de 15.24 cm. (6") de diámetro; el suelo se dispone en tres capas, acomodándolo con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída, que no está especificada, es la mínima utilizable por el operador para una manipulación cómoda.

La compactación propiamente dicha se logra al aplicar al conjunto de las tres capas una presión de 140.6 Kg/cm^2 , la cual se mantiene durante un minuto.

Como se ve, la prueba de compactación estática es tan antigua como las dinámicas; si bien no se ha extendido tanto como éstas ni es de aplicación tan universal, tiene en su favor de igual manera el factor de tradición y costumbre. Además, la prueba clásica estática estaba ligada con la prueba de valor relativo de soporte (C.B.R.) muy usada en pavimentos, y ésta es, quizá, otra razón de su supervivencia en la tecnología de muchas instituciones.

Es bastante dudoso, pero está relativamente poco estudiado, que una prueba estática tenga un buen índice de representatividad -- respecto a cualquier proceso de compactación en el campo. La aplicación de presión, que de por sí no es un método eficiente para compactar suelos friccionantes (que es a los que muchas veces se

les aplica la prueba estática), no considera ni la vibración ni ninguno de los métodos modernos de compactación de estos suelos en el campo; además hay razones para pensar que la aplicación de una presión estática puede producir cambios granulométricos importantes durante la prueba, lo que contribuye a poner en entredicho su representabilidad.

Hubo una época en que se pensó que una prueba estática representaría bien el efecto de un rodillo liso, cuando era costumbre usar estos equipos en suelos friccionantes; de ahí vino la idea de que, mientras las pruebas dinámicas representaban mejor los procesos de compactación en arcilla, las estáticas eran más apropiadas en arenas y gravas. Independientemente de que esta afirmación se basaba en una intuición nunca comprobada, la idea carece hoy de base, pues, como se dijo, los suelos friccionantes se compactan en el campo con el empleo de otros sistemas.

Aguirre Menchaca presentó los resultados de un estudio comparativo sobre los logros de la prueba estática en relación a los de las pruebas dinámicas. El estudio abarcó 14 suelos, la tabla siguiente muestra las características principales de los suelos -- que se estudiaron.

**COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE LAS PRUEBAS ESTÁTICA Y DINÁMICA
RELACION DE SUELOS ESTUDIADOS**

DESCRIPCION	CLASIFICACION (S.U.C.S.)	LIMITES DE PLASTICIDAD		3/4"	PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA		
		L.L.	I.P.		No. 4	No. 40	No. 200
Arena fina uniforme	SP	22	INAP.	100	100	100	5
Arena media limosa, -- bien graduada	SW-SM	25	INAP.	100	100	40	10
Arena gruesa, angulosa	SW-SM	20	INAP.	100	100	30	12
Arena limo-arcillosa	SM-SC	21	7	100	100	55	25
Grava angulosa con 9 % de finos no plásticos	GW-GM	21	6	100	49	21	9
Grava redondeada con - 9% de finos no plásticos	GW-GM	21	6	100	47	21	9
Grava angulosa con 18% de finos no plásticos	GM	21	6	100	55	25	18
Grava redondeada con - 18% de finos no plásticos	GM	21	6	100	55	25	18
Grava angulosa con 9 % de finos plásticos	GW-GC	49	29	100	42	19	9
Grava redondeada con - 9% de finos plásticos	GW-GC	49	29	100	42	19	9
Grava angulosa con 18% de finos plásticos	GC	49	29	100	54	28	18
Grava redondeada con 18% de finos plásticos	GC	49	29	100	54	28	18
Arena arcillosa con 30% aprox. de gravas	SC	36	12	100	72	55	37
Arena arcillosa	SC	38	12	100	100	80	45

Las principales conclusiones del estudio estriban en establecer que en las arenas gruesas y gravas, limpias o con finos no plásticos, los resultados de la prueba Porter S.C.T. son similares a los obtenidos para los mismos suelos con la prueba Proctor -- (AASHO) estándar.

En las arenas finas con cualquier clase de finos, en las arenas gruesas con finos plásticos y en las gravas con finos plásticos, los resultados de la prueba estática son comparables a los de la prueba Proctor (AASHO) modificada.

Algunas instituciones tienen a la Porter como prueba estándar de compactación en suelos friccionantes y a pruebas tipo Proctor como norma en suelos finos; los resultados de un estudio como el anterior inducen a pesar sobre la conveniencia de tratar de diversificar los controles de compactación a tal grado, pues en ocasiones un cierto estándar pudiera significar un requisito elevadísimo respecto al otro, en tanto que en otras pudiera quedar muy por abajo de la necesidad real del proyecto; esto depende de si el suelo friccionante es fino o grueso, de si contiene finos plásticos o no plásticos y de factores que en general son muy difíciles de cuantificar y que se presentan a la aparición de multitud de casos de frontera o de casos de duda, cada uno de los cuales puede generar un problema de campo, al fijar un estándar de compactación inalcanzable por el equipo o innecesario, o bien al establecer un estándar de compactación insuficiente. Estudios como el que se comenta sugieren que la mejor política puede ser la de controlar la compactación de campo con base en un solo estándar, pero que comprenda las limitaciones de este criterio, analizando cada discrepancia particular con base en un sólido entendimiento de lo que es compactar un suelo y un

recto juicio de cuáles son las necesidades de cada caso particular.

PRUEBA DE COMPACTACION ESTATICA EN SUELOS DE AGREGADO GRUESO HASTA DE 1", PORTER DE LA S.C.T.

a) OBJETIVO DE LA PRUEBA

- Determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar el material para un procedimiento definido de compactación, así como la humedad óptima a que se deberá dicha compactación.
- Determinar el grado de compactación alcanzado por el material de que se trate, ya sea durante la construcción o bien en caminos ya construidos, relacionando con el peso volumétrico máximo obtenido con esta prueba el peso volumétrico determinado en el lugar.

b) GENERALIDADES

El tipo de compactación de carga estática, que se aplica en la presente prueba, puede compararse en forma hasta cierto punto relativa con el tipo de compactación que se obtiene con los rodillos lisos o neumáticos, es decir como compactación que va de la superficie hacia abajo.

La forma en que se opera dicha compactación, mediante la lubricación proporcionada por el agua, es semejante a la de -

la compactación por impactos.

c) LIMITACIONES DE LA PRUEBA

Esta prueba está limitada a los suelos que pasan totalmente por malla de 1". Deberá efectuarse también en los suelos finos en que la prueba de compactación por impacto no puede verificarse, es decir, en las arenas de río o de mina, arenas producto de trituración, tezontle francamente arenosos, y en general en todos los materiales que carezcan de cohesión.

d) EQUIPO DE LA PRUEBA

Un molde cilíndrico de compactación de 15.75 cm. (6") de diámetro interior y 20.32 cm. (8") de altura, provista de una base con dispositivo para sujetar el cilindro.

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 ton. y aproximación en las lecturas de 100 Kg.

Una varilla metálica de 1.9 cm. de diámetro (3/4") y 30 cm. de longitud, con punta de bala, para el picado del material en el molde. Una placa circular para compactar, con diámetro de 15.50 cm. ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que puede sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga.

Una malla de 1", una malla del No. 4, una balanza de 10 Kg. de capacidad mínima y sensibilidad de 1 gr., una balanza -- con sensibilidad de 0.01 gr., cápsulas para determinación de humedad, un horno que mantenga temperatura constante ha ta 110°C., charolas de lámina galvanizada, una probeta graduada de 500 c.c., una probeta graduada de 1,000 c.c., una regla de 15 cm. graduada en mm.

e) PREPARACION DE LA MUESTRA

La muestra para efectuar esta prueba deberá pesar aproximadamente 16 Kg. y deberá haber sido secada, disgregada y -- cuarteada de acuerdo con lo mencionado anteriormente.

Una vez lograda la disgregación de los grumos, la muestra se tamiza por la malla de 1". Se cortan porciones representativas de 4 Kg. del material que pasó la malla de 1" para las determinaciones que se indican a continuación.

f) PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

La humedad óptima de compactación es la humedad mínima requerida por el suelo para alcanzar un peso volumétrico seco máximo cuando es compactado con una carga unitaria de - 140.6 Kg./cm².

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se sigue el procedimiento que a continuación se expone:

Se incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, a los 4 Kg. de material preparado de acuerdo con el inciso e), y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de pruebas y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando carga uniforme y lentamente de modo de alcanzar la presión de 140.6 Kg./cm^2 en un tiempo de 5 minutos, la que debe mantenerse durante 1 minuto, e inmediatamente hacer la descarga lentamente en el siguiente minuto. Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

A otra porción de 4 Kg. de material se le adiciona una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 80 c.c., y se repite el proceso descrito. Si al aplicar la carga máxima se observa que se humedece la base del molde por haberse iniciado la expulsión de agua, el material se encuentra con una humedad ligeramente mayor que la óptima de compactación.

Para fines prácticos es muy conveniente considerar que el espécimen se encuentra con una humedad óptima cuando se inicia el humedecimiento de la base del molde, siendo esta humedad la más adecuada para efectuar la compactación.

Se determina la altura del espécimen restando la altura entre la cara superior de éste y el borde del molde, de la altura total del molde y con este dato se calcula el volumen del espécimen. Se pesa el espécimen con el molde de compactación y se calcula el peso volumétrico húmedo con la siguiente fórmula:

$$\gamma_w = \frac{P_i - P_t}{V}$$

Siendo:

γ_w = Peso volumétrico húmedo en gr/lt., o Kg/m³

P_i = Peso del espécimen húmedo + peso del molde, en gr.

P_t = Peso del molde, en gr.

V = Volumen del espécimen, en lt.

Se extrae el espécimen del molde y se pone a secar, teniendo cuidado de no perder material en la manipulación, a una temperatura constante de 100-110°C, hasta peso constante. Se deja enfriar el material y se pesa nuevamente para calcular la humedad.

$$W = \frac{P_i - P_t + P_s}{P_s} \times 100$$

Siendo:

W = Contenido de humedad, en porcentaje

P_s = Peso del material seco, en gramos

El peso volumétrico seco se calcula con la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_w}{100 + w} \times 100$$

Siendo:

γ_s = Peso volumétrico seco, en gr/lt., o Kg/m³

En caso de que en la segunda determinación no se humedezca la base del molde al aplicar la carga máxima, se prepara una nueva muestra incrementando la cantidad de agua en 80 c.c. - con respecto a la cantidad empleada anteriormente y repite - el proceso de compactación. Esta misma secuela de pruebas se continua hasta lograr que se inicie el humedecimiento de la base del molde.

g) ERRORES COMUNES DE LA PRUEBA

- Que el agua no se incorpore al material en forma adecuada
- Que la velocidad de aplicación de la carga no sea la especificada
- Que no se mezcle adecuadamente el material antes de colocarlo en el cilindro de prueba

A continuación se presenta la hoja de Registro Porter:



CONTROL DE CALIDAD S. A.

156

PRUEBA PORTER

PROCEDENCIA:	ESTACION:	FECHA:
LOCALIZACION:	POZO No.:	ESTUDIO No.:
UTILIZACION:	PROFUNDIDAD:	MUESTRA No.:
	CALA No.:	IDENT. LAB.:

EQUIPO PORTER No.		
	DIAMETRO DEL CILINDRO	CM
2	AREA DEL CILINDRO	CM ²
3	ALTURA CON COLLARIN	CM.
4	ALTURA SIN COLLARIN	CM.
5	ALTURA FALTANTE	CM.
6	ALTURA DEL ESPECIMEN	CM
7	PESO DEL CILINDRO	Kg.
8		

MUESTRA	
PESO MUESTRA MAT. NATURAL	Kg.
AGUA AGREGADA	ML.
PESO MUESTRA HUMEDA + CILINDRO	Kg.
PESO MUESTRA HUMEDA	Kg.
VOLUMEN MUESTRA	M ³
PESO VOL. MAX. HUMEDO	Kg/M ³
PESO SECO	Kg.
PESO VOL. MAX. SECO	Kg/M ³

TESTIGO DE HUMEDAD		
1	PESO RECIPIENTE (TARA) =	gr.
2	PESO MUESTRA HUMEDA =	gr.
3	PESO MUESTRA SECA =	gr.
4	PESO DEL AGUA =	gr.
5	HUMEDAD EN % :	%

PRUEBA DE EXPANSION	
1	MOLDE No.
2	LECTURA INICIAL
3	LECTURA FINAL
4	EXPANSION EN %

PRUEBA VALOR RELATIVO SOPORTE (C. B. R.)				
PENETRACION		CARGA	CARGA	$C B R \% = \frac{CARGA DE LA 2^{\circ} LEC.}{1360} \times 100$ <p>C. B. R. _____ %</p>
No.	m.m.	EN Lbs.	EN Kgs.	
1	1.27			
2	2.54			
3	3.81			
4	5.08			
5	7.62			
6	10.16			
7	12.70			
CALIDAD				

OBSERVACIONES

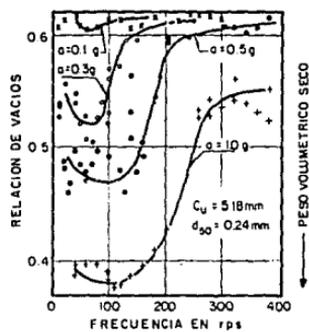
OPERADOR

CALCULO

REVISO

PRUEBAS POR VIBRACION

Las pruebas de compactación por vibración han interesado a numerosos investigadores en los últimos años. Muchas de ellas utilizan un molde Proctor montado en una mesa vibratoria; se estudia el efecto de la frecuencia, la amplitud y la aceleración de la mesa vibratoria, así como la influencia de las sobrecargas, de la granulometría del suelo y del contenido de agua. Schaffner estudió la compactación de arenas secas en mesas de vibración. La gráfica siguiente muestra resultados típicos; puede verse cómo disminuye la relación de vacíos con aceleración y cómo se obtuvieron los máximos pesos volumétricos con frecuencias del orden de 6,000 r.p.m.



Compacción de arenas por vibración. Influencia de la aceleración y la frecuencia

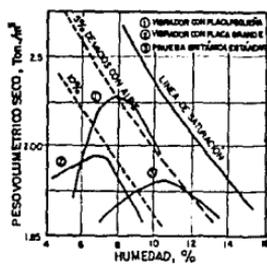
Resultados análogos han sido reportados por Seling, quien encontró que los máximos pesos volumétricos se obtienen con aceleraciones comprendidas entre 1g y 2g y que cuando crece la presión que se ejerce sobre la arena, se requiere una aceleración mayor para alcanzar un cierto peso volumétrico.

Ortigosa y Whitman encontraron que una aceleración arriba de 2g el peso volumétrico disminuye otra vez por efectos de la sobrecompactación, pero si la arena está saturada o húmeda, el peso volumétrico sigue subiendo aún con aceleraciones superiores a 3g.

La técnica sueca ha desarrollado otro tipo de prueba de laboratorio con vibración que consiste en colocar un 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.

Los métodos de vibración en el laboratorio también se han estandarizado a base de una mesa vibratoria combinada con una sobrecarga o con un pisón vibratorio.

En la figura siguiente aparece una comparación de la eficiencia que se logra al compactar una arena en el campo con vibración y la que se puede obtener con una prueba dinámica de laboratorio; resalta en primer lugar lo mucho que influye el tamaño de la placa del vibrador y, en segundo, la gran eficiencia que se puede conseguir al aplicar racionalmente la compactación vibratoria.



Curvas de compactación para un suelo arenoso compactado con dos tipos de vibrador y con la prueba Británica estándar.

Por su importancia al especificar el rango de frecuencias con - que se deben usar los compactadores en el campo o aplicarse la - vibración en el laboratorio, se presenta a continuación, en la - tabla siguiente las frecuencias naturales de algunos suelos y - rocas considerados en conjunto con un vibrador; y se refiere a - un determinado vibrador.

Tipo de suelo o roca	Frecuencia natural r.p.m.
2 mts. de turba sobre arena	750
2 mts. de relleno con arenas y suelos finos	1,145
Arena y grava con lentes de arcilla	1,165
Terracería compactada por el peso del tránsito	1,280
Arena media muy uniforme	1,445
Arena gruesa uniforme	1,570
Caliza	1,800
Arenisca	2,040

Un aumento en la amplitud incrementa la eficiencia de la vibración y su efecto en profundidad a todas las frecuencias, al aumentar la deformación de las partículas del suelo. Una amplitud grande es especialmente favorable en las arcillas, así como en los materiales friccionantes más gruesos. Cuando se utilizan amplitudes muy grandes pueden reducirse las frecuencias de los equipos, lo que suele conducir a procesos de compactación más económicos.

La investigación de laboratorio, ha hecho ver también que la utilización de frecuencias de resonancia para el sistema suelo-vibrador es más útil cuanto mayor sea la presión que se ejerce sobre el suelo compactado. En la práctica esto ha conducido a la utilización de frecuencias más altas en los equipos de compactación -- más ligeros.

III.5 Pruebas del Control de la Compactación en el Campo

CLASIFICACION DE LOS DIFERENTES METODOS Y RECOMENDACIONES

La tabla siguiente da una imagen de las principales pruebas que se utilizan en el momento actual para medir el peso volumétrico del material compactado en la obra.

Tipo I

Tipo II

DESTRUCTIVAS

MUESTRA ALTERADA

MUESTRA INALTERADA

1. Reemplazo con arena
2. Reemplazo con agua
3. Reemplazo con aceite

1. Muestra cúbica
2. Hincado de muestreador

Tipo III

NO DESTRUCTIVAS

1. Aparato Nuclear
2. Prueba Sísmica
3. Métodos Ultrasónicos

En términos generales las pruebas de tipo I consisten en practicar un hueco en el material compactado, cuidando de no perder nada del material extraído, del que se determina el peso húmedo y el contenido de agua. Para poder llegar al peso volumétrico seco se requiere únicamente conocer el volumen del agujero practica--

do, lo que se logra rellenoando a éste con arena, con agua o con aceite, de algún modo que permita saber que peso de una cantidad inicial total entró al agujero, para, dividiendo este valor entre el peso específico de la sustancia, previamente determinado, obtener el volumen deseado.

Las pruebas de tipo II consisten en la determinación del peso volumétrico en el lugar por medio de muestras cúbicas, no amerita seguramente ningún comentario adicional. En suelos finos, el método puede ser rápido y efectivo, pero la obtención de la muestra puede complicarse mucho en suelos que contengan partículas gruesas o que sean de naturaleza arenosa.

El uso de muestreadores ha rendido también buenos resultados, por rapidez, en suelos cohesivos. Algunos desarrollados por la experiencia mexicana.

Es usual que los muestreadores sean de media caña, con camisa interior muy delgada para alojar la muestra, hincándose a presión o con golpes ligeros. Para facilitar los cálculos respectivos, es común que el depósito que recoge la muestra sea de peso y volumen conocidos.

Las pruebas de tipo III atendiendo sobre todo el ahorro de tiempo en las operaciones de control, se ha hecho en los últimos años un considerable esfuerzo para desarrollar los llamados métodos nucleares de medición de peso volumétrico y contenido de agua. No es este, por supuesto, el lugar para tratar los aspectos teóricos en que se fundamenta el funcionamiento de estos

equipos. Con fines puramente ilustrativos se dirá que todos los aparatos para medir el peso volumétrico tienen una fuente emisora radioactiva, generalmente de rayos gamma (radio, cobalto 60 o cesio 137, usualmente), que penetran en el suelo y chocan contra los electrones de las órbitas exteriores de los átomos del mismo, rebotando con una energía menor a la inicial. Estos rayos de retorno son captados por un detector. La pérdida de energía en los choques aumenta la probabilidad de que los rayos sean absorbidos antes de alcanzar el detector, cuando aumenta el número de choque. Si un suelo tiene un mayor peso volumétrico es lógico pensar que los rayos gamma chocarán en él más veces, en su recorrido que en otro suelo menos denso y aquí nace la posibilidad de una correlación entre las lecturas del detector y el peso volumétrico de la masa de suelo.

En los aparatos destinados a medir el contenido de agua del suelo, la fuente emisora proyecta neutrones rápidos, de alta energía (generalmente la fuente es una mezcla de radio y berilio), que van perdiéndola cuando chocan con los núcleos de átomos de hidrógeno. Como estos últimos son mucho más ligeros, de masa comparable a la de los neutrones rápidos, éstos perderán en estos últimos choques mucha más energía que cuando chocan en átomos mucho más pesados (de hecho perderán casi la mitad de su energía en cada choque contra un átomo de hidrógeno).

Un receptor recoge y registra los átomos lentos y el número de éstos depende del número de átomos de hidrógeno interceptados, por lo que en principio puede plantearse otra correlación, ahora con el contenido de agua.

Las dos modalidades de equipo se presentan en forma de medidores superficiales o de sondas, capaces de hacer lecturas a profundidad. En los equipos nucleares tradicionales solía manifestarse el inconveniente de que tanto la absorción de radiación como la desceleración de los neutrones rápidos dependía de un modo bastante notorio de la composición físico-química del suelo estudiado; diferentes estructuras físico-químicas de distintos suelos producen absorción también diferente, aún para el mismo peso volumétrico y la presencia de átomos de hidrógeno propios de la constitución del suelo y no del agua contenida o a presencia de otros átomos ligeros alteraba la correlación utilizada para encontrar el contenido de agua. Todo esto hacía que cuando se usaban las curvas de correlación originales del fabricante, el peso volumétrico se obtuviera frecuentemente con diferencias hasta de 300 o 400 Kg/m³ y que el contenido de agua apenas pudiera determinarse con precisiones dentro de una aproximación de ± 3 ó 4%. Este inconveniente tenía que subsanarse elaborando una curva de calibración específica para el material al cual se le iban a hacer las mediciones, lo que conducía a que el uso de los medidores nucleares hubiere de quedar circunscrito a aquellos casos en que se compactasen volúmenes muy grandes de un mismo material, tal como sucede frecuentemente en la tecnología de las presas de tierra, pero muy rara vez en las vías terrestres, quizá exceptuando a los aeropuertos.

En los últimos años se han hecho mejoras en los diseños de los medidores nucleares, cuyos detalles técnicos están fuera de mi alcance, pero siempre con el objeto de atenuar los inconvenientes anteriores y lograr aparatos de uso general y no dependientes en sus resultados de los materiales particulares.

La experiencia internacional reporta una mejoría definitiva de los métodos nucleares en los últimos años, pero la experiencia mexicana de los técnicos que trabajan en vías terrestres, sigue siendo un tanto decepcionante; se han sometido medidores modernos a prueba, con conjuntos de suelo previamente preparados, cuyo peso volumétrico o su contenido de agua se habían determinado con mucho cuidado y los resultados obtenidos para ambos conceptos, al hacer uso de la curva de calibración del aparato, proporcionada por el fabricante y de supuesto valor universal, adolecen de imprecisión y erraticidad que van más allá de lo que puede ser considerado tolerable en los trabajos prácticos; esto es cierto sobre todo para el contenido de agua, pues es sabido que diferencias muy pequeñas en este concepto (de no más de 1 ó 2%) pueden producir variaciones muy substanciales en los requerimientos y características de compactación o en las propiedades de los suelos compactados. No cabe duda que los aparatos actuales son más precisos que los de hace apenas unos años, y todo hace pensar que los del próximo futuro serán aún mejor, por lo que la utilización de equipos nucleares de control de compactación no debe ser descuidada en ningún momento por los ingenieros responsables; ya ahora los aparatos pueden usarse con relativa versatilidad y sin cambios excesivamente frecuentes de la curva de calibración y, seguramente, los equipos del futuro cercano resultarán muy útiles para resolver el grave problema del tiempo de disponibilidad de resultados. Un problema que en la actualidad permanece sin resolver es el que surge del contenido de hierro en los suelos probados, que siguen atentando substancialmente los resultados obtenidos por los equipos nucleares; también afecta el colchón de aire entre el medidor y el suelo.

Es obvio que la gran ventaja de los equipos nucleares estriba en su velocidad de operación, que reduce el cálculo del peso volu-

métrico y el contenido de agua de muchas horas a pocos minutos, logrando velocidad de operación ya perfectamente compatible con las necesidades de la obra. Otro gran inconveniente que suele mencionarse es el alto costo de adquisición de estos equipos, - pero ésto no constituye una desventaja grave pues de cualquier forma, este costo nada significa en comparación a la ventaja que proporciona un control oportuno.

El hecho de que las pruebas con equipos nucleares sean de naturaleza no destructiva representa otra ventaja adicional, pues - el número relativamente frecuente de agujeros de muestreo que - producen otros métodos de control puede causar zonas de debilidad en los pavimentos.

Los métodos sísmicos también de naturaleza no destructiva, han sido objeto de atención en épocas recientes, sin que, hasta el momento se haya desarrollado ningún procedimiento de campo eficaz y seguro.

En épocas también recientes ha comenzado la aplicación de los - principios del atenuamiento y de la transmisión de ondas ultrasónicas para la obtención de correlaciones con la estructura - del suelo, que permita llegar a mediciones indirectas del peso volumétrico del mismo. Los aparatos transmiten al terreno energía en forma de vibraciones generalmente producidas en un amplificador de potencia. Un receptor, generalmente formado por varias unidades, registran las vibraciones después de un cierto - recorrido por el suelo y transmite su energía a un pre-amplificador que, a su vez, las manda a un osciloscopio, donde son registradas y medidas.

Los métodos ultrasónicos están en etapa de investigación y hasta ahora parece verse que la correlación entre las características de transmisibilidad de ondas y el peso volumétrico del suelo existe, pero los resultados se obtienen todavía con gran dispersión, incompatible con una aplicación práctica general. El método parece ser más promisorio en suelos finos que en gruesos.

