



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTABILIZACIÓN DE SUELOS
Y SU
APLICACIÓN A LOS PAVIMENTOS**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
CARLOS MARTÍN BOLIO**

México, D. F.

1980.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL

AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-163

Al Pasante señor CARLOS MARTIN BOLIO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Pro fesor Ing. Francisco Zamora Millán, para que lo desarrolle como te sis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

**"ESTABILIZACION DE SUELOS Y SU APLICACION A
LOS PAVIMENTOS"**

Introducción

- I. El suelo y como se forma
- II. Propiedades físicas de los suelos
- III. Estabilización
- IV. Teorías sobre la mecánica de estabilización
- V. Estabilización mecánica
- VI. Estabilización con cal
- VII. Estabilización con cemento
- VIII. Estabilización con materiales bituminosos
- IX. Estabilización con agentes retardadores de agua
- X. Procedimientos de construcción
- XI. Introducción a los pavimentos
- XII. La estabilización y su relación con los pavimentos
- XIII. Conclusiones

Anexos I, II, III y IV

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo reali zado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERITU"

Cd. Universitaria, 15 de agosto de 1979

EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPINO
JJE/CBLH/ser

"INTRODUCCION"

Desde tiempo inmemorable el uso de la tierra o mejor dicho, el suelo como material de construcción, se había venido empleando empírica e intuitivamente; superando cada vez más, los requerimientos y necesidades que imponían los procedimientos constructivos.

En el caso particular de este trabajo, el suelo como tal, se definirá en el capítulo I, para que así se pueda -- comprender la utilización que se le da en el amplio campo de la construcción y específicamente en el área de los pavimentos.

Algunos suelos, por su gran heterogeneidad, no son aptos desde el punto de vista de la ingeniería, para usarse como material de construcción, ya que sus propiedades, tanto físicas como mecánicas, no satisfacen los requisitos para los que se pretende usarlos. Por lo tanto, es el propósito de este trabajo mostrar, aunque sea muy escuetamente, cómo se pueden superar los problemas prácticos del uso de los suelos, mejorándolos por medio del proceso conocido como "Estabilización", y describir los procedimientos de las prácticas más recientes.

Se puede decir que cualquier proceso que tenga como -- fin reducir los costos de construcción así como el tiempo o períodos de trabajo, siempre será bien aceptado ya que actualmente, la velocidad y la economía son dos variables muy importantes que deben ser manejadas con mucho cuidado y en forma descendente, para un logro más óptimo y exitoso de -- cualquier obra de construcción.

Las dos cosas más importantes en el buen uso de cualquier tipo de material, son reconocer cuales propiedades -- son significativas para el fin de su utilización y conocer lo más a fondo posible estas propiedades de los materiales.

Por eso, en los capítulos I, II y III, se tratará de familiarizarse con los tipos de suelos y sus propiedades físicas y mecánicas, para ver cuáles de esas propiedades, en distintas circunstancias ingenieriles, afectan el comportamiento de los suelos como material de construcción, y así poder definir qué decisión debe tomarse, si es que se usa el suelo en su estado natural o se alteran sus propiedades por medio de la Estabilización.

La Estabilización se definirá ampliamente en el capítulo III, ahora sólo se dará una breve definición:

Básicamente la Estabilización de los suelos consiste en mejorar sus características de resistencia y funcionabilidad, alterando sus propiedades por medio de agentes estabilizadores o medios mecánicos. En el capítulo IV, se verán distintas teorías sobre estabilización y en el capítulo V se hará referencia a la estabilización mecánica o física (compactación).

La estabilización química, comprende la modificación de la resistencia de la masa de suelo por medio de agentes tales como la cal, el cemento, los cloruros y materiales bituminosos, incrementando su resistencia y dando como resultado un mejor funcionamiento del suelo para su utilización.

Los tipos de estabilización disponibles, así como el uso de los agregados (cal, cemento, materiales bituminosos y los cloruros), se presentan en los capítulos VI, VII, VIII y IX respectivamente, donde se comentan brevemente algunas de sus características como estabilizadores y el comportamiento de los suelos ya modificados por estos agentes. Conviene anotar que comparando los métodos de estabilización, con los métodos de comportamiento de los suelos de aplicación, se verá que existen justificaciones razonables para tales generalizaciones, como "usar cal con la arcilla y cemento con la arena o grava". Esto no quiere decir que técnicamente un método de estabilización sea mejor que otro; -

lo que probablemente sí implica que en ciertas circunstancias, son a veces más económicos dependiendo de las condiciones de ambiente en el lugar.

En el capítulo X, se presentan diversos procedimientos constructivos así como la maquinaria y equipo indispensable para el logro de tales procesos. Los métodos prácticos por los cuales la Estabilización es llevada y las recomendaciones de diseño, están expuestas en este capítulo. Es muy posible que los patrones de uso, se verán alterados substancialmente con el paso del tiempo, ya que la facultad de estabilizar los suelos con mejores y más eficientes técnicas sean desarrolladas y así poder alcanzarlas.

En el capítulo XI, se hace una pequeña sinópsis de la historia de los pavimentos y se introduce al comportamiento de éstos como estructuras compuestas por un sistema multicapa que va desde el mismo suelo de cimentación, hasta las superficies de rodamiento, las cuales le dan a los pavimentos su definición.

La aplicación de la Estabilización de Suelos en los pavimentos, se presenta en el capítulo XII. Haciendo mención de los resultados obtenidos en pavimentos estabilizados con diferentes aditivos y evaluando comparativamente los costos de ejecución.

También se presentan las experiencias obtenidas por un servidor, en la urbanización de una de las zonas más difíciles de pavimentar en el mundo: Cd. Netzahualcóyotl; bajo la dirección del Ing. Ramón Curto de la Calle con la compañía constructora ICA.

En el capítulo XIII, expongo algunas conclusiones y se comentan brevemente algunos otros métodos de estabilización, así como un resumen de todo lo expuesto en esta tesis.

Finalmente, se presentan trece apéndices agrupados en cinco anexos en los cuales se amplían ciertos temas que hubiesen sido muy tedioso explicar y leer pero, que por lo bá

sico de su contenido, son indispensables como complemento -
de los temas expuestos en este trabajo.

OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo, es tratar de interesar a aquellas personas que trabajan en el medio de la construcción y más específicamente en el área de los pavimentos y la urbanización, para que con el auxilio de las nuevas técnicas sobre la Estabilización de Suelos, puedan aplicar a la construcción de terraplenes y pavimentos, soluciones más baratas, fáciles y mejor adaptadas.

Esto es muy conveniente sobre todo en nuestro país, ya que la gran mayoría o si no es que todos los pavimentos de la República, son subdiseñados, debido principalmente a que la intensidad del tránsito, no obliga a construir bases y terraplenes con la suficiente calidad para soportar un flujo de vehículos excesivo, y en gran parte también, a las limitaciones del presupuesto para la construcción de caminos, el cual si no llega mermado a su destino, si es poco. Por lo tanto, la Estabilización de Suelos aplicada a los pavimentos, puede ser muy útil para el mejoramiento de nuestros caminos y carreteras ya que algunas zonas del país tienen suelos sumamente inestables que presentan problemas complejos cuyas soluciones pueden llegar a ser muy caras o difíciles de resolver.

Como caso particular y muy a la vista, es el subsuelo de la Ciudad de México que ha provocado que la gran mayoría de sus avenidas y calles, se encuentren con serios problemas de deformación debido a que el diseño no ha sido adecuado y en los proyectos no se tomaron en cuenta los problemas que presentaría el suelo de cimentación de los pavimentos.

Por lo tanto, los pavimentos de suelos estabilizados, tienen la ventaja de que pueden servir de base a cualquier otro tipo de superficie de rodamiento, ya sea flexible o rígida, lo que hace que su inversión no se pierda, sino que,

al contrario, puede considerarse como una primera inversión, ya que sería un pavimento que se hace por etapas en función del crecimiento del tránsito.

CAPITULO I

EL SUELO Y COMO SE FORMA

1.- DEFINICION

En la Mecánica de Suelos y para el propósito de este trabajo, se puede definir al suelo como: "una delgadísima capa de espesor más o menos variable sobre la corteza terrestre, formada por todo tipo de material terroso, producto de la desintegración física, química o mecánica de las rocas". Entendiéndose por material terroso aquellos que van desde areniscas parcialmente cementadas y lutitas suaves hasta todo tipo de relleno, quedando excluidas de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y las rocas sedimentarias que se encuentran en los lechos madres.

1.1.- TIPOS DE SUELOS

Los diferentes tipos de suelos son debidos a una gran variedad de causas y fenómenos que se presentan en una amplia gama, la cual se puede clasificar en dos grandes grupos según su procedencia. Estas dos grandes clases de suelos que se encuentran sobre la superficie terrestre, son los "Suelos residuales" y los "Suelos transportados".

1.2.- SUELOS RESIDUALES

Los suelos residuales son debidos a la acción de los agentes de intemperismo que atacan a la roca madre provocando su desintegración y cuyo producto queda en el lugar de origen. Cuando esos productos son removidos del lugar de formación por los mismos agentes meteorológicos (viento, lluvia, nieve, etc.) que provocaron la desintegración, se les denomina suelos transportados. Estos últimos también -

pueden formar, y de hecho lo hacen, depósitos estratificados de suelos que habían sido residuales.

1.3.- SUELOS TRANSPORTADOS

Los suelos transportados se clasifican según el agente de transporte que los condujo y depositó, tales como: la gravedad, el agua, el viento y los glaciares.

1.3.1.- SUELOS COLUVIALES

Los suelos transportados por gravedad reciben el nombre de "Coluviales", o depósitos de ladera denominados "Taludes" que son depósitos de partículas angulosas y gruesas de muy diversos tamaños, que al rodar por las laderas de las montañas se detienen al pie de éstas formando los mencionados taludes.

1.3.2- Entre los suelos transportados y depositados por el agua, se distinguen tres tipos: a) Aluviales, b) Lacustres y c) Marinos.

a) Los suelos o depósitos aluviales son aquellos que fueron arrastrados por los ríos y que dependiendo de las características de la corriente y de la topografía del terreno y por consiguiente del cauce, se pueden clasificar en:

a.1) "Abanicos aluviales".- Son acumulaciones de material grueso de tamaños irregulares y de estructura suelta. Las corrientes torrenciales que nacen en las partes altas de las montañas arrastran consigo fragmentos de roca de tamaño variable, dependiendo de la velocidad de la corriente; en la boca del valle donde la corriente pierde velocidad, se depositan los fragmentos mayores formando así, los abanicos aluviales.

a.2) "Terrazas de río".- Los ríos viejos arrastran durante las épocas de creciente, materiales más finos

como arenas, limos y arcillas, que van siendo depositados a lo largo del cauce, según la velocidad de la corriente formando así, las Terrazas de Río.

a.3) "Deltas".- Hacia la desembocadura del río en el mar, la velocidad de la corriente es muy pequeña, lo cual permite que los limos y arcillas que han venido siendo transportados, se sedimenten en depósitos que por su forma triangular reciben el nombre de Deltas. Estos suelos son -- bastante uniformes, finos y a menudo muy compresibles.

b) Los depósitos o suelos "Lacustres", se encuentran en el fondo de los lagos y están formados por materiales finos como las arcillas, limos y arenas muy finas, -- que son acarreados por los ríos que desembocan a ellos, y -- también por la acción de los vientos. Se caracterizan por estar constituidos por capas o estratos más o menos paralelos entre sí. En ciertas ocasiones, algunas de éstas capas corresponden a depósitos de restos silicificados de microorganismos acuáticos, los cuales se conocen como "Tierras de Diatomeas o de Infusorias".

c) Los depósitos marinos, están formados por -- los restos de la vida marina y por partículas minerales, -- así como el producto del arrastre de los ríos y la acción -- del oleaje.

1.3.3.- SUELOS EOLICOS

Los suelos transportados por el viento se denominan "Eólicos", ya que el viento es capaz de transportar -- grandes cantidades de polvo constituido por arcillas, limos y arenas finas y medianas, que van a depositarse en lugares en donde el viento disminuye de velocidad; estos depósitos llegan a alcanzar espesores considerables y se pueden clasificar en dos tipos: a) Loess y b) Médanos.

a) Los "Loess" son suelos que tienen propieda-

des muy importantes desde el punto de vista ingenieril, ya - que están formados por partículas finas de tamaño muy uniforme y son sumamente porosos. En algunas ocasiones se encuentran mezclados con pequeñas cantidades de arcilla que les comunican una buena resistencia cuando se encuentran secos y en estado inalterado, pero si se humedecen cuando están sometidos a una carga, se producen asentamientos bruscos muy considerables capaces de agrietar cualquier estructura cimentada sobre ellos.

b) Los "Médanos" son aglomeraciones de arena suelta o mejor dicho, el conjunto de depósitos de arena suelta denominados "Dunas"; estos depósitos están formados por arenas finas muy uniformes y poco compactas a consecuencia del transporte del viento y que al igual que los Loess, son capaces de producir fuertes asentamientos a consecuencia de vibraciones o humedecimientos.

1.3.4.- SUELOS DE GLACIAR

Por último, los suelos originados por los glaciares (que son grandes masas naturales de hielo que se hallan en movimiento), son depósitos producto de la desintegración de las rocas por medio de la abrasión, que han sido transportados por el glaciar y que, al fundirse el hielo, éste libera su carga y forma los llamados depósitos o suelos glaciares. Estos depósitos reciben varios nombres según su formación y ubicación respecto del glaciar, y son: "Morrenas", "Drumlins", "Esquemes" y "Cames".

Las "Morrenas" son formaciones de material que va desde partículas finas hasta cantos voluminosos producto de la intemperización de las laderas y cauces que se han incorporado al hielo en su movimiento. Las Morrenas de acuerdo a su posición respecto del glaciar, toman diferentes nombres: Frontales, laterales, centrales, y de fondo.

Los rasgos característicos de las Morrenas son:

- I La heterogeneidad de su composición.
- II El material transportado y depositado se encuentra estratificado.
- III La falta de clasificación del material.

Los "Drumlins" son formaciones de carácter regular alineados lateralmente al glaciar o sea, en el sentido del movimiento de éste, y forman una especie de colinas alargadas y poco elevadas. Se encuentran compuestos por arcillas compactas mezcladas con boléos.

Los "Esquemes" o "Eskemes" y los "Cames" o "Kames", son depósitos formados por la deposición de las cargas transportadas por los torrentes que desembocaban en el glaciar. Estos depósitos, se caracterizan por tener una variabilidad de materiales así como el tamaño de sus elementos y además su estratificación es irregular.

1.4- MECANISMOS DE ATAQUE

Los tipos o mecanismos de ataque que provocan que las rocas y lechos rocosos formen suelos, se pueden incluir en dos grupos: la desintegración mecánica y la descomposición química.

1.4.1- DESINTEGRACION MECANICA

La desintegración mecánica no es más que la intemperización de las rocas por medio de agentes físicos, tales como el clima, el agua, las plantas, los glaciares y el viento.

El clima influye con los cambios de temperatura y humedad, ya que al variar éstas, provoca el resquebrajamiento de las rocas debido a pequeños esfuerzos de tensión entre las partículas constitutivas. En donde es más visible este fenómeno, es en las zonas sujetas a cambios de temperatura por ejemplo, como sucede en los desiertos.

El agua, al congelarse, tiene un efecto devastador en las rocas pues al infiltrarse en los huecos, juntas o grietas, produce presiones internas que las rompen.

También las plantas al germinar dentro de las juntas o grietas y al desarrollarse, provocan presiones entre las paredes de la roca que llegan a separarlas o moverlas de sitio, en donde actúa a veces la gravedad, que también es otro factor que contribuye a la formación de los suelos por medio de la desintegración mecánica.

Los glaciares ejercen una fuerte acción abrasiva, ya -- que al ir éstos avanzando, arrastran consigo grandes masas de fragmentos de roca.

Por último, el viento como agente mecánico, ejerce una acción abrasiva cuando arrastra arenas o guijarros.

1.4.2.- DESCOMPOSICION QUIMICA

En la descomposición química, los agentes que intervienen modifican la construcción química y mineralógica de las rocas. Dichos agentes son, desde luego, el agua, que transporta mecanismos de ataque tales como óxidos, hidróxidos y carbonatos; y la vegetación, ya que tiene ciertos efectos químicos que transforman a las rocas.

A las acciones que ejecutan los óxidos, hidróxidos y carbonatos como agentes o mecanismos de ataque en las rocas, se les llama respectivamente: oxidación, hidratación y carbonatación.

En la oxidación, el oxígeno del aire en presencia de la humedad, reacciona químicamente con los minerales constitutivos de las rocas, principalmente con las que contienen fierro.

En la carbonatación, el dióxido de carbono (CO_2), en unión con el agua, forma ácido carbónico, el cual ataca a las rocas que contienen fierro, calcio, magnesio, sodio o potasio; en general las rocas ígneas en su mayoría, son las que

contienen estos minerales.

La hidratación, es la reacción química entre los componentes minerales y el agua que forma parte del compuesto como agua de hidratación.

Cabe hacer notar que el producto de la desintegración - mecánica son arenas y gravas y en contados casos arenas limas, mientras que en la descomposición química por su misma naturaleza el resultado son limos y arcillas. (Estas últimas, podríamos considerarias como el último producto de la descomposición de las rocas).

Los procesos de carbonatación e hidratación combinados, son los responsables de la producción de las arcillas más comunes.

1.5.- SUELOS ORGANICOS Y SUELOS INORGANICOS

Tanto en los suelos residuales como en los transportados, se encuentran dos tipos de ellos que son muy importantes para el estudio de la mecánica de suelos, estos son: los suelos orgánicos y los suelos inorgánicos.

1.5.1.- Los suelos orgánicos se dividen en dos grupos: los limos y arcillas orgánicas que tienen un porcentaje importante de materia orgánica; y las "turbas" que son agregados fibrosos de materia orgánica descompuesta.

1.5.2.- Los suelos inorgánicos son aquellos que carecen de materia orgánica y que van desde las gravas o cantos rodados, hasta las arcillas pasando por las arenas y los limos.

1.6.- IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

Es muy conveniente e importante que el ingeniero o el iniciado en la mecánica del suelo, sepa identificar y clasificar el tipo de suelo que tiene a la mano para tratarlo y trabajarlo, ya que éste se ha formado en el sitio y muchas veces se presenta de manera muy heterogénea por lo que resulta difícil su identificación. Para hacer ésta, es con-

veniente establecer una clasificación de los suelos, ya no según su origen o procedencia, sino según las características físicas que presentan en el lugar. Estas características dividen a los suelos en dos grupos: los suelos gruesos (gravas y arenas); y los suelos finos (limos y arcillas).

1.7.- LOS SUELOS GRUESOS

Estos se caracterizan por ser agregados sin cohesión de fragmentos de roca y minerales granulares inalterados o casi inalterados. Están constituidos de partículas de tamaño mayor de 0.074 mm y menor de 7.6 cm. Son muy friccionantes y carecen de cohesión entre sus partículas, son incompresibles y permiten fácilmente el flujo del agua.

Las gravas difieren de las arenas en el tamaño, ya que más de la mitad de las partículas son mayores de 4.74 mm.; - por lo tanto los suelos cuyas partículas sean menores de - - 4.74 mm. se clasifican como arenas y aquellos de mayor tamaño como gravas o cantos rodados.

Estos suelos (gravas y arenas) por lo general carecen de materia orgánica, lo que hace que se les considere como inorgánicos.

1.7.1.- GRAVAS

Las partículas de gravas presentan formas muy diversas predominando aquellas de forma irregular con aristas y angulosidades; la coloración que presentan las gravas, están dadas por los minerales constituyentes de la roca de donde proceden.

Los cantos rodados son granos gruesos y como su nombre lo indica, son partículas de forma redondeada producida por el acarreo del agua y, es en los ríos en donde generalmente se les encuentra. Es muy importante diferenciar a los cantos rodados de los boléos, (mayores de 7.6 cm.) ya que éstos últimos no entran en la definición de suelo.

Cuando las gravas están limpias y secas, se dice que el suelo tiene una estructura "inestable". Si su contensión es perfecta, (dependiendo de la distribución del tamaño de los granos) puede alcanzar gran densidad por compactación.

1.7.2.- ARENAS

Las arenas también presentan diversas formas, - los granos pueden ser angulosos, redondeados y sub-redondeados, según el grado de desgaste ocasionado por el rodaje y - la abrasión. En general, los granos angulosos, indican que la arena ha estado expuesta al desgaste solo por un corto período de tiempo o nada en absoluto, como puede ocurrir con arenas residuales que han permanecido siempre en el mismo sitio en que se formaron.

Las arenas volcánicas contienen fragmentos angulosos de roca vítrea; los granos de arena desgastados por los hielos pueden tener caras lisas, alisadas por la acción de aquéllos; las arenas marinas suelen ser angulosas. Los granos redondeados son típicos de las arenas fluviales y de playa; sin embargo una arena de río puede contener granos redondeados - más bastos y otros angulosos más pequeños, ya que las arenas de playa, dado que están en suspensión la mayor parte del tiempo, escapan a la abrasión. Las arenas son muy resistentes a la compresión por lo que se dice que son prácticamente incompresibles e indeformables si consideramos un plano vertical.

Cuando su confinamiento es perfecto como en las gravas, pueden llegar a alcanzar gran densidad por compactación. Los granos de arena pueden mantenerse juntos por presión o "cohesión aparente", pero se vuelven inestables de nuevo cuando sobreviene la desecación. Los granos de arena se pueden cementar y de éste modo convertirse en conglomerados.

El grado de acomodo o gradación, es variable y está definido por dos coeficientes llamados de "curvatura" y de "u-

niformidad" que se definirán más adelante.

En las arenas bien graduadas, las partículas más finas tienden a encajar entre las partículas más gruesas, con lo que reducen a un mínimo la cantidad de huecos o vacíos, dando por consiguiente un buen grado de acomodo. Cuando todas las partículas son prácticamente del mismo tamaño, se dice que el suelo es "uniforme" aunque "de graduación pobre". También, si en la serie de tamaños, desde el máximo hasta el mínimo, hay algunos que faltan o son superabundantes, el suelo se considera de "pobre graduación".

El color de las arenas es muy variado pero predominan el gris, pardo y azul, aunque es frecuente encontrar mantos arenosos de color verde, rosa y amarillo. Pertenecen a la clase de suelos inorgánicos pues es muy raro encontrar materia orgánica en ellos.

1.8.- LOS SUELOS FINOS

Estos suelos están compuestos por partículas muy pequeñas que pasan por una malla cuya trama tiene una abertura de 0.074 mm. (malla 200 según las especificaciones del U.S. Bureau of Standards y Tyler Standards). Se dividen en dos grupos: los llamados limos y las arcillas; en ambos grupos se presentan los suelos orgánicos y los inorgánicos.

1.8.1.- LIMOS

Los limos son suelos de grano fino cuyo tamaño varía entre los 0.07 mm. y los 0.002 mm. Presentan una textura suave al tacto y son poco o nada plásticos. Las variedades más comunes y menos plásticas, están constituidas por partículas de cuarzo generalmente del mismo tamaño. Frecuentemente se presentan mezclados con arenas finas o arcillas y generalmente se los encuentra en las riberas de los ríos y zonas lacustres. Su tonalidad abarca todos los matices del color pardo.

Los limos orgánicos tienen mezcladas partículas de mate

ria orgánica finamente dividida y se diferencian de los li-- mos inorgánicos en que aquéllos, son más plásticos y su co-- lor varía entre el gris claro a gris muy obscuro.

1.8.2.- ARCILLAS

Las arcillas son agregados de partículas micros-- cópicas y coloidales constituidas por numerosos minerales -- predominando los silicatos de aluminio hidratados; otros mi-- nerales constitutivos comunes son, los silicatos de magne-- sio, hierro y otros metales también hidratados.

Los minerales de las arcillas están compuestos de lámi-- nas delgadas de espesores microscópicos y submicroscópicos; un porcentaje considerable de partículas de arcilla está --- constituido por fragmentos pequeños, aplastados o escamosos de tales láminas. Estas escamas están mezcladas con otras - de forma irregular y con material coloidal, (tamaños menores de 0.0002 mm.).

Como las arcillas son los finos plásticos del suelo, -- sus características mecánicas se ven seriamente afectadas -- por el contenido de agua, cuando éste es alto, poseen una ba-- ja resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad au-- menta. Estas propiedades son debidas al comportamiento de - las partículas de tamaño coloidal, a las cuales el agua se - adhiere por atracción molecular, formando una película de es-- pesor variable según la cantidad de agua y las característi-- cas eléctricas de los coloides; a ésta agua adherida se le - conoce como "adsorbida" y es un fenómeno muy interesante que se estudiará a continuación.

Cuando el contenido de agua del suelo arcilloso es ba-- jo, disminuye la compresibilidad y aumenta la resistencia al corte, que en algunos casos cuando el suelo está seco, llega a ser considerable.

La variación del volumen de las arcillas, está en fun-- ción de la variación de la humedad o contenido de agua, ya -

que, la película que forma el agua adsorbida evita que las partículas de suelo se toquen entre sí directamente provocando la expansión; cuando el agua se evapora, el espesor de la película que cubre a las partículas disminuye y éstas se acercan entre sí provocando la contracción del suelo.

La variación de la resistencia al esfuerzo cortante se atribuye a que, al cambiar el espesor de las películas de agua, cambia la separación entre las partículas coloidales y varía la fuerza atractiva molecular entre ellas y consecuentemente su resistencia al desplazamiento.

La resistencia de una arcilla, no solamente varía con el contenido de agua; si se toma un trozo de arcilla en su estado natural y se le amasa con la mano sin cambiarle el contenido de humedad, se observa que su resistencia disminuye en mayor o menor grado, según la clase de arcilla de que se trate y su historia geológica. Por ejemplo, las arcillas de origen volcánico o de depósitos lacustres son más sensibles al remoldeo que las arcillas marinas. Otra característica interesante de las arcillas, desde el punto de vista de la construcción es que, la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo; a éste fenómeno se le conoce con el nombre de "Tixotropía" y es de naturaleza físico-química.

Las propiedades de las arcillas están íntimamente ligadas al comportamiento físico-químico de los coloides que las constituyen, los cuales se suponen ligados entre sí por cadenas de moléculas de agua e iones positivos de calcio, sodio, magnesio, fierro, aluminio, etc. El estado de agregación de las partículas coloidales y la intensidad de las fuerzas atractivas o repulsivas entre ellas, dependen de la clase de cationes adsorbidos y del espesor de la película de agua adsorbida.

En el apéndice A del anexo I de esta tesis, incluyo un resumen sobre el comportamiento de los minerales de arcilla en el suelo tanto en su composición, estructura y clasificación, como sus propiedades e identificación: relacionado con el tema

que nos ocupa y que es la estabilización de suelos.

CAPITULO II

PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS

Como en los siguientes capítulos se utilizarán conceptos muy necesarios pero que aún no se han definido, es conveniente conocer y comentar ciertas características o propiedades físicas del suelo, que nos ayudarán a comprender con claridad los temas a tratar.

Tales conceptos como ya se dijo, están relacionados con el comportamiento físico del suelo como son: las propiedades índice, granulometría, compacidad y plasticidad, que pueden ser estudiados en el laboratorio para una mejor clasificación e identificación de los suelos.

Estas propiedades se describirán en el siguiente orden:

- 1) Propiedades índice,
- 2) Granulometría;
- 3) Plasticidad.

2.1.- PROPIEDADES INDICE

Estas propiedades se desprenden de las relaciones volumétricas y específicas o fundamentales del suelo. En éste se pueden distinguir tres fases de la materia que lo constituye; una fase sólida, una fase líquida y una fase gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo, la líquida por el agua contenida libremente en la masa del suelo (excepto la capa de agua adsorbida, ya que, esta forma parte de la fase sólida), y la fase gaseosa que está constituida principalmente por el aire, aún cuando se encuentren gases y vapores.

Las fases líquida y gaseosa, suelen incluirse en un solo volumen (volumen de vacíos), mientras que la fase sólida .

constituye el volumen de sólidos.

La siguiente figura, representa un esquema de una muestra de suelo, en el que aparecen las tres fases, así como -- los conceptos de pesos y volúmenes que se usarán más adelante para obtener las relaciones fundamentales de las propiedades índice.

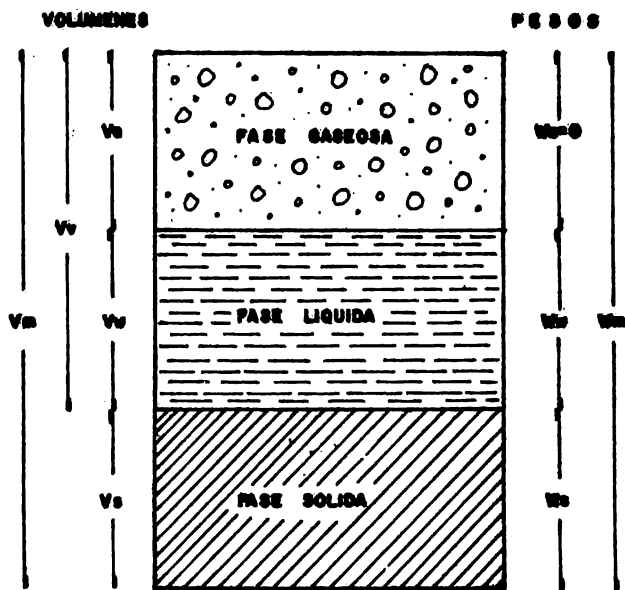


Fig. 2.1.- Esquema de una muestra de suelo en el que se representan -- las tres fases con sus pesos y volúmenes correspondientes.

2.1.1.- RELACIONES ENTRE LOS PESOS Y LOS VOLUMENES

Cuando se relacionan los pesos y los volúmenes de las distintas fases del suelo, se obtienen los llamados - pesos específicos del suelo, que son la relación entre los - pesos y los volúmenes de las distintas fases.

De la figura 2-1, se desprende que se pueden distinguir los siguientes pesos específicos:

a).- Peso específico de la masa del suelo;

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

donde:

W_m = Peso total de la muestra de suelo (Peso de la masa $W_s + W_w + W_m$).