Otros métodos en desarrollo para determinar el peso volumétrico de los materiales compactados. Entre ellos destacan los que hacen uso de ondas electromagnéticas (rayos X generalmente) transmitidas al suelo y recogidas con detectores especiales, los que consisten en inducir vibraciones de baja frecuencia y toda una serie de métodos basados en técnicas de espectroscopia.

El laboratorio, por medio de sus jefes de turno e inspectores, debe vigilar constantemente la variación del material de los préstamos y el trabajo de compactación del terraplén; asimismo el espesor de las capas, la humedad que se dé al material y el número de pasadas en cada faja compactada del terraplén.

Es también obligación del laboratorio hacer pruebas durante la construcción, para determinar las características mecánicas de las terracerías y comprobar si dichas propiedades son, dentro de ciertos límites, las de diseño.

Una de las más importantes pruebas de control es la determinación del peso volumétrico seco del terraplén, la cual debe efectuarse diariamente y en tantos lugares como el encargado de laboratorio estime conveniente. Debido a que frecuentemente, en la

construcción de las terracerías de una obra, no se progresa de manera uniforme en toda su extensión, sino que se trabaja en zonas aisladas, deberá tenerse para cada zona un inspector y obtenerse de cada una un mínimo de cuatro muestras diarias.

El peso-seco óptimo de un material, para un procedimiento de compactación dado, es el mayor peso obtenido de partículas sólidas y secas, por unidad de volumen, compactadas con un determinado contenido de agua.

El objetivo de esta prueba es determinar el grado de compactación alcanzado en el terraplén con el equipo y los procedimientos dados. Con este fin, se obtiene el peso-seco del terraplén y se compara con el peso-seco del mismo material ensayado en el laboratorio por el procedimiento Proctor o el que se ajuste al material, la relación de los dos pesos secos se expresa como porcentaje de compactación que, en ningún caso, deberá ser menor que lo especificado.

Las especificaciones existentes es la mayor parte de los grandes organismos que construyen vías terrestres en todo el mundo suelen fijar un número mínimo de pruebas de compactación que deben hacerse en un cierto tramo, para ejercer un control convincente; sin embargo, es usual que el criterio para fijar tal número mínimo sea un tanto arbitrario y esté gobernado únicamente por consideraciones de tiempo y dinero.

En el establecimiento del tamaño de un lote de muestreo para fines de control de compactación intervienen no sólo consideracio-

nes estadísticas, sino también económicas. Las primeras demandan un lote homogéneo, de manera que a partir de un número no muy grande de muestras sea posible predecir las propiedades del universo que se controla. Las demandas económicas estriban en conocer lo antes posible si el lote producido es o no aceptable y, - si el lote es rechazado, habrá interés en que sea lo más pequeño posible, para producir el mínimo trastorno.

En general el tamaño de un lote de trabajo producido, que se sujetará a control, se fija estimando el tiempo que se tarda en las operaciones de muestreo, en las pruebas de laboratorio y en analizar la información obtenida y llegar a una decisión de aceptación o rechazo; obviamente, el tamaño del lote o cantidad de trabajo que se va a controlar, también depende de la velocidad con que avanza dicho trabajo. Se controlará el trabajo hecho por el contratista durante el tiempo necesario para que el inspector de control muestree, haga pruebas y llegue a una decisión sobre la calidad del trabajo efectuado. Lo anterior conduce a la fórmula:

$$N = v_p (\sum t_r + t_d)$$

Donde:

N = Es el tamaño del lote sujeto a control, por ejemplo en --
m/lote

v_p = Es la velocidad de avance de los trabajos, m/día

$\sum t_r$ = Es el tiempo total invertido en operaciones de muestreo y pruebas de laboratorio, en el lote bajo control, días

t_d = Es el tiempo de decisión, empleado en analizar los resulta

dos de las pruebas y en llegar a establecer un juicio de aceptación o de rechazo.

Con la fórmula anterior se establece el tamaño del lote por controlar; por ejemplo, con ella puede concluirse sujetar a control tramos de un cierto número de kilómetros. Debe insistirse en que conviene que el tamaño del lote no sea muy grande, por el riesgo del rechazo; obviamente, un tamaño demasiado pequeño encarecerá las operaciones de control y hará materialmente imposible el trabajo del inspector por falta de tiempo; la fórmula trata de balancear ambos extremos.

La siguiente cuestión a definir es cuantas muestras han de tomarse en el lote sujeto a control, y tenemos que:

$$n = \left(\frac{t \sqrt{V'}}{E_m} \right)^2$$

Donde:

t = Es el nivel de confianza en que se desea trabajar

$\sqrt{V'}$ = Es la desviación estándar de la población original, o sea, en este caso, la desviación estándar de las medidas de compactación en todo el lote sujeto a control.

E_m = Es el error inherente al proceso de compactación, que en este caso, se maneja como un error aceptable y se fija a criterio, consecuentemente.

La Secretaria de Comunicaciones y Transportes, por ejemplo, tie-

ne la norma de no compactar el cuerpo de la terracería 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; estos grados de compactación se refieren a la prueba de compactación de laboratorio que específicamente utiliza la S.C.T.

La tabla que a continuación se da representa más bien una guía - sobre los grados de compactación que son usuales en las obras, - de números fijos que se pueden aplicar indiscriminadamente.

VALORES TERTATIVOS DE GRADOS DE COMPACTACION CORRIENTES

TIPO DE SUELO	Grado de compactación, referido a la prueba Proctor estándar, según la importancia y el tipo de obra por ejecutar		
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
GM	97	94	90
GP	97	94	90
GM	98	94	90
GC	98	94	90
SH	97	95	91
SP	98	95	91
SM	98	95	91
SC	99	96	92
OBRAS TIPO 1	Terraplenes de más de 30 m. de altura. Subrasantes bajo pavimentos definitivos, con espesor no mayor de 30 cm. Los 2 m. superiores bajo cimentaciones de edificios de dos o más pisos o de puentes y pasos a déj nivel.		
OBRAS TIPO 2	Partes inferiores de los rellenos bajo edificios. Capa superior de los terraplenes comunes, bajo subrasantes de 30 cm. como mínimo. Terraplenes de menos de 30 m. de altura.		
OBRAS TIPO 3	Otros suelos que requieren compactación, sin grandes requerimientos de resistencia e incompresibilidad.		

El requisito de compactación se fija básicamente buscando el balance óptimo de las siguientes propiedades:

1. Homogeneidad
2. Características favorables de permeabilidad
3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones inaceptables. Este requisito es más importante a mayor altura del terraplén
4. Razonable resistencia al esfuerzo cortante
5. Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación
6. Flexibilidad, para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento

El cumplimiento de la condición 1 depende sólo del equipo de compactación que se use y del buen control del proceso. El conjunto de los requisitos 3 y 4 es conflictivo con los 5 y 6 y frecuentemente con el 2.

Dado el suelo y la energía de compactación de campo, la mejor solución al conflicto es la compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo de campo. Cuando uno de los grupos de requisitos en conflicto se considera más importante que el otro, debe modificarse en el sentido que convenga la especificación del contenido de agua de compactación; por ejemplo, si las condiciones 3 y 4 se consideran de mayor interés que las 5 y 6, debe especificarse un contenido de agua menor que el óptimo, y mayor en caso contrario.

La condición 5 puede investigarse mediante pruebas de consolidación en que la muestra se someta a saturación bajo diversas cargas, así se llegará a un valor mínimo aceptable del contenido de agua de compactación.

Para estimar el máximo contenido de agua de compactación aceptable desde el punto de vista de las condiciones 4 y 5, se pueden realizar pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje, con medición de los coeficientes de presión de poro. El contenido de agua mínimo necesario para satisfacer la condición 6 sólo se puede estimar cualitativamente, pues por ahora no hay disponible ninguna correlación entre el comportamiento probable del prototipo y las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos.

Al especificar el mínimo peso volumétrico seco debe considerarse sobre todo la experiencia acumulada en la construcción de obras similares.

En rigor el requisito de compactación se fija en términos de equipo que se vaya a usar, del resultado que se espera 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 en el proceso de compactación; de éstas, el contenido de agua es probablemente lo que más influye. Muchas veces en el requisito de compactación se omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un amplio intervalo de contenidos de agua, ajustado al tipo de equipo y su modo de empleo. Pero en tal caso, el suelo que se compacte puede tener -

también una amplia variedad de comportamientos, independientemente de que se alcance el mismo peso volumétrico seco.

DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO SECO DE CAMPO, PROCEDIMIENTO DE LA ARENA Y ACEITE UTILIZADO EN LA S.C.T.

a) DEFINICION

El peso volumétrico en el lugar, o in situ, es el peso del material seco contenido en la unidad de volumen, considerando los huecos que quedan entre sus partículas, cuando han adquirido éstas un cierto acomodo, ya sea un proceso natural o por un proceso mecánico de compactación.

b) APLICACIONES DE LA PRUEBA

Esta prueba encuentra su principal aplicación como prueba de control de compactación durante la construcción de un camino. En caminos ya construidos se emplea para conocer el grado de compactación alcanzado por los suelos que forman su estructura, con el fin de hacer el estudio de su valor relativo de soporte.

Se aplica también para conocer el abudamiento de los suelos, de los préstamos o bancos a los camiones de transporte.

c) EQUIPO NECESARIO

- Procedimiento de la arena

Una cuchara de albañil o una espátula con hoja de acero de 5 cm. de ancho, una barreta de acero de 1" con un extremo terminado en punta y el otro plano, arena lavada clasificada entre las mallas Nos. 20 y 30 (3 kilos para cada determinación aproximadamente), una regla de 40 cm. de longitud, una regla de 10 cm. de longitud, una balanza de 20 Kg. de capacidad y 1 gr. de aproximación, una balanza de 200 gr. de capacidad y -- 0.01 gr. de aproximación.

- Procedimiento del aceite

Una cuchara de albañil o espátula con hoja de acero de 5 cm. de ancho, una barreta de acero de 1" con un extremo terminado en punta y el otro en plano, aceite para automóvil de viscosidad S.A.E. 40 ó 50, una balanza de 20 Kg. de capacidad y 1 gr. de aproximación, una balanza de 200 gr. de capacidad y 0.01 gr. de aproximación, una probeta graduada de 1,000 c.c. con aproximación de 10.c.c.

d) PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

Hágase una excavación en el suelo cuyo peso volumétrico se desee determinar, utilizando la cuchara y la barreta y procurando que sea lo más regular posible, de sección sensiblemente circular o cuadrada. Las dimensiones deberán ser aproximadamente las siguientes:

- Para materiales finos que pasen por la malla No. 4: -- 15 cm. de diámetro o de lado y 15 cm. de profundidad,

o profundidad igual al espesor de la capa de suelo.

- Para materiales con agregado grueso: 25-30 cm. de diámetro o de lado y 20 cm. de profundidad, o igual al espesor de la capa de suelo.
- Pésese inmediatamente el material extraído de la excavación en la balanza de 20 Kg. de capacidad y tómesese una muestra para determinar su humedad.
- Cuando se pretende determinar el grado de compactación alcanzado por un suelo, si se trata de un suelo fino pero que contenga partículas mayores de $3/8"$, o bien si se trata de un suelo granular que contenga material de tamaño mayor de 1", es necesario hacer la determinación únicamente del peso volumétrico del material que pese dichas mallas. En este caso todo el material extraído de la excavación deberá cribarse por las mallas antes mencionadas, según el caso, y el retenido deberá colocarse paulatinamente a medida que se vaya vaciando la arena o el aceite, dentro de la excavación. En esta forma queda cubicada únicamente el volumen del material que pasa las mallas anteriores.

Esta porción deberá pesarse para calcular el peso volumétrico como se indica a continuación:

Determinese el volumen de la excavación por cualquiera de los dos procedimientos siguientes:

- Procedimiento de la arena. Pésese una cantidad conveniente de arena, que sea mayor de la que pueda llenar

la excavación, anotando este peso inicial P_i .

Llénese la excavación con la arena, dejándola caer desde -- una altura constante de 10 cm., que deberá controlarse mediante la regla de esa longitud. Nivéllese la arena hasta el borde superior de la excavación dejando una superficie plana con ayuda de la regla.

Anótese el peso del resto de la arena P_f , para que por diferencia se obtenga el peso de la arena que llenó la excavación.

$$P_a = P_i - P_f$$

Siendo:

P_a = Peso de la arena que llenó la excavación

Calcúlese el volumen de la excavación dividiendo P_a entre el peso volumétrico de la arena previamente determinado con toda exactitud en el laboratorio, dando la misma altura de -- caída constante de 10 cm.

$$V = \frac{P_a}{\gamma_a}$$

Siendo:

V = Volumen de la excavación, en m^3

γ_a = Peso volumétrico de la arena, en Kg/m^3

El peso volumétrico húmedo, del suelo se calcula dividiendo el peso del material húmedo extraído de la excavación entre el volumen de la misma.

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V} = (1)$$

Siendo:

γ_w = Peso volumétrico húmedo del suelo en Kg/m^3

P_w = Peso del material húmedo, en Kg.

Una vez determinada la humedad que contiene el suelo se calcula el peso volumétrico seco de éste mediante la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_w}{100 + w} \times 100 \quad (2)$$

o bien:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V} = \frac{P_w}{V(100 + w)} \times 100 \quad (3)$$

Siendo:

γ_s = Peso volumétrico seco del suelo, en Kg/m^3

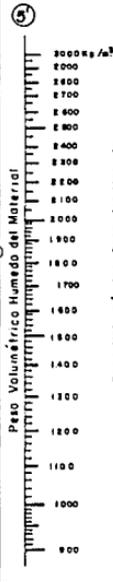
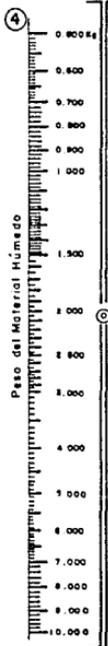
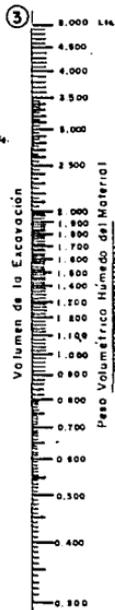
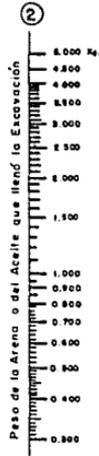
w = Humedad del suelo

El peso volumétrico seco del suelo puede determinarse por medio de un monograma, que a continuación se muestra junto con una hoja de registro del método de la arena.

NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL PESO VOLUMETRICO SECO DE LOS MATERIALES

Datos:
 con (1) y (2)
 (3) y (4)
 (5) y (6)

Resultados
 (3)
 (5) = (5)
 (7)



CAROLUS

CONTROL DE CALIDAD, S.A. DE C.V.

DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO EN EL LUGAR POR EL METODO DE ARENA

OBRA _____ FECHA _____
 LOCALIZACION _____ LABORATORISTA _____
 CAPA No. _____ ESPESOR CAPA _____ cm. MUESTRA No. _____ PROFUNDIDAD _____ m
 DESCRIPCION DE LA MUESTRA _____

DETERMINACION DEL VOLUMEN DE LA CALA		
DETERMINACION	No.	
PESO ESPECIFICO DE LA ARENA	γ_a	Ton/m ³
PESO INICIAL DE LA ARENA PARA LA DETERMINACION	W_1	Kg.

PESO DEL MATERIAL EXTRAIDO	W	Kg.	
PESO DE LA ARENA RESTANTE	W_2	Kg.	
PESO ARENA EN CALA	$W_0 + W_1 - W_2$	Kg.	
VOLUMEN DEL SUELO EXTRAIDO	$V = \frac{W_0}{\gamma_a}$	d ³	

OBSERVACIONES _____

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA		
PESO HUMEDO	gr.	
PESO SECO	gr.	
PESO DEL AGUA	gr.	
CONTENIDO DE AGUA	%	

CONTROL DE COMPACTACION		
PESO ESPECIFICO MAXIMO DE CONTROL	$\gamma_{d \max}$	Kg/m ³
HUMEDAD OPTIMA DE COMPACTACION	%	
PESO ESPECIFICO EN EL LUGAR	$\gamma_d = \frac{W}{V(1 + \omega/100)}$	Kg/m ³
PORCIENTO DE COMPACTACION	$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \times 100$	%

- Procedimiento del aceite

Este procedimiento se aplica únicamente cuando el suelo no presente grietas o huecos por donde pudiera haber fugas de aceite.

Hágase la excavación en la forma indicada y determine se el volumen de ésta llenándola con aceite previamente medido en la probeta graduada. Pése el material húmedo extraído de la excavación, determínese su humedad y calcúlese los pesos volumétricos con las fórmulas (1) y (2) ó (1) y (3).

METODO DE AGUA CON UNA BOLSA DE AGUA UTILIZADO EN LA S.A.R.H.

Este método determina directamente el volumen de la cala, valiéndose de un recipiente de vidrio graduado y una bolsa de hule que se adhiere a las paredes de la cala, todos los pasos del método de la arena se siguen, excepto los correspondientes a la determinación del volumen por medio de la arena.

a) EQUIPO DE LA PRUEBA

Báscula de 120 Kg. de capacidad con 5 gr. de aproximación, charola de lámina de 40 x 40 x 8 cm., pico, pala, bote de lámina galvanizada, frasco de vidrio, brocha, espátula, barretas, medidor de volúmenes.

b) PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- Se escoge dentro de la zona en que se está trabajando, un lugar para la cala y en un cuadrado de 60 cm. de lado se excava 20 cm. de profundidad como mínimo, (la de terminación del peso volumétrico seco se hace siempre en las dos capas inmediatas a la última capa compactada).
- El material que se va extrayendo de la cala se deposita con todo cuidado en un bote de lámina, tapándolo rápidamente para evitar pérdidas de humedad.

Para obtener la humedad representativa del material del pozo, se va llenando, con un poco de material tomado de distintas profundidades, un frasco de cristal de 500 cm³ que se cierra herméticamente.

- Una vez eliminado el material suelto del terraplén se procede a nivelarlo, lo mejor posible.
- Se coloca la placa del dispositivo especial para determinar el volumen sobre el terreno ya nivelado e inmediatamente después se pone encima el medidor de volúmenes previamente lleno de agua al cual se le hace funcionar la perilla, para hacer bajar la bolsa de hule, hasta que no se acuse ningún cambio en la lectura del cilindro graduado, anotando ésta como lectura inicial.
- Una vez que se ha extraído el material de la cala se procede con la brocha de cerda a limpiar perfectamente la placa metálica.

- Se coloca nuevamente el medidor de volúmenes sobre la placa y se hace funcionar la perilla.
- Una vez que la lectura en el cilindro graduado no cambia al hacer funcionar la perilla, se vuelve a tomar la lectura. La diferencia de las lecturas en el paso anterior y éste debe multiplicarse por el factor de conversión del aparato para obtener el volumen de la cala en dm^3 .

PRUEBA DE COMPACIDAD RELATIVA UTILIZADA EN LA S.A.R.H.

a) OBJETIVO DE LA PRUEBA

Exceptuando los erocamientos, en las zonas permeables de las cortinas de tierra, debe controlarse la compactación. Sin embargo, ello no es posible con los métodos correspondientes a los materiales impermeables. Debido a esto, el porcentaje de compactación se sustituye por la relación de compactación relativa. En la actualidad los respaldos permeables de las cortinas están constituidos por grandes zonas de rezagas, grava y arena, cuya compactación debe controlarse por medio de esta prueba. En el laboratorio hay que elaborar las gráficas que determinen los ángulos de fricción interna correspondientes para los diferentes grados de compactación relativa del material que forman estas zonas permeables. Una vez que se ha elegido el ángulo de fricción interna para emplearse en el diseño de la cortina, se obtiene el porcentaje de compactación relativa que debe exigirse como mínimo en la colocación de estos materiales.

La prueba que a continuación se va a explicar es el resultado de una serie de investigaciones llevadas a cabo con todos los métodos practicables, con lo que se pretendió alcanzar los resultados más consistentes dentro de la máxima sencillez de operación y en el menor tiempo posible. También se tomó en cuenta la sencillez y bajo costo del equipo necesario.

En esta prueba, para determinar el peso volumétrico en estado más denso, se ha empleado un martinete que se muestra a continuación:

b) EQUIPO DE 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.

c) PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

- Esta prueba debe de efectuarse con material menor que la malla de 3" únicamente.
- Para determinar el peso volumétrico seco en su estado más suelto se coloca el material en una charola procurando que estén bien distribuidos todos los tamaños de partículas.
- Con el cucharón de base plana empleándolo como rampa se llena y cuidadosamente el cajón de 28.32 lt. con una altura de caída constante de 3 cm. de la superficie de avance, hasta un nivel mayor que el de enrase.
- Con la regla se enrasa cuidadosamente procurando no presionar el material
- Se pesa el recipiente y se destara.
- Para determinar el peso volumétrico seco del material en su estado más denso, se vuelve a hacer el llenado del cajón en las siguientes etapas:

1. Se estima aproximadamente el peso que va a llenar el cajón y se divide en cuatro capas iguales, pesando cada una de ellas en la charola: se coloca la primera capa y se dan 25 golpes con el martinete, procurando hacer esta operación sobre una base firme que puede ser un piso de cemento o de mosaico.
2. Se repite esta operación con las tres capas siguientes hasta llenar el cajón, dando los 25 golpes en cada una de ellas.
3. Se quita la extensión del cajón y sin mover el martinete se hace la corrección de volumen del material compactado, ya sea restando o sumando el producto del área de la sección transversal del cajón, por el promedio de la altura con respecto a la de enrase, según haya quedado abajo o arriba de la superficie del material compactado en la última capa. Para facilitar esta operación, a partir de la base del martinete y con una escala metálica deben tomarse, por lo menos, cuatro lecturas, una en cada lado, obteniéndose así la altura media de corrección.
4. Se quita el martinete, se pesa el cajón y se destara. Igualmente como se hace para determinar el peso volumétrico en su estado más suelto, estas operaciones deben repetirse por lo menos 4 veces para obtener un valor promedio.

- Para determinar el peso volumétrico seco del material, colocado en el terraplén, deben de hacerse los siguientes pasos:

1. Hágase una cala descubriendo primero, a 50 cm. de profundidad, un plano horizontal de planta cuadrada de 80 cm. de lado; elimínese el material removido.
2. Para obtenerse el volumen del cubo excavado debe llenarse, con vaciado a altura constante de caída de 30 cm. de la superficie de avance, con material suelto calibrado comprendido entre dos mallas consecutivas, cuyo tamaño menor del grano no sea inferior al cuádruplo de los mayores espacios intergranulares estimados en el terraplén. A este material se le determina previamente en el laboratorio su peso volumétrico medio. El volumen se determina en forma análoga a la de una cala.
3. Todo material extraído de dicho cubo debe llevarse al laboratorio y pesarse totalmente. Con una muestra para humedad obtenida al hacer la pesada, debe deducirse el peso seco.
4. Una vez pesado, todo el material se pasa por la malla de 3". Al retenido se pesa y cubica para contarle tanto por peso como por volumen del contenido de la cala. Con el resto se calcula el peso volumétrico seco de campo.

d) CALCULOS

La fórmula de la compacidad relativa es:

$$C_r = \frac{\gamma_{\text{máx}} (\gamma - \gamma_{\text{mín}})}{\gamma_{\text{máx}} - \gamma_{\text{mín}}} \times 100$$

o bien

$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{\text{Suelto}}} - \frac{1}{\gamma_{\text{Natural}}}}{\frac{1}{\gamma_{\text{Suelto}}} - \frac{1}{\gamma_{\text{Compacto}}}} \times 100$$

En donde:

$\gamma_{\text{máx}}$ = Peso volumétrico seco máximo, determinado en el laboratorio (denso)

$\gamma_{\text{mín}}$ = Peso volumétrico seco mínimo, determinado en el laboratorio (suelto)

γ = Peso volumétrico seco, determinado en el terraplén

DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO DEL ENROCAMIENTO UTILIZADO EN LA S.A.R.H.

Como prueba de control durante la construcción, debe hacerse también, aunque en menor cantidad y frecuencia (una o dos por mes), la determinación del peso volumétrico del enrocamiento.

Esta prueba es muy semejante a la de pesos-secos del terraplén, descrita anteriormente, y su objeto, asimismo, es comparar el peso volumétrico del enrocamiento con el que se haya supuesto al hacer el diseño de la cortina.

Se hace un pozo que, dadas las dimensiones de las piedras en el

enrocamiento, en general será de 1 x 1 x 1 mt. aproximadamente o de preferencia de mayores dimensiones. Se extrae todo el material, se pesa y se determina el volumen del pozo, empleando un material seleccionado entre dos mallas consecutivas (mallas 3" y 2") al -- que previamente en el laboratorio se le determina su peso volumétrico medio. Para evitar que por los huecos propios del enrocamiento se escurra el material seleccionado para determinar el volumen, es conveniente recubrir el interior del pozo con un lámina de polietileno que no influya en el valor del volumen, (si se recubre con una lámina de polietileno, puede determinarse el volumen empleando agua).

Determinados el peso y el volumen, el peso volumétrico es el cociente entre ambos.

A diferencia de la prueba en material de terraplén, el peso volumétrico obtenido no se compara con el resultado de ninguna otra prueba, como la Proctor, sino con el valor que se haya tomado para dicho peso volumétrico en el diseño.