V_m = Volumen total de la muestra de suelo (Volumen de la masa).

b).- Peso específico del agua;

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

donde:

W_w = Peso de la fase líquida de la muestra.

V_w = Volumen de la fase líquida de la muestra.

NOTA: El peso específico de la masa de agua de la muestra de suelo, es prácticamente igual al peso específico del agua destilada a 4°C de temperatura y 1 atmósfera de presión. Este peso se simboliza como γ_e por lo que:

c).- Peso específico de la fase sólida del suelo;

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

donde:

W_s = Peso de la fase sólida de la muestra (Peso de los sólidos).

V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (Volumen de sólidos).

Con estas relaciones y observando el esquema de la figura 2.1., se obtiene que:

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

ya que; $W_m = W_s + W_w$ y $W_o = 0$

Con los pesos específicos γ_m , γ_s y γ_o , se pueden encontrar los "pesos específicos relativos" que se definen como la relación entre el peso específico de una sustancia entre el peso específico del agua a 4°C y presión al nivel del mar.

∴

$$d).- S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{\frac{W_m}{V_m}}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o}$$

$$e).- S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

donde:

S_m = Peso específico relativo de la masa del suelo.

Ss = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo.

2.1.2.- RELACIONES FUNDAMENTALES

Por otra parte, con las relaciones entre los volúmenes y los pesos de las distintas fases del suelo, se pueden obtener las llamadas "relaciones fundamentales" las cuales son muy importantes para comprender y estudiar las propiedades mecánicas de los suelos.

Estas relaciones fundamentales son cinco y se les conoce por:

- | | |
|---------------------------------|-------------------|
| a) Relaciones de vacíos; | "e" |
| b) Porosidad; | "n" |
| c) Grado de saturación; | "G _w " |
| d) Contenido de agua o humedad; | "w" |
| e) Compacidad relativa; | "C _r " |

a) LA RELACION DE VACIOS, INDICE DE POROS U OQUEDAD, se define como el cociente del volumen de vacíos entre el volumen de sólidos y se expresa de la siguiente manera:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Esta relación teóricamente puede variar de 0 a ∞, pero en la práctica realmente varía de 0.25 en arenas muy compactas con finos, hasta 15, en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

b) LA POROSIDAD de un suelo, es la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa, y se suele expresar como porcentaje; por lo que:

$$n (\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

c) Se denomina GRADO DE SATURACION de un suelo, a la relación de su volumen de agua entre el volumen de vacíos y se expresa como porcentaje también:

$$G_w (\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

d) Se define como CONTENIDO DE AGUA O HUMEDAD de un suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida; y también suele expresarse como porcentaje:

$$w (\%) = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

Todas estas relaciones son fáciles de obtener en el laboratorio, simplificando el esquema de la muestra de suelo de la figura 2-1, en donde únicamente se muestren los volúmenes de vacíos y sólidos con sus correspondientes pesos, se obtiene el siguiente esquema de la figura 2.2:

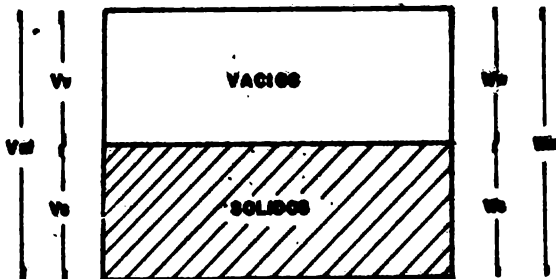


Fig. 2.2.

donde la fase líquida y la fase gaseosa, ocupan los vacíos de la muestra de suelo.

e). LA COMPACIDAD RELATIVA de un suelo, está en función de la relación de vacíos del mismo, entre diferentes estados, y se puede definir con la siguiente expresión:

$$C_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

donde:

"e_{max}", es la relación de vacíos del suelo en su estado más suelto para el cual se desea conocer C_r.

"e_{min}", es la relación de vacíos del suelo en su estado más compacto para el cual se desea conocer C_r.

"e", es la relación de vacíos del suelo, del que se desea conocer C_r, en su estado natural.

2.1.3.- RELACIONES ENTRE "n" Y "e"

En base al anterior esquema, es posible correlacionar la porosidad con la relación de vacíos. Para lo cual utilizaremos el siguiente esquema en el suponemos que la parte de los sólidos es unitaria y la parte que ocupan los vacíos será la oquedad o relación de vacíos.

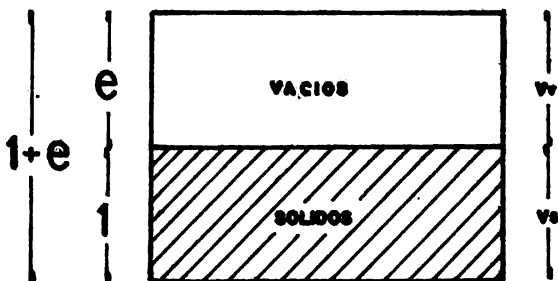


Fig. 2.3.

$$1 + e = V_s + V_v = V_m \Rightarrow V_m = 1 + e$$

$$\Rightarrow e = V_m - 1$$

pero

$$n = \frac{V_v}{V_m} \Rightarrow V_m = \frac{V_v}{n}$$

sustituyendo

$$e = \frac{V_v}{n} - 1$$

de la figura 2-3, tenemos que:

$$V_v = e$$

por lo que:

$$e = \frac{e}{n} - 1$$

operando

$$e = \frac{e - n}{n} \quad \text{o} \quad e + 1 = \frac{e}{n}$$

de donde finalmente:

$$n = \frac{e}{e + 1}$$

De esta última expresión, se deduce operando, lo siguiente:

$$n(e + 1) = e$$

$$ne + n = e$$

$$\frac{ne + n}{e} = 1$$

$$n + \frac{n}{e} = 1$$

$$\frac{n}{e} = 1 - n$$

$$\frac{1}{e} = \frac{1 - n}{n}$$

$$\therefore e = \frac{n}{1 - n}$$

2.2.- GRANULOMETRIA

Como las propiedades mecánicas de los suelos están íntimamente relacionados con el tamaño y forma de las partículas que los integran, un suelo puede estar constituido predominantemente por partículas de tamaño muy semejante, o bien, pueden encontrarse en él una gran diversidad de tamaños, variando desde pequeñísimas partículas coloidales que no son visibles aún con ayuda de los mejores microscópicos ópticos, hasta piedras o guijarros de 9 a 10 cm.

Lo anterior permite dividir a los suelos en dos grandes grupos: el de los suelos microscópicos, en los que las partículas no se pueden ver a simple vista; y el grupo de los suelos macroscópicos que son aquellos en que los granos o partículas sí pueden ser observados a simple vista.

Si se hace pasar una porción de suelo a través de una serie de mallas o tamices de aberturas conocidas, en cada una de ellas se irán reteniendo partículas cuyo tamaño es mayor que la malla que los retiene y menor que la inmediata an

terior. De esta manera puede establecerse la proporción relativa, en peso, de los diversos rangos de tamaño que constituyen al material en cuestión.

Por lo tanto se puede decir que la "Granulometría", es la parte de la Mecánica de Suelos que estudia lo referente - al tamaño de los granos o partículas constitutivas de los -- suelos.

Las formas comunes de las partículas de cualquier sue-- lo, pueden resumirse en equidimensionales, placas y tubula-- res. Las primeras son propias de los suelos macroscópicos; las placas se presentan en las micas y las arcillas; las for-- mas tubulares son las menos comunes y se forman a partir de placas enrolladas y solo son propias de algunas arcillas.

Las formas equidimensionales pueden dividirse en: muy - redondas, redondas, y sub-redondas, sub-angulares y angulares. La forma solo influye de manera importante en la deformabilidad, de modo que los suelos angulosos, para niveles de es-- fuerzos pequeños, son más resistentes a las deformaciones ya que debido a sus puntas angulosas, forman apoyos fuertes que impiden el interdesplazamiento. En cambio a niveles de es-- fuerzos mayores, dichas puntas son incapaces de resistir y - fallan, por lo que, las formas redondas son preferibles cuan-- do se soportan grandes esfuerzos.

El tamaño de las partículas, influye en la permeabili-- dad, compresibilidad y resistencia de un suelo. La permeabi-- lidad aumenta con el tamaño; pues las cavidades o huecos son mayores. En cuanto a la compresibilidad y resistencia, los suelos gruesos tienen menor número de contacto e interacción por partícula, lo que los hace ser más resistentes a los es-- fuerzos pero menos compresibles, no así los suelos finos que son compresibles pero menos resistentes.

La distribución del tamaño de las partículas constituti-- vas de un suelo, se puede expresar gráficamente mediante la curva de Distribución Granulométrica; en ella se relaciona -

la porción relativa, generalmente en 1 de cada rango de tamaño, con el diámetro representativo del rango.

La medición del diámetro representativo del tamaño de los granos se puede efectuar de tres maneras distintas:

- 1) Medición directa: cuando los granos son mayores de 3" (76.2 mm.).
- 2) Medición por mallas o tamices: cuando el tamaño varía de 0.074 mm. (malla No. 200) a 3" (malla No. 3).
- 3) Mediante el hidrómetro: para partículas de tamaños menores de 0.074 mm.

Cuando se tienen los porcentajes en peso de cada grupo de suelos y el diámetro representativo de ellos, se conoce su granulometría. En la práctica se emplean los términos -- "gravas, arena, limo y arcilla", para diferenciar los distintos rangos de tamaños de las partículas, cuyos límites son puramente convencionales.

Si los valores de cada rango se representan gráficamente en papel semilogarítmico, en donde el eje logarítmico se representan los diámetros de las partículas y en el aritmético los porcentajes acumulativos correspondientes a dichos diámetros, se obtiene la curva granulométrica. Para el trazo de dicha curva, se usa el eje de las ordenadas para establecer el porcentaje en peso de las partículas cuyo tamaño es menor que el diámetro fijado en el eje de las abscisas. El porcentaje se le llama "más fino" o "menor que". Esta curva de distribución granulométrica se observa en la siguiente figura 2.4.

En la figura se puede observar que el suelo representado por la curva, no tiene partículas mayores de 2.5 mm., y el 50% de sus granos es menor que 3.6 mm.

Cuando un suelo contiene una baja proporción de partículas finas (limo y arcilla) o carece de ellas, puede determinarse fácilmente en el laboratorio su curva granulométrica -

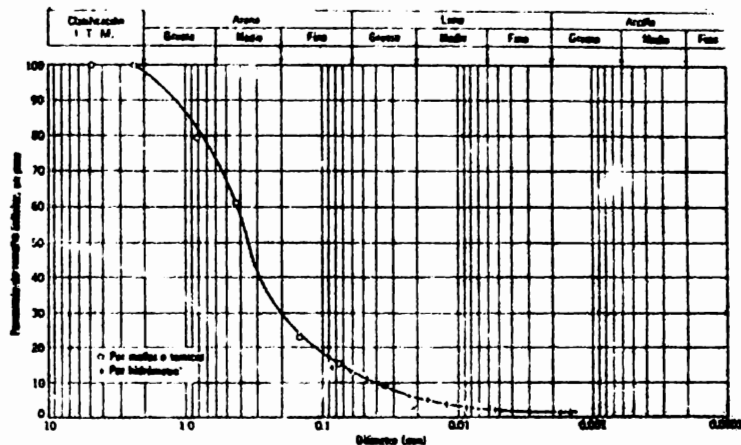


Fig. 2.4 Representación de una Curva Granulométrica de un suelo.

simplemente con el empleo de una serie de tamices o mallas - de aberturas conocidas. Por el contrario, cuando los finos predominan de manera importante, es necesario lavar con agua el material a fin de separar las partículas gruesas de las - finas a las cuales se les determina su granulometría con el hidrómetro. Los materiales finos pasan por la malla No. 200 del sistema de Tyler cuya abertura es de 0.074 mm. La deter~~minación~~ minación de los porcentajes relativos en peso y del diámetro correspondiente a cada rango de tamaño, se realiza en el laboratorio por medio del hidrómetro y utilizando la ley de -- Stokes, la cual fija la velocidad con que cae una esfera sólida de diámetro y peso específico conocidos, a través de un fluido cuyo peso específico y viscosidad se conocen. Por lo general en el análisis granulométrico, el fluido consiste en agua destilada.

La Ley de Stokes se basa en la siguiente expresión:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \mu} D^2 \dots\dots\dots(1)$$

en donde:

v = Velocidad de caída de la esfera, en cm/seg.

γ_s = Peso específico de la esfera, en gr/cm³.

γ_w = Peso específico del líquido, en gr/cm³.

μ = Viscosidad del líquido, en gr-seg/cm².

D = Diámetro de la esfera en cm.

Despejando el diámetro de la ecuación (1) y expresándolo en milímetros tenemos que:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \mu}{\gamma_s - \gamma_w} v} \dots\dots\dots(2)$$

En el anexo I, apéndice B de este trabajo, se presenta una breve explicación y comentario sobre la forma de determinar una curva granulométrica por medio del hidrómetro.

A partir de la curva de distribución granulométrica, se pueden obtener dos características que son el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.

El coeficiente de uniformidad está definido por la expresión:

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

El coeficiente de curvatura está definido por la siguiente expresión:

$$Cc = \frac{(D_{30})^3}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

en donde:

D_{10} = Diámetro correspondiente a las partículas cuyo tamaño es mayor únicamente que el 10% en peso, con respecto al total de partículas del suelo. (También se le conoce como "Diámetro Efectivo").

D_{30} = Diámetro de las partículas cuyo tamaño es mayor únicamente que el 30% en peso, del total de partículas de la muestra.

D_{60} = Diámetro de las partículas cuyo tamaño es mayor únicamente que el 60% en peso, del total de partículas.

En pavimentos o construcción de terraplenes por lo general cuando las partículas de un suelo tienen un diámetro menor de 0.074 milímetros, la distribución granulométrica prácticamente no se hace, ya que carece de importancia y la prueba del hidrómetro solo se determina si hay un laboratorio a la mano.

Para clasificar a los suelos según su tamaño, se utiliza el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el cual distingue los tamaños de las partículas de la siguiente forma:

Malla o tamiz	3"	3/4"	#4	#10	#40	#200
Tamaño en mm.	76.2	19.1	4.76	2.0	0.42	0.074
Denominación	Gujarros	Gravas Gruesas	Gravas Finas	Arenas Gruesas	Arenas Media	Arenas Finas
	SUELOS GROSOS					SUELOS FINOS

Tabla 2-1. Distribución de los suelos según su tamaño y clasificación de acuerdo al tamiz por el que pasa.

En el anexo II de este trabajo, incluyo dos apéndices en los cuales se presenta una tabla completa del SUCS (Apéndice C) y un cuadro que facilita la clasificación (Apéndice D).

Por último dentro del estudio de la granulometría de un suelo, se pueden definir otras dos características importantes que nos van a dar una idea más amplia de lo que es la -- composición o textura de un suelo. Tales características -- son: la graduación o gradación y la estructura de las partículas.

2.2.1.- GRADUACION, es cuando un suelo está constituido por partículas de una gran variedad de diámetros y en proporción tal que los huecos que quedan entre las partículas grandes, son ocupados por otras más pequeñas y así sucesivamente. Por lo tanto cuando lo anterior se cumple, se dice que el suelo esta "bien graduado" o es de "buena gradación".