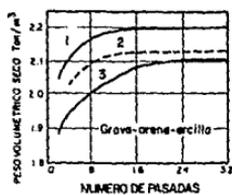
Asimismo, es conveniente determinar la granulometría del material para tener una idea de su graduación. Para esto, se toma una muestra representativa y se pasa por las mallas de 3", 2" y 1.5" etc. En algunas ocasiones, en que se observe cierto empacamiento y se tenga duda de que sea realmente una zona permeable, es conveniente antes de rellenar los pozos, hacer una determinación de la permeabilidad.

IV. MAQUINARIA DE COMPACTACION EMPLEADA EN SUELOS GRANULARES SEGUN SU EFECTO

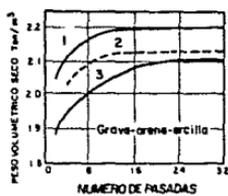
En el equipo neumático, la superficie de contacto de la llanta depende del peso del rodillo y de la presión de inflado; su forma es más o menos elíptica. La presión que se transmite no es rigurosamente uniforme en toda el área de aplicación, pero para simplificar suele hablarse de una presión media de contacto. 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. Podría pensarse que la eficacia compactadora pudiere crecer de manera indiscriminada con la presión de inflado, pero esto no es del todo cierto, pues si la presión no es demasiado grande, a ambos lados de la huella se producen concentraciones que hacen aparecer presiones horizontales adicionales que ayudan al asentamiento de las partículas de suelo y a su mezclado; así, la elección de la presión de inflado se ha de hacer con base en varios factores.

Al acabado superficial de las capas compactadas con rodillos neumáticos suele tener la rugosidad suficiente para garantizar una buena liga con la capa superior.

En la figura siguiente se ilustra el efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso volumétrico seco obtenido.



Curva	Carga/rueda Tn.	Presión inflada Kg/cm ²	Espesor capas sueltas cm.
1	10.15	10.0	30.5
2	5.0	6.3	30.5
3	1.35	2.5	25.0

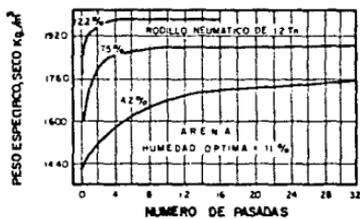
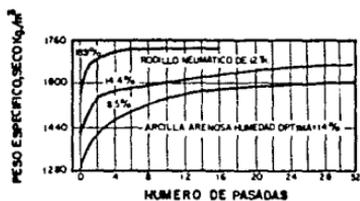


Curva	Carga/rueda Tn.	Presión inflada Kg/cm ²	Espesor capas sueltas cm.
1	10.15	10.0	30.5
2	5.0	6.5	30.5
3	1.55	2.5	23.0

Nótese que la forma de las curvas es la misma y que en todos los casos es insignificante el incremento del peso volumétrico seco arriba de 16 pasadas. Esto no ocurriría si el contenido de agua fuera inferior al óptimo, pues se ha observado que en tal caso el peso volumétrico seco aumenta aún cuando se incrementa mucho el número de pasadas. Al observar la figura se deduce también la gran influencia de la presión de inflado en el proceso de compactación.

En cualquier tipo de suelo, un incremento en la carga por rueda o en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo. Este incremento va acompañado de una disminución en el contenido de agua óptimo. No obstante, es poco recomendable aumentar la presión de inflado sin incrementar en la misma proporción la carga por rueda, pues ello reducirá el área de contacto, haría que no se presentaran las presiones de confinamiento horizontal y tendería a producir mayores variaciones del grado de compactación con la profundidad.

En la figura siguiente se tipifican otros datos de interés con base en una investigación realizada por el Road Research Laboratory de Londres, Inglaterra.



Gráfica que muestra el efecto del contenido de agua y el número de pasadas del equipo neumático.

En la figura se muestran los resultados de la compactación de dos suelos, una arena y una arena arcillosa, efectuada con un rodillo neumático relativamente ligero y de ruedas múltiples. La humedad óptima que se señala es la correspondiente a la prueba británica estándar, que es muy similar a la AASHO estándar. Aparecen curvas que relacionan el peso volumétrico seco con el número de pasadas que se dieron a diferentes contenidos de agua en el suelo; debe notarse como la humedad ejerce una gran influencia en la eficiencia del equipo, al grado de que con un cierto contenido de agua es posible alcanzar un peso volumétrico que con otra humedad no podría lograrse prácticamente con ningún número de pasadas concebibles. Ello hace ver que la elección de humedad de compactación en el campo no puede fijarse con base en ninguna idea rutinaria, por ejemplo con el criterio simplista tan frecuente de que sea igual a la humedad óptima de alguna prueba de laboratorio de control, aún cuando ésta pudiera ser una guía. Una vez más resalta la idea básica de que la humedad 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 controlar los trabajos de compactación. La razón principal, obviamente, es que las energías de compactación son distintas en ambos casos.

En la figura anterior se ve también como se reduce la eficiencia del equipo de compactación a partir de cierto número de pasadas, que dependen del suelo y de su contenido de humedad.

Los rodillos neumáticos suelen disponerse en uno o dos ejes, sobre los que normalmente existe una plataforma o depósito para el lastre; pueden ser remolcados o autopropulsados. Los rodillos ligeros por lo general son autopropulsados, pesan menos de

13 ton y están provistos de 9 a 13 ruedas en dos ejes. Los de peso medio varían de 13 a 25 ton y suelen tener de 4 a 11 ruedas, en uno o dos ejes. Los pesados se fabrican con pesos de 25 a 110 ton y por lo común tienen 7 ruedas en dos ejes o 4 en un solo eje.

Lo esencial del compactador es su tren de rodadura puesto que por intermedio de él, se aplican al material a compactar las cargas que le densifican. Este tren de rodamiento está unido al chasis por una suspensión que puede adoptar las siguientes disposiciones:

- Sistema indeformable, se clasifica de indeformable un sistema tal que las uniones entre las mismas ruedas y las de éstas con el chasis, no permitan ningún movimiento relativo apreciable entre los centros de las ruedas.
- Sistema elástico, se denominará así al sistema tal en el que las uniones de las ruedas entre ellas y con el chasis permiten movimientos relativos apreciables, consecuencia de las deformaciones elásticas de órganos previstos a este efecto.
- Sistema deformable, por definición en este caso, las uniones de las ruedas entre ellas y con el chasis, permiten movimientos relativos apreciables por medio de juego de articulaciones, bielás, guías, émbolo hidráulico, etc., previstos a este efecto.

Existe un tipo de compactadores neumáticos, denominado de rue--

das bamboleantes, que tiene las ruedas de uno de sus ejes en posición oblicua respecto al mismo, lo que contribuye a aumentar el efecto de amasado, esto incrementa la eficiencia del equipo en los suelos con alto contenido de finos en que tal efecto es deseable.

Hay un compactador vibrante de neumáticos, la idea es atractiva; la fragmentación de los elementos granulares bajo el efecto del choque de una placa o de un cilindro rígido puesto en vibración desaparecería o se atenuaría si la superficie vibrante colocada en contacto del suelo fuera flexible, éste es el caso -- del neumático.

Por el contrario, hay quienes temen que el neumático tiene un efecto de amortiguación de las oscilaciones y disminuye la eficacia de vibración.

El compactador neumático acoplado con una rueda de llanta lisa vibrante, está basado en que la vibración creaba una presión de expansión semejante a una presión intersticial dominable. Las experiencias de Dunglas nos enseñan que mientras la presión -- ejercida sobre el suelo no sobrepase la presión de expansión el material no se compacta.

Si hacemos actuar al mismo tiempo que la vibración un compactador de neumáticos que cree un campo de presiones se puede aumentar considerablemente la eficacia de la compactación; así se pone en acción un proceso de vibro-compresión en el que todo hace

suponer que debe ser muy eficaz.

Por otra parte, el neumático con dibujo profundo descompacta -- claramente los dos o tres primeros centímetros de la capa a densificar. En efecto, los pequeños deslizamientos que se producen sobre la superficie de la huella cizallan el suelo, lo que casi no hace el neumático liso o con poco dibujo.

Este es un inconveniente relativo, pues esta capa será recubierta y la parte superior será entonces recompactada a través de la nueva capa. Habrá que examinar solamente el caso en que esta capa no se recubra. Entonces será mejor utilizar neumáticos lisos, que en determinados casos se imponen, además, por no dejar huellas.

En contrapartida, los neumáticos con dibujo ejercen una acción de amasado, considerada generalmente como beneficiosa según el tipo de suelo. Por último, los neumáticos con dibujo pueden interesar porque permiten una mayor fuerza de tracción o también una mayor adherencia en desplazamientos sobre carreteras mojadas.

Se aconseja la utilización de los neumáticos lisos para la compactación de aglomerados y el neumático con dibujo para las obras de tierra.

En la tabla siguiente se muestran las características más comunes de los rodillos neumáticos.

RODILLOS NEUMÁTICOS	ESPECIFICACIONES COMUNES
ANCHO TOTAL DEL EQUIPO	152 a 305 cm.
TAMAÑO DE LA LLANTA	7.50 x 15 a 30 x 40 plg.
ESPACIAMIENTO ENTRE RUEDAS, CENTRO A CENTRO	45.6 a 76.2 cm
PESO TOTAL DEL RODILLO	6 a 110 ton.
CARGA POR RUEDA	0.6 a 27 ton.
PRESION DE INFLADO	1.76 a 10.6 Kg/cm ²
PRESION DE CONTACTO	1.5 a 8.5 Kg/cm ²
AREA DE CONTACTO	480 a 3,730 cm ²

Influyen en el rendimiento de los compactadores de rodillos neumáticos la carga por rueda, la presión de inflado, el ancho del rodillo, el porcentaje de cubrimiento por pasada, el traslape entre pasadas y la velocidad de compactación. Aunque cada caso puede ser diferente de los demás, en la tabla siguiente se anotan, a manera de ilustración, los rendimientos promedios de varios rodillos neumáticos que se obtuvieron al compactar una arena arcillosa hasta alcanzar un 95% del peso volumétrico seco máximo determinado por medio de una prueba Proctor estándar.

RENDIMIENTOS PROMEDIO DE RODILLOS NEUMÁTICOS							
PESO DEL RODILLO	CARGA POR RUEDA	PRESION DE INFLADO	ANCHO DE LA FAJA COMPACTADA	VELOCIDAD DEL RODILLO	NUMERO DE PASADAS	ESPESOR DE LA CAPA COMPACTADA	RENDIMIENTO DE SUELO COMPACTADO
Ton.	Ton.	Kg/cm ²	m	Km/h	-	cm	m ³ /h
13.44	1.35	2.54	2.08	3.65	4	12.7	199
22.4	2.26	5.64	2.13	3.65	4	15.2	245
50.4	5.09	6.34	2.35	3.65	4	17.7	321
50.4	5.09	9.86	2.35	3.65	4	20.3	367
50.4	10.18	6.34	2.35	3.65	4	22.8	550
50.4	10.18	9.86	2.35	3.65	4	25.4	611

Los rodillos neumáticos se usan principalmente en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que producen los rodillos pata de cabra; en estos suelos resulta eficiente la aplicación de presiones uniformes en áreas mayores, lo que incluso evita que se produzcan zonas sobrefatigadas en el material compactado.

IV.2 Equipo Vibratorio

Para la compactación por vibración se emplea un mecanismo, bien sea del tipo de masas desbalanceadas o de tipo hidráulico pulsativo, que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador propiamente dicho. La frecuencia de la vibración influye - de manera extraordinaria en el proceso de compactación, y se ha visto que su intervalo de variación óptimo puede estar comprendido entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que lleva al aparato a frecuencias prácticas del orden de 1500 a 2000 ciclos por minuto si bien existen en el mercado equipos comerciales cuya frecuencia alcanza hasta 5000 ciclos por minuto. El elemento compactador propiamente dicho lo constituyen - reglas, placas o rodillos.

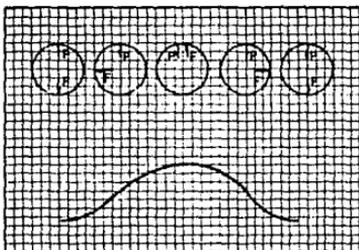
Hay varios factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influyen de manera substancial en resultados que rinde el equipo; los principales son:

- La frecuencia, esto es, el número de revoluciones por minuto del oscilador.
- La amplitud, generalmente medida por una distancia vertical en casi todos los equipos comerciales.
- El empuje dinámico que se genera en cada impulso del oscilador.
- La carga muerta, es decir, el peso del equipo de compactación, sin considerar el oscilador propiamente dicho.
- La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.

- La estabilidad de la maquinaria.

Además existen otras características de gran influencia referente al suelo por compactar. El efecto vibratorio sobre el suelo es función del peso estático de la máquina y del movimiento vertical y horizontal; en el esquema siguiente se ve claramente la influencia de ambas fuerzas:

Sea "P" el peso estático del vibrador y "F" la fuerza dinámica generadora de la vibración. Al comienzo de la primera vuelta de las masas de vibración, las dos fuerzas "P" y "F" se suman produciendo una fuerza aplicada sobre el terreno "P + F".



Al continuar girando las masas alcanzan una segunda posición, - horizontal y paralela al suelo, de forma que la fuerza "F" tiende a impulsar el apisonado, transmitiendo al terreno unas fuerzas horizontales muy importantes. En este caso la fuerza vertical es igual a "P". En la posición siguiente las masas están creando la fuerza "F" en oposición vertical a "P" y la fuerza sobre el suelo será "P - F". Como generalmente "F" es mayor -- que "P", la fuerza real sobre el suelo será cero, habiéndose -- elevado realmente la máquina sobre el mismo. La cuarta posición de las masas, da un estado de fuerzas simétrico al de la segunda y de similares consecuencias. Cuando las masas vuelven a la primera posición se obtiene un efecto claro de percusión sobre el suelo con la fuerza "P +F" como resultante. Otras teorías referentes a la vibración se dispersan entre cuatro formas posibles de interacción cilindro-terreno:

- Fuerza incrementada por el componente centrífugo
- Vibración de las partículas
- Impacto
- Acciones repetitivas

De ellas, la primera no parece poder tener realidad, aunque es la que se suele sugerir en los catálogos de los vendedores de equipo, cuando se da como dato una fuerza estática equivalente.

La segunda parece más posible, la vibración impartida tiene que producir aceleraciones muy diversas entre las distintas partículas y como consecuencia, hacer aparecer fuerzas entre ellas - que deberán favorecer la reestructuración de los conjuntos inestables.

Con todo, no ha sido posible demostrar claramente esta forma de actuación, y menos analizarla.

La acción de impacto tiene realidad clara en ocasiones, casi -- siempre al fin de la compactación el rodillo salta y se comprende que su impacto ha de tener una gran acción de compactación. Según las características del suelo y la frecuencia del cilindro, este no salta con la frecuencia correspondiente a la rotación de su excentricidad, sino con frecuencia mitad y, en algún caso se ha observado un tercio. El salto corresponde a una interacción entre la frecuencia del vibrador y la frecuencia propia del suelo, produciendo un movimiento complicado del cilindro que puede conducir a frecuencias múltiples, o fraccionarias, de la fundamental.

Esta acción de impacto tiene en la práctica gran importancia, -- la actuación de los rodillos vibratorios es enérgica y completa en suelos granulares. En suelos con alguna cohesión es también muy eficaz y se emplean frecuentemente, por compactar rápidamente y en capas más gruesas que, por ejemplo los cilindros de pata de cabra normales. Pero hay que decir que la densidad final es algo baja, y llega un punto en que no se puede traspasar aún con muchas pasadas. Tan solo puede conseguirse si el cilindro empieza a saltar, lo cual suele exigir que el suelo esté ya muy rígido, lo cual a su vez precisa que las tongadas sean menos -- gruesas. Así pues, es práctica extendida apisonar en capas delgadas cierto espesor de suelo debajo del pavimento. Una selección adecuada de la frecuencia es también importante.

Por último, tenemos la última forma de actuación del rodillo vi

bratorio, que son las acciones repetitivas, como tales. Teniendo en cuenta lo que hemos dicho respecto al comportamiento histerésico del suelo, no puede haber ninguna duda respecto a la realidad de esta forma de actuación, aún cuando puede discutirse su importancia relativa y, en general, puede decirse lo mismo de las cuatro formas descritas.

Los estudios experimentales sobre estos puntos son abundantes, pero sus resultados, y más aún su interpretación, contradictorios. Entre las formas que tenemos de medir cual es la eficiencia de la acción del rodillo, una, al menos clara y medible, es la amplitud de la vibración del cilindro. Es un hecho importante el que se ha comprobado una relación muy directa entre la eficiencia del cilindro, medida por el aumento de densidad y el parámetro:

$$\frac{\text{Frecuencia} \times \text{Amplitud vibración}}{\text{Velocidad de viaje del rodillo}}$$

La frecuencia dividida por la velocidad viene a medir el número de ciclos que impartimos al suelo. Pero sabemos que, en el comportamiento histerésico, la efectividad del ciclo decrece de una manera aproximadamente logarítmica con su número. La relación indicada parece probar que hay una influencia fuerte de alguno de los otros métodos de actuación.

La acción vibratoria tiene un efecto de penetración como el sonido (el cual también es dinámico, pero tiene una frecuencia ma

yor y audible). La compactación estática puede comprimir capas superficiales únicamente, pero carece de penetración profunda - porque es contrarrestada por los efectos de arco y la fricción interna del suelo.

La compactación vibratoria evita los efectos de arco y disminuye la fricción interna permitiendo que las fuerzas trabajen a mayor profundidad y mayor anchura.

Las partículas del suelo pueden desplazarse con mayor facilidad debido a la reducción de la fricción interna; en resumen, las partículas se ven sujetas a la acción de la gravedad, a la presión estática de los impulsos dinámicos de las fuerzas vibratorias, con lo que los espacios vacíos entre partículas de mayor tamaño son llenados por partículas menores, obteniéndose así -- una masa compacta de extraordinaria densidad; la eficiencia de la vibración está en razón inversa de la cohesión del suelo.

Hagamos notar, por otra parte, que los rodillos vibratorios son los únicos que compactan mejor cuanto más despacio circulen sobre el terreno. En los demás, dentro de ciertos límites, la eficiencia aumenta con la velocidad, por razones que no acaba de conocerse.

Para algunos, es simplemente que las irregularidades del terreno producen un cierto sacudimiento de los rodillos y, en consecuencia impactos. Para otros, el terreno, que tiene cierta viscosidad, es más rígido frente al cilindro veloz y, las presio-

nes producidas son mayores y se transmiten a mayor profundidad. Sean unas u otras las causas, lo cierto es que, por ejemplo, -- los cilindros de patas de cabra automotores, Hyster y Caterpillar, entre otros, han supuesto un gran progreso en la compactación, particularmente en los terrenos difíciles.

En el caso de la vibración, para obtener la máxima eficiencia -- de compactación, el contenido de agua óptimo del suelo suele -- ser bastante menor que el que el mismo requiera para ser compactado por otro procedimiento.

Quizá la ventaja principal de la aplicación de la vibración a -- las técnicas de compactación estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que es común usar con -- otros compactadores; esto aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de la operación. Por ejemplo, en suelos del tipo "GW" o "GP", la compactación por vibración puede conseguir -- con facilidad el mismo resultado en capas de 60 cm que el que -- se lograría con el uso de rodillo neumático muy pesado en capas de 20 ó 30 cm de espesor. Ya se ha hablado de la práctica estadounidense de compactación de capas de 1.20 mts, si bien usando rodillos vibratorios de peso excepcional. La experiencia de varios años compactando todo tipo de materiales con diversas clases de maquinarias vibratorias en diferentes obras, me permiten insinuar que el problema del espesor de la tongada no depende -- sólo de la maquinaria y del material a compactar, sino de las -- propias características técnicas y económicas de la obra. Es -- evidente que con un compactador de 8 a 10 ton de peso propio, -- con efectos dinámicos de 80 a más ton, se puede compactar en 4 ó 6 pasadas, tongadas de 80 a 100 cm de material granular bien graduado, no cohesivo.

Sin embargo, hay pocas obras en las que las especificaciones admiten tongadas de esos espesores por razones técnicas muy estimables. En esos casos, es lógico que haya que ir a máquinas -- más pequeñas y como consecuencia a espesores menores.

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

En los suelos gruesos, la vibración es conveniente porque reduce por instantes en forma considerable la fricción interna de -- los granos. La presión estática debe vencer esta fricción en -- todo su valor, por un mecanismo en el que incluso aumenta mucho la resistencia al deslizamiento de los granos, precisamente por el aumento en la presión normal. En el movimiento vibratorio -- que un suelo friccionante sufre bajo el compactador por vibra-- ción, se produce una orientación de las partículas en el momen-- to en que tienden a separarse y una fuga de las partículas más finas hacia los huecos entre las partículas más grandes.

En diversas pruebas se han llegado a apreciaciones cuantitati-- vas de la reducción de la fricción interna que se consigue por un proceso vibratorio; ésta ha llegado a ser de 15 veces en are-- nas y de 40 en gravas. A este efecto reductor de la fricción -- se suma la presión de compactación, con sus cargas de compre-- sión y esfuerzo cortante, las que además de mejorar el acopla-- miento entre las partículas y aumentar la posibilidad del relleno

no de huecos, contrarrestan las fuerzas de tensión capilar que pueden existir entre los granos de arena. También esta aparente cohesión por capilaridad se ha cuantificado en forma experimental; las presiones para vencerla son del orden de 0.5 a 1 -- kg/cm², en gravas y arenas.

Las fuerzas de cohesión aparentemente son menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas predominantes en el suelo, de manera que en gravas y fragmentos de roca no son muy relevantes. No obstante, se ha visto que el contenido de agua del material que se compacta juega un papel importante también en estos suelos. Puede anticiparse que cuando se compacta un suelo muy grueso con vibración se propicia la salida rápida de agua durante el proceso, si ésta existiera en cantidades importantes, lo que conduce a la conclusión práctica de que las gravas y los fragmentos de roca podrán compactarse exitosamente con contenidos de agua muy bajos.

Si el suelo grueso (arena y grava) contiene una cantidad apreciable de finos y su contenido de agua es alto, la compactación por vibración puede dificultarse notablemente. Desde el punto de vista de la compactación por métodos vibratorios convendrá siempre que dicho contenido de finos no exceda el 10%.

Cuanto más uniforme sea la arena o la grava, más difícil será compactar intensamente la parte superficial del suelo. De hecho, un espesor quizá del orden de los 10 cm, tendrá menor compactación que zonas más profundas, pero este hecho carece usualmente de una importancia especial; si sobre la capa compactada

vienen otras, al compactar éstas se resolverá la situación. En el caso de las carreteras, la última capa de una base se compactará con la carpeta o con la capa de revestimiento. La compactación de los suelos gruesos uniformes con métodos vibratorios puede mejorarse humedeciéndolos en forma intensa y dando las pasadas finales a alta velocidad; también ayuda el dar las últimas pasadas con vibración de pequeña amplitud. No está claro -- por el momento el papel del agua en estos casos, 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, en los que cada partícula se apoya en sus vecinas a través de pocos puntos, en los que se producen altas presiones.

El papel del agua es en cambio muy claro cuando se compactan -- por vibración suelos gruesos en los que existan presiones capilares importantes entre sus granos; el añadir agua disminuye la tensión capilar y propicia el acomodo de los granos.

De hecho esta idea ha conducido a métodos prácticos para la compactación de arenas gruesas, gravas y fragmentos de roca. Otras veces se arma la capa por compactar dándose las primeras pasadas con un contenido de humedad bajo (se usa para tal armado la cohesión aparente que da la capilaridad) y se añade agua a medida que se dan las pasadas subsecuentes, con lo que se busca eliminar los efectos de capilaridad.

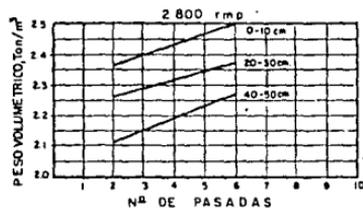
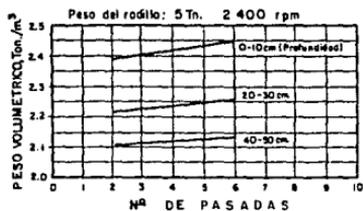
Un proceso de compactación que se realizó en Inglaterra para la

autopista Lancashire-Yorkshire, en el que se compactaron pedraplenes con tamaño máximo de 60 cm, con 90 cm de espesor de capa, con el empleo de rodillos neumáticos de 50 ton y rodillos de rejilla de 13.5 ton, como representativos de los métodos estáticos de compactación, así como rodillos vibratorios de 8 y 5 ton para aplicar vibración de los pedraplenes. Es de notar la gran ventaja de la vibración en este proceso.

En materiales con cierto contenido de arcilla se compacta mejor con frecuencias bajas y amplitudes altas. También resulta claro que materiales granulares no cohesivos bien graduados se compacta mucho mejor con frecuencias altas y amplitudes bajas.

En la figura siguiente, se puede apreciar lo que influye la frecuencia de vibración en los procesos de compactación.

Se presentan datos de un rodillo vibratorio de 5 ton de peso -- que compacta una capa de 60 cm de espesor de un suelo gravo-arenoso. La misma figura ilustra el efecto de disipación de la compactación con la profundidad, para el mismo caso particular.



Influencia de la frecuencia del vibrador en un proceso de compactación (Ref. 20).

Algunos ingenieros explican los rodillos vibrantes dobles de la siguiente manera:

Cuando se hace actuar sobre un suelo un rodillo vibrante de una llanta, esta máquina desplaza el material, si bien el efecto de este desplazamiento no alcanza mucho en profundidad.

Si se coloca una segunda llanta, también vibrante, a pequeña distancia de la primera, se contrarresta este efecto y la eficiencia en profundidad es mayor y más importante.

Podríamos resumir esta explicación utilizando la noción de presión de expansión y su semejanza con la presión intersticial.

Bajo el efecto de la vibración creada por un solo cilindro, en el suelo se desarrolla una presión de expansión; ésta afloja y desplaza a aquel un poco como ocurre en el fenómeno del colchón de caucho. Este movimiento se impide colocando un segundo cilindro y se obtiene un efecto de vibrocompresión más eficaz; lo mismo que el colchón de caucho no es más que un fenómeno superficial, este efecto de desplazamiento bajo la vibración de un solo cilindro se produce en profundidad.

Uno de los equipos vibratorios de más extenso uso es el manual de placa, en el que ésta es accionada por un operador que utiliza un mango o maneral; si se opera de modo eficiente, puede avanzar unos 10 mts por minuto. Las placas vibratorias también pueden montarse en un bastidor al que remolque un tractor, hay pla-

cas vibrantes con alta frecuencia (mayor a 40 c/seg), que funcionan muy bien con suelos cohesivos, arenas y gravas, pero la capa superior de unos 5 cm de espesor queda removida por efectos de la vibración sin sobrecarga.

Las placas con frecuencias bajas (menores a 30 c/seg), disminuyen este efecto de superficie y sin embargo en las capas profundas producen buenos resultados en suelos algo cohesivos.

Gracias a la componente horizontal de la resultante entre los pesos estáticos y la acción dinámica, la resultante del peso y de las fuerzas de inercia del desequilibrio tiene una componente horizontal que durante el despegue obtenido en cada alterancia, hace avanzar la máquina. Por este procedimiento también se puede obtener un efecto direccional que permita conducir la máquina en la trayectoria deseada.

En la tabla siguiente se dan las características más comunes de los compactadores vibratorios de placa.

• COMPACTADORES VIBRATORIOS DE PLACA ESPECIFICACIONES COMUNES	
PESO TOTAL DEL COMPACTADOR	70 a 6,000 Kg
PESO DE CADA UNIDAD VIBRATORIA	70 a 204 Kg
AREA DE CONTACTO DE LA PLACA	1,540 a 13,900 cm ²
PRESION DE CONTACTO DE LA PLACA	0.04 a 0.43 Kg/cm ²
AMPLITUD DE LA VIBRACION	2.03 a 12.7 mm
FRECUENCIA	420 a 2,800 ciclos minuto
ANCHO DE LA FAJA COMPACTADA	38 a 380 cm
VELOCIDAD DE OPERACION	0.05 a 26.0 Km/hora

Los rodillos vibratorios autopulsados son máquinas que precisamente por su concepción están un poco entre las apisonadoras estáticas clásicas y el rodillo vibratorio remolcado. Para algunos trabajos en que la maniobrabilidad es importante o bien que se requiera previamente a la vibración un planchado, son muy útiles. Su empleo está indicado en los suelos granulares bien graduados sobre todo cuando los tramos son estrechos y no permiten dar la vuelta fácilmente a los rodillos remolcados.

Tienen el inconveniente, desde el punto de vista de maquinaria, de que son bastante más complicados, requieren más entrenamiento y por último, al tener que ir los maquinistas vibrando sobre la máquina, éstos suelen arreglárselas para que ésta vibre lo menos posible en frecuencia y tiempo, con el consiguiente empeoramiento del rendimiento. También suelen aparecer problemas de adherencia entre las ruedas motrices y el suelo cuando su contenido de humedad es elevado o se presentan pendientes fuertes.

Rodillos vibrantes remolcados, los hay desde diámetros y pesos casi ridículos, hasta diámetros de 2 mt y 10 tons de peso propio. Para los inferiores a 1000 kg, se puede aplicar casi todo lo dicho referente a placas vibratorias, con ventajas e inconvenientes según las particularidades de cada caso.

La gama de los 3000 a 5000 Kg forma un tipo interesante de maquinarias. Puede ser con motor incorporado para producir la vibración o bien producir ésta por medio de una transmisión --

elástica a partir del toma-fuerzas del tractor. Son muy apropiados para compactar arenas y graves no cohesivas o ligeramente cohesivas, así como terrenos naturales rocosos, siempre que los fragmentos de roca sean pequeños. En suelos cohesivos no dan buen resultado pues la vibración que producen en las partículas, no suelen ser suficientes para vencer la cohesión existente entre ellas y como consecuencia su efecto sobre el material, es el puramente estático.

De este tipo de máquinas hay gran experiencia y es aplicable para compactar, bases, sub-bases, suelo-cemento, etc. En capas de 20 ó 30 cm., entre 6 y hasta 10 pasadas y a velocidad de trabajo al rededor de los 20 metros por minuto, y se ha obtenido buenos rendimientos y magníficos resultados.

Suele ser una máquina sin problemas, con lo que se consigue trabajar turno tras turno sin otras paradas que las propias para su mantenimiento. El mayor cuidado hay que prestarlo en las que llevan motor incorporado, ya que por muy bien aislado que se encuentre de la vibración propia de la máquina, es imposible hacerla desaparecer totalmente. Los que no llevan motor incorporado suelen dar la lata con la transmisión elástica desde el tomafuerzas del tractor.

Compactadores vibratorios pata de cabra, estos rodillos fueron contruidos pensando en compactación de suelos cohesivos y en particular en los terrenos arcillosos, pues al concentrar las fuerzas estáticas y dinámicas sobre áreas pequeñas, es más fácil conseguir la energía necesaria y suficiente para romper las fuerzas de cohesión, entre sus partículas.

Las patas de estos rodillos producen una acción mezcladora y -rompedora muy beneficiosa, sobre todo si el terreno no es homogéneo. También favorecen la unión entre las diferentes tongadas, pues al quedar la superficie de cada capa distorsionada, ésta se compacta junto con la siguiente eliminando la tendencia, la laminación o separación de éstas.

Supercompactadores pesados remolcados, me refiero a los que poseen peso propio entre 8 y 10 toneladas. De ellos dire que -- además de poder realizar el mismo trabajo que los de series anteriores, más ligeros, pero en tongadas de mayor espesor, están especialmente indicados para la compactación de suelos rocosos no cohesivos o ligeramente cohesivos. Para la compactación de roca, el espesor de la capa debe ser función del tamaño máximo y del porcentaje de granos finos.

Los equipos vibratorios en el intervalo de presiones 0.5-1.0 - kg/cm^2 rompen la tensión capilar en los suelos friccionantes y en las zonas de más altas presiones, que requieren las arcillas, en el orden de 6-8 kg/cm^2 .

En los procedimientos de compactación por impacto es muy corta la duración de la transmisión del esfuerzo. Los equipos que pueden clasificarse dentro de este grupo son los diferentes tipos de pisones, cuyo empleo está reservado a áreas pequeñas y ciertas clases de rodillos apisonadores (tamper) semejantes en muchos aspectos a los rodillos pata de cabra, pero capaces de operar a velocidades mucho mayores que éstos últimos, lo que produce un efecto de impacto sobre la capa de suelo que se compacta.

Los pisones pueden ir desde los de tipo más elemental, de caída libre y accionados a mano, hasta aparatos bastante más complicados movidos por compresión neumática o por combustión interna. Sobre todo por razones de costo, en todos los casos su empleo está limitado a determinadas partes de la estructura -- vial, tal como zanjas, desplantes de cimentación, áreas adyacentes a alcantarillas o estribos de puentes, coberturas de alcantarillas, etc. y en donde no puedan usarse otros equipos de compactación de mayor rendimiento, por razones de espacio o por temor al efecto de un peso excesivo. Los pisones de caída libre pueden ser desde simples masas unidas a un mango y accionadas por un hombre, hasta masas de 2 ó 3 ton que se izan con cables y se dejan caer desde uno o dos metros de altura.

Se trata de unas placas de hierro de superficie de contacto lisa de 0.5 m^2 , de forma rectangular y con un peso que oscila entre las 2 y 3 ton, las cuales se elevan mediante cables hasta una altura de 1.5 a 2 mts sobre el suelo y se deja caer libremente sobre el mismo. Para ello se necesita una máquina adicional tal como una excavadora, grúa, etc.

La presión de contacto que produce la caída es muy alta y comprime en combinación con una cierta sacudida hasta los suelos pesados, rocosos. Es únicamente en la compactación de roca donde puede ser interesante.

Los pisones neumáticos o de explosión se levantan del suelo debido a la explosión de un motor, que por reacción contra el mismo produce la suficiente fuerza ascendente para elevar toda ella -- unos 20 cm. Al caer ejerce un segundo efecto compactador dependiente de su peso y altura de elevación.

Estos pisones son muy apropiados para suelos cohesivos, aunque también dan resultado con otra clase de material. Son muy buenos para la compactación de zanjas, bordes de terraplenes, cimientos de edificios, etc. La habilidad del operador es decisiva en el rendimiento y calidad del trabajo. Los pisones grandes, de 500 a 1,000 Kg. llegar a compactar incluso tongadas de unos 30 centímetros de espesor en 4 ó 6 pasadas.

Estas máquinas, sin embargo, tienen un defecto grave y es el elevado número de horas de avería por hora útil de trabajo.

Actualmente se fabrican pisones con peso desde 30 hasta 1,000 kg. Pisones de media tonelada han producido excelentes compactaciones con 5 ó 6 cubrimientos sobre capas de 20 a 25 cm; se ha reportado rendimientos del orden de 200 a 250 m³/h.

Los rodillos apisonadores (tamper) operan a velocidades de 20 ó 25 Km/h, y ello, unido a la forma, las dimensiones y la separación de sus patas, hace que su efecto sobre el suelo sea básicamente el de una compactación por impacto. Todavía no se han estudiado suficientemente los resultados obtenidos al usar estos rodillos, pero parece que su mejor rendimiento se logra en los suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizada.

IV.4 Compactación de Pedraplenes

Los enrocamientos se compactan actualmente con rodillos vibratorios de 10 a 15 ton. de peso, cuando son relativamente limpios y no están formados por fragmentos muy grandes, de más de 30 cm. - Los enrocamientos más gruesos o los de escasa altura, formados por material muy bien graduado, puede compactarse con un tractor pesado, con mínimo de 4 pasadas. Los enrocamientos contaminados, con más de 15% de material fino plástico, se han compactado exitosamente con rodillos neumáticos muy pesados, de 50 ton. o aún más.

El espesor de las capas de pedraplenes depende del tamaño máximo de los fragmentos de roca. Los fragmentos de menos de 30 cm. suelen disponerse en capas de 50 cm. de espesor de estado natural o suelto. En el caso de los grandes fragmentos, este espesor puede aumentar hasta un metro o más.

Es una norma muy recomendable para la construcción de grandes pedraplenes el seleccionar cuidadosamente al material producto de la excavación de un corte o del préstamo de roca, separándolo de dos tipos, uno de ellos con fragmentos menores de 30 cm. y el otro, con los fragmentos mayores. Esta clasificación ha de hacerse en el frente de trabajo. Conviene colocar la parte más fina en el centro del pedraplen, dejando los fragmentos grandes para las zonas adyacentes a los taludes.

La experiencia ha demostrado que es una práctica recomendable para reducir la compresibilidad de los pedraplenes de humedecimiento del material al colocarlo. Este hecho está corroborando por -

investigación de laboratorio, donde se ha visto que al hacer pruebas de compresibilidad a los materiales gruesos y someterlos en un momento dado a un humedecimiento intenso, se produce en ese momento un aumento drástico y muy rápido en la deformación. De esta manera, la práctica del humedecimiento conduciría a producir la deformación del pedraplén durante la construcción, evitando que se presentase posteriormente. Las razones de este aumento rápido de deformabilidad con el humedecimiento no están del todo dilucidadas, pero se han relacionado con cierto reblandecimiento de las aristas y picos de los fragmentos de roca, que toleran menos cuando están humedecidos, las concentraciones de esfuerzo que en ellos se producen.

Según la información disponible en la actualidad el agua debe incorporarse a razón de 300 ó 400 lt/m³.

Hay muchas presas de escollera que, están construidas con un material de graduación extensa, con muchos finos, que forma una masa compacta, que empieza a llamarse escollera cerrada, del mismo modo que se llaman aglomerados cerrados en oposición a aglomerados abiertos los aglomerados de graduación completa empleados en firmes de carretera.

La escollera cerrada en muchas veces consecuencia del empleo de una roca poco resistente, que se fragmenta durante la colocación o apisonado, pero otras veces se obtiene añadiendo materiales finos que rellenen los huecos. El deseo de obtener un material compacto viene del empleo de rocas meteorizables, esperando

se que, con todos sus huecos rellenos, se descompondrán muy lentamente y, en último caso, su descomposición no producirá asentamientos suplementarios.

En cuanto a la forma de colocación, la escollera vertida se coloca en capas de gran altura, regándola con agua a presión en gran cantidad. Esta cantidad varía según los casos, especialmente por la calidad de la roca, habiéndose llegado a cinco veces el volumen de la escollera, aunque parece más frecuente la cifra del doble.

IV.5 Tablas de Relación Suelo-Equipo y Fórmula del Rendimiento

Las tablas que a continuación se dan, se refieren a las características de utilización de los suelos, en lo que respecta al problema de compactación y desde el punto de vista del orden de presentación del material, se ha juzgado preferible citar, en conjunto, -- sin fragmentaciones que limiten el panorama global.

Es obvio que deberá colocarse hasta cierto punto en guardia contra este tipo de información de carácter tan general y condensado; unas tablas como las expuestas pueden ser una excelente norma de criterio, pero desde luego no exime al ingeniero encargado de una obra particular de la obligación de hacer todos los estudios en detalle que se requieran para definir claramente las condiciones concretas a que haya que enfrentarse.

Como ya se dijo, en un proyecto específico suelen fijarse los requerimientos de compactación estableciendo un cierto peso volumétrico seco que se debe alcanzar con el equipo que se utilice.

Ha de comentarse, por cierto, que con frecuencia los ingenieros olvidan el aspecto de representatividad de la prueba de laboratorio -- que utilizan y les basta ampararse en un proceso suficientemente enérgico como para confiar en que se están estableciendo niveles de compactación lo bastante alto como para obtener en el campo un material de buen comportamiento, independientemente de que rara -- vez o casi nunca se investigan las características finales de este material.

Este es quizá el error más común o la deficiencia más grave en relación con el manejo práctico de las técnicas de compactación.

CARACTERÍSTICAS DE UTILIZACION DE LOS SUELOS, AGRUPADOS SEGUN SOCS.

SIMBOLO	CARACTERÍSTICAS DE COMPACTIBILIDAD	PESO VOLUMETRICO SECO MAX. TI PICO (PROCTOR 3 ESTANDAR TON/M ³)	COMPRESIBILIDAD Y -- EXPANSION	PERMEABILIDAD Y CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE	CARACTERÍSTICAS COMO MATERIAL DE TERRAPLEN	CARACTERÍSTICAS COMO SUBRASANTE	CARACTERÍSTICAS -- COMO BASE	CARACTERÍSTICAS COMO PAVIMENTO PROVISIONAL	
								C/REYES TIMIENTO LIGERO	C/TRATAMIENTO -- ASFALTICO
GM	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.9 a 2.1	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Muy estable	Excelente	Muy buena	Regular a mala	Excelente
GP	Buenas. Rodillos lisos vibratorios rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.8 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Estable	Buena a Excelente	Regular	Pobre	Regular
GM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra ligeros.	1.9 a 2.2	Ligera	Semipermeable. Drenaje pobre	Estable	Buena a Excelente	Regular a mala	Pobre	Regular a pobre
GC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.8 a 2.1	Ligera	Impermeable Mal drenaje	Estable	Buena	Regular a buena	Excelente	Excelente
SM	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.7 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable - Buen drenaje	Muy estable	Buena	Regular a mala	Regular a mala	Buena
SP	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.6 a 1.9	Prácticamente nula	Permeable - buen drenaje	Razonablemente estable en estado compacto	Regular a Buena	Mala	Mala	Regular a mala
SM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.7 a 2.0	Ligera	Impermeable Mal drenaje	Razonablemente estable en estado compacto	Regular a Buena	Mala	Mala	Regular a mala
SC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.6 a 2.0	Ligera a media	Impermeable Mal drenaje	Razonablemente estable	Regular a Buena	Regular a Mala	Excelente	Excelente

El rendimiento de cualquier compactador se expresa en metros cúbicos/hora, así que:

$$\text{Rendimiento} = \frac{Vc \text{ (m}^3\text{)}}{h \text{ (hora)}} = \text{m}^3/\text{h}$$

Donde:

$$Vc = L \times A \times C$$

L = Longitud tramo compactado

A = Ancho tramo compactado

C = Espesor capa compactada

Ancho (A) y un espesor uniforme de la capa (C), resulta:

$$V = L \times A \times C$$

El rendimiento de cualquier máquina compactadora quedará influenciado por el ancho del rodillo compactador, por el número de pasadas, variables según la composición y humedad del suelo, y por la velocidad media que se aplique. De aquí que la fórmula general será:

$$\text{Rendimiento} = \text{m}^3/\text{hr} = \frac{A \times C \times V \times 1,000}{P}$$

Donde:

A = Ancho del rodillo en metros

C = Espesor de la capa en metros

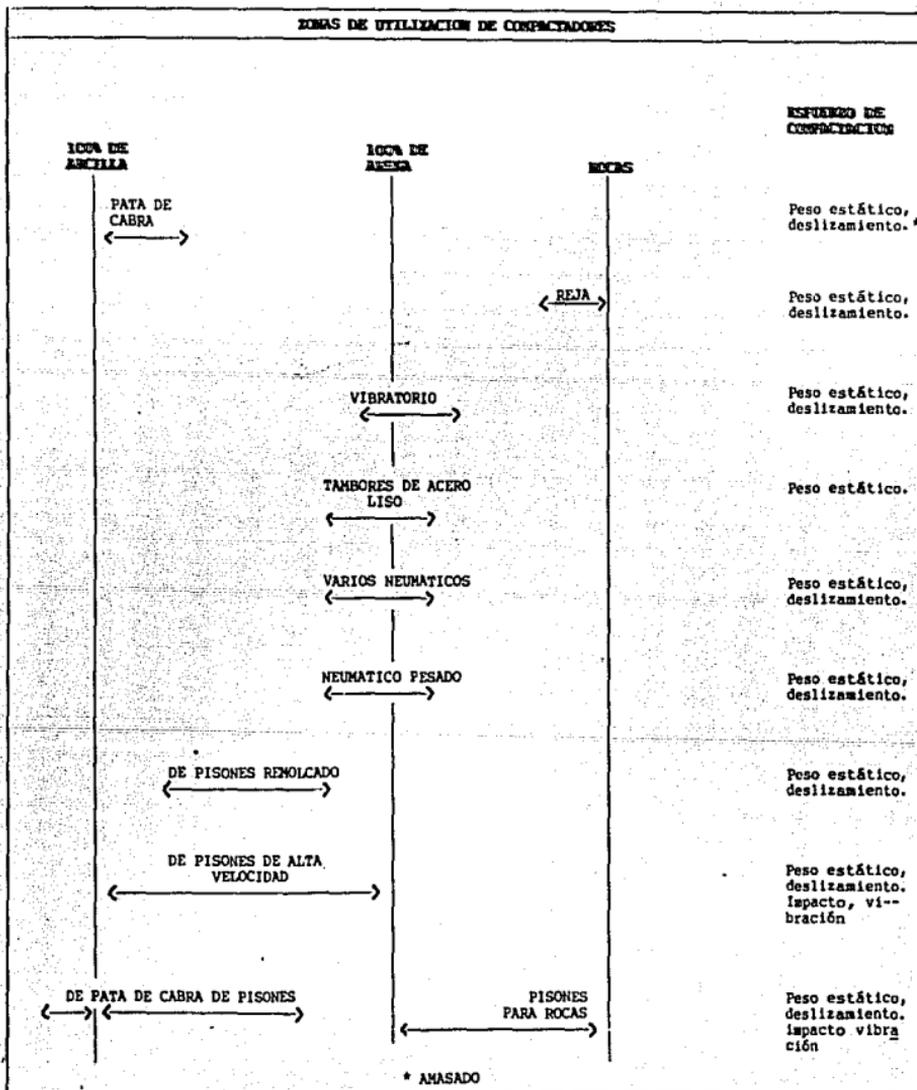
V = Velocidad en Km/hr.

P = Número de pasadas en una hora

TIPOS DE EQUIPO EMPLEADOS EN COMPACTACION SUPERFICIAL Y SU APLICABILIDAD

		REQUISITOS PARA ALCANZAR UNA COMPACTACION DE 95 a 100 PORCIENTO DE LA MAXIMA DENSIDAD OBTENIDA EN LA PRUEBA PROCTOR ESTANDAR				
TIPO DE EQUIPO	APLICABILIDAD	ESPESOR DE LA CAPA COMPACTADA EN CM.	No. DE PASADAS	DIMENSIONES Y PESO DEL EQUIPO	VARIACIONES POSIBLES EN EL EQUIPO DE COMPACTACION	
Rodillos pata de cabra	Para suelos de gramo fino a suelos de grano grueso que contengan más del 20 por ciento que pase la malla N 200. No son apropiados para suelos granulares gruesos y limpios. Son particularmente adecuados para compactar la zona impermeable de presas de tierra o revestimientos, casos en que resulta importante la unión correcta entre capas.	15.0	4 a 6 pasadas para suelos finos 6 a 8 pasadas para suelos gruesos	Arena de contacto de la pata cm ² Tipo de suelo Suelo fino I ₂₋₃₀ Suelo fino I ₂₋₃₀ Suelo grueso (10-14 in ²) La eficiente compactación que los suelos con contenidos de agua superiores al óptimo requieren menor presión de contacto que el mismo suelo con contenidos de agua menores que el óptimo.	Presión de contacto de la pata -- Kg/cm ² (250-500 psi) 14 a 28 (200-400 psi) 10 a 17 (150-250 psi)	Para trabajos en presas, carreteras y aeropuertos, generalmente es utilizado el rodillo con cilindro de 152.4 cm (60 pulg) de diámetro, cargado linealmente con 5 a 10 ton/m (1.5-3.0 ton/pie) de largo del cilindro. Para proyectos de magnitud más reducida se emplea el cilindro de 101.6 cm (40 pulg) de diámetro, cargado linealmente con 2.5 a 5.8 ton/m (0.75-1.75 ton/pie) de largo del cilindro. La presión de contacto de la pata debe ser controlada a fin de eliminar la falla del suelo por cortante en la tercera o cuarta pasada.
	Rodillos neumáticos	Para suelos gruesos limpios que tengan del 4 al 8 por ciento que pase la malla No. 200 Para suelos finos, o suelos gruesos bien graduados con más de 8 por ciento de finos que pasan la malla No. 200.	25.0 15 a 20	3 a 5 4 a 6	Para compactación de materiales granulares limpios o de una base. Las llantas estarán infladas con 4.2 a 5.6 Kg/cm ² (60 a 80 lb/pulg ²) de presión. La carga por rueda varía entre 8.2 y 11.4 ton (18,000 y 25,000 lbs.). La presión de inflado en exceso de 4.6 Kg/cm ² (65 lb/pulg ²) se utilizará para suelos finos de atlasticidad. Para arenas limpias y uniformes o limos con arena fina, empléense llantas gigantes con presiones de 2.8 a 3.5 Kg/cm ² (40-50 lb/pulg ²)	Se dispone de una amplia variedad de equipo de compactación con llantas neumáticas. Para suelos cohesivos, los rodillos neumáticos ligeros, tales como los de rueda oscilante pueden ser sustituidos por rodillos neumáticos pesados con tal de reducir el espesor de la capa por compactar. Para suelos sin cohesión son recomendables las llantas de gran tamaño para eliminar la falla por cortante y la formación de surcos.
Rodillos lisos	Adecuados para compactar mezclas de grava-arena bien graduadas en subrasantes o bases de caminos. Pueden ser usados para otros suelos finos como en presas de tierra. No son adecuados para arenas limpias bien graduadas o arenas limosas uniformes.	20 a 30 15 a 20	4 6	El tipo de rodillos en tándem para compactación de bases o subrasantes, será de 10 a 15 ton de peso y carga lineal de 54 a 90 Kg/cm (300 - 500 lbs/pulg) de ancho de rodillo trasero. El rodillo de 3 ruedas para compactar suelos finos pesará desde 5 a 6 ton para materiales de baja plasticidad, hasta 10 ton para materiales de alta plasticidad.	Son comunes los rodillos (o aplandadoras) de 3 tambores con un intervalo muy amplio de medidas. Se fabrican rodillos de 2 tambores en tándem con pesos entre 1 y 20 toneladas. Rodillos en tándem de 3 ejes se usan generalmente para pesos entre 10 y 20 ton. Rodillos muy pesados se emplean para allanar las subrasantes o bases de caminos.	
Compactadores vibratorios de placas	Para suelos granulares gruesos con menos del 12 por ciento que pase la malla No. 200. Es más apropiada para materiales con 4 a 8 por ciento que pase la malla No. 200 colocados en edo. muy húmedo.	20 a 25	3	Las placas no deben pesar menos de 91 Kg (200 lbs). Pueden usarse en tándem si el espacio de trabajo lo permite. Para suelos granulares gruesos y limpios, la frecuencia de la vibración será por lo menos, igual a 1,600 ciclos por minuto.	Existen placas, tanto propulsadas manualmente como autopropulsadas, simples o múltiples, con anchos desde 0.46 hasta 4.57 m (1.5 - 15 pies). Varios tipos de equipos con rodillos vibratorios pueden resultar adecuados para compactación de áreas grandes.	
Tractor de Orugas	Es el más adecuado para suelos gruesos granulares con menos de 4 a 8% que pasa por la malla No. 200 colocadas en edo. muy húmedo	20 a 25	3 a 4	Para alta compactación no menor que el tractor tipo D-8 con cuchilla y 15.6 ton (34,500 lbs) de peso.	Tractores de orugas con pesos hasta de 27.2 ton (60,000 lbs).	
Pisón (Balestrina)	Es el empleo en todos aquellos lugares donde existen dificultades de acceso y de maniobras como rellenos de zanjas o trincheras. Satisfactorio para compactar todos los suelos inorgánicos	10 a 15 para limos o arcillas 15 para suelos gruesos	2	El peso mínimo es de 13.6 Kg (30 lbs). El intervalo de variación es considerable, dependiendo de las condiciones y materiales.	Pueden pesar hasta 114 Kg (250 lbs) con diámetro del pisón de 10 a 25 cm.	