2.2.2.- ESTRUCTURA, es la manera como se asocian las -- partículas entre sí, es decir, la particularidad de un suelo de estructurarse de una manera determinada, por lo que es un factor importante en las propiedades mecánicas.

Se distinguen tres tipos de estructuras: "La granular", "La apanalada" y "La floculenta". La primera es propia de los materiales gruesos; la segunda es típica de los suelos limosos, uniformes o de estructura suelta; y la tercera se encuentra generalmente en las arcillas coloidales floculadas y saturadas. También es posible encontrar muchas combinaciones de estos tres tipos de estructuras en todos los suelos heterogéneos.

2.3.- PLASTICIDAD

La plasticidad, es la parte de la Mecánica de Suelos que estudia el comportamiento plástico de los "suelos finos". Se sabe que al mojar una tierra constituida por limo y arcilla, se vuelve blanda, formándose lodo, que al secarse se endurece en grado variable o se desintegra volviéndose -- polvo. Estos sencillos fenómenos son, en realidad de naturaleza físico-química muy compleja y constituyen la base de --

las pruebas desarrolladas por A. Atterberg para estudiar las variaciones de la consistencia de los suelos finos con los cambios de humedad.

Atterberg introdujo nuevos conceptos que se conocen como "Límites de Consistencia o de Atterberg". Según éste, un suelo en función de su contenido de agua o humedad, puede estar en cualquiera de los siguientes estados: Líquido, Plástico, Semisólido y Sólido. Las fronteras entre dichos estados, son los que se conocen como Límites de Consistencia. Cabe hacer notar que la mayoría de los suelos arcillosos que se encontrará el ingeniero en la práctica, están en estado plástico y son pocos los casos de estado semisólido y mucho menos en estado líquido.

LIMITES DE CONSISTENCIA

2.3.1.- LIMITE LIQUIDO.- Si a un suelo fino se le agrega agua en suficiente cantidad, puede convertirse prácticamente en un líquido, es decir fluye fácilmente bajo el efecto de un pequeño esfuerzo cortante. Si se permite que el agua se evapore parcialmente, llega un momento en el que el suelo empieza a presentar una cierta resistencia al esfuerzo cortante y se comporta como un material plástico. El contenido de agua, expresado en % por peso de suelo seco, en ese momento, es el "Límite Líquido" de dicho suelo. Por lo tanto se puede decir que el límite líquido, es el contenido de agua que divide los estados líquidos y plásticos de un suelo.

En base a los estudios de Atterberg, Artur Casagrande definió los límites de los estados de consistencia y desarrolló un método para determinar el límite líquido, que es el que actualmente rige en todos los laboratorios de Mecánica de Suelos. Dicho método se incluye en el apéndice "E" del anexo II para efectos de complementar este trabajo.

2.3.2.- LIMITE PLASTICO.- Si es el agua que tiene el --

suelo en el límite líquido continúa evaporándose, llega un momento en que se hace quebradizo y deja de comportarse plásticamente. Por lo tanto, el contenido de agua para el cual el suelo comienza a perder sus propiedades plásticas, para pasar al estado semisólido, se le conoce como "Límite Plástico". Su determinación se lleva a cabo en el laboratorio y en el apéndice "F" del anexo III explico someramente el procedimiento.

2.3.3.- LIMITE DE CONTRACCION.- Una característica distintiva de los suelos arcillosos, es la reducción o aumento de volumen que experimentan cuando se disminuye o se incrementa, respectivamente, su contenido de agua. Si del límite plástico se continúa reduciendo la humedad, el suelo sigue reduciendo de volumen, hasta que llega un momento en el que el contenido de humedad es tal, que una pérdida mayor de ésta ya no produce ninguna contracción. El suelo se vuelve duro y cambia su color oscuro a otro tono más claro. Por lo tanto, si el suelo pierde agua y su volumen disminuye debido a las fuerzas de tensión capilar originado por el agua intersticial, entonces se dice que llega al "Límite de Contracción" con el contenido de agua a partir del cual el volumen del suelo permanece constante aunque la humedad disminuye. En el límite de contracción se satura el suelo y por definición es la frontera que separa el estado semisólido del estado sólido. Su determinación también se lleva a cabo en el laboratorio, y en el apéndice "G" se explica brevemente el procedimiento.

2.3.4.- INDICES DE PLASTICIDAD

Casagrande estableció que cuando el contenido de agua de un suelo es menor que el límite líquido, pero mayor que el límite plástico, dicho suelo se encuentra en estado plástico y cuando sus límites superior e inferior son el límite plástico y el límite de contracción, se encuentra en

estado semisólido.

También Casagrande estableció otros dos conceptos denominados índices correlacionados con los límites de Atterberg o de Consistencia, los cuales se muestran en el esquema siguiente:

CONSISTENCIA	<u>Líquida</u>	---- Límite Líquido (LL)	
	<u>Plástica</u>	---- Límite Plástico (LP)	--IP
	<u>Semisólida</u>	---- Límite de Contracción (LC)	--IC
	<u>Sólida</u>		

en donde:

IP, es el denominado "Índice de Plasticidad" y se le da fin como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$IP = LL - LP$$

Además representa el rango de variación de humedad o -- contenido de agua dentro del cual el suelo se comporta plásticamente.

IC, representa el "Índice de Contracción" y se define -- como la diferencia entre el límite plástico y el límite de -- contracción:

$$IC = LP - LC$$

Y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida.

Cuando los suelos tienen el mismo índice de plasticidad, pero distintas curvas de flujo*, el suelo cuya curva sea más tendida, tendrá mayor resistencia en el límite plástico lo cual es una medida de la Tenacidad de la arcilla del suelo.

•

* Ver apéndice "E" en el anexo III.

Para valuar estas propiedades, se establecieron los siguientes índices cuyos conceptos se definirán a continuación:

2.3.5.- INDICE DE FLUIDEZ (Pw)

Es la pendiente de la curva de flujo, es decir, la variación del contenido de humedad para un ciclo de la escala logarítmica con que se mide el número de golpes. (La curva de flujo, es la gráfica que se obtiene para determinar el LL).

2.3.6.- INDICE DE TENACIDAD (Tw)

La tenacidad de un suelo fino, está en función directa con la resistencia en el límite plástico y el límite líquido de acuerdo a la pendiente de la curva de flujo. Este índice de tenacidad se define como el cociente de dividir el índice plástico entre el índice de fluidez, y se expresa de la siguiente forma:

$$Tw = \frac{Ip}{Pw}$$

2.3.7.- INDICE DE LIQUIDEZ (IL)

El índice de liquidez está en función del contenido de agua "W" y los límites líquido y plástico. Se le define con la siguiente expresión:

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} = \frac{w - LP}{IP}$$

dicho índice, se acostumbra dar como porcentaje y define la posición del suelo dentro del estado plástico, es decir, - cuando el contenido de agua de un suelo está cerca del límite plástico, el índice de liquidez tiende a cero, mientras - que si "w" está cerca del límite líquido, IL tiende a la unidad.

El índice de liquidez puede decirnos que tan consistente es un suelo, es decir, que tanta resistencia pierde cuando se somete a remoldeo. Cuando el índice de liquidez de un suelo está cerca del 100%, significa que se trata de un suelo normalmente consolidado, con cierta orientación de sus partículas que dan una determinada resistencia, cuyo valor será mayor de 27 gr/cm² correspondiente a la resistencia del suelo al esfuerzo cortante en el límite líquido. La determinación del LL se debe hacer con una muestra de suelo perfectamente remoldeado, de modo que un índice de liquidez cercano al 100% nos indica que se trata de un suelo sensitivo, mientras que valores cercanos a cero, indican que el suelo es preconsolidado y su sensibilidad es baja.

2.3.8.- SENSITIVIDAD O INDICE DE SENSITIVIDAD (St)

Se define como el cociente de la resistencia a la compresión simple (q_u) de un suelo inalterado, entre la resistencia a la compresión simple del mismo suelo después de haberlo remoldeado.

La expresión para determinarla se puede poner de la siguiente manera:

$$St = \frac{(q_u)_{\text{inalterado}}}{(q_u)_{\text{remoldeado}}}$$

2.3.9.- CARTA DE PLASTICIDAD

En base al Límite Líquido y al Índice de Plasticidad, Casagrande construyó la llamada "Carta de Plasticidad" de modo que localizando un suelo en dicha carta, se puede tener información sobre su comportamiento. Esta Carta de Plasticidad se incluye en el apéndice "H" del anexo III, en donde se puede ver que la resistencia del suelo en estado seco, aumenta con el índice de plasticidad, mientras que si éste disminuye, aumenta la permeabilidad. También se observa que al aumentar el límite líquido de los suelos, éstos se vuelven más

comprensibles, por lo que, los suelos orgánicos siempre se localizarán debajo de la Línea "A".

Observando la Carta de Plasticidad del apéndice "F" y - resumiendo lo anterior, se puede elaborar una tabla en donde se vea el comportamiento de un suelo en función de su Límite Líquido y su Índice de Plasticidad.

CARACTERISTICAS	LL Constante IP Aumenta	LL Aumenta IP Constante
Compresibilidad	la misma	crece
Permeabilidad	decrece	crece
Cambios Voldmétricos	decrece	constante (no cambia)
Resistencia en estado seco.	crece	decrece

Tabla 2.2.- Características y comportamiento de un suelo cuando varían - el LL e IP.

CAPITULO III

ESTABILIZACION

Para comprender la estabilización de los suelos, debemos responder las siguientes preguntas que se pueden destacar y agrupar en el siguiente orden:

- A) ¿Qué se entiende por estabilización?
- B) ¿Cuáles suelos son susceptibles de estabilizarse?
- C) ¿Cómo y por qué se deben de estabilizar?

Estas cuestiones, las trataré de contestar de forma so-
pera ya que el tema es muy amplio y podría llenar varios vo-
lúmenes.

A) En su concepto más amplio se puede definir la "Estabilización" como un proceso de mejoramiento de un suelo "malo" (a aquel que desde un punto de vista ingenieril no es apto para usarse) por medio de agentes químicos y procedimientos mecánicos, que garantice el mejor comportamiento del suelo en el que se construye una estructura (un edificio, una base para carretera, una pista para un aeródromo, etc.) sin que la superestructura sufra deformaciones apreciables, flujos de agua excesivos o asentamientos mayores que los permitidos para garantizar la seguridad de los usuarios.

También bajo el nombre de estabilización de suelos, se agrupan todas aquellas técnicas que tienen como finalidad mejorar las propiedades mecánicas de los suelos naturales.

Un problema que continuamente encara el ingeniero civil, es el de mejorar suelos que de otra manera serían inadecuados, con procedimientos de construcción y técnicas apropiadas, que constituyen el proceso de estabilización. En muchas ocasiones, suelos que son insatisfactorios en estado na-

tural, pueden ser alterados por la adición de mezclas y agregados o por una adecuada compactación y así hacerlos apropiados para la construcción de carreteras, terraplenes, bases para cimentación, etc.

Como en todo problema de diseño en ingeniería, el aspecto económico (en cuanto a los beneficios derivados del proceso de estabilización) determinará el uso del proceso, y qué tanto de él se garantizará.

Es oportuno en este punto, el revisar los principios básicos de diseño, de modo que la estabilización rinda frutos tanto técnica como económicamente.

B) Los suelos susceptibles de estabilizarse, son aquellos que tienen relativamente baja resistencia a los esfuerzos a que se someterán y valor de soporte, también se estabilizan los suelos expansivos y los de alto índice de contracción.

Como ejemplo de suelos que deben estabilizarse, tenemos aquellos que son orgánicos, pantanosos, arcillosos y limosos (muy suaves), arcillas sensibles (contráctiles o expansivas), suelos muy húmedos o con alto contenido de agua, suelos perennemente congelados, arenas sueltas o no confinadas, etc.

Existe un gran número de procedimientos para estabilizar los suelos, aplicables a diversos casos, pero en general, se pueden clasificar en cuatro grandes grupos: 1) Mecánicos, 2) Químicos, 3) de Cementación y 4) de Agregado de Sustancias Bituminosas. Estos procedimientos son de particular interés en la construcción, ya sean bases para carreteras, terraplenes para vías férreas, aplicaciones a problemas relacionados con cimentaciones, etc.

C) El suelo natural es un material complejo y variable, ingenierilmente hablando. No obstante por su gran disponibilidad y su bajo costo de adquisición, ofrece grandes oportu-

nidades para el uso adecuado como material en la ingeniería. Sin embargo el suelo, no es siempre en algunos sitios, trabaja total o parcialmente para los requerimientos del ingeniero, por lo cual requiere de un proceso de mejoramiento -- llamado estabilización, lo que implica que una decisión básica debe ser tomada ya sea:

i) Aceptar el material de la localidad como es, y alterar los parámetros suficientes para completar las restricciones impuestas por su calidad existente;

ii) Remover el material del sitio y reemplazarlo con un material superior en calidad y resistencia; o

iii) Alterar las propiedades mecánicas del suelo existente para crear un nuevo material capaz de satisfacer los requerimientos que se necesitan.

Esta última alternativa, que es la que nos ocupará en este trabajo, (la alteración de las propiedades del suelo para satisfacer los requerimientos ingenieriles), es la denominada "Estabilización de Suelos".

3.1.- FORMAS DE ESTABILIZACION Y ESTABILIZACION PROPIAMENTE DICHA

Las propiedades del suelo pueden ser alteradas de varias formas, entre las cuales se incluyen: como ya se dijo la química, la térmica, la mecánica y otras más. Sin embargo debe tomarse en cuenta que por la gran variabilidad de los suelos, no todos los métodos son siempre satisfactorios en todos los suelos.

Dado que, la heterogeneidad del suelo es muy frecuente aún en intervalos de pocos metros, la alternativa de un agente estabilizador es frecuentemente gobernada por su "Espectro de Respuesta", es decir, el número y tipo de suelos en el cual el agente ha sido encontrado efectivo.

Debe ser reconocido que la estabilización no es neces

riamente la panacea por lo cual cualquier propiedad del suelo, es cambiada por otra mejor. El uso correcto de este proceso, requiere un claro y amplio conocimiento del suelo a -- tratar a fin de decidir cual de sus propiedades deberá modificarse, este proceso en cierta forma ingenieril específicamente, es un elemento importante en la decisión ya sea que el suelo se estabilice o no.

Por lo tanto, para poder tomar la decisión de estabilizar, es necesario conocer las propiedades del suelo y su comportamiento bajo las sollicitaciones de trabajo a que se someta.

3.2.- PROPIEDADES DEL SUELO

Las propiedades principales del suelo que le interesan al Ingeniero Constructor son:

- 1) Estabilidad de Volumen,
- 2) Permeabilidad, y
- 3) Resistencia,

Cuando durante la construcción no se tiene el control adecuado de estas propiedades, surgen fallas como consecuencia de procedimientos no aptos. No obstante es ventajoso -- discutir tratamientos correctivos, como una medida preventiva permanente de seguridad contra el desarrollo de condiciones adversas ya sea durante el desarrollo de la construcción o a través de la vida útil de la estructura.