ZONAS DE UTILIZACION DE COMPACTADORES



* AMASADO

Tipo de compactador	Arenas			Gravas				Gravas y arenas tratadas		Aglomerados			Tratamientos superficiales
	Arenas limosas o arcillosas	Arenas limpias mal graduadas	Arenas limpias bien graduadas	Gravas plásticas	Grava mal graduada	Grava bien graduada	Grava con elementos muy gruesos	Con cemento	Con escoria	Aglomerado frío grava-betún	Aglomerado caliente abierto	Aglomerado caliente cerrado	
Rodillo de llanta lisa		Ineficaz.		Poco eficaz, a emplear sólo en espesores pequeños (< 10 cm).	Relativamente eficaz en grava gruesa; no emplear en curva con bolsa de arena.		Ineficaz.	Estos materiales son compactados por la combinación de un rodillo vibrante pesado doble (dos a cuatro pasadas y algo de precompactación) y de un compactador de neumáticos pesado (unas diez pasadas) que llegue hasta 5 t de carga por rueda y de 7 a 10 bars de presión de inflado.		Poco eficaz.	Material a compactar por combinación de un rodillo de llanta lisa y de un compactador de neumáticos. Es menos indeseable que en el tipo siguiente el empleo del rodillo de neumáticos en calzada. Empleo de vibrantes posible, pero no usados en Francia.	La compactación del aglomerado debe seguir reglas precisas: "neumáticos en cabeza", rodillo de llanta lisa detrás. Problemas de temperatura y de pegado de las gravillas. Posibilidad de empleo de péliculas antiadherentes sobre los neumáticos. En el extranjero se reemplaza alguna vez el rodillo de neumáticos por máquinas vibrantes que parecen eficaces.	Si bien se han empleado hasta ahora los rodillos de llanta lisa deben proibirse.
Rodillo de pata de cabra +		Poco adaptado.		Utilizable si no tiene elementos gruesos.	Poco adaptado.		Ineficaz.			Inadaptado; a proibir.			A proibir.
Rodillo de rejilla		Ineficaz.	Problemas más o menos similares a los de las gravas sin tratar correspondientes y a veces a una sensibilidad al agua más elevada	Utilizable sobre todo si hay elementos gruesos a romper.	Poco eficaz, a proibir si la curva tiene bolsa de arena; puede utilizarse con curvas gruesas.		Muy indicado si el material es bastante blando.			Inadaptado; a proibir.			A proibir.
Rodillo de neumáticos +	Problemas más o menos similares a los de los suelos finos correspondientes	Plantea problemas de movimiento (trafficability).		Bien adaptado a estos suelos (poco medio) capa 20 cm.	Bien adaptado.	Materiales a compactar según las reglas aplicadas a las gravas tratadas	Debe ser muy pesada y aun así es poco eficaz.			Muy apto; carga proporcional al espesor.			Es la única máquina válida para este trabajo.
Cilindros vibrantes		Bastante bien adaptado o bien adaptado.		Bien adaptado sobre todo si la plasticidad es débil, espesor notable.	Riesgo de segregación.		Muy eficaz si es pesado.	Problema de humedad que debe estar comprendida entre la óptima Proctor modificado y —2.	Casi insensible al agua.	Muy adaptado; es de esperar progresos en este campo.			A proibir.
Placas vibrantes		Bastante bien adaptado.		Bastante bien adaptado o bien adaptado.	Riesgo de segregación.		Eficaz si es pesada.			Puede convenir.			A proibir.
Compresores por percusión		Ineficaz.		Bastante bien adaptado o bien adaptado.	Poco apto salvo casos particulares.		Posible empleo de pisón-grúa.			A evitar.			A proibir.
Observaciones especiales		Suelos difíciles de compactar. Una humedad elevada facilita la compactación; suelos que se pueden descompactar fácilmente.		Problemas ocasionales por la humedad; creemos más peligrosos, no obstante, que con los suelos finos.	Problemas de inestabilidad después de compactar, carecen más de firmeza que los mediocres.		Plantea problemas especiales de fragmentación y de relleno controlado mediante medida eléctrica de asientos.	Problemas de circulación de obra.	Circulación recomendada (sobre compactación).	Estos materiales pueden presentar problemas de inestabilidad mecánica o por el contrario exceso de huecos, como promiso delicado.	Fórmula de aglomerados para autopistas y refuerzo de carreteras importantes.	Fórmula de aglomerados para autopistas y refuerzo de carreteras importantes.	
								Obtención del 95 a 100 % de γ_c Proctor modificado.	Obtención del 100 al 105 % de γ_c Proctor modificado.				

IV.6 Equipos de Compactación Profunda

VIBROFLOTACION

Se denominá Vibroflotación a un proceso por el cual se compactan arenas y suelos arenosos con fines de mejorar sobre todo sus características de capacidad de carga, para soportar cimentaciones generales superficiales.

La pieza central y clave del sistema, es el Vibroflot, (según la patente americana) 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 ton. y mediante su masa excéntrica interna, puede desarrollar una fuerza horizontal de 10 ton. a 1,800 r.p.m., 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 (60 a 80 g.p.m.) con una presión de 4 a 6 Kg/cm² (60 a - 80 psi).

El proceso de densificación en un punto dado de una cuadrícula seleccionada previamente, se inicia con el hincado de Vibroflot en el terreno arenoso, merced al chiflón interior 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 mts. 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 profundidad deseada.

Al alcanzar la profundidad de proyecto, el chiflón inferior se cierra y empiezan a operar los chiflones superiores que dirigen su flujo hacia abajo, moderando el gasto para hacer que la arena se deposite en el fondo.

La densificación propiamente dicha, empieza cuando al Vibroflot, 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.

En arenas limpias gruesas, el incremento de la densidad ocasiona un correspondiente aumento en el consumo de energía de 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.

Al iniciarse la vibración, el terreno aún suelto, ofrece poca resistencia a los desplazamientos del cabezal y la intensidad de corriente es baja, pero a medida que se compacta ofrece mayor resistencia al desplazamiento y la intensidad de corriente sube.

Con este procedimiento se forman columnas de 2.4 a 3 mts. 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 mts. de diámetro y decrece a 0.6 ó 0.9 mts. en arenas con más del 20% de finos.

La experiencia indica 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 vibración al suelo y por lo tanto lo 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 ocurra 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.

En la tabla, recopilada por Mitchell, se presentan algunas experiencias del método.

T A B L A

EJEMPLOS DE LA APLICACION DE COMPACTACION POR VIBROFLOTACION

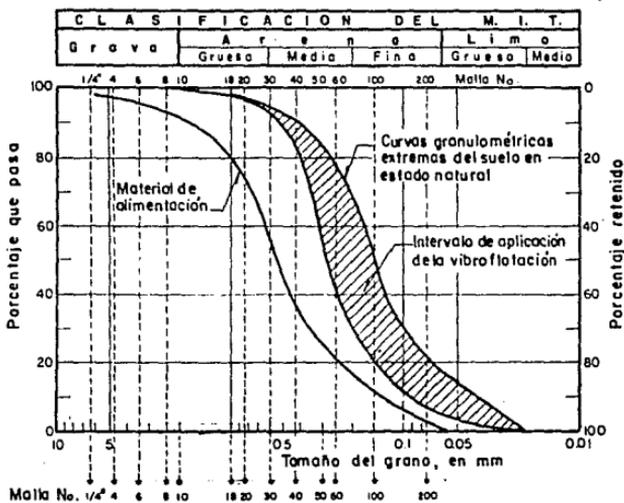
PROYECTO	FECHA	SUELO	PROF. m	AREA TRATADA m ²	ESPACIAMIENTO DE INSERCCIONES m ²	DENSIDAD RELATIVA		PUBLICADA POR
						INICIAL %	FINAL %	
EDIFICIO	1951	arena	7.2	878	2.0	43	80	Schneider (1958)
SILO	1940	arena y grava	4.8	- - -	- - -	83	85 e 90	Cassel (1958)
PRISA ENDERS	1948	arena bien graduada 14% finos	8.1	- - -	2.4	47	79	USAR (1949)
HORNO Y CHIMENEA	1949	arena y grava	2.7 e 4.9	838	2.1 e 2.4	7 e 58	70 e 100	Fruhuf (1949)
PLANTA DE POBPTO	1951	arena limpia -- suelta	2.7	14494	2.3	33	78	D'Appolonia -- (1955)
MOLINO DE CELULOSA	1952	arena fina	4.9 e 8.1	18288	2 e 2.4	0 e 40	75 e 92	Myskowski (1953)
HANBAR		arena gravosa y grava arenosa	6.1 e 9.1	2328	- - -	0	80	Cassel (1956)
PLANTA DE FUERZA	1954	grava arenosa	- - -	- - -	- - -	35 e 80	85 e 95	Cassel (1956)
ISLA DE ARENA PARA TUNEL	1975	arena bien graduada	8.1	- - -	2.4 e 2.7	- - -	- - -	Stuerman Murphy (1987)
PLANTA DE FUERZA	1959	arena y grava glaciales	8.2	- - -	1.7 e 2.3	40 e 90	88 e 90	Petersen y -- Nestezenko (1959)
DIQUE SECO	1961	relleno bien graduado	3.4	8317	3	80	75	Tate (1961)
EDIFICIO 20 PISO	1965	arena suelta	7.0	- - -	1.9	- - -	80	Grime y Carthey
PUERTO PESQUERO	1966	arena suelta	6 e 12	32000	2.5		70	Warnholtz (1966)
EDIFICIO	1967	arena fina suelta con inclusiones arcillosas	6.1	- - -	1.8 e 2.8		80	Woodward Clyde and Associates
FABRICA DE FERTILIZANTES EN TIERRA SAHADA	1968	relleno limos - arenas arcillas	7.8	- - -	1.8 e 2.0	- - -	"Columnas de piedra"	Luce (1968)
SILO DE AZUCAR	1968	arena fina, arena limosa, arena arcillosa 30% arcilla	9.1	27181	2.3	- - -	- - -	Webb y Hall (1968)
FABRICA	1968	arena duna 10% 200	6.4	18880	1.8	- - -	- - -	Webb y Hall -- (1968)
TANQUE ACEITE	1968	arena duna suelta	3.7	- - -	- - -	- - -	- - -	Webb y Hall -- (1968)
EDIFICIOS	1968		4.8 e 8.1	2230	2.3	- - -	- - -	Ried (1968)

Las experiencias abarcan desde 1937 a 1968, en suelos francamente arenosos, en ocasiones con gravas. Las profundidades de tratamiento varían entre 3.4 y 12 mts., y el espaciamiento entre inserciones es de 1.7 a 3.7 mts., siendo en promedio de 2.2 mts. La densidad relativa inicial, en promedio de 40%, aumentó en promedio a 83% con casos mínimos de 70%.

El diseño de un tratamiento por Vibroflotación, requiere que se especifique la densidad relativa que deba alcanzarse así como la distribución geométrica de los puntos de vibrado.

D'Appolonia, Miller y Ware han encontrado que: La densidad relativa, no pasa del 70% en puntos situados a más de 0.9 mts. de un punto compactado por vibroflotación; el traslape es pequeño, cuando los puntos de vibrado están separados más de 2.4 mts.; espaciamientos menores de 1.8 mts. dan densidades relativas mayores del 70% dentro del arena compactada; se pueden superponer los efectos de compactaciones adyacentes; distribuciones triangulares y cuadradas dan más o menos los mismos resultados, pero se prefiere la triangular porque da un mayor traslape, frecuentemente se escogen espaciamientos entre 2.1 y 2.4 mts.

La gráfica siguiente nos muestra los límites de aplicabilidad de este método relacionado con la granulometría del suelo por compactar.



HINCADO DE PILOTES PARA COMPACTAR ARENAS

Pueden hincarse en arena suelta para compactarla y aumentar la capacidad de carga. Al hincar pilotes en una capa de arena suelta se compacta el material, en parte, debido a la disminución en la relación de vacíos necesarios para compensar el volumen de los pilotes, y en parte, por el efecto compactador de las vibraciones producidas por el hincado.

Como el objeto de los pilotes para compactar es simplemente aumentar la compacidad de la arena, la resistencia estructural de los mismos es de poca trascendencia. En realidad, puede ser suficiente hacer un agujero hincando un mandril con la forma de un pilote y secándolo, relleno luego el agujero con arena compactada.

Por este procedimiento, se aumenta la compacidad del material, pero no se dejan pilotes en el terreno. Los pilotes de bulbo de Franki sin ademe son muy usados para compactar arenas sueltas.

Ordinariamente, los pilotes con mucha conicidad son los más efectivos y económicos. Si la estructura se va a apoyar en zapatas sobre pilotes, éstos deben hincarse en grupos y los pilotes más interiores de cada grupo deben hincarse primero para obtener la máxima y más uniforme compactación debajo de cada zapata. Si se va a apoyar la estructura en una losa de cimentación sobre pilotes, éstos deberán estar uniformemente espaciados en toda el área.

La carga de proyecto que se asigne a los pilotes para compactación es necesariamente algo arbitraria. Si los pilotes se hincan

hasta obtener la misma penetración por golpe en todos ellos, sus longitudes irán disminuyendo progresivamente, porque cada pilote se hincan en arena algo más compacta que el anterior. Además si se interrumpe el hincado del primero del grupo cuando la resistencia al hincado es relativamente baja, la reanudación de la -- hincan después de hincar los pilotes vecinos, acusarán una resistencia incrementada, debido al aumento en la compacidad relativa y en la presión de confinamiento originada por el hincado de los pilotes vecinos.

En las obras pequeñas, usualmente se asignan cargas de 20 ton. a los pilotes de madera para compactación y 30 a los precolados de concreto o colados en el lugar. Los pilotes usualmente se hincan a las capacidades correspondientes que indica la fórmula del -- Engineering News:

$$R = \frac{16.68 W_h^c H}{S + 0.25}$$

Donde:

R = Resistencia a la penetración dinámica de un pilote en Kg.

W_h = Peso del martillo en Kg.

H = Altura de caída del martillo de la piloteadora en cm.

S = Penetración del pilote con el último golpe del martillo en cm.

El que se use la fórmula no implica conocer la capacidad de carga real de los pilotes, sino que debe tomarse como una simple in dicación de que se ha obtenido la compactación adecuada y así --

evitar el exceso de hincado. En las obras grandes, deberán hincar se un grupo de prueba de varios pilotes. Primero se hincan el pilote del centro del grupo, esto debe realizarse hasta que tenga la capacidad indicada por la ecuación de onda y por el registro de hincado de pilote, debiendo ser algo menor que la capacidad deseada para la obra. Al hincar los pilotes siguientes del grupo, deberán obtenerse también los registros del hincado e hincarse a la misma penetración por golpe que el pilote central. Cuando todo el grupo se haya instalado, el pilote central se vuelve a hincar y su capacidad se juzga tomando como base el registro del rehincado. La información permitirá la selección de los criterios adecuados para la obra. Después de haber rehincado el pilote central, deberá sujetarse a una prueba de carga para verificar la equivalencia de la capacidad real y la determinada con la ecuación de onda.

La longitud de los pilotes para compactación es también difícil -- de predecir. Disminuye mucho al aumentar la conicidad. Los pilotes de 20 a 30 ton. de capacidad, que tengan una conicidad de 1.30, rara vez penetran más de 8 mts., aún en arena suelta.

MARTILLOS VIBRADORES

Recientemente, con el desarrollo de los martillos vibrohincadores aplicados a pilotes, tablaestacas, etc., se ha puesto en funcionamiento un nuevo método alternativo para densificar suelos arenosos. En este proceso se combina un martillo vibratorio con un elemento metálico columnar, el cual se va introduciendo verticalmente en cada sitio prefijado, siguiendo un patrón establecido.

En la versión Francesa con Vibrofonneur de Procédés Techniques de Constructions, el elemento columnar está formado por dos perfiles metálicos en forma de "U" unidos espalda con espalda.

En la versión Americana Terra-Probe, de Foster se emplea un ademe tubular circular.

Los suelos donde el método resulta aplicable deben ser granulares y saturados con rango de tamaños entre 3 pulgadas y la malla No. 400, siempre que menos del 25% pase la malla No. 200.

En caso necesario puede añadirse agua para garantizar la saturación. Dado que las vibraciones transmitidas al elemento columnar son básicamente verticales, el hincado se realiza normalmente -- sin ayuda de chiflones de agua.

Al terminar de densificar una zona, la superficie del terreno -- descende y para restituir el nivel debe agregarse nuevo material o bien puede colocarse previamente antes de efectuar el tratamiento del terreno.

VIBROCOMPACTACION

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 vibración compactación; se ha notado que las arenas, aún aquellas saturadas, no se prestan a este procedimiento si contiene un porcentaje demasiado alto de partículas finas (por ejemplo 50% que pasa la malla No. 120, o granos menores que 0.15 mm.).

Para cada trabajo donde se sienta que el método es aplicable, una prueba debe ser efectuada en el sitio.

El método ha sido aplicado con éxito hasta profundidades de 10 a 15 mts., pero no hay razón para que no pudiera ser usado, con un vibrador poderoso, hasta 20 mts.

El 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 tablaestacas 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 espacio de la retícula se determina sólo después de haber realizado varias pruebas pero también depende de la técnica que se aplica por el contratista. Algunos contratistas de hecho prefieren hincar y extraer el elemento más bien rápidamente, permitiendo no más de 3 a 4 minutos de vibración en cada punto de la retícula; en este caso el espaciamiento de la retícula es amenudo re-

ducido a 1.5 x 1.5 mts. Otras compañías creen que sus resultados son mejores cuando se le permite vibrar al elemento por 15 minutos en cada punto, incrementando consecuentemente el espacio, a 2.8 x 2.8 mts. por ejemplo. Con ambos métodos el volumen horario tratado es más o menos el mismo; para una profundidad de 10 mts. un volumen de 300 m³ por hora puede ser esperado. El grado de compactación debe ser verificado inmediatamente después de que el suelo a sido vibrado (por ejemplo el día siguiente) y una medición de la resistencia con penetrómetro o cono debe ser efectuado para cada 10 o 20 puntos de la retícula (dependiendo de la homogeneidad del suelo), y comparada con las mediciones originales en la misma área. De esta manera puede tomarse acciones correctivas si se necesitan mientras el equipo no ha sido movido todavía demasiado lejos.

Los resultados logrados con este método pueden ser reducidos como sigue:

- Los primeros 1 a 2 mts. no se densifican generalmente y deben ser compactados más tarde con un equipo superficial.
- Si el suelo incluye capas limosas o arcillosas, no sufre compactación al nivel de estas 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%.

El proceso puede ser finalmente resumido de la siguiente manera:

a) Estudio del suelo:

- Tipo de suelo
- Compacidad inicial
- Análisis granulométrico
- Número de golpes o resistencia de cono
- Contenido de agua
- Nivel freático
- Profundidad del suelo por compactar
- Compactación requerida
- Dimensiones totales del área de trabajo

b) Prueba en el lugar para determinar el espaciamento de retícula y el tiempo de vibrado para cada punto

c) Vibrocompactación

d) Verificación posterior con número de golpes o resistencia de cono.

CONSOLIDACION DINAMICA

En 1970 nació una técnica denominada compactación intensiva. Su campo de aplicación, inicialmente limitada a los terraplenes y a los terrenos de arenas y gravas, se extendió rápidamente a los -- suelos arcillosos o limosos situados bajo la capa freática; la --

técnica se denominó, a partir de entonces, consolidación dinámica.

El propósito de la consolidación dinámica era mejorar hasta una profundidad considerable (de 10 a 30 mts.) la capacidad portante de un terreno inicialmente compresible, mediante la aplicación - en superficie de esfuerzos dinámicos intensos, según un esquema adecuado en el tiempo y en el espacio; estos esfuerzos son obtenidos por la caída repetida, desde una gran altura (15 a 40 mts.) de una masa de un peso de varias decenas de toneladas (10 a 200 ton.).

El apisonado se efectúa por medio de masas de acero de varias decenas de toneladas levantadas con grúas de gran capacidad o con maquinaria construida especialmente para esta técnica (a partir de 1974). La elección del peso del pisón "M" y de la altura de caída "h" dependen en primer lugar del espesor "H" de la capa a compactar. La energía por golpe "M x h" es un parámetro esencial; varía en la práctica corriente de 150 a 500 toneladas por metro, pero puede alcanzar excepcionalmente 1,000 a 2,000 toneladas por metro.

En primera aproximación este parámetro queda fijado por la relación siguiente:

$$h \times M > H^2$$

Los valores de "h" y "H", están medidos en metros y el de "M" en toneladas.

Podemos indicar que una masa de 8 toneladas de peso mínimo y con una altura de caída por lo menos de 13 metros, tiene las características suficientes para cualquier operación definida por un espesor de materiales compresibles de menos de 10 metros; una masa de 16 toneladas con una altura de caída de 25 metros, es necesario para consolidar una capa del orden de 20 metros.

Por diferentes razones de orden práctico, económico y técnico la tendencia actual es acrecentar las alturas de caída; además se observa una importante mejora del rendimiento energético cuando la velocidad del choque sobrepasa la de transmisión de la onda en el terreno en trance de licuefacción.

El rendimiento depende, asimismo, muy íntimamente de la buena observación de las reglas fundamentales por razones geotécnicas:

- Necesidad de una carga estática mínima de 2 a 3 ton/m², en la profundidad correspondiente al nivel superior de la capa freática.
- Consolidación progresiva de las capas, comenzando por las más profundas y terminando en la superficial mediante una distribución adecuada de los impactos.
- Finalmente el rendimiento es función de la forma y dimensiones de la masa, de la altura de caída, del tiempo y reposo entre las fases etc.

La consolidación dinámica permite tratar diariamente con cada má

quina una superficie que varía entre 300 y 600 m², según las -- energías requeridas: éstas dependen de los espesores a tratar, de las cargas de trabajo requeridas y de la naturaleza de los materiales. En el caso de los terrenos finosaturados, veremos -- que conviene proceder en varias fases; si bien la energía por -- cada fase es menor, el rendimiento global, incluyendo todas las fases conjuntas, es, no obstante, del orden de 300 a 500 m² por cada máquina. Un reposo de varias semanas es necesario entre ca da fase para permitir una disipación conveniente de la presión intersticial, lo que obliga a preveer una superficie mínima para el tratamiento si quiere evitarse inmovilizaciones costosas de las máquinas. En el caso de terrenos arcillosos o limosos, -- los reposos usuales entre fases son de tres semanas; teniendo -- en cuenta un rendimiento diario para cada fase de 100 a 2,000 m² es preciso tratar una superficie mínima de 15 a 30,000 m² en -- cualquier operación que se efectúa sobre este tipo de terrenos. Como consecuencia se pone de manifiesto que esta técnica es -- esencialmente válida para amplias realizaciones (zonas indus-- triales, áreas de almacenamiento, etc).

El terreno a consolidar debe ser acondicionado previamente, aún cuando no sea más que para obtener la resistencia mínima necesaria para soportar el peso de la máquina de apisonado (60 a 120 ton.); es preciso protegerla contra las inclemencias atmosféricas si es sensible a las aguas de lluvia (limo, arcilla) y en -- fin favorecer la evacuación de las aguas que suban a la superfi cie durante el proceso de consolidación mediante zanjas perifé-- ricas de evacuación, drenajes, etc. Por otra parte, la presen-- cia de máquinas de movimiento de tierras (bulldozer o tractocar gadores) pueden ser necesaria durante los períodos de lluvias -- para rellenar los cráteres con tierra, inmediatamente después -- del apisonado.

Bajo la influencia de las presiones de consolidación, las aguas remontan a la superficie e inundan los puntos bajos; su evacuación puede ser favorecida por bombeo de los cráteres. En ciertos casos (terrenos arcillosos saturados desde la superficie) - es útil realizar ante todo drenajes horizontales, que más frecuentemente están constituidos por zanjas de 2 a 3 mts. de profundidad que se rellenan de arena y grava tras colocar en su base tuberías de plástico perforadas.

Hacemos notar, no obstante, que la técnica de la consolidación dinámica permite encubrir los defectos eventuales como la existencia de bolsas de limo compresibles en el seno de un relleno de arena; es suficiente compactarlos con una energía especialmente más grande y reducir así la heterogeneidad de los asentamientos que ellos sufrirían normalmente como consecuencia de la obra.

En el caso de un relleno por métodos secos, la consolidación dinámica no se justifica únicamente cuando se trata de materiales selectos; los materiales de desecho y los escombros de demolición urbana pueden ser tratados también, con tal de que estén exentos de restos orgánicos.