A continuación, trataré de ampliar y explicar un poco el concepto de las propiedades antes mencionadas al principio de este párrafo, para poder así adentrarnos de lleno en los métodos y formas de estabilización.

3.2.1.- ESTABILIDAD DE VOLUMEN

Muchos suelos arcillosos se expanden o contraen con los cambios de contenido de agua; tales suelos son típicos de algunas regiones de inestabilidad climatológica. Pa-

ra citar un ejemplo, tenemos suelos como los que se encuentran en la zona oriental de Australia, en donde el nivel del suelo puede ascender o descender periódicamente de 15 y hasta 20 cm. Este movimiento de la superficie, no necesariamente coincide con la estación de lluvias o la del estío. En -- suelos de baja permeabilidad, la diferencia de tiempo entre desplazamientos para el máximo movimiento de la superficie y la época de lluvias, puede ser substancial.

En un suelo arcilloso expansivo, los cambios de estación o de temporada y los períodos largos de humedad, si no son controlados, rápidamente agrietan y rompen la superficie de los caminos, inclinan postes, cuartean edificios, rompen los conductos de agua y generalmente causan grandes pérdidas económicas.

La expansión y contracción es causada por el mayor o menor contenido de agua del suelo y pueden ser evitados previniendo este cambio. En la frontera del suelo, la variación del contenido de agua durante los cambios de estación, puede extenderse a grandes profundidades. En algunos suelos como el citado anteriormente, la variación del contenido de agua se localiza comunmente entre un metro y metro y medio, sin embargo ocasionalmente alcanza hasta dos y tres metros.

Cualquier cambio permanente en las propiedades de la superficie de un suelo, también cambia el equilibrio de la humedad en las partes profundas de los contornos del suelo en estudio, no importando si existe un exceso de humedad en las capas profundas o todo lo contrario, por lo tanto algunos movimientos de expansión o contracción de la superficie seguirán sucediéndose.

Un fenómeno que es determinante en el comportamiento de los suelos y que influye decisivamente en el diseño de las estructuras que servirán de soporte a los pavimentos, edificios y construcciones en general, es el llamado fenómeno de la consolidación. Este fenómeno da lugar a un cambio volumé

trico del suelo debido a la expulsión de agua de una masa de suelo cuando a este se le aplica una carga.

La consolidación del suelo es un fenómeno muy interesante y hasta cierto punto fascinante pero muy complicado y difícil de estudiar. En esta ocasión solo lo trataré de explicar someramente y con relación al diseño de los pavimentos, más adelante, en el capítulo número XII*.

3.2.2- PERMEABILIDAD

Como todos sabemos, un suelo presenta por su misma conformación, una parte sólida constituida por partículas minerales y en ocasiones orgánicas así como una parte no sólida, hueca que existe entre partícula y partícula, y que constituye el volumen de vacíos. Cuando este vacío es ocupado completamente por el agua, se dice que el suelo está saturado.

Ahora bien, si la presión que ejerce el agua en el suelo es hidrostática, es decir, que la presión es la misma en los intersticios del interior del suelo, en cualquier punto, es igual al peso volumétrico unitario del agua multiplicado por la profundidad del punto considerado, no habrá circulación o flujo de agua en el interior de la masa de suelo. Pero si la distribución de presión en el agua (la presión neutra) no es hidrostática, se establece una condición de flujo intersticial que dependerá de la variación de las presiones neutras y de la característica del suelo que se denomina permeabilidad. En otras palabras, la permeabilidad de un suelo, es la velocidad con que el agua se filtra o fluye por los huecos, poros vacíos o intersticios del suelo, cuando está sujeta a una variación de presión neutra unitaria, es decir a un gradiente unitario.

*NOTA: En el anexo IV, apéndices I, J y K, explico brevemente el fenómeno de la consolidación y los asentamientos que se producen cuando el suelo se consolida.

La permeabilidad del suelo se ve afectada por diversos factores inherentes, tanto al suelo mismo como a las características del agua circulante. Estos factores, principalmente son:

- 1.- La relación de vacíos del suelo.
- 2.- La temperatura del agua circulante.
- 3.- La estructura y estratificación del suelo.
- 4.- La existencia y forma de oquedades, fisuras, agujeros, etc., que tenga el suelo, y
- 5.- Quizás la más importante, la velocidad de flujo del agua en la masa porosa, que dependerá a su vez del gradiente a que esté sujeta el agua que fluye.

Con relación a esta última consideración, la ley empírica de Henry Darcy para el flujo laminar dentro de un medio poroso establece que la velocidad de flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico.

$$V = k i \dots\dots\dots(3-1)$$

donde "v" es la velocidad media de escurrimiento, a través de la sección transversal total normal al flujo. (Total significa el área de vacíos mas el área de sólidos); "k" es una constante de proporcionalidad a la que se le conoce como "Coeficiente de permeabilidad"; o "i" es el gradiente hidráulico.

La siguiente figura muestra esquemáticamente estos conceptos:

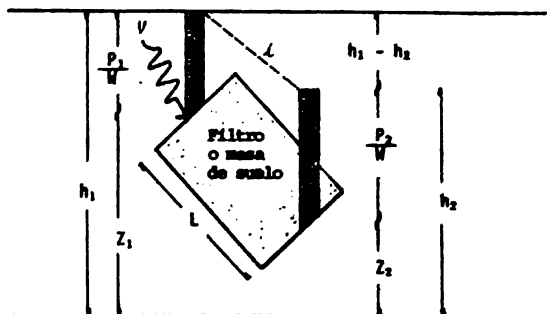


Fig. 3.1.- Esquema que muestra el dispositivo experimental de Darcy.

De la figura anterior, se deduce que el gasto de agua - que pasa a través de la masa de suelo de sección transversal total de área " A " bajo el gradiente hidráulico " i ", se puede expresar de la siguiente forma:

$$q = k \cdot i \cdot A \dots\dots\dots(3-2)$$

donde:

- q = Gasto de agua en $\text{cm}^3/\text{seg.}$
- A = Área de la sección transversal de la masa del suelo en cm^2
- i = Gradiente hidráulico, adimensional.
- k = Coeficiente de permeabilidad en $\text{cm}/\text{seg.}$

La determinación experimental del coeficiente de permeabilidad " K ", se hace en el laboratorio por medio de aparatos o modelos llamados "permeámetros", de los cuales existen dos tipos; el de carga constante y el de carga variable.

El permeámetro de carga constante, permite calcular el coeficiente de permeabilidad de suelos no finos y permeables en base a un gasto de agua conocido que pasa a través de una masa de suelo de longitud y área fijas en un tiempo determinado, y en donde el gradiente hidráulico es constante, ya -- que la altura de carga hidráulica " h " y la longitud del espécimen donde se consume son constantes.

El permeámetro de carga variable, permite también calcular el coeficiente de permeabilidad para suelos finos y muy poco permeables; en este dispositivo el volumen de agua que pasa por la masa del suelo está en función no lineal del -- tiempo; la variación de la carga hidráulica es función de la variación del tiempo.

En la siguiente figura se muestra esquemáticamente un -- permeámetro de carga constante en el que se hace circular agua en condiciones normales y conocidas de temperatura y presión a través de un espécimen o prisma de suelo de longitud " L " y área " A " conocidas.

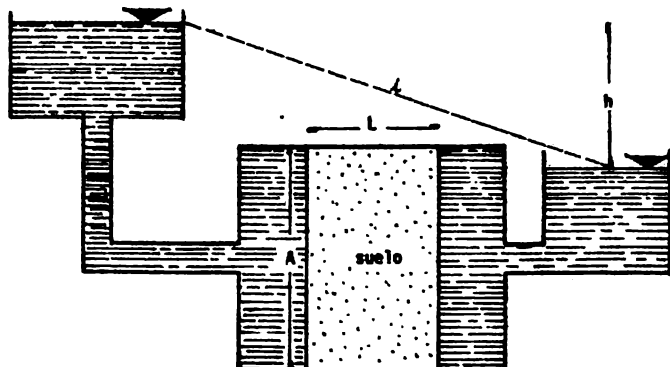


Fig. 3.2- Permeámetro de carga constante.

Observando la figura se puede comprobar la adimensionalidad del gradiente hidráulico ya que este se define como el cociente de la diferencia de alturas del agua (la pérdida de carga) entre la longitud del espécimen de suelo en que se -- prende la carga; por lo que:

$$i = \frac{h}{L} \dots\dots\dots (3-3)$$

En el perméametro, de carga constante midiendo la pérdida de carga "h" y el volumen de agua escurrido en un tiempo "t", el coeficiente de permeabilidad se puede calcular con - la siguiente fórmula:

$$k = \frac{qL}{hA} \dots\dots\dots (3-4)$$

en donde:

$$q = \frac{V}{t} = \text{gasto en cm}^3/\text{seg.}$$

L = Longitud del prisma de suelo.

A = Area de la sección transversal del espécimen.

h = Carga del agua, diferencia de alturas o pérdida de carga.

De la fórmula anterior, se observa que el coeficiente - "k" tiene las dimensiones de una velocidad, por lo cual el - coeficiente de permeabilidad se expresa en cm/seg.

La permeabilidad de los suelos está estrechamente ligada con su granulometría; las gravas y arenas que no contienen finos o que los contienen en baja proporción, tienen coeficientes de permeabilidad altos. A medida de que el contenido de finos en las gravas y las arenas aumenta, la permeabilidad disminuye. Los suelos finos particularmente las arcillas de alta plasticidad, exhiben coeficientes de permeabilidad tan bajos que se les considera suelos impermeables. A

los suelos de granulometría intermedia entre las gravas o -- las arenas limpias y las arcillas o limos, se les considera semipermeables.

La permeabilidad de un suelo dado varía con la relación de vacíos "e", que posea. En los suelos permeables, se ha encontrado que dicha variación entre "e" y "K" es lineal, no así para los suelos impermeables. La ley que representa esta variación de "K" con "e" depende de las características de plasticidad, de los suelos finos por lo que es necesario hacer determinaciones experimentales del coeficiente de permeabilidad para cada suelo impermeable cuando se requiera.

3.2.3.- RESISTENCIA

Para poder analizar la resistencia de un suelo, es necesario establecer ciertas hipótesis sobre la constitución del mismo. Se establece que el suelo es un medio homogéneo, isótropo, continuo y elástico; pero el principal problema estriba en que el suelo muy pocas veces reúne las consideraciones antes mencionadas en su comportamiento cuando es sometido a esfuerzos, ya que por lo general es bastante heterogéneo, anisótropo, discontinuo, y elastoplástico. Esta hipótesis simplificatoria se justifica porque permite aprovechar los estudios de clasificación ya establecidos y se debe tomar en cuenta al aplicar los resultados obtenidos (bajo esta hipótesis) al suelo real.

La resistencia del suelo se define como la capacidad -- que tiene, para soportar esfuerzos sin que se rompa o sufra deformaciones que afecten la estructura en que se utiliza.

Otra hipótesis de trabajo en la geotecnia es que en general, la ruptura se realiza cuando en un plano se llega a un conjunto de esfuerzos normales y cortantes que el suelo no puede resistir.

La resistencia del suelo generalmente se presenta cuando aplicamos una cierta carga o determinado número de cargas

(repetición de cargas) y que el subsuelo va a soportar y resistir.

Otro efecto y quizás más importante pero que está intí-
mamente ligado con el valor soporte y capacidad de carga, es
la "resistencia al esfuerzo cortante" y que es fundamental -
para el estudio de los suelos y en particular de su comporta-
miento mecánico. Por eso la importancia de considerar al --
suelo como un medio homogéneo, isotrópico, continuo y elásti-
co; ya que se han deducido teorías de resistencia apoyados -
en estas consideraciones.

Los primeros estudios sobre la resistencia del suelo a
los esfuerzos cortantes los realizó C. A. Coulomb en 1776, -
cuando teniendo una masa de suelo con una carga aplicada co-
mo se muestra en la figura, trató de provocar un deslizamien-
to que partiría la masa en dos cuerpos sobre un plano de fa-
lla, la oposición a deslizarse es lo que se denomina resis-
tencia al corte del suelo.

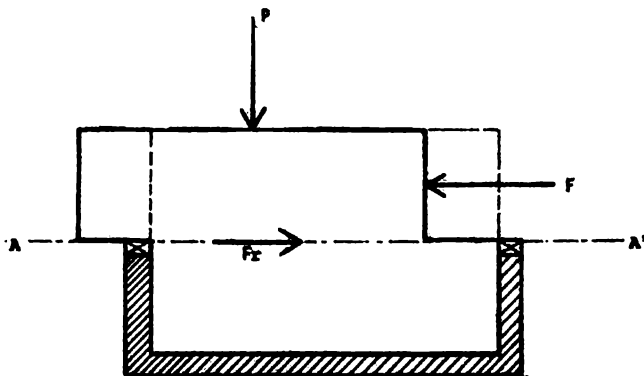


Fig. 3.3.- Modelo que representa el corte de un espécimen de suelo.

Coulomb, basándose en las leyes de la mecánica elemental dedujo que el esfuerzo F es proporcional a la presión P afectada por un coeficiente de fricción denominado μ , por lo que:

$$F = \mu P = F_r \dots\dots\dots(3-5)$$

en donde F_r es la resistencia o fuerza resistente que actúa en el plano de falla. También a F_r se le conoce como fuerza de fricción.

Análogamente a la anterior figura tenemos:

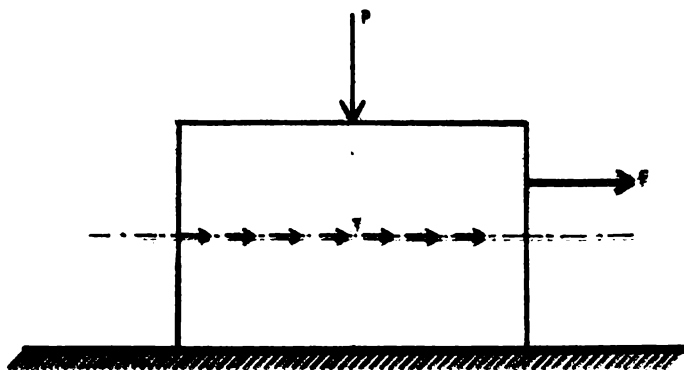


Fig. 3.4.- En donde se muestra el esfuerzo cortante actuante.

en donde v es el esfuerzo cortante actuante.

Para esto, Coulomb estableció que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento llamados planos de falla y que el mismo mecanismo de fricción - que se muestra en la fig.3.3, rige la resistencia al esfuerzo cortante de por lo menos cierto tipo de suelos.

Si tenemos una masa de suelo (fig. 3.5) en donde el plano $\bar{AA}'$ es un plano potencial de falla, el esfuerzo cortante máximo es susceptible de equilibrio y la resistencia al corte del suelo por unidad de área en el plano, es proporcional al valor de la presión normal en el plano $\bar{AA}'$ por lo que:

$$\frac{F}{A} = \tau$$

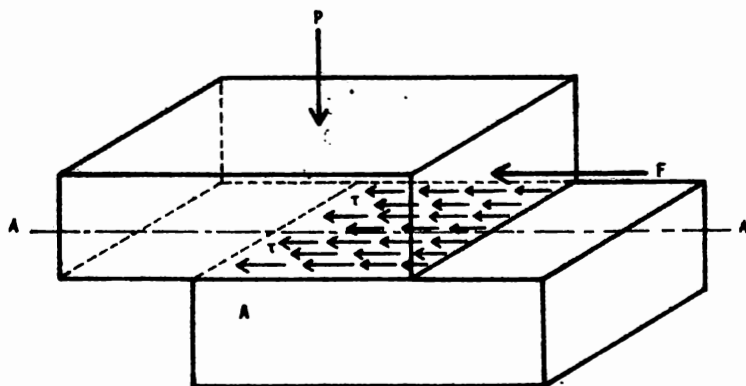


Fig. 3.5.- En donde se muestra el plano de falla.

Si la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante " τ " alcanza un valor " S ", entonces tenemos que:

$$\frac{F}{A} = \tau = S \dots\dots\dots(3-6)$$

donde " S " es la resistencia al corte del suelo.

Ahora bien, si las partículas del material se friccionan al momento del corte o de la falla, y el valor de la presión normal en el plano AA' denominada " σ ", se puede escribir que:

$$S = \sigma \tan \phi \dots\dots\dots(3-7)$$

en donde $\tan \phi$ es un parámetro del suelo en función del ángulo ϕ llamado ángulo de fricción interna del material.

La ecuación (3-7) muestra que la resistencia al corte, cuando el esfuerzo normal exterior es nulo, también será nula, o sea que:

$$\text{para } \sigma = 0 \quad \Rightarrow \quad S = 0 \dots\dots\dots(3-8)$$

Por otra parte Coulomb observó que en materiales como la arcilla, se presenta una resistencia al corte aún cuando el esfuerzo normal σ sea nulo, por lo cual en la ecuación -- (3-7), se puede agregar un término de independiente de σ , es ta resistencia que no es función del esfuerzo normal se llama "Cohesión" y se le asignó la constante " C ", ya que presentaba una resistencia independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellos. O sea que en dichos materiales, parecía existir solo la cohesión, comportándose como si en ellos el ángulo de fricción interna ϕ fuera nulo.

Por lo tanto la ley de resistencia de estos suelos sería:

$$S = C \dots\dots\dots(3-9)$$

Por lo general los suelos presentan características mixtas a la vez, cohesión y fricción interna, debido a su constitución, por lo que Coulomb les asignó una ley de resistencia al corte que combina las ecuaciones (3-7) y (3-8), dando lugar a otra ecuación conocida actualmente en Mecánica de Suelos como la "Ley de Coulomb" y que se puede escribir de la siguiente manera:

$$S = C + \sigma \text{ tang } \phi \dots\dots\dots(3-10)$$

En el lustro de 1920 a 1925, Karl Terzaghi (científico checoslovaco, actualmente denominado el Padre de la Mecánica de Suelos) hizo numerosas investigaciones que lo llevaron a modificar la relación (3-10) en la cual la presión total debe sustituirse por la presión intergranular. La presión efectiva total está constituida por la suma de la presión neutra (en el agua) la cual se representa por u_n , y la presión intergranular, también llamada efectiva; la que se ejerce de grano a grano la cual se representa por $\bar{\sigma}$. El agua contenida en el suelo ejerce una influencia trascendental en el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante y en general al estudio de todos los esfuerzos a que está sometido el suelo, ya que los esfuerzos en el agua (neutros) producen efectos muy diferentes a los que producen los esfuerzos entre las partículas sólidas (los esfuerzos efectivos).

Las presiones neutras u_n , solo pueden ser presiones normales y dependen no solo de las condiciones de carga, sino también, muy significativamente, de la velocidad de aplicación de la misma.

Por consiguiente:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u_n \dots\dots\dots(3-11)$$

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_n \dots\dots\dots(3-12)$$

lo cual modifica la ecuación de Coulomb de la siguiente forma:

$$S = C + (\sigma - u_n) \tan \phi \dots\dots\dots(3-13)$$

Posteriormente en 1936, J. Hvorslev demostró que el valor de cohesión "C" en la ecuación (3-13), y en las arcillas saturadas, no es constante, sino que es función del contenido de agua del suelo. Por lo tanto la ecuación de Coulomb modificada por Terzaghi para cuantificar la resistencia de los suelos arcillosos saturados con agua, se establece como:

$$S = f(u) + (\sigma - u_n) \tan \phi \dots\dots\dots(3-14)$$

En esta ecuación el valor de cohesión "C" de la ecuación (3-13), está en función del contenido del agua "u".

3.3.- CAPACIDAD DE CARGA

Se había hablado anteriormente de valor soporte y de la capacidad de carga del suelo como un solo concepto, en la resistencia que presenta el suelo al ser solicitado por cargas y esfuerzos de compresión en la superficie. Pero se me ocurre separar ambos conceptos para dos determinados tipos de solicitaciones.

Un concepto para cargas estáticas (cimentaciones), y otro concepto para cargas repetidas o dinámicas (tráfico de vehículos o tránsito).

Podríamos hablar de capacidad de carga, cuando el suelo soporta una carga estática que le producirá esfuerzos de compresión y que se van a reflejar disminuyendo hacia abajo en el subsuelo. Estos esfuerzos también van a producir roturas y agrietamientos en la masa del suelo así como deformaciones

de las superficies que están sustentadas por todo tipo de -- suelos.

La capacidad de carga debe entenderse como la reacción que presenta el suelo cuando en éste se colocan cimientos -- que van a ser soporte de una superestructura o un terraplén. Está en función de la magnitud de la carga o cargas y las características físicas del suelo tales como el peso volumétrico y específico, así también como de la profundidad de desplante de los cimientos, y del área, longitud y ancho de las mismas.

Quizás pueda ser útil recordar algunas teorías sobre la capacidad de carga y de los parámetros que intervienen en la consecución de ecuaciones para cuantificar y evaluar la resistencia de un suelo, cuando a éste se le solicita.

El Dr. Karl Terzaghi propuso un mecanismo de falla para cimientos poco profundos y de longitud infinita, que nos dará una ecuación para determinar la capacidad de carga última del suelo, suponiendo que están presentes características cohesivo-friccionantes.

Al hablar de cimentaciones de pequeña profundidad, hay que hacer notar que la relación de la profundidad de desplante del cimiento y el ancho del mismo, sea mayor o por lo menos igual que uno.

Donde B = ancho del cimiento

D = profundidad de desplante

$$\frac{B}{D} \geq 1$$

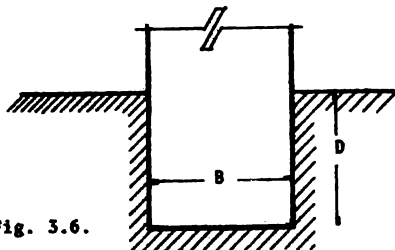


Fig. 3.6.

Pero según Terzaghi para el mecanismo de falla propuesto y ya que la profundidad de desplante es poca, sugirió que se deba despreciar la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, arriba del nivel de desplante de la zapata, suponiendo que el suelo solo produce un efecto de sobrecarga que actúa en un plano horizontal que pasa por la base del cimiento.

La siguiente figura da la idea de la equivalencia anterior:

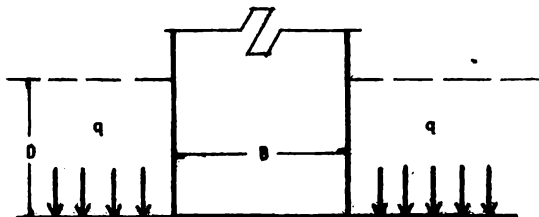


Fig. 3.7.

$$q = \gamma D$$

donde:

q = Sobrecarga, y

γ = Peso específico del suelo.

Teniendo la anterior consideración y en base a la solución de "Prandtl" para fallas del suelo al ser solicitado -- por zapatas poco profundas, el mecanismo de falla propuesto por Terzaghi es el siguiente:

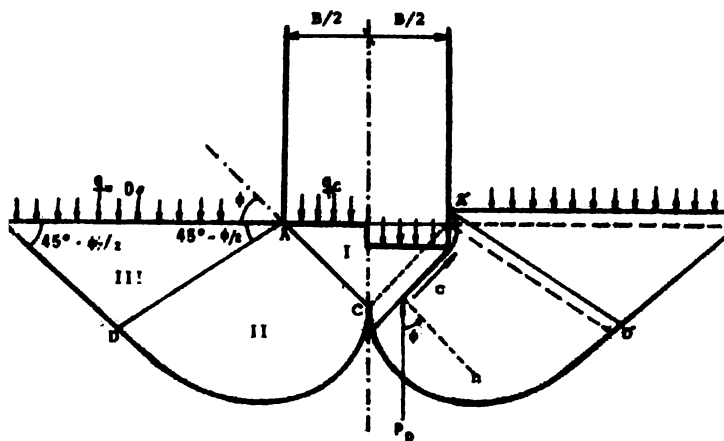


Fig. 3.8.- Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi.

En la figura anterior, la zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es la deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo ϕ , cuando la base del cimiento es rugosa. Si fuera idealmente lisa, dicho ángulo sería: $45^\circ + \phi/2$. La frontera AD forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal, en cualquiera de los dos casos.

La zona III, es una zona de estado plástico pasivo tal y como lo describe Rankine para los estados plásticos pasivos del suelo.

Cuando el cimienta penetra en el terreno, las fuerzas resistentes que se oponen a la penetración, se vencen; estas fuerzas son las comprendidas por los efectos de cohesión en las superficies $\overline{AC}$ y la resistencia pasiva del suelo desplazado. Como el estado de falla es incipiente, los empujes -- forman un ángulo ϕ con las superficies, siendo verticales dichos empujes.

Despreciando el peso de la cufia I de la figura anterior, y por ΣF verticales = 0 tenemos que:

$$q_c B = 2 P_p + 2 C \operatorname{sen} \phi \dots\dots\dots(3-15)$$

en donde:

q_c = Carga de falla en el cimienta, por unidad de longitud del mismo.

P_p = Empuje pasivo actuante en la superficie $\overline{AC}$.

C = Fuerza de cohesión actuante en la superficie $\overline{AC}$.

Pero como $C = c \cdot B / 2 \cos \phi$ entonces:

$$q_c = \frac{1}{B} (2 P_p + c B \tan \phi) \dots\dots\dots(3-16)$$

Ahora bien, la fuerza P_p puede ser descompuesta en tres componentes: una componente P_{pc} debida a la cohesión actuante a lo largo de la superficie DCE; una componente P_{pq} debida a la sobrecarga $q = \gamma D$ que actúa en la superficie AE; y una componente P_{py} debida a los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento CDE causadas por el peso de la masa del suelo en las zonas II y III.

Teniendo en cuenta lo anterior y sustituyendo en la ecuación (3-16), los valores de las componentes de P_p , dicha ecuación queda:

$$q_c = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_{py} + \frac{1}{2} c B \tan \phi) \dots\dots(3-17)$$

Observando la figura 3.8, se puede ver que la componente P_{pc} es proporcional a B y a C , o sea que si el ancho del cimiento aumenta, también aumenta proporcionalmente la longitud de la superficie de deslizamiento CDE , puesto que si B se duplica, equivale a dibujar la nueva figura a doble escala, por consecuencia P_{pc} sería de doble magnitud si el valor de la cohesión C se duplica.

$$\therefore P_{pc} = K_c \cdot B \cdot C$$

donde

K_c es una constante que depende solo del valor de ϕ .

Haciendo la misma analogía anterior vemos que también se duplica la superficie donde actúa la sobrecarga $q = \gamma D$ -- por lo que P_{pq} es proporcional al propio valor de q :

$$\therefore P_{pq} = K_q \cdot B \cdot D$$

donde

K_q también solo es función de ϕ .

Por último, al duplicarse B , se cuadruplica el área de las zonas II y III y por consiguiente el peso del material de dichas zonas, por lo que se puede decir que:

$P_{py} = B^2$ y por otra parte resulta evidente que --
cambian:

$$P_{py} = \gamma$$

por lo que:

$$P_{py} = K_y \gamma B^2 \quad \text{en donde } K_y \text{ también es función solo de } \phi.$$

Sustituyendo los anteriores resultados en la ecuación -- tenemos que:

$$q_c = \frac{2}{B} (K_c \cdot BC + K_q \gamma B D + K_y \gamma B^2 + \frac{1}{2} B c \tan \phi) \quad (3-18)$$

operando:

$$q_c = (2 K_c C + 2K_q \gamma D + 2K_\gamma \gamma B + c \tan \phi) \dots\dots\dots (3-19)$$

Agrupando:

$$q_c = [(2K_c + \tan \phi) C + 2K_q \gamma D + 2K_\gamma \gamma B] \dots\dots\dots (3-20)$$

Por último:

$$q_c = [(2K_c + \tan \phi) C + (2K_q) \gamma D + (2K_\gamma) \gamma B] \dots\dots (3-21)$$

Ahora bien, si a los términos entre paréntesis se les denomina N_c , N_q y $\frac{N_\gamma}{2}$ en sustitución de dichos términos, la ecuación (3-21) queda de la siguiente forma:

$$q_c = C N_c + \gamma D N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (3-22)$$

que es la expresión fundamental en la teoría de Terzaghi para el cálculo de la Capacidad de Carga última de un cimiento poco profundo y de longitud infinita.

Se ha hablado de capacidad de carga para solicitaciones estáticas o de una sola carga x pero, ahora bien, si el tipo de solicitaciones es una carga repetida, se puede decir hasta cierto punto que ésta es dinámica, por lo que el suelo -- presentará una resistencia a la que se le llamará valor relativo de soporte. Este valor soporte está definido en función de un sinnúmero de factores que intervienen en la constitución del suelo a tratar. Generalmente se habla de valor soporte cuando el suelo ha sido previamente estabilizado mecánicamente para que la estructura pueda soportar solicitaciones dinámicas. Al referirme a estructuras, estoy hablando de pavimentos específicamente, por lo cual el tema de valor relativo soporte se tratará más adelante en el capítulo de pavimentos.

CAPITULO IV

TEORIAS SOBRE LA MECANICA DE ESTABILIZACION

Veremos ahora varios tipos de componentes estabilizadores y el comportamiento que estos presentan en los diferentes tipos de estabilizaciones las cuales han sido clasificadas de acuerdo a las propiedades inherentes al suelo. Al final de este capitulo se presenta una tabla muy interesante en la cual se pueden observar los tipos de estabilizadores, formas de uso, notas de evaluación, propiedades del suelo ya estabilizado, procedimientos de construcción y limitaciones.

Los tipos de mezclas de adición, incluyen agentes cementantes, modificadores, agentes impermeabilizantes o a prueba de agua, agentes retenedores de agua, agentes retenedores a la acción del agua y diversos agentes químicos.

El comportamiento o efecto de cada una de estas mezclas es muy diferente una de otra, ya que cada una tiene un uso particular y respectivamente cada una tiene sus propias limitaciones.

Los materiales cementantes pueden ser usados incluyendo cemento portland, cal hidratada, mezclas de cal, mezclas de materiales bituminosos como el alquitrán de hulla y silicatos de sodio.