En fin diremos que un relleno efectuado, sea por vía seca o hidráulica, si está bien planificado y controlado, permite en - - ciertos casos reservar para las capas de superficie los materiales más adecuados y reducir así el costo de los cimientos de las, calzadas y estacionamientos.

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 explosivos. El principio básico consiste en generar acciones accidentales similares a las que ocurrirían durante la vida útil de la estructura, para propiciar - su acomodo antes de la construcción.

El fenómeno consiste en excitar la estructura del suelo mediante un incremento relativamente uniforme y repentino de presión de - aire, el cual lo genera el explosivo, transmitiéndolo a través de la fase fluida y sólida del suelo. Esta excitación debe estar comprendida entre 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 condiciones de solución al problema.

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 fluida 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.

Existen tres aspectos que se deben tomar en cuenta para que el uso de esta técnica sea adecuado:

- El explosivo
- El suelo o estrato de suelo por densificar
- La estratigrafía general del suelo y sitio

Además de estudiar los tres aspectos anteriores, se debe pensar en un sistema de instrumentación que permita medir los efectos de cada ensaye para determinar las condiciones óptimas de trabajo y evaluar la mejoría en propiedades del suelo.

Los explosivos se dividen en dos grupos: dinamitas y agentes explosivos. Las dinamitas son mezclas de una substancia llamada sensibilizador y de un medio que desarrolla energía. El sensibilizador es el compuesto que al verse activado por una cápsula, excita el medio que desarrolla la energía y se produce la explosión. El sensibilizador puede ser nitroglicerina. Existen también otros tipos de dinamitas, libres de nitroglicerina, a base de nitrato de amonio, que no contiene agentes explosivos. El agente explosivo es un compuesto químico que no es sensible al fulminante, pero puede liberar una gran cantidad de energía cuando la substancia explosiva se enciende.

Un grupo de cargas explosivas puede activarse con diferencias de milisegundos, lo cual puede hacer variar los efectos y magnitud de la explosión.

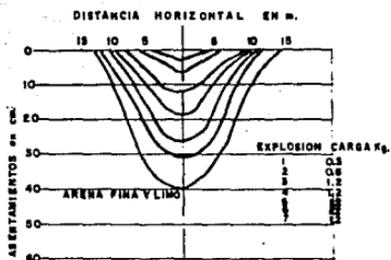
Los componentes de los explosivos mencionados anteriormente pueden combinarse en una multitud de proporciones, encontrándose en el mercado algunos explosivos de proporciones fijas de nitro glicerina o nitrato de amonio. Además se les adicionan diversas sustancias que eliminan en algunos casos los vapores tóxicos, o bien, que los hacen resistentes a la acción del agua.

Como se ve, pueden hacerse multitud de combinaciones para resolver problemas específicos, cambiando las mezclas tradicionales por mezclas nuevas y experimentando en la obra.

Por lo anterior, es muy importante que un experto en explosivos participe en el desarrollo del problema, basándose en las siguientes consideraciones. El suelo es una estructura de partículas sólidas, cuya cohesión es muy pequeña y que puede perder el equilibrio en que se encuentra para alcanzar estados más densos. La excitación que produzca el explosivo debe estar comprendida entre los valores límites descritos anteriormente y de preferencia debe poseer la energía óptima, sin llegar a volar el suelo. Adicionalmente debe tomarse en cuenta que para cada aplicación, se deberá seleccionar el tipo de explosivos más adecuado, así como su distribución y colocación en la masa de suelo, en función de las condiciones de transporte a la obra, condiciones de saturación de la masa de suelo, ventilación del lugar de explosión, características de dureza y densidad del suelo.

Desde el punto de vista práctico, se ha visto que cuando las concentraciones de carga por unidad de volumen se distribuye lo más uniforme posible, la excitación sobre la masa de suelo es ho

mogénea. Por otro lado el efecto de densificación de cargas iguales sobre una misma zona produce para cuatro cargas: 60% de asentamiento en la primera tronada, 25% en la segunda, 10% en la tercera y 5% en la cuarta, sin embargo en la figura siguiente se -- presenta un caso en que los asentamientos para cada carga colocada, son prácticamente constantes, por lo que se considera conveniente utilizar varias cargas tronadas consecutivamente, en lugar de una sólo explosión.



ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES DESPUES
DE EXPLOSIONES SUCESIVAS.

El estrato que es motivo del uso de los explosivos está compuesto por definición, por un suelo granular en estado suelto, en la mayoría de las veces se encuentra saturado. Los suelos en los que el proceso de densificación es más efectivo, son aquellos donde el porcentaje de limos es menor de 20% o el porcentaje de arcilla es menor de 5%. El tamaño de las partículas puede variar desde gravas hasta arenas finas. A medida que disminuye la permeabilidad, es decir, que la arena se contamina con finos, el método pierde eficiencia; sin embargo, se encuentran reportados casos de arenas limosas donde el procedimiento funcionó. La destrucción del equilibrio de la estructura es nula y sus cambios en la resistencia sólo se localizan en un radio muy pequeño cercano a la zona de la carga, cuando el suelo es arcilla.

Para poder realizar una evaluación de la aplicabilidad del método en el suelo que se pretende mejorar, es indispensable obtener información sobre sus propiedades índice, tal como granulometría y plasticidad. Asimismo es de vital importancia conocer la posición del nivel freático.

Para que la estimulación de la masa del suelo sea homogénea es conveniente que el suelo esté 100% saturado o casi seco, ya que en caso de estar prácticamente saturado las bolsas de gases amortiguarán el efecto de la tronada y los meniscos que se desarrollan por efecto de la tensión superficial también disminuirán la acción del explosivo. Estos efectos negativos pueden eliminarse si se inunda la zona de prueba, hasta lograr la saturación.

Entre los factores más importantes en la densificación de un sue-

lo por medio de explosivos, están las condiciones de frontera - del depósito. Es indispensable que los suelos por densificar -- tengan fronteras de mayor permeabilidad, sobre todo en la parte superior del depósito, ya que las presiones de poro que se generan tenderán a drenar hacia arriba. El efecto del explosivo -- es, nulificado o sensiblemente disminuido cuando las fronteras del depósito son de menor permeabilidad. En este caso, si los -- excesos de presión de poro no se disipan adecuadamente, la zona de mayor oquedad o la zona suelta sólo se transfiere de una parte del depósito a otra.

Cuando la heterogeneidad del depósito incluye lentes arcillosos que envuelven a las zonas sueltas, el método deja de ser aplicable. Para eliminar la frontera superior impermeable en caso de que ésta se presente, se puede retirar el material si es de pequeño espesor, o bien, agrietarse previamente para que el drenaje ocurra.

Teniendo en cuenta que los factores que intervienen en el fenómeno sólo se pueden evaluar en forma cualitativa y considerando la experiencia obtenida en obras anteriores, se puede estimar el -- éxito en la aplicación del método en tres grados: nula, de dudosa utilidad o francamente útil. En el primer caso es inútil seguir investigando y se desecha el método. En los dos últimos casos es indispensable realizar pruebas con dos fines:

- Decidir sobre la aplicación del método en caso de duda.
- Definir la densidad de carga, esto es, número de barrenos -- por unidad de área, tipo de explosivo, etc.

PRECARGA

Se designa como precarga al sistema de aplicar carga a los suelos de cimentación, previas a las cargas normales de operación de las estructuras en proyecto, teniendo como objetivo incrementar la resistencia de los suelos blandos o sueltos y disminuir su compresibilidad cuando las estructuras definitivas se encuentran en operación.

Las precargas usuales en la práctica del mejoramiento de suelos son: con tierra a base de terraplenes o plataformas; usar la estructura y su carga de operación en aplicación controlada; la prueba hidrostática de recipientes y el abatimiento del nivel de aguas freáticas en el sitio de proyecto, para incrementar los esfuerzos efectivos, al reducir la presión de poro.

En la práctica Europea y en Japón se ha combinado la aplicación de precargas con el uso de drenes verticales a base de perforaciones, rellenas de arena o con la colocación de cartón o plástico, teniendo como objetivo la de acelerar el flujo de agua en el proceso de consolidación y reducir el tiempo de mejoramiento.

La experiencia más frecuente manifestada en la aplicación de precarga en México, es la de tierra, por su facilidad de ejecución, el menor riesgo de fallas de estabilidad, las pocas consecuencias de los asentamientos producidos, el uso del material en las obras programadas y la omisión de una etapa de renivelado, para desplante de grandes tanques de almacenamiento en la industria del petróleo. Las desventajas de este procedimiento son las de requerir

una mayor área de trabajo y en algunos casos en los que no se usa el material con el que se forma la precarga, un mayor costo.

Las precargas con tierra son un proceso constructivo desarrollado a base de terraplenes o plataformas en las áreas en donde se pretende mejorar los suelos de cimentación.

En la planeación de los mismos debe elegirse un banco de la región que cuantitativamente proporcione el volumen requerido y sus materiales sean de la calidad establecida por las normas de terracerías. La geometría de la plataforma o terraplén es una función de la proyección en planta de la estructura por cimentar; de la homogeneidad en cuanto a secuencia, espesor y propiedades mecánicas de los suelos y de las limitaciones de asentamientos diferenciales de la estructura en proyecto. Su altura dependerá de los pesos específicos previstos para el material que constituya el terraplén o plataforma, de manera de proporcionar una precarga como la establecida en las predicciones de estabilidad y de normas por cumplir.

En la mayoría de las experiencias de precarga en México, éstas se proyectan en dos etapas, la primera, la constituye un terraplén estructural construido con las especificaciones propias a su fin, previendo que el mismo incremente el factor de seguridad a la falla general o locales de la estructura en proyecto; la siguiente etapa es propiamente la precarga que por facilidad y economía se forma con los suelos colocados al volteo y bandeados hasta la elección máxima prevista.

La formación de los terraplenes de precarga se inician con el saneamiento del área de desplante de los mismos hasta profundidades variables de 0.50 a 3.00 mts., con objeto de eliminar los suelos superficiales contaminados de material orgánico, procedimiento que se desarrolla a base de bulldozer o dragas de arrastre. Una vez definido el nivel de desplante se inicia el tendido en capas del material para formar el terraplén estructural, compactándose en atención a las normas o especificaciones generadas para el mismo con duopactor o rodillo neumático vibratorio, hasta llegar a la elevación requerida, considerando una sobre elevación que cubra los asentamientos esperados en la precarga, a partir de ésta se realiza propiamente la precarga con material colocado al volteo, bandeando con tractores.

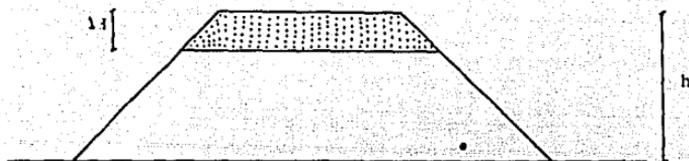
Se propone un método directo para calcular en forma aproximada el espesor de la precarga con la siguiente hipótesis del Ing. Gabriel Moreno Pecero:

Se considera que la variación del esfuerzo normal vertical generado en el suelo de apoyo por la sobrecarga impuesta por el terraplén y la precarga, es lineal con la profundidad. Además se supone que el módulo de compresibilidad del suelo es prácticamente constante.

Sección original



Sección con precarga



$$\Delta H = m_v \Delta_p H$$

$$\Delta_p = \frac{w_o + 0.1w_o}{2}; w_o = \gamma_m h$$

$$\Delta H = 0.55 \gamma_m h m_v H$$

$$\Delta H = (h_1 + \Delta H) 0.55 \gamma_m m_v H$$

$$\Delta H = \frac{0.55 h_1 \gamma_m m_v H}{1 - \gamma_m 0.55 m_v H}$$

Donde:

ΔH = Espesor de la precarga (del mismo material que la terracería)

h_1 = Espesor de proyecto de la terracería

γ_m = Peso volumétrico de terracería

m_v = Módulo de compresibilidad del suelo

H = Espesor compresible del estrato compresible

En cuanto a la deformabilidad, en los suelos, como en todos los materiales, se tendrá la debida al cambio de volumen y la correspondiente al cambio de forma. La primera básicamente generada por

la acción de esfuerzos normales y la segunda principalmente, por la acción de esfuerzos tangenciales.

Resulta entonces que en un suelo donde la deformabilidad que experimente sea fundamentalmente por cambio de forma, será adecuado - diseñar la precarga de manera que produzca ese tipo de deformación. Así, desde este punto de vista, se tiene necesidad de generar en el suelo blando esfuerzos tangenciales.

En vista de la necesidad de generar esfuerzos tangenciales, y teniendo en cuenta que la teoría indica:

$$\bar{\sigma}_{\text{máx}} = \lambda \Delta_p$$

λ = Coeficiente de proporcionalidad

Δ_p = Sobre-carga impuesta

Y además que tal esfuerzo tangencial generado en el suelo, depende, entre otros factores, del talud de la terracería, se utiliza para formar dichas terracerías suelo pesado, constituido por 2 -- partes de arena por 1 de arcilla, en volumen y taludes de 1.5 horizontal por 1 vertical.

En cambio en un suelo blando en donde la deformabilidad que experimenta se debe básicamente a cambio de volumen, será conveniente - pensar en que la precarga logre una mayor influencia de los esfuerzos normales y menores de los tangenciales. En cuanto a los taludes de la terracería los que se han usado con éxito son los - de 3 horizontal y 1 vertical, con estos taludes se observó que el

movimiento del suelo de apoyo fué fundamentalmente vertical.

**V. COSTOS DE LA COMPACTACION Y EJEMPLO DE
SELECCION DE MAQUINARIA**

V.1 Análisis del Costo de los Elementos que Intervienen en el Precio Unitario de una Compactación

CONSTRUCTORA: C. C. C., S.A. DE C.V.		Máquina: <u>CARGADOR FRONTAL</u> Modelo: <u>955 L CATERPILLAR</u> Datos Adic: <u>MOTOR DIESEL</u> <u>SOBRE CRUGAS</u>	Hoja No: <u>1</u> Calculo: <u>I.G.A.I.G.</u> Revisó: <u>J.M.F.S.U.</u> Fecha: <u>NOVIEMBRE 198</u>
OBRA: <u>MONTERRE</u>			
DATOS GENERALES.			
Precio adquisición:	\$ <u>11'005,400.00</u>	Fecha cotización:	<u>NOVIEMBRE 198</u>
Equipo adicional:	_____	Vida económica (V _e):	<u>5</u> años
Valor inicial (V _i):	\$ <u>11'005,400.00</u>	Horas por año (H _a):	<u>2000</u> hr/año
Valor rescate (V _r):	<u>15</u> % = \$ <u>1'650,810.00</u>	Motor:	<u>DIESEL</u> de <u>130</u> HP.
Tasa interés (i):	<u>60</u> %	Factor operación:	<u>0.80</u>
Prima seguros (s):	<u>8</u> %	Potencia operación:	<u>104</u> HP op.
		Coefficiente almacenaje (K):	<u>0.80</u>
		Factor mantenimiento (Q):	<u>1.00</u>
I.- CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	$D = \frac{V_i - V_r}{V_e} = \frac{11'005,400.00 - 1'650,810.00}{5 \times 2000}$		935.46
b) Inversión:	$I = \frac{V_i + V_r}{2 H_a} = \frac{11'005,400.00 + 1'650,810.00}{2 \times 2000}$	0.60 =	1,898.43
c) Seguros:	$S = \frac{V_i + V_r}{2 H_a} = \frac{11'005,400.00 + 1'650,810.00}{2 \times 2000}$	0.08 =	253.12
d) Almacenaje:	$A = K D = .80 \times 935.46$	=	748.37
e) Mantenimiento:	$M = Q D = 1.00 \times 935.46$	=	935.46
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ <u>4,770.84</u>
II.- CONSUMOS.			
a) Combustibles: E = s Pc			
Diesel: E = 0.20 x <u>104</u> HP op. x \$ <u>19.00</u> /lt.			\$ <u>395.20</u>
Gasolina: E = 0.24 x _____ HP op. x \$ _____ /lt.			
b) Otras fuentes de energía:			
c) Lubricantes: L = a Pc			
Capacidad aceite: C = <u>18</u> litros			
Cambios aceite: t = <u>100</u> horas			
a = C/t + $\frac{0.0035}{10.0030} \times 104$ HP op. x <u>0.54</u> \$/hr.			
∴ L = <u>0.54</u> \$/hr x \$ <u>225</u> /lt.			\$ <u>121.50</u>
d) Llantas: L _i = $\frac{V_{ll}}{H_v}$ (valor llantas) H _v (vida económica)			
Vida económica: H _v = _____ horas			
∴ L _i = _____ \$/horas			
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ <u>516.70</u>
III.- OPERACION.			
Salarios: S			
operador: \$ <u>803.00</u> x <u>1.6094</u>		=	<u>1292.35</u>
Sal/turno-prom: \$ _____			
Horas/turno-prom: (H)			
H = B horas x <u>0.75</u> (factor rendimiento) = <u>6</u> horas			
∴ Operación O = $\frac{S}{H} = \frac{1292.35}{6}$			\$ <u>215.39</u>
SUMA OPERACION POR HORA			\$ <u>215.39</u>
COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (HMD)			\$ <u>5,502.93</u>

CONSTRUCTORA: C. C. C., S.A. DE C.V.		Máquina: <u>CAMION VOLTEO</u>	Hoja No: <u>2</u>
		Modelo: <u>F-600</u>	Calculo: <u>I.G.A.I.G.</u>
		Datos Adic.: <u>6 m</u>	Revisó: <u>I.M.F.S.U.</u>
OBRA: <u>MONTERREY</u>		<u>CAPACIDAD</u>	Fecha: <u>NOVIEMBRE 198</u>

DATOS GENERALES.		Fecha cotización: <u>NOVIEMBRE 198</u>
Precio adquisición:	\$ <u>2'295,220.00</u>	Vida económica (Va): <u>5</u> años
Equipo adicional:		Horas por año (Haj): <u>2000</u> hr/año
<u>LLANTAS (-)</u>	<u>83,995.00</u>	Motor: <u>GASOLINA</u> de <u>200</u> HP.
Valor inicial (Va):	\$ <u>2'221,225.00</u>	Factor operación: <u>0.80</u>
Valor rescate (Vr): <u>15</u> %	\$ <u>331,683.75</u>	Potencia operación: <u>160</u> HP. op.
Tasa interés (i): <u>60</u> %		Coefficiente almacenaje (K): <u>0.10</u>
Prima seguros (s): <u>8</u> %		Factor mantenimiento (Q): <u>0.80</u>

I.- CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	D:	$\frac{Va - Vr}{Ve}$	$\frac{2'211,225.00 - 331,683.75}{5 \times 2000}$ = \$ <u>187.95</u>
b) Inversión:	I:	$\frac{Va + Vr}{2 Ha}$	$\frac{2'211,225.00 + 331,683.75}{2 \times 200} \times 0.60$ = <u>381.44</u>
c) Seguros:	S:	$\frac{Va + Vr}{2 Ha}$	$\frac{2'211,225.00 + 331,683.75}{2 \times 200} \times 0.08$ = <u>50.86</u>
d) Almacenaje:	A:	KD	<u>0.10</u> X <u>187.95</u> = <u>18.79</u>
e) Mantenimiento:	M:	QD	<u>0.80</u> X <u>187.95</u> = <u>150.36</u>
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ <u>789.40</u>

II.- CONSUMOS.			
a) Combustible:	E:	e Pc	
Diesel:	E:	0.20	MP. op. = \$ <u>30.00</u> / H. = \$ <u>1,152.00</u>
Gasolina:	E:	0.24	MP. op. = \$ <u>30.00</u> / H. = \$ <u>1,152.00</u>
b) Otras fuentes de energía:			
c) Lubricantes:	L:	a Pc	
Capacidad cárter:	C:	<u>12</u> litros	
Cambios aceite:	t:	<u>100</u> horas	
a: C/t + $\frac{10.0035}{10.0030}$			
∴ L = <u>0.68</u> l/hr			\$ <u>153.00</u>
d) Llantas:	Ll:	$\frac{VII}{Hv}$ (valor llantas) Hv (vida económica)	
Vida económica:	Hv:	<u>1940</u> horas	
∴ Ll = <u>83,995.00</u>			\$ <u>43.30</u>
∴ Ll = <u>1940</u> horas			
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ <u>1,348.30</u>

III.- OPERACION.			
Salarios: S	\$ <u>781.00</u>	X <u>1,6094</u>	= <u>1256.94</u>
operador:			
Sal/turno-prom:	\$		
Mult. factor-prom. (H):			
ii: B horas = <u>0.75</u> factor rendimiento)			<u>6</u> horas
∴ Operación: O = $\frac{S}{H}$			\$ <u>1256.94</u> / <u>6</u> horas = <u>\$209.49</u>
SUMA OPERACION POR HORA			\$ <u>209.49</u>
COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (HMD)			\$ <u>2,347.19</u>

CONSTRUCTORA: C. C. C. S. A. DE C. V.		Máquina: <u>MOTOCONFORMADORA</u> Modelo: <u>120 B CATERPILLAR</u> Datos Adic.: <u>MOTOR DIESEL</u>	Hoja No. <u>3</u> Cálculo: <u>I.G.A.I.G.</u> Revisó: <u>I.M.F.S.U.</u> Fecha: <u>NOVIEMBRE 198</u>
OBRA: <u>MONTERREY</u>			
DATOS GENERALES.			
Precio adquisición:	\$ 14'737,500.00	Fecha colocación:	<u>NOVIEMBRE 198</u>
Equipo adicional:		Vida económica (Ve):	<u>5</u> años
<u>LLANTAS (-)</u>	<u>211,184.00</u>	Horas por año (Ha):	<u>2000</u> hr/año
Valor inicial (Vo):	\$ 14'526,316.00	Motor:	<u>DIESEL</u> de <u>125</u> HP
Valor rescate (Vr):	15 % = \$ 2'178,947.40	Factor operación:	<u>0.80</u>
Tasa interés (I):	60 %	Potencia operación:	<u>100</u> HP op.
Primo seguros (s):	8 %	Coefficiente almacenaje (K):	<u>1.00</u>
		Factor mantenimiento (Q):	<u>0.80</u>
I.- CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	D = $\frac{V_o - V_r}{V_e}$	$\frac{14'526,316.00 - 2'178,947.40}{5 \times 2000}$	\$ 1,234.74
b) Inversión:	I = $\frac{V_o + V_r}{2 Ha}$	$\frac{14'526,316.00 + 2'178,947.40}{2 \times 2000}$	0.60 = 2,505.79
c) Seguros:	S = $\frac{V_o + V_r}{2 Ha}$	$\frac{14'526,316.00 + 2'178,947.40}{2 \times 2000}$	0.08 = 334.10
d) Almacenaje:	A = KD	1.00×1234.74	1,234.74
e) Mantenimiento:	M = QD	0.08×1234.74	98.78
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 5,408.15
II.- CONSUMOS.			
a) Combustible: E = e Pe			
Diesel: E = 0.20 x <u>100</u> HP op. x \$ <u>19.00</u> /ll.	= \$ 380.00		
Gasolina: E = 0.24 x _____ HP. op x \$ _____ /ll.	= _____		
b) Otros fuentes de energía: _____	= _____		
c) Lubrificantes: L = a Pe			
Capacidad cárter: C = <u>21</u> litros			
Cambios aceite: τ = <u>100</u> horas			
a = C/ τ + $\frac{0.0035}{0.0030}$ x <u>100</u> HP op. = <u>0.56</u> ll/hr.			
$\therefore L = 0.56$ ll/hr x \$ <u>225</u> /ll.	= \$ 126.00		
d) Llantas: L = $\frac{V_{ll} (valor llantas)}{H_v (vida económica)}$			
Vida económica: H _v = <u>2270</u> horas			
$\therefore L = \frac{211'184.00}{2270}$ horas	= <u>93.03</u>		
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 599.03
III.- OPERACION.			
Salarios: S			
operador: \$ 803.00 x 1.6094 = 1292.35			
Sal/turno-prom: \$ _____			
Horas/turno-prom.: (H)			
H = 8 horas x <u>0.75</u> (factor rendimiento) = <u>6</u> horas			
\therefore Operación: $\frac{S}{H} = \frac{1292.35}{6}$ horas	= \$ 215.39		
SUMA OPERACION POR HORA			\$ 215.39
COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (HMD)			\$ 6,222.57