El cemento portland ha sido usado con gran éxito para mejorar los caminos de grava existentes, así como para estabilizar suelos en estado natural que por sus condiciones son poco resistentes. Puede ser usado en caminos de primer orden o rutas básicas, sub-bases de todo tipo y también en suelos granulares, pantanosos y arcillosos; pero nunca en suelos orgánicos o que presenten materia orgánica.

Como el suelo cemento muestra aumento de resistencia en

comparación con los materiales naturales, puede usarse muy a menudo en caminos que deban presentar resistencia a la abrasión.

Un agente cementante que se ha usado últimamente con mucho éxito es la cal hidratada. La cal aumenta la resistencia del suelo primeramente por su acción puzolánica, que consiste en la formación de silicatos y aluminatos sedimentarios.

Este agente, es más eficiente cuando se usa sobre materiales granulares medianos y chicos, limos y arcillas secos. La cantidad requerida para una hidratación adecuada generalmente es relativamente baja.

Las mezclas de suelos calizos son generalmente susceptibles a la congelación y a la acción descongelante, por ello su uso está limitado a regiones donde el clima es benigno.

El alquitrán de hulla al cual por comodidad denominaremos con el vocablo inglés de "flyash", se produce quemando hulla y tiene un alto contenido de silicatos y aluminatos, por lo cual, la adición de alquitrán a suelos estabilizados con cal, acelera la acción puzolánica. Sin embargo la cantidad de "flyash" requerida para una estabilización adecuada, es relativamente alta, restringiéndose su uso a zonas que tienen disponibles grandes cantidades de carbón (ya que el "flyash" o alquitrán de hulla es el producto de los residuos que deja el carbón al quemarse), para que el costo se abata considerablemente.

El silicato de sodio combinado con cloruro de calcio, cementa al suelo por la formación de un gel. El uso de este tipo de estabilizadores está restringido generalmente a cimentaciones profundas por lo que los productos químicos deben ser inyectados al suelo. También se puede usar en suelos arenosos y otros suelos que tienen relativamente un alto coeficiente de permeabilidad.

Muchas veces el uso de un material cementante está restringido a causa de su costo y por lo tanto pocas cantidades

del material pueden añadirse para meramente modificarlo. Entre los modificadores de más frecuente uso, están la cal hidratada, el cemento y el betún.

El cemento y la cal, cambian la película de agua adsorbida de las partículas del suelo, modifican en cierta medida los minerales arcillosos y disminuyen el índice de plasticidad del suelo. (Pequeñas cantidades de materiales bituminosos son a menudo empleados como agregados de baja graduación en donde la función del betún, es retardar la absorción de humedad de la fracción arcillosa en la mezcla del agregado del suelo).

Los materiales modificadores son generalmente más aceptados para usarse en los terraplenes de las carreteras.

Otros materiales estabilizadores que pueden integrar otra categoría de estabilización, son aquellas sustancias estabilizantes a prueba de agua. También entre estos se encuentran ciertas sustancias bituminosas que al cubrir el suelo en forma de membranas plásticas, retienen la acción de la humedad, por lo que la estabilización con bituminosas está mejor adaptada para suelos semigranulares.

Algunos productos químicos como el cloruro de calcio y el cloruro de sodio aumentan el índice de absorción de agua en el suelo, ya que disminuyen el punto de congelación del agua por lo que pueden usarse en la construcción como retardadores de la evaporación de agua del suelo durante el proceso de compactación y en algunos casos para prevenir la congelación del agua del suelo en zonas de períodos largos de nevadas.

Muchos otros reactores químicos están disponibles para la estabilización. Ellos incluyen compuestos, los cuales producirán un suelo hidrofóbico. Estos reactores disminuirán el índice de absorción de agua a una extensión menor. Por lo general son muy costosos por lo que la amplitud de su uso está ciertamente limitado.

AGREGADOS

TIPO Y ACCION	AGREGADO	MECANISMOS PRIMARIOS DE ESTABILISACION
<u>Agentes cementantes</u>	Cemento Portland	Principalmente hidratación, y algunas modificaciones en los minerales de arcilla.
"Incrementan la resistencia del suelo por la acción cementante del agregado?"	CAL	Cambio del agua y floculación química.
	Cal y cenizas volantes (Flyash)	Modificación de los minerales de arcilla por la acción pozzolánica de la cal y el sílice del flyash.
	Silicato de sodio	Solidificación por gel.
<u>Modificadores</u>	Cemento	Modificación del contenido de agua en las arcillas.
"Mejoran la plasticidad de los suelos y algunos, incrementan su resistencia?"	CAL	Se modifica el agua adsorbida en los minerales de arcilla.
	Materiales Bituminosos	Retardan la absorción de humedad.
<u>Agentes Impermeabilizantes</u>	Materiales Bituminosos	Retardan la absorción del agua por recubrimiento de los granos del suelo con el agregado estabilizador.
"Permiten pequeños incrementos en la resistencia del suelo?"	Membranas	Previenen el libre movimiento del agua y evitan la evaporación.
<u>Agentes retenedores de agua</u> (cloruros)	Cloruro de calcio	Propiedades deliquescentes, cambios de base y puntos más bajos de congelamiento.
	Cloruro de sodio	Propiedades deliquescentes, y puntos más bajos de congelación.
<u>Retardadores de agua</u>	Compuestos orgánicos catiónicos	Alteran los minerales de arcilla para actuar como agentes hidrófobos.
<u>Agentes Químicos</u>	Resinas Calcio Acrilato Sulfato Lignina	Estos, están limitados a aplicaciones especiales.

ESTABILIZANTES O ESTABILIZADORES

USOS	ADAPTABILIDAD	CANTIDAD APROXIMADA EN PESO	MÉTODOS DE EVALUACION
En bases y sub-bases	En suelos arenosos o arcillosos	de 9-15 % a 5-9 %	Pruebas de durabilidad y compresión
Terracerías y subrasantes	En materiales granulares con arcilla.	2-5 %	Laboratorio
Algunas bases, sub-bases y terracerías.	En materiales granulares apoyados en lechos arcillosos.	2-5 % de cal 10-20 % de flyash	Laboratorio
En suelos de cimentación.	En suelos arenosos	-----	Pruebas especiales de laboratorio.
Mejoramiento - leve de bases y sub-bases, y mejoramiento - de terraplenes y terracerías.	Se mejoran los minerales de las arcillas existentes en el camino o trazo en construcción.	0.5- 4 % 0.5- 4 % 1-3 %	Granulometría y determinación de los límites de - Atterberg. Pruebas de absorción.
Principalmente en las bases.	En suelos arenosos, algunas arcillas y materiales de baja calidad para bases.	4-6 %	Pruebas de absorción de humedad, compresibilidad y cambio de volumen.
Principalmente en las subbases	En suelos que pueden mejorarse por medio de compactación.	-----	Pruebas de resistencia en estado natural del terreno.
Conviene en la construcción de caminos con tráfico continuo.	Como agregado para base y subbase.	0.5-1.5 %	Cualquier prueba de laboratorio
	Como agregado para base.	0.5-1.5 %	IDEM
Principalmente en sub-bases	Principalmente en suelos arcillosos muy húmedos.	Según indique el laboratorio.	Pruebas de compresión, absorción de agua, cambio de volumen.

"TABLA 4-1"

CAMBIO DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

γ_u	L L	L P	I P	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	LIMITACIONES
Decrece*	Leve reducción	Crece	Decrece	Pulverización, mezcla, compactación y curado.	No se deben trabajar suelos orgánicos.
Decrece*	Varía	Crece	Decrece	IDEM	El congelamiento y deshielo, pueden ser destructivos.
Decrece*	Varía	Crece	Decrece	IDEM	La cantidad de ceniza volante puede ser alta.
-----	-----	-----	-----	Por inyección.	Según los asentamientos permisibles.
-----	Varía	Crece	Decrece	Pulverización, mezclado y compactación.	El incremento en la resistencia, puede ser bajo o poco significativo.
-----	Varía	Crece	Decrece	IDEM	
-----	-----	-----	-----	IDEM	
Decrece	-----	-----	-----	Mezclado, compactación y curado.	Restringidas por la plasticidad del suelo.
Ninguna	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Compactación a altas densidades.	La construcción, puede ser difícil.
Leve Incremento	Leve Reducción	Ninguna	-----	Esparcir en seco o mezclado con agua.	Filtraciones
Leve Incremento	Leve Reducción	Ninguna	-----	IDEM	Filtraciones
-----	-----	-----	-----	Mezcla y compactación.	Mezclando muy pequeñas cantidades puede ser difícil.

*En algunos casos, se presenta un pequeño incremento, para suelos granulares.

A continuación, se verán a groso modo diferentes procedimientos para estabilizar los suelo y que son aplicables a diversos casos pero que en general se pueden clasificar en dos grandes grupos: A) la estabilización mecánica (compactación) y B) la estabilización química que comprende básicamente tres tipos de estabilizaciones:

- Ba) Estabilización con cal o química propiamente dicha.
- Bb) Cementación o estabilización con cemento.
- Bc) Estabilización con sustancias bituminosas.

4.1.- ESTABILIZACION MECANICA O FISICA

Por métodos mecánicos, se entiende la modificación de la granulometría del suelo por estabilizarse, mezclándolo mecánicamente con otros u otro suelo de diferente granulometría, para obtener un producto que, compactado, cumpla con determinadas características en cuanto a resistencia, adherencia entre sus partículas, permeabilidad y compresibilidad.

Quando se emplean suelos granulares que carecen de finos, en la construcción de bases de caminos vecinales o secundarios que se mantienen temporal o permanentemente sin recubrimiento superficial, es deseable la adición de pequeñas cantidades de finos, especialmente de arcillas de baja plasticidad que funcionarán como aglutinantes de las partículas gruesas y evitarán la desintegración de la base por el tránsito vehicular.

Además, los finos actúan como reguladores del contenido de humedad de la base, ya que, durante las estaciones secas permiten, por capilaridad, la restauración continua de la humedad que se pierde por evaporación en la superficie, y en épocas de lluvias, su baja permeabilidad reduce considerablemente la infiltración, de tal manera que, si el drenaje transversal es adecuado, se satura solamente una delgada capa superficial.

Muchas veces la adición de gravas o mezclas de grava y

arena a un suelo de finos, produce un buen material para base, menos susceptible a cambios volumétricos por variación de la humedad, menos compresible y más resistente que el suelo original.

Las mezclas del suelo deben de llenar ciertos requisitos de granulometría y plasticidad para ser aceptables como materiales de bases. La A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Officials) ha fijado los requisitos granulométricos para obtener mezclas bien graduadas con límites de variación bastante amplios y contenido de finos de baja plasticidad. Estas especificaciones han sido adoptadas por muchos países, ya que cumplen con los requisitos de diseño satisfactoriamente.

La A.A.S.H.O., hace referencia a que la fracción fina - (que pasa por malla No. 200) no deberá ser mayor de las 2/3 partes de la fracción que pasa por la malla No. 40. El Límite Líquido máximo aceptable es del orden del 35% y el índice de plasticidad debe de estar en un rango de 4 a 9.

Cuando las bases se mantienen durante largo tiempo sin recubrimiento superficial impermeable, las recomendaciones antes mencionadas de la A.A.S.H.O., son muy aconsejables para el buen funcionamiento de caminos y terracerías.

En relación con la resistencia y dureza de la fracción gruesa, la A.A.S.H.O. especifica la utilización de materiales que no se desintegran bajo la acción de los agentes de intemperismo. No se aconsejan suelos que contengan materia orgánica ni bolsas de arcilla.

En el capítulo siguiente, se explicará con más detalle la estabilización mecánica por compactación y dosificación de mezclas sin agentes químicos.

4.2. - ESTABILIZACION QUIMICA

En la actualidad existen varios procedimientos de estabilización química, pero todos ellos persiguen fundamen-

talmente dos finalidades; primero, la producción, mediante una reacción química, de una sustancia que funcione como aglutinante en los suelos granulares, o la adición de un compuesto químico que modifique las características de plasticidad de los suelos arcillosos.

El segundo objetivo, se logra gracias a un fenómeno físico-químico que ocurre en las partículas coloidales, conocido como "intercambio de bases", que consiste en la sustitución de los iones metálicos que se encuentran eléctricamente adheridos a las miscelas coloidales, por otros iones, también metálicos, que exhiben mayor afinidad química hacia el coloide, o se encuentran en mayor concentración en la solución del agua contenida en el suelo.

Este intercambio parece modificar las fuerzas atractivas y repulsivas de las miscelas, así como el espesor de la capa de agua adsorbida; condiciones de las que se sabe dependen grandemente las propiedades mecánicas de las arcillas.

Como ya se mencionó, la estabilización química comprende tres tipos de estabilizaciones de las que se desprenden otras más que iremos viendo más adelante en los capítulos subsiguientes.

4.2.1.- ESTABILIZACIÓN CON CAL

La adición de sustancias químicas a los suelos, se emplea con diversos propósitos. Por ejemplo: el cloruro de calcio (CaCl_2), por su gran higroscopicidad y delicuescencia, es un auxiliar para asegurar que el contenido de humedad de los suelos estabilizados mecánicamente no descienda de un valor aceptable que garantice el efecto aglutinante de la arcilla durante periodos de sequía prolongados.

La aplicación sucesiva de soluciones de Óxido de Calcio (cal común), cloruro de calcio y silicatos de sodio, dan como resultado la formación de silicatos de Calcio que actúan como cementantes de los suelos granulares. El tratamiento -

de arcillas altamente plásticas, por medio de compuestos de cal, disminuye considerablemente su plasticidad.

4.2.2.- ESTABILIZACION CON CEMENTO

La Cementación es la estabilización de un suelo con cemento Portland, íntimamente mezclados y compactados -- con humedad óptima. A esta mezcla o producto se le conoce como "suelo-cemento". Al igual que el concreto, al "suelo-cemento", debe someterse a un proceso de curado.

El uso del suelo-cemento, como material de construcción se ha generalizado mucho últimamente en varios países, especialmente en la construcción de caminos y carreteras. También se le emplea como base de pavimentos de concreto o asfálticos o como superficie de rodamiento solo que, en este último caso se le recubre con una delgada capa de arena y asfalto para evitar el desgaste por el tránsito de vehículos.

Se han estudiado y obtenido mezclas estabilizadoras de suelo-cemento con una gran diversidad de suelos los cuales se pueden agrupar en tres diferentes grupos de tipos de suelos:

- a) Suelos gruesos que contienen de 10 a 35% de finos;
- b) Suelos arenosos carentes de finos, tales como arenas de playa, arenas duníticas y arenas provenientes de los depósitos glaciares.
- c) Suelos limosos y arcillosos, los cuales al ser estabilizados con cemento en su mayor parte, presentan granulometrías que según Hewes y Oglesby, quedan dentro de los siguientes límites:

Malla	Porcentaje que pasa en peso
3 pulgadas	100
No. 4	55-100
No. 40	15-100
No. 200	0-50

El límite líquido y el índice plástico, son menores del 40% y 18% respectivamente.

El contenido de cemento varía de 5% al 18% por peso de suelo seco. La cantidad adecuada para cada tipo de suelo, - debe ser determinada por pruebas de laboratorio que incluyan resistencia a la compresión simple y susceptibilidad al intemperismo, así como ensayos de compactación Proctor para de terminar la humedad y el peso volumétrico óptimos.