CONSTRUCTORA: <u>C. C. C., S.A. DE C.V.</u>	Máquina: <u>CANTON PIPA</u> Modelo: <u>F-600</u> Datos Adic.: <u>8000 LTS. (CAP)</u>	Hoja No. <u>4</u> Calculo: <u>I.G.A.I.G.</u> Revisó: <u>I.M.F.S.U.</u> Fecha: <u>NOVIEMBRE 198</u>	
OBRA: MONTERREY			
DATOS GENERALES.			
Precio adquisición:	\$ 2,487,000.00	Fecha colocación:	NOVIEMBRE 198
Equipo adicional:		Vida económica (Vt):	5 años
LLANTAS (-)	69,884.00	Horas por año (Ha):	2000 hr/año
Valor inicial (Vo):	\$ 2,417,116.00	Motor:	GASOLINA de 200 HP
Valor rescate (Vr):	15 % = \$ 362,567.40	Factor operación:	0.80 HP.op
Tasa interés (I):	60 %	Coefficiente almacenaje (K):	0.10
Primo seguros(s):	8 %	Factor mantenimiento (Q):	0.60
I.- CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	$D = \frac{Vo - Vr}{5 \times 2000} = \frac{2,417,116.00 - 362,567.40}{5 \times 2000} = 205.45$		
b) Inversión:	$I = \frac{Vo + Vr}{2 \times 2000} = \frac{2,417,116.00 + 362,567.40}{2 \times 2000} = 416.95$	0.60 =	416.95
c) Seguros:	$S = \frac{Vo + Vr}{2 \times 2000} = \frac{2,417,116.00 + 362,567.40}{2 \times 2000} = 55.59$	0.08 =	55.59
d) Almacenaje:	$A = KD = 0.10 \times 205.45 = 20.54$		20.54
e) Mantenimiento:	$M = QD = 0.60 \times 205.45 = 123.27$		123.27
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 821.80
II.- CONSUMOS.			
a) Combustible: E = e Pc			
Diesel: E = 0.20	HP op. = \$ 160 / hr.		
Gasolina: E = 0.24	HP op. = \$ 30 / hr.		\$ 1,152.00
b) Otras fuentes de energía:			
c) Lubricantes: L = o Pc			
Capacidad cartón: C = 12	litros		
Cambios aceite: t = 100	horos		
o = C/t + $\frac{0.0035}{0.0030}$	HP op. = 0.68	litros/hr.	\$ 153.00
∴ L = 0.68	litros/hr.		\$ 225 / hr.
d) Llantas: LI = $\frac{Vt}{Hr}$ (valor económica)			
Vida económica: H = 2200	horos		
∴ LI = $\frac{69,884.00}{2200}$	horos		31.76
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 1,336.76
III.- OPERACION.			
Salarios: S			
operador:	\$ 781.00 X 1.6094 = 1256.94		
Sol/turno-prom:			
Horas/turno: (H)			
H = 8 h. as x 0.75 (factor rendimiento) = 6	horos		\$ 209.49
∴ Operación: $\frac{S}{H} = \frac{1256.94}{6}$	horos		209.49
SUMA OPERACION POR HORA			\$ 209.49
COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (HMD)			\$ 2,368.05

CONSTRUCTORA: <u>C. C. C., A. DE C.V.</u>		Máquina: <u>VIBROCOMPACTADOR</u>	Hoja No. <u>5</u>
		Modelo: <u>DYNA PACK</u>	Calculo: <u>I.G.A.I.G.</u>
		Detos Adic: <u> MOTOR DIESEL</u>	Revisó: <u>I.M.F.S.U.</u>
OBRA: <u>MONTERREY</u>			Fecha: <u>NOVIEMBRE 198</u>

DATOS GENERALES.			
Precio adquisición:	\$ 6'908,580.00	Fecha cotización:	<u>NOVIEMBRE 198</u>
Equipo adicional:		Vida económica (Ve):	<u>5</u> años
<u>LLANTAS (-)</u>	<u>5,873.10</u>	Horas por año (Ha):	<u>2000</u> hr/año
Valor inicial (Va):	\$ 6'902,706.90	Motor:	<u>DIESEL</u> de <u>120</u> HP
Valor rescate (Vr):	15 % = \$ 1'035,406.00	Factor operación:	<u>0.80</u>
Tasa interés (I):	60 %	Potencia operación:	<u>96</u> HP.op
Prima seguros (S):	8 %	Coefficiente almacenaje (K):	<u>1.00</u>
		Factor mantenimiento (Q):	<u>1.00</u>

I.- CARGOS FIJOS.			
a) Depreciación:	$D = \frac{Va - Vr}{Ve}$	$\frac{6'902,706.90 - 1'035,406.00}{5 \times 2000}$	\$ 586.73
b) Inversión:	$I = \frac{Va + Vr}{2 Ha}$	$\frac{6'902,706.90 + 1'035,406.00}{2 \times 2000}$	0.60 = 1,190.72
c) Seguros:	$S = \frac{Va + Vr}{2 Ha}$	$\frac{6'902,706.90 + 1'035,406.00}{2 \times 2000}$	0.08 = 158.76
d) Almacenaje:	$A = KD$	1.00×586.73	586.73
e) Mantenimiento:	$M = QD$	1.00×586.73	586.73
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 3,109.67

II.- CONSUMOS.			
a) Combustibles: E = e Pc			
Diesel: E = 0.20 x 96 HP op x 19.00 lit.			\$ 364.80
Gasolina: E = 0.24 x _____ HP. op x _____ /lit.			
b) Otras fuentes de energía:			
c) Lubricantes: L = a Pc			
Capacidad cárter: C = 18 litros			
Cambios aceite: t = 100 horas			
a = C/t + 0.0030 x 96 HP op = 0.47 lit/hr.			
∴ L = 0.47 lit/hr x 225 /lit.			\$ 105.75
d) Llantas: L = $\frac{VH}{Hv}$ (valor llantas)			
Vida económica: H = 3060 horas			
∴ L = $\frac{5,873.10}{3060}$ horas			1.92
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 472.47

III.- OPERACION.		
Salarios: S operador:	\$ 813.00 x 1.6094 = 1308.44	
Sal/turno-prom:	\$ 1,308.44	
Horas/turno-prom. (H)		
H = 8 horas x 0.75 (factor rendimiento) = 6 horas		
∴ Operación = $\frac{S}{H}$ = $\frac{1,308.44}{6}$ horas	\$ 218.07	
SUMA OPERACION POR HORA		\$ 218.07

COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA (HMD)		\$ 3,800.21
----------------------------------	--	-------------

INTEGRACION DE LOS CONCEPTOS DE UN PRECIO UNITARIO DE COMPACTACION

El material de arena limosa es de buena calidad y se encuentra depositado en un banco a 8 Km. del lugar de su utilización, medianamente consolidado y corresponde a un material tipo II.

Espesor de la capa extendida suelta	25 cm.
Factor de compactación	0.80
Espesor de la capa compactada	20 cm.

Extracción, carga y acarreo del material

Tendido del material de 20 cm. para formar terraplén

Incorporación de agua y compactación

- Extracción y carga a camión con cargador --
frontal

Costo horario del cargador frontal	\$5,502.93
Capacidad del cucharón del 1 ¼ yd ³	1.15 m ³
Coefficiente de llenado	1.10
Volumen real del cucharón lleno: 1.15 x 1.10	1.27 m ³
Duración del ciclo de extracción y carga	
Llenado del cucharón	12. seg
Giro con cucharón lleno	6. seg
Descarga	5. seg
Giro con cucharón vacío	5. seg

Acopio de material suelto	8. seg
Espera por acomodo de camión	10. seg
Tiempos muertos	<u>6. seg</u>
T O T A L	52. seg

Número de ciclos por hora $3,600 \text{ seg} \div 52 \text{ seg} = 69 \text{ ciclos/hora}$

Rendimiento de extracción y carga $69 \text{ c/h} \times 1.27 \text{ m}^3 = 87.6 \text{ m}^3/\text{hora}$

Costo de la extracción y carga \$5,502.93
 $\div 87.6 \text{ m}^3/\text{h} = \underline{\underline{\$ 62.81 \text{ m}^3}}$

- Acarreo del material suelto, en camión volteo, el primer kilómetro

Costo horario del camión volteo	\$ 2,347.19
Capacidad de la caja de volteo	6.00 m ³
Coefficiente de llenado	1.00
Volumen real de la caja llena	6.00 x 1.00 = 6.00 m ³

Duración del ciclo de ida y regreso durante el primer kilómetro incluye tiempos de carga, descarga y acomodo.

Ida lleno a 20 Km/h: 1 Km $\div 20 \text{ Km/h} \times 60 \text{ min/h}$	3. min
Regreso vacío a 30 Km/h: 1 Km $\div 30 \text{ Km/h} \times 60 \text{ min/h}$	2. min
Tiempo de carga: 6 m ³ $\div 87.6 \text{ m}^3/\text{h} \times 60 \text{ min/h}$	4. min

Tiempo descarga	1. min
Maniobras y acomodos	<u>2. min</u>
T O T A L	<u>12. min</u>

Número de ciclos por hora 60 min ÷ 12 min	5 ciclos/hora
Rendimiento del acarreo en el 1 Km 5 c/h x 6m ³	30 m ³ /hora
Costo del acarreo en el primer Kiló metro \$2,347.19 ÷ 30 m ³ /h	<u>\$ 78.24 m³</u>

- Acarreo del material suelto durante los 7 Km. subsecuentes	
Duración del ciclo de ida y regreso durante los 7 kilómetros	
Ida lleno a 30 Km/h: 7 Km ÷ 30 Km/h x 60 min/h	14. min
Regreso vacío a 35 Km/h: 7 Km ÷ 35 Km/h x 60 min/h	<u>12. min</u>
T O T A L	<u>26. min</u>

Número de ciclos por hora 60 min ÷ 26 min	2.3 ciclos/hora
Rendimiento de acarreo 2.3 c/h x 6 m ³	13.8 m ³ /hora
Costo del acarreo durante los 7 Km. subsecuentes \$2,347.19 ÷ 13.8 m ³ /h	<u>\$ 170.09 m³</u>

- Tendido de material en capas de 25 cm. para formar terraplén	
Costo horario motoconformadora	\$6,222.57

Tamaño de la cuchilla	3.65 m
Coefficiente de inclinación a 30°	0.87
Ancho efectivo 3.65 m x 0.87	3.18 m
Número de pasadas para extender una capa de 20 cm. de material compactado (25 cm. material - - suelto)	6.0
Velocidad promedio de la máquina por pasada (metros/hora)	3,300.0 m/h
Rendimiento del tendido del material 3,300 m/h x 3.18 m x 0.25 m entre 6 pas	437.25 m ³ /hora
Costo del tendido del material: \$ 6,222.57 entre 437.25 m ³ /h	\$ 14.23 m ³

- Incorporación de agua

Costo horario de camión pipa de 8,000 lts.	\$ 2,368.05
Ancho del múltiple de descarga	3.00 m
Agua necesaria para compactación	100.00 lts/m ³
Consumo de agua por metro lineal recorrido por camión: 100 lts./m ³ x 0.25 m ³ /m x 3m de ancho	75.00 lts/m
Recorrido del camión para descargar 8,000 lts. entre 75 l/m	106.67 m
Tiempo de vaciado si el camión -- viaja a 1 Km/h 106.67 m entre -- 1,000 m/h x 60 min/h	6.4 min
Ciclo de llenado y vaciado del camión, incluyendo acarreo a 1 Km.	
Tiempo de llenado 4 lts/seg: - - 8,000 lts entre 240 lts/min	33.3 min

Tiempo de vaciado	6.4 min
Llena a 20 Km/h: 1 Km entre 20 Km/h x 60 min	3.0 min
Vacia a 30 Km/h : 1 Km entre 30 Km/h x 60 min	2.0 min
Maniobra y acomodo	<u>2.0 min</u>
T O T A L	46.7 min
	0.778 hora

Costo del agua por m^3 : \$2,368.05 x
0.778 h entre $8m^3$ \$ 230.29 m^3

Costo de la incorporación de agua:
 $\$230.29 m^3 \times 0.100 m^3/m^3$ \$ 23.03 m^3

- Compactación del material con rodillo vibratorio

Costo horario del vibrocompactador	\$ 3,800.21
Ancho del rodillo compactador	2.14 m
Velocidad de paso de rodillo vibra dor	2. Km/h
Número de pasadas para producir 95%	6
Volumen compactado por hora material suelto (2.14 m x 2,000 m/h x 0.25 m entre 6 pasadas) x 0.75 efíc:	133.75 m^3/h
Costo de compactación \$3,800.21 en tre 133.75 m^3/h	\$ <u>28.41 m^3</u>

RESUMEN DE LOS CONCEPTOS QUE INTEGRAN EL COSTO DIRECTO

Extracción y carga	62.81 m ³
Acarreo del material 1 Km.	78.24 m ³
Acarreo del material en Kms. subsecuentes	170.09 m ³
Tendido del material en capas	14.23 m ³
Incorporación de agua	23.03 m ³
Compactación del material	28.41 m ³
Costo del metro cúbico suelto	\$ 376.81 m ³
Factor de compactación	0.80
Costo del metro cúbico compactado \$376.81 m ³ entre 0.80	\$ 471.01 m ³

Obtención del precio unitario para formación de terraplén compactado al 95% Proctor estándar con material de arena limosa, incluye extracción, carga, acarreo, tendido y compactado.

Costo directo	\$ 471.01 m ³
Indirecto 39.8%	187.46
SUMA	\$ 658.47
Utilidad 10%	65.85
SUMA	\$ 724.32
Cargos adicionales 6.67%	48.31
PRECIO UNITARIO	\$ 772.63 m³

V.2. Criterios que pueden regir la Selección de un Equipo

TERRAPLENES DE PRUEBA

El objeto de estos terraplenes es determinar la eficiencia del equipo que se haya indicado para el caso, así como la bondad de las especificaciones y procedimientos de construcción que se ordenen para obtener un buen comportamiento del material.

Los experimentos en el terraplén indicarán el espesor de las capas y el número de pasadas del equipo más conveniente, pudiendo llegar al caso de que se estime necesario efectuar algún cambio en el equipo o procedimiento de construcción que se habían previsto, si se observa que éstos no son los adecuados.

El equipo de que se debe disponer es el necesario para efectuar las siguientes operaciones:

- Excavación del préstamo
- Acarreo del material del préstamo a la obra.
- Tendido del material en la obra para formar la capa requerida.
- Riego al material hasta obtener la humedad necesaria.
- Compactación del material.
- Escarificación para asegurar la liga entre capa y capa.

El laboratorio indicará si la explotación del préstamo debe hacerse en forma integral o por capas y, de acuerdo con esa especificación, se escogerá el equipo para excavación más adecuado al caso.

Cuando la explotación es integral, debe utilizarse un equipo que ataque todo el corte, como puede hacerlo un traxcavo,

Si la explotación es por capas, se puede utilizar la trailla ven tajosamente,

La clase de equipo que se use para el acarreo del material, del - prestamo a la obra, no tiene ninguna conexión con el laboratorio y se determina únicamente por razones económicas y constructivas.

Por regla general, se utilizan camiones de volteo de diferentes - capacidades o bien traillas.

Para extender el material en el terraplén y dar a éste el espesor adecuado, lo más conveniente es usar un empujador de cuchillas.

Puede también emplearse una motoconformadora. El laboratorio de - berá controlar directamente la uniformidad de esas capas en el terreplén.

Si en el préstamo, el material no adquirió la humedad necesaria - de compactación, en el terraplén debe dársele. Para ello se uti - lizan pipas, mangueras, aspersores, etc.

Para compactar terracerías, cuyo porcentaje de grava no sea alto y el tamaño de los guijarros no exceda de 15cm., lo más usual es emplear rodillo pata de cabra.

También pueden emplearse, con cierta ventaja en algunos casos, rodillos vibratorios.

Cuando se tienen materiales arenosos conviene emplear compactadores neumáticos.

En lugares como en las juntas con el dentellón o las laderas, y otros sitios donde no sea accesible el paso de los rodillos, se utilizan los pisones neumáticos (bailarinas).

La operación de escarificar una capa rodillada deberá hacerse - antes de tender el material para la siguiente, en aquellos casos en que se forme una costra dura sobre la superficie de la capa, ya sea por el mismo rodillado, por el tránsito de camiones, por la acción de la lluvia o por cualquier otra causa, lo que originaría una liga defectuosa entre las capas. Para evitar esto es necesario romper la costra, lo cual se logra generalmente con un rodillo pata de cabra o con un arado, sin profundizar.

Cuando la compactación se hace con rodillo liso, es indispensable escarificar todas las capas.

La escarificación se puede hacer con una rastra adaptada a un tractor, o bien con un arado de discos montados sobre unas ruedas que limitan su penetración y remolcado por un tractor.

Del proceso que se siga en la construcción del terraplén de prueba y de las modificaciones que se hagan como consecuencia de las experiencias, se obtendrán los procedimientos y especificaciones para la construcción. Por ello, al construir los terraplenes de prueba, se debe operar con el equipo, el personal, los materiales etc., que vayan a ser usados en la obra.

El encargado de la construcción del terraplén experimental deberá: Determinar el lugar de los préstamos de donde se vayan a excavar los materiales para construir el o los terraplenes de prueba. En general, si la zona de préstamos estudiada está dividida en bancos bien definidos y cuyos materiales tengan características distintas por ejemplo, bancos de materiales arcillosos y bancos de material arenoso, debe construirse un terraplén para cada uno, ya que, como se dijo, de los materiales dependen fundamentalmente el tipo de equipo y la forma de operarlo.

Escoger el lugar para construir los terraplenes de prueba.

Deberá elegirse un sitio próximo a la cortina para que las condiciones del material, originadas por el acarreo, sean las mismas que se presentarán al construir la cortina. La longitud disponible para el terraplén deberá ser de más o menos 30mts. y el ancho será un poco mayor que el del equipo por usarse. La altura debe ser tal que el terraplén quede formado por unas seis u ocho capas, lo que dan un espesor de 90 a 130cm. aproximadamente. Al ir levantando el terraplén hay que formarle taludes a los lados y rampas en los

extremos para que el equipo pueda entrar y salir fácilmente.

El lugar de desplante de los terraplenes debe limpiarse a nivelarse lo mejor posible, pudiendo utilizar para tal fin el empujador de cuchilla.

Se procede a la excavación del préstamo del material con que se vaya a construir el terraplén.

El material es acarreado y vaciado en montones sobre la zona marcada.

Es necesario espaciar dichos montones de tal manera que, al extenderlos, la capa floja de material tenga aproximadamente 20 cm. de espesor si durante la experiencia se aprecia que el espesor no es el adecuado, se modificará de acuerdo con lo observado.

Obtenido el volumen aproximado para lograr una capa de 20 cm., se cubican las unidades de transporte que van a hacer el acarreo y se toma un promedio. Dividiendo el volumen necesario para formar la capa entre el volumen promedio por camión, se tiene el número de montones que deben vaciarse.

Conociendo el número de montones y el área en que se van a tender, se puede saber el área que cubrirá cada montón, pudiendo espaciarlo convenientemente.

Una vez colocados todos los montones, se interrumpe el acarreo y entra el empujador de cuchilla a extenderlos hasta que deja la capa uniforme de 20cm. en toda la superficie del terraplén.

Es muy posible que, aunque el material se haya humedecido en el préstamo, sea necesario dar todavía en el terraplén algún riego para ajustarse al contenido de agua especificado, o bien dejar secar el material porque la humedad sea mayor que la requerida.

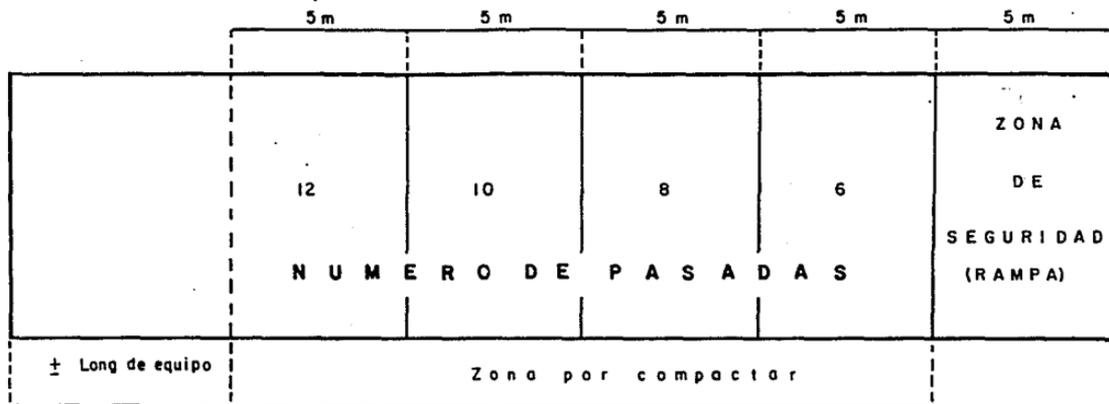
Deben tomarse constantemente, tanto en el terraplén de prueba como después en la obra, muestras del material con un peso aproximado de 200grs. para determinar el porcentaje de humedad y saber si es necesario agregar más agua o permitir que se evapore antes de compactar el terraplén.

Para determinar la humedad de trabajo adecuada y lograr un peso volumétrico igual o casi igual al obtenido en la prueba Proctor del laboratorio, es necesario efectuar pruebas de compactación con el equipo que se tenga en la obra.

Una vez tendida la capa floja de 20cm. con una humedad cercana a la óptima de la Proctor, se compacta pasando el equipo de acuerdo con la secuela que se muestra en la siguiente figura.

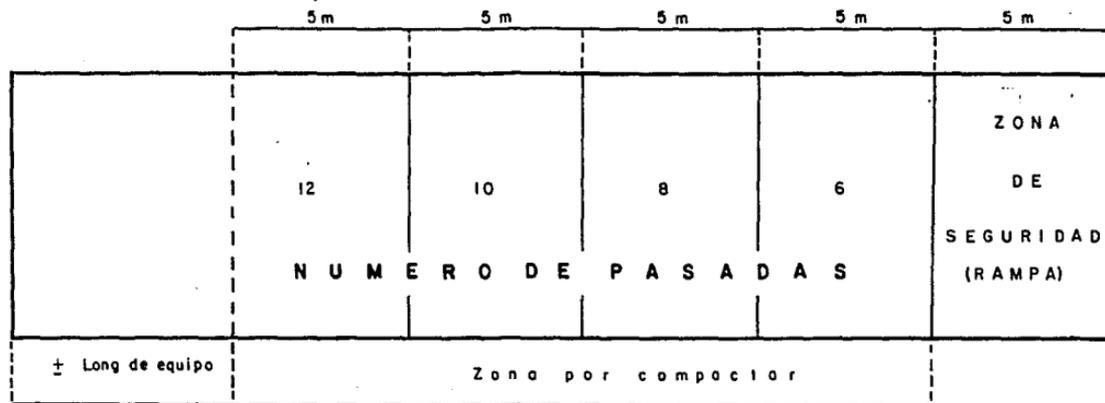
Se marcan zonas a lo largo del terraplén, como se muestra en el croquis, de tal manera que, además de la zona por compactar, que den dos fajas, una al principio y otra al final, en las que el equipo se detiene regularmente y que no deben tomarse en cuenta para hacer pruebas.

TERRAPLEN DE PRUEBA



P L A N T A

TERRAPLEN DE PRUEBA



PLANTA

La zona por compactar se divide en cuatro partes o más, si se quiere dar mayor número de pasadas, pero generalmente es suficiente con las indicadas en la figura.

Para que cada parte quede compactada con diferente número de pasadas, el equipo dará seis pasadas a todo lo largo de la zona, contando tres de ida y tres de vuelta. Para las dos pasadas siguientes, el equipo ya no llegará hasta el final de la zona, si no se detendrá 5 mts. antes quedando, por lo tanto, los 5 mts. finales con seis pasadas únicamente y el resto con ocho pasadas. Para las dos pasadas siguientes (una de ida y otra de regreso) se hace llegar el equipo hasta otros 5 mts. menos y las últimas dos pasadas se harán únicamente en los 5 mts. restantes. Así se van disminuyendo dos pasadas cada 5 mts. quedando al final 4 pasadas con 6, 8, 10 y 12 pasadas.

Con esto termina las operaciones necesarias para dejar compacta da la primera capa de terraplén de prueba.

Si la compactación se hubiera hecho con rodillo liso, se procedería de inmediato a dar una o dos pasadas con el rodillo pata de cabra o un arado, a todo lo largo, para escarificar y poder colocar la siguiente capa. Si la compactación se hizo con rodillo pata de cabra, no hay necesidad de escarificar a menos que, por el tránsito de los camiones o porque se dejara transcurrir algún tiempo antes de la colocación de la siguiente capa, se formarían costras duras o superficies lisas en el terraplén.

El proceso para colocar, tender, regar y compactar la siguiente capa es exactamente igual al ya descrito, y debe tenerse especial cuidado al compactar, en que se repita la operación disminuyendo el número de pasadas cada 5 mts. como se indicó antes, y correspondiendo a las fajas de la primera capa.

Así continúa hasta que se tenga un terraplén formado por 6 u 8 capas en las 4 zonas de distinto número de pasadas.

Una vez que se ha construido el terraplén de prueba, se hacen cinco o más calas en cada zona correspondiente a un determinado número de pasadas del rodillo. Con el material de estas calas se determina el peso volumétrico seco y la humedad de cada una de ellas, así como el por ciento de compactación y se construye una gráfica que contenga el por ciento de compactación contra el número de pasadas.

Si el equipo de que se dispone es pesado, se puede repetir todo lo anterior, con una humedad menor a la óptima de la prueba - - Proctor, reduciendo el número de tramos con distintas pasadas de rodillo. Esto equivale a efectuar una prueba de compactación con el equipo.

Se reúnen en una sola gráfica todas las curvas de por ciento de compactación contra número de pasadas correspondientes a cada humedad y se elige la humedad de compactación con el número de pasadas más conveniente.

En la construcción de la cortina se da un número de pasadas mayor que el deducido en el terraplén de prueba, como margen de seguridad.

Una ventaja de utilizar un equipo pesado, es que se puede obtener el peso volumétrico de la prueba Proctor normal, con una humedad menor que la óptima, cosa que resulta favorable, porque disminuye la presión de poro en la estructura, durante su construcción.

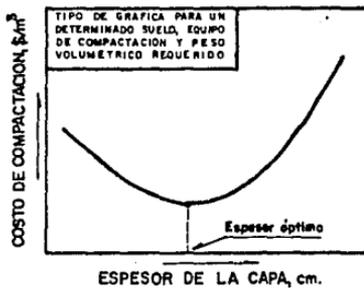
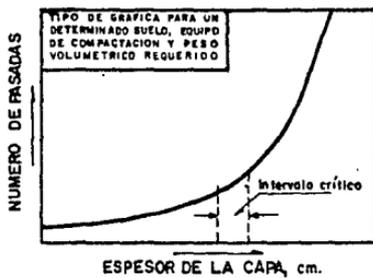
Para algunos materiales es desfavorable compactarlos con humedad más baja que la óptima de la Proctor, porque al llegar a la etapa de saturación, se presenta un asentamiento súbito (revenimiento), que puede poner en peligro la estructura. Haciendo una prueba especial de consolidación, se puede prever este caso.

GRAFICAS COMPARATIVAS PARA LA SELECCION DEL EQUIPO

En la figura siguiente se ilustra el modo en que varían los conceptos principales, con base en los cuales se determina el espesor de la capa.

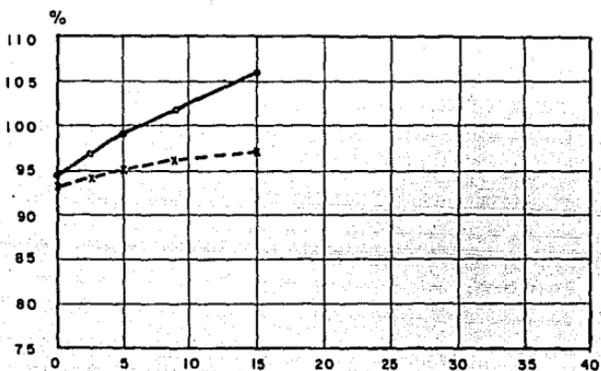
En la parte izquierda de la figura se ve cómo el número necesario de pasadas aumenta desmesuradamente cuando el espesor de la capa pasa de un cierto valor, de modo que resulta imposible alcanzar el requerimiento de compactación con una capa más potente. Cerca no a este valor, que en cada caso real se puede estimar si se trabaja en un terraplén de prueba, debe considerarse el óptimo -

del espesor de la capa, pues es claro que una capa más delgada requeriría casi el mismo número de pasadas, con un aumento en el costo por unidad de volumen de suelo compactado; por otro lado, si el espesor de la capa se fijase arriba de los valores correspondientes al intervalo crítico, se requeriría un número de pasadas desproporcionadamente alto. Por consiguiente, si se representa el costo de compactación contra el espesor de la capa, es lógico pensar que se obtendrá una gráfica del tipo que se muestra en la parte derecha de la figura, la cual define en forma clara el espesor óptimo.



La liga entre capas sucesivas debe ser debidamente garantizada. Es aconsejable que las capas sean horizontales, sobre todo en lugares dependientes transversales importantes, para tener mejor resistencia a cualquier tendencia al deslizamiento. Siempre que haya duda sobre la capacidad de una superficie terminada para ligarse en forma conveniente con la capa que sigue, deberá escarificarse ligeramente la superficie de la capa compactada antes de tender la siguiente.

Gráficas comparativas de dos equipos con respecto a la prueba
Práctor estándar (A.A.S.H.O.).

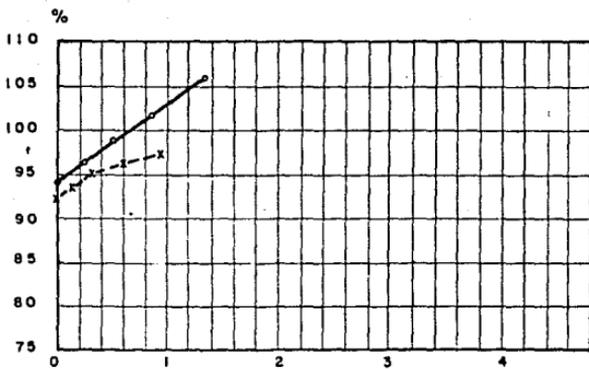


NUMERO DE PASADAS

$E = 6.36 \text{ Kg.cm./cm.}^3$

$\gamma_s = 1800 \text{ Kg./m.}^3$

$W_o = 14.4\%$



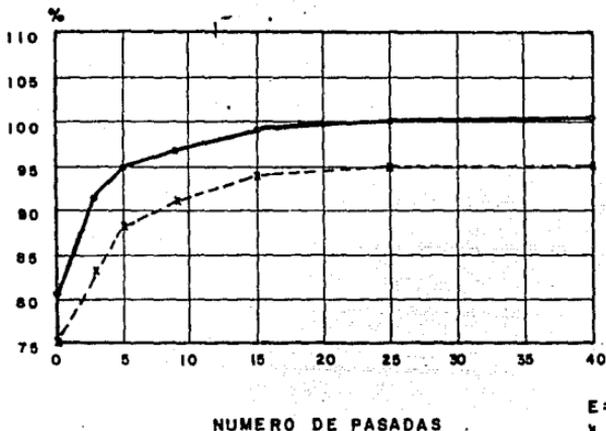
COSTO POR M³ COMPACTADO, EN MILES DE PESOS

Espesor suelto: 16 cm.

Material: mezcla de tepalata-tezonite

Humedad de compactación: 17.0%

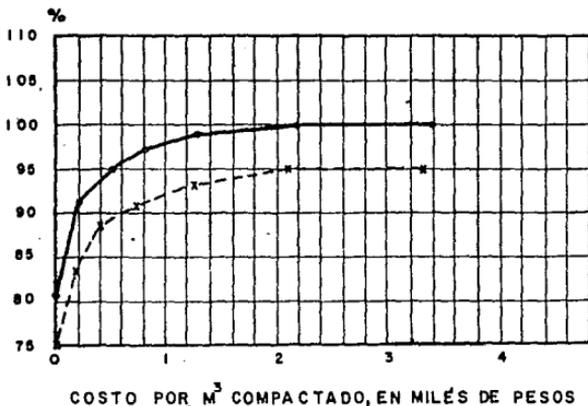
Gráficas comparativas de dos equipos con respecto a la prueba Próctor modificada (A.A.S.H.O.).



$E = 27.7 \text{ Kg. cm/cm}^3$

$\gamma_s = 1905 \text{ Kg./cm}^3$

$W_o = 10.5\%$

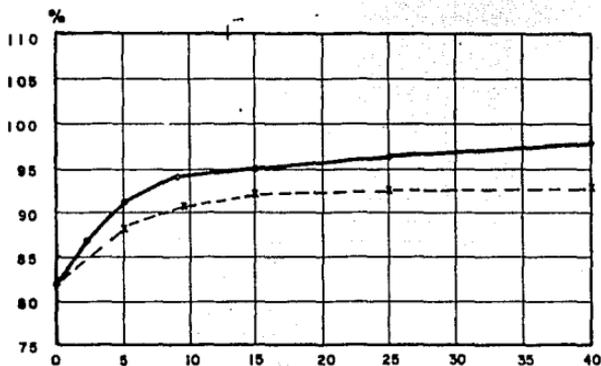


Espesor suelo 20 cm.

Material: Arena limosa con gravas (Tepetate)

Humedad de compactación : 16.0%

Gráficas comparativas de dos equipos con respecto a la prueba
Próctor modificada (A.Á.S.H.O.).

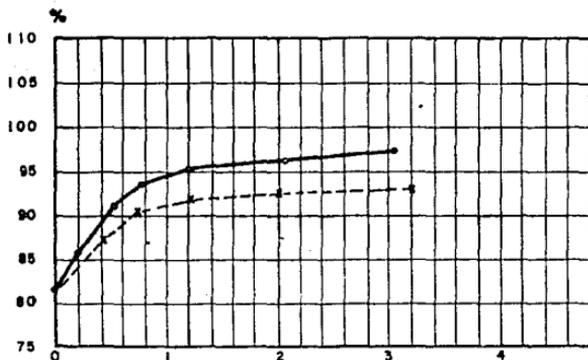


NUMERO DE PASADAS

$E = 27.7 \text{ Kg. cm/cm}^3$

$\gamma_s = 1905 \text{ Kg/cm}^3$

$W_o = 10.5\%$



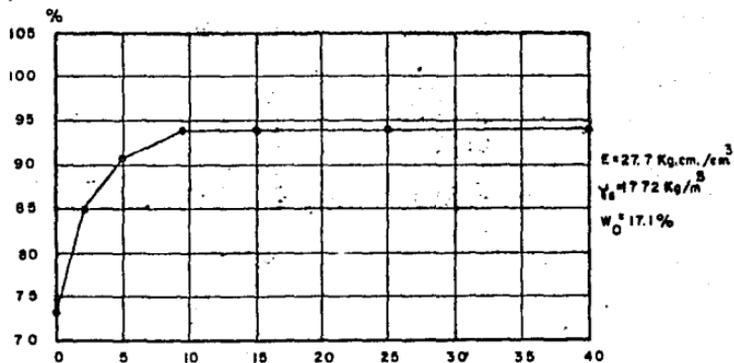
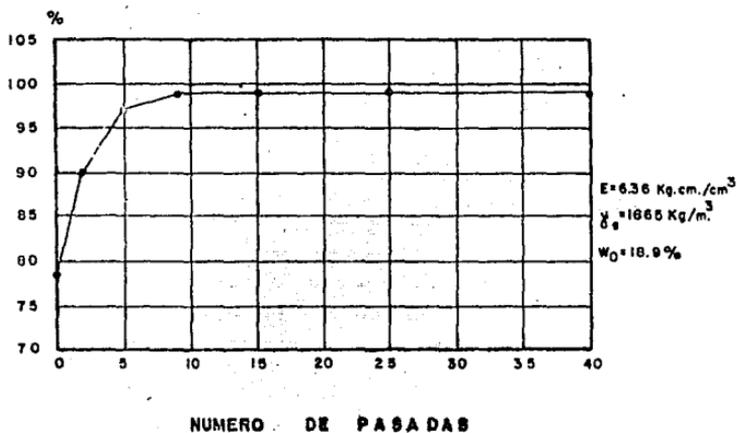
COSTO POR M³ COMPACTADO, EN MILES DE PESOS

Espesor suelto: 20 cm.

Material: Arena limosa con gravas (tepetate)

Humedad de compactación: 14.0%

Gráficas comparativas de un solo equipo con respecto a las pruebas
 Próctor estándar (A.A.S.H.O.) y Próctor modificada (A.A.S.H.O.).



Espesor suelto: 18cm.

Material: Arena limosa con gravas (Tepetate)

Humedad de compactación: 15.5%

La presión de contacto suficiente para compactar eficientemente determinados tipos de materiales es:

- Materiales no cohesivos	1.4 - 2.8 Kg/cm ²
- Materiales semicohesivos	2.8 - 4.5 Kg/cm ²
- Materiales cohesivos	4.5 - 8.0 Kg/cm ²

Cuatro conceptos tienen que ser considerados en el cálculo de la producción de un equipo compactador:

- Ancho compactado por la máquina (A)
- Velocidad de operación (V)
- Espesor de la capa (E)
- Número de pasadas para obtener la compactación (N)

Procediendo a la integración, se determina primero el número de metros cuadrados cubiertos por hora con una pasada. Dividiendo esta cifra entre el número de pasadas requeridas para obtener la compactación estipulada, resulta el número de metros cuadrados de suelo compactado por hora. Multiplicando esta área, por el espesor de la capa en centímetros, se obtiene el volumen compactado por hora, mediante la aplicación de un factor de conversión de 10 para el sistema métrico y se obtiene:

$$P = \frac{A \times V \times E}{N} \times 10 \times C$$

P = Producción horaria (m³/hora)

A = Ancho compactado por la máquina (mts)

V = Velocidad en (Km/h)

E = Espesor de la capa (cm)

N = Número de pasadas

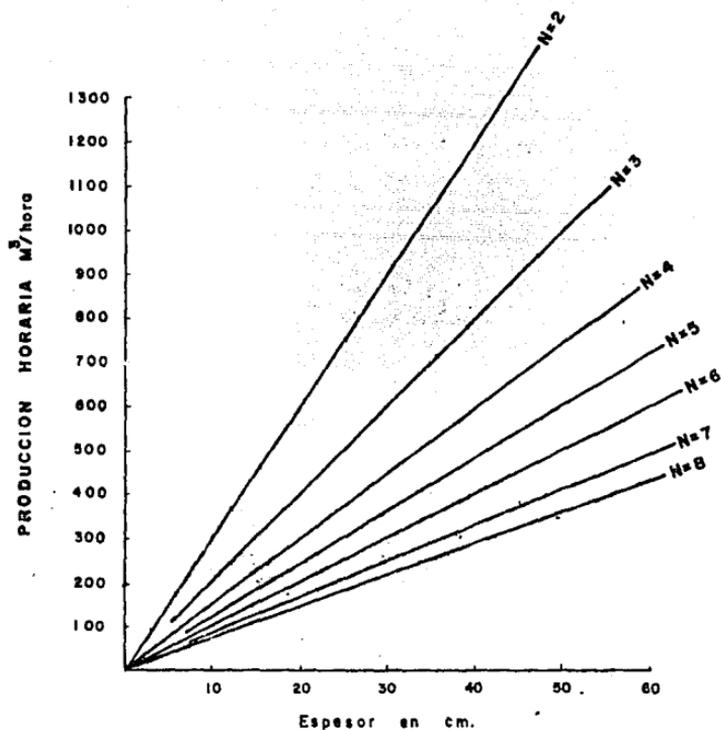
10= Factor de conversión

C = Coeficiente de reducción (0.6 a 0.8)

Este coeficiente afecta la capacidad teórica, reduciéndola por traslapes de pasadas paralelas, por tiempo perdido para dar --vuelta y otros factores. Con la fórmula anterior, y utilizando un coeficiente de reducción de 0.7, se calcularon las producciones horarias del equipo, las cuales se pueden resumir en las gráficas siguientes:

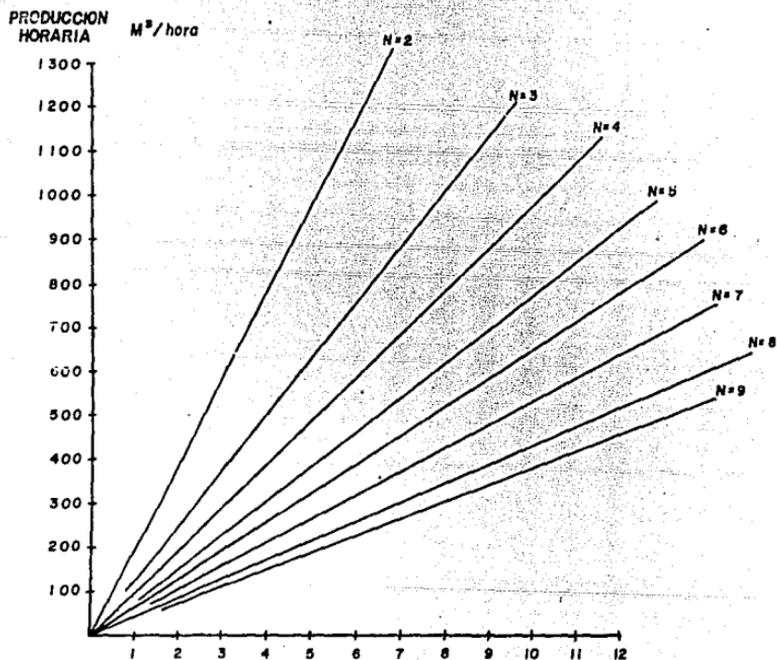
Capacidad de Producción

Redillo Vibratorio Liso CH-44



Velocidad Constante $V_{med.} = 4.5$ Km/hora

CAPACIDAD DE PRODUCCION
RODILLO VIBRATORIO LISO CH-44



VELOCIDAD Km/hora

ESPEJOR CONSTANTE $E = 30$ cm.

CONCLUSIONES

La compactación es uno de los varios medios de que hoy se dispone para mejorar las condiciones de un suelo y uno de los más eficientes y de aplicación universal.

Los principales factores que atañen a la compactación pueden ser, la naturaleza del suelo, el método de compactación, la energía de compactación, el contenido de agua del suelo y el espesor de capa.

En lo que respecta a la clasificación de los suelos, las diferentes formas de clasificación convengan a poner como fronteras la grava, arena y finos, pero no así en las sub-clasificaciones entre estos parámetros.

Una de las partes secundarias pero de primordial importancia es el talud de los terraplenes, ya que aunque se obtuviera una buena compactación en el terraplen y el ángulo de inclinación del talud fuera inadecuado se corre el riesgo de una falla en el talud.

La experiencia y los estudios de las propiedades de los suelos han dado la oportunidad de crear tablas en las cuales se pone de manifiesto las cualidades ingenieriles del suelo de acuerdo a su clasificación.

Para obtener una prueba representativa de compactación es importante hacer el manejo y preparación de la muestra, tal como la cantidad suficiente

de material, disgregación del material y cuarteo del material.

En cuestión con la prueba de laboratorio dinámica se puede decir, que - existen infinidad de variantes, pero todas ellas parten del mismo principio y las diferencias que existen entre ellas son debidas a las diferentes necesidades que atañen a cada tipo de suelo para su compactación en laboratorio.

En lo referente a la prueba de laboratorio estática se tiene la tipo Porter, al parecer no es muy adecuada puesto que los valores buscados están en función de la verificación visual del humedecimiento de la base del molde, esto puede ser un punto de comparación somero, ya que el agua que se expulsa por la base del molde pudiera ser debida a que el material no tuvo el tiempo necesario para absorber el agua ó el material ya está pasado de humedad; otro factor es la presión que se ejerce en el material que -- provoca fracturas y la disgregación correspondiente, lo que no ocurre en el proceso de compactación en campo.

Actualmente la prueba por vibración en laboratorio se han ido conociendo paulatinamente y se ha encontrado que se llegan a resultados que dependen de una frecuencia y una amplitud, ya sea de una mesa ó una placa vibratoria; para hacer una comparación de la eficiencia de esta prueba se ría prudente realizar un comparativo entre esta y la prueba dinámica, -- con respecto a su peso volumétrico seco máximo alcanzado en determinado tipo de suelo.

Un punto importante para el buen funcionamiento de una compactación es el verificar el grado de compactación obtenido en el sitio, ya que de esto

depende la funcionalidad y durabilidad del material compactado objeto de todos los estudios preliminares, puesto que en base a este grado de compactación esta el diseño de la estructura.

El equipo de compactación utilizado actualmente se podría dividir en dos tipos: Equipo de compactación superficial y profunda.

El primero incluye a los compactadores neumáticos y vibratorios, debido a sus grandes cualidades para la compactación de suelos friccionantes ya que con ellos el rendimiento y la acción que ejerce sobre el suelo son satisfactorias que es lo que se busca en un equipo de compactación.

En lo que concierne al segundo tipo, se refiere al mejoramiento masivo de suelos en el cual se requiere ya no de una compactación superficial, si no de un mejor acomodo del estrato de el suelo, con lo que se busca un mejoramiento de espesores de 10 mts. en adelante.

Todas las experiencias del trabajo entre suelo y equipo han podido conjuntar tablas que relacionan la maquinaria más adecuada a un tipo determinado de suelo.

En lo que atañe al análisis de costo de todo lo que implica un proceso de compactación, el inconveniente más grave que afecta a éste es el de la inflación.

Finalmente para la selección de un equipo, se pueden emplear gráficas com

parativas de número de pasadas contra porcentaje de compactación, costo por metro cúbico contra porcentaje de compactación y espesor de capa contra producción horaria; todas estas gráficas nos pueden formar un criterio adecuado para la selección de un equipo.

RELACION DE TABLAS

	PAG.
- Métodos de Mejoramiento de Suelos	7
- Interrelación entre el Coeficiente de Permeabilidad y los Tipos de Suelo	46
- Sistema Unificado de Clasificación de Suelo	67
- Clasificación de Materiales Petríos y Suelos según la S.C.T.	70
- Clasificación de Suelos utilizada en Pemex	71
- Clasificación Internacional del Suelo	73
- Clasificación de M.I.T. del Suelo	74
- Clasificación Alemana del Suelo	74
- Varios Sistemas de Clasificación de Suelos	75
- Clasificación de Laboratorio de los Suelos Gruesos	76
- Clasificación Rápida de los Suelos Gruesos	77

	PAG.
- Mallas Tyler Estándar y U.S. Bureau of Standars	78
- Número y medida de las mallas utilizadas en Pemex	79
- Propiedades y Usos del suelo que utiliza la S.A.R.H.	89
- Propiedades Mecánicas de acuerdo a la clasificación usada en la Comisión Federal de Electricidad	90
- Propiedades Mécanicas de acuerdo a la clasificación usada en la Comisión Federal de Electricidad	91
- Propiedades de los suelos, basada, en criterios españoles	92
- Compacidad de suelos gruesos basada en la prueba de Penetración Estándar usada en Pemex	93
- Características de las pruebas de compactación por impacto de uso más generalizado	122
- Factor "C" para el cálculo de pesos volumétricos del método de California	141
- Características comparativas de los suelos para las pruebas estática y dinámica	

	PAG.
námicas	147
- Comparación de resultados entre las pruebas estáticas y dinámicas	148
- Frecuencias naturales de algunos suelos	161
- Métodos para medir el peso volumétrico compactado en obra	164
- Grados de compactación que son usuales en las obras	174
- Características más comunes de los rodillos neumáticos	204
- Rendimientos promedios de rodillos neumáticos	204
- Características más comunes de los compactadores vibratorios de placa	220
- Características de utilización de los suelos agrupados según S.U.C.S.	235
- Tipos de equipo empleados en la compactación superficial y su aplicabilidad	236
- Zonas de utilización de compactadores	237
- Relación de equipo de compactación y su eficacia en el suelo	238

PAG.

- Ejemplos de aplicación de compactación
por vibroflotación

244

RELACION DE GRÁFICAS Y ESQUEMAS

	PAG.
- Relación entre la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo para -- varias clases de suelo	26
- Esquema de la compactación de dos esta- dos	37
- Consolidación Unidimensional en arena	48
- Esfuerzo-deformación en varios esta- dos de la arena	54
- Esfuerzo-resistencia en varias condi- ciones de la arena	58
- Tipos de falla en taludes	84
- Distribución de una muestra de suelo y cantidades necesarias para cada -- prueba	102
- Disgregación de una muestra	107
- Procedimiento de cuarteo de una - - - muestra	110
- Carta para encontrar el contenido de- agua óptimo probable para la prueba - de compactación estándar	129
- Gráfica de peso volumétrico seco máxi- mo y humedad óptima	133

	PAG.
- Hoja de registro del método de - - California	144
- Hoja de registro Porter	156
- Compactación de arenas por vibra-- ción	158
- Compactación vibratoria en compara-- ción con la prueba británica	160
- Monograma para calcular el peso vo-- lumétrico seco de los materiales	182
- Hoja de registro para los pesos vo-- lumétricos secos "in situ" por el - método de la arena	183
- Martinete empleado para pesos volu-- métricos	188
- Gráfica de número de pasadas y pre-- sión de inflado en equipo neumático	197
- Gráfica de número de pasadas y con-- tenido de agua en equipo neumático	199
- Esquema del funcionamiento en equi-- pos vibratorios	208
- Gráficas de influencia de la fre--- cuencia en un proceso de compacta-- ción	218
- Límites de aplicabilidad del método de vibroflotación	246

	PAG.
- Asentamientos superficiales después de explosiones sucesivas	262
- Esquema ilustrativo del espesor de un terraplén con precarga	267
- Terraplén de prueba	292
- Gráficas comparativas para la selección de un espesor de capa adecuado	297
- Gráficas comparativas de dos equipos con respecto a la prueba proctor estándar (A.A.S.H.O.)	299
- Gráficas comparativas de dos equipos con respecto a la prueba proctor modificada (A.A.S.H.O.)	300
- Gráficas comparativas de dos equipos con respecto a la prueba proctor modificada (A.A.S.H.O.)	301
- Gráficas comparativas de un solo equipo con respecto a las pruebas proctor estándar (A.A.S.H.O.) y proctor modificada (A.A.S.H.O.)	302
- Gráfica de capacidad de producción	305
- Gráfica de capacidad de producción	306

BIBLIOGRAFIA

- **COMPACTACION DE TERRENOS
(TERRAPLENES Y PEDRAPLENES)**
Francisco Arredondo
Francisco Jiménez
- **COMPACTACION EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS**
George Arquie
- **MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES B.2.2.
PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS
C.F.E.**
- **COSTOS Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION EN - -
LAS VIAS TERRESTRES S.A.H.O.P.**
- **MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS S.M.M.S.**
- **PRUEBAS INDICE 5.214.01
NORMAS PEMEX**
- **PRUEBAS DE COMPACTACION 5.214.02
NORMAS PEMEX**
- **INGENIERIA DE CIMENTACIONES**
Ralph B. Peck
Walter E. Hanson

- **LA INGENIERIA DE SUELOS VOL. I**
Alfonso Rico
Hermilo del Castillo

- **LA INGENIERIA DE SUELOS VOL. II**
Alfonso Rico
Hermilo del Castillo

- **MECÁNICA DE SUELOS TOMO I**
Juárez Badillo
Rico Rodríguez

- **MECÁNICA DE SUELOS TOMO II**
Juárez Badillo
Rico Rodríguez

- **NORMAS DE CONSTRUCCION IX**
PARTE PRIMERA S.C.T.

- **MECÁNICA DE SUELOS (INSTRUCTIVO PARA ENSAYE DE SUELOS) S.A.R.H.**

- **FACTORES DE CONSISTENCIA DE COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS, U.N.A.M.**