4.2.3.- ESTABILIZACION CON SUSTANCIAS BITUMINOSAS

La inclusión de sustancias bituminosas, mezcladas en frío o en caliente, según el tipo de material bituminoso que se use, mejora la estabilidad de los suelos arenosos, así como la de los suelos finos. En el primer caso funcionan como aglutinantes y en el segundo, como impermeabilizantes.

En la práctica, se han impermeabilizado con éxito suelos que contienen entre 10% y 50% de finos y menos del 50% de gravas, mediante la adición de 14 a 7% de sustancias bituminosas, para suelos finos y hasta 10% para suelos arenosos.

La mezcla puede hacerse en el sitio de la obra o en una planta. Los mejores resultados se obtienen cuando la compactación de las mezclas es superior al 95% del óptimo de la prueba Proctor según la A.A.S.H.O.

A continuación, en los siguientes capítulos, se verán con más detalle el uso, efectos y procedimientos constructivos de los materiales estabilizadores antes mencionados.

C A P I T U L O V

ESTABILIZACION MECANICA

5.1.- INTRODUCCION

Cuando el terreno de la zona donde se construirán cimentaciones para edificios o terrapienes de caminos y ferrocarriles, es de poca capacidad soportante, el ingeniero puede evitar problemas potenciales eligiendo otro lugar, mejorando las condiciones del suelo o eliminando el terreno indeseable y sustituyéndolo por un suelo más adecuado.

El primer método, el de elegir otro sitio, se utilizó ampliamente en la construcción de carreteras y éstas se desviaban al encontrar obstáculos, como pantanos por ejemplo. Al pasar el tiempo, la decisión de evitar los terrenos malos, ha ido disminuyendo al mejorar las técnicas de construcción.

El constante aumento de velocidad de los vehículos que transitan por las carreteras, exigió normas más estrictas en las alineaciones de las mismas; así como el aumento de peso y dimensiones de los aviones exigió también mejores pistas en los aeropuertos.

Con el desarrollo de ciudades y zonas industriales, la disponibilidad de lugares con buenos terrenos para cimentar, se agotó rápidamente y los ingenieros se han visto forzados a construir en zonas seleccionadas por razones diferentes a las condiciones de capacidad de soporte de las cimentaciones.

Un método para resolver el problema de los suelos inadecuados, es adecuar el proyecto a las condiciones existentes; así por ejemplo, pueden proyectarse cimentaciones flotantes o profundas para evitar gran parte de los problemas de asentamiento y estabilidad asociadas con los suelos blandos.

Otro método de que dispone el ingeniero, es la mejora del suelo, procedimiento que se vuelve cada vez más viable y atractivo. La mejora del suelo como ya se dijo, se denomina "Estabilización". En el sentido más amplio, es la modificación de cualquier propiedad del suelo para mejorar su comportamiento ingenieril. Como ejemplos, se pueden citar: el aumento de resistencia en las sub-rasantes de las carreteras; la disminución de la compresibilidad del suelo en la cimentación de una estructura; la reducción de la permeabilidad en la cimentación de una presa; etc. La mejora del suelo puede ser una solución provisional o puede constituir una medida permanente.

Los métodos de mejorar el suelo, pueden clasificarse siguiendo diversos criterios:

- a) De acuerdo con la naturaleza del proceso aplicado.
- b) De acuerdo con el tipo del material añadido.
- c) De acuerdo con el resultado deseado, según el proceso empleado.

Según el proceso, existen las estabilizaciones mecánica, química, térmica, eléctrica y físico-química. Las diversas técnicas de estabilización del suelo han sido comentadas ampliamente por investigadores de la talla de T. William Lambe, L. Shevard, Col, Legnards, Whitman, etc.

Se han obtenido numerosos datos empíricos sobre la mejora del terreno o la estabilización de los suelos, a partir de una amplia experiencia de campo. Shevard y Col, han estudiado la mejora del suelo para la construcción de presas. El Road Research Laboratory, ha investigado la estabilización de los suelos para la construcción de carreteras y aeropistas. Leonards y la A.S.C.E., han tratado de los aspectos de compactación, drenaje y precarga de los suelos. La conferencia especial de la A.S.C.E. en el año de 1958, estuvo dedicada a la colocación y mejora del suelo para cimentaciones.

El método más usual de estabilización, es el "aumento de compacidad" del suelo, es decir, la disminución de la relación de vacíos de la masa del suelo por medio de compresión sin agregar otros elementos sólidos. En este capítulo, se considerarán tres modalidades:

- a) Compactación (aumento de la compacidad por medios mecánicos);
- b) Precarga (aumento de la compacidad por colocación de una carga temporal);
- c) Drenaje (eliminación del agua intersticial y/o reducción de la presión intersticial).

Estos métodos pueden utilizarse solos o combinados.

5.2.- COMPACTACION

Se entiende por compactación, "todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material terroso o granular". En general es conveniente compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo más impermeable.

El acomodo de las partículas, en un suelo que se mejora, no solo depende de las características del dispositivo que se usó para compactarlo, sino fundamentalmente de la humedad que tiene el material durante el proceso. Si las partículas están secas, la fricción intergranular opone una resistencia mayor al desplazamiento relativo entre ellas, que si se encuentran lubricadas por agua; si la masa de suelo tiene una humedad elevada, el agua llena los vacíos que podrían ser ocupados por partículas más pequeñas en un arreglo más denso dificultando la compactación. Esto último es cierto en suelos con un alto porcentaje de finos y no en las arenas gruesas y gravas debido a que en aquellos, la permeabilidad es muy baja y en los segundos el agua fluye casi libremente. Por lo anterior, para cada material existe un conte-

nido de humedad óptimo con el que se obtiene el máximo peso volumétrico.

La importancia de la compactación de los suelos, estriba en el aumento de resistencia y la disminución de capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas que aumentan su peso volumétrico seco al disminuir su relación de vacíos.

Las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, cortinas para presas de tierra, diques, terraplén para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, bases de aeropistas, etc. Algunas veces se hace necesario compactar al terreno natural como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

5.2.1.- COMPACTACION "IN. SITU"

Cualquier depósito de suelo puede ser compactado en su lugar de colocación ("in situ"), mediante equipos mecánicos a fin de mejorarlo aumentando su compactad. La compacta "in situ" casi siempre se limita a los centímetros superiores del terreno antes de colocar un relleno o un terraplén. Las arenas pueden compactarse con rodillos hasta una profundidad de $1\frac{1}{2}$ mts. Sin embargo generalmente, la compactación se hace en capas sucesivas de suelo de unos 20 cm. de espesor.

La compactación "in situ" puede suponer uno o varios de los siguientes pasos:

- 1) Elección de un adecuado banco de préstamo.
- 2) Carga, acarreo y colocación del material de préstamo en el sitio de la obra en que se utilizará.
- 3) Extendido, por capas, del suelo escogido; el espesor de ellas puede variar desde unos pocos centímetros hasta medio metro, según el tipo de suelo y la maquinaria de compactación que se pueda usar.

- 4) Modificación de la humedad del suelo de préstamo que se coloca, reduciéndola por desecación o aumentándola adicionando agua, hasta llegar a la humedad óptima.
- 5) Mezclado del suelo vertido, para hacerle más uniforme y deshacer los terrones.
- 6) Compactación del suelo de acuerdo con algún método - especificado hasta que se obtengan determinadas propiedades.

Los detalles del proceso de compactación y la maquinaria utilizada en cada operación, deben adaptarse a la obra particular de que se trate.

Durante la primera mitad del siglo XX, se han hecho grandes desarrollos en el tamaño y variedad de la maquinaria de compactación. El peso de los equipos de compactación ha aumentado desde aproximadamente 2 ton. hasta más de 180 ton.

Los rodillos lisos, pata de cabra, vibratorios y neumáticos, son los tipos principales de compactadores actualmente en uso.

En suelos cohesivos, pueden obtenerse altas densidades con la mayoría de los tipos de rodillos. Para estos tipos de suelo, los rodillos neumáticos son los mejores debido a las altas presiones de inflado en las llantas (hasta 10 Kg/cm²); sin embargo, los rodillos vibratorios son menos eficaces debido a la energía dinámica que transmiten al suelo. En suelos sin cohesión como las arenas y las gravas, se emplean tanto los rodillos vibratorios como los neumáticos para obtener compactaciones elevadas.

El control de la compactación "in situ", es muy importante para realmente obtener las propiedades especificadas para el suelo y así conseguir un material razonablemente uniforme.

Para obtener control de calidad, se puede determinar el

peso específico, la humedad u otra característica de clasificación con una frecuencia predeterminada. La frecuencia generalmente se expresa en forma de una prueba de laboratorio. Al tomar un volumen especificado en el terraplen para pruebas, por ejemplo, una serie de 4 pruebas por cada 4,000 m³ de terraplen, puede tenerse un control de calidad adecuado. El control de obra puede también hacerse con la resistencia medida "in situ" o con cualquier propiedad ingenieril.

5.2.2.- MÉTODOS DE COMPACTACION

La compactación del suelo, depende del tipo de materiales que lo constituyen para cada caso de que se trate. Los suelos puramente friccionantes como la arena, se compactan eficazmente con métodos vibratorios, que hacen que las partículas más pequeñas se acomoden en los intersticios que forman las más grandes. En los suelos cohesivos y plásticos, el procedimiento de carga estática o los procedimientos no vibratorios, resultan los más ventajosos. En la práctica, estas características fijan los equipos de que debe disponer se para el trabajo de compactación.

La eficiencia de cualquier método de compactación depende de varios factores, y para poder analizar la influencia particular de cada uno, se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan en el laboratorio la compactación que se pueda lograr en el campo con el equipo adecuado y disponible.

Los pesos específicos secos máximos obtenidos en la compactación de suelos en el campo, resultan ser función del tipo de suelo, del contenido de agua usado y de la energía específica de compactación aplicada con el equipo que se utiliza. Esta energía depende del tipo y peso del equipo de compactación así como del número de pasadas que se apliquen.

La compactación de terraplenes se realiza con rodillos "pata de cabra", lisos, neumáticos o vibratorios. Los rodi-

llos pata de cabra tienen como característica fundamental - compactar el suelo de abajo hacia arriba ejerciendo un efecto de amasado en el mismo, por medio de unas protuberancias de 15 cm. de longitud, fijas a un tambor metálico y espaciadas entre sí de 15 a 25 cm. Estas protuberancias tienen la forma típica de la pezuña de una cabra, de ahí su nombre. Los rodillos metálicos lisos y los vibratorios, compactan al suelo de la superficie hacia abajo.

Para compactar grandes masas de arcilla, lo mejor es usar rodillos "pata de cabra", ya que este equipo proporciona las concentraciones de presión y efectos de amasado necesarios para la disgregación de los grumos y la compactación adecuada de estos materiales.

Existe evidencia de que los primeros intentos - sistemáticos de compactación de masas arcillosas, fueron --- realizados en Asia en la construcción de bordos, haciendo el espigonamiento manualmente con varillas de bambú; también se usó el peso de animales de pezuña sobre los terrenos por compactar. Los constructores ingleses y norteamericanos adoptaron la práctica y observaron que la cabra, por la forma peculiar de sus patas, era uno de los animales que más eficientemente compactaban las arcillas; el actual rodillo "pata de cabra" que fué inventado en California en 1906, reproduce -- esas tradiciones de un modo fiel, lo cual ofrece un ejemplo típico de como la moderna Mecánica de Suelos ha adoptado técnicas fundadas en prácticas ancestrales basadas en la experiencia más primitiva.

La compactación producida en los suelos por los diferentes equipos, depende del número de veces que éstos pasan sobre el material tendido. Con las primeras pasadas, la compactación crece muy rápidamente, ya que el peso volumétrico aumenta mucho con cada pasada; al seguir el proceso, el efecto de las pasadas va disminuyendo hasta que se llega a un momento en que el costo del proceso no es compensado por el in

cremento de las propiedades mecánicas del terreno.

El número de pasadas necesario para obtener el peso volumétrico seco requerido, es función del equipo que se use; un equipo pesado logrará más pronto el mismo efecto que otro más ligero. Actualmente, la tendencia es usar equipo de compactación pesados, a fin de reducir el número de pasadas sobre el material.

Por lo general el requerimiento de compactación en la obra, se basa en el peso volumétrico seco de proyecto, fijado en pruebas de laboratorio realizadas sobre el suelo de que se trata.

El equipo de campo necesario para lograr la compactación fijada, dependerá del valor o monto del peso volumétrico de proyecto, del contenido de agua natural del suelo en los bancos de préstamo o extracción y del tipo de suelo en sí. El material debe de compactarse con la humedad óptima correspondiente al peso volumétrico obtenido en el laboratorio, por lo que el agua del suelo en el banco, se modificará ya sea añadiendo agua o secándolo, hasta obtener el contenido de agua requerido; generalmente el secado se hace aireando el suelo un período de tiempo después de ser extraído. Sin embargo, las condiciones climáticas pueden imponer restricciones muy serias respecto a la humedad del suelo por compactar; en tales casos, la prueba de laboratorio que fije los datos de proyecto, deberá tener en cuenta tales restricciones y el equipo de campo para trabajar sobre tales bases.

5.2.3.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION DE LOS SUELOS

De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, los más importantes -

*NOTA: En el inciso 5.3, se especifica como se fija el peso volumétrico de proyecto.

son dos: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso 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.

El contenido inicial de humedad se puede determinar fácilmente en el laboratorio y su definición así como su obtención, ya que se comentaron en el capítulo II.

La energía específica de compactación se puede calcular y obtener de la siguiente manera, mediante la fórmula 5-1:

$$E_s = \frac{W_s N h}{V} \quad \text{-----} \quad (5-1)$$

en donde:

E_s = Energía específica de compactación en $\text{Km} \cdot \text{cm}/\text{cm}^3$.

π = Número de capas de suelo.

W = Peso del pisón de compactación en Kg.

N = Número de golpes por capa.

h = Altura de caída libre del pisón.

V = Volumen del suelo compactado.

Los datos que determinan la energía específica en la prueba, fueron establecidos originalmente por R. R. Proctor en base a poder reproducir los pesos específicos secos que podían lograrse económicamente con el equipo comercialmente disponible.

La prueba de laboratorio para determinar la energía específica de compactación, es conocida hoy en día como Prueba Proctor Estandar o Prueba A.A.S.H.O. Estandar*. La prueba consiste en compactar al suelo en cuestión, en tres capas co

* La A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Officials) adoptó la prueba Proctor Standard para determinar sus compactaciones.

locadas sucesivamente dentro de un molde de dimensiones y --
forma especificadas, cada capa se compacta por medio de gol-
pes con un pisón de dimensiones y peso especificados, el - -
cual se deja caer libremente desde una altura prefijada un -
número de veces también fijo.

Con este procedimiento de compactación, se observa que,
al aumentar la humedad del suelo, a partir del material casi
sin agua, los pesos volumétricos secos crecen y por tanto, -
se obtienen mejores compactaciones. Esta relación no es li-
near ni continuamente creciente y a partir de cierto valor -
de la humedad, los pesos volumétricos secos disminuyen, re-
sultando bajas compactaciones en la muestra; es decir, para
un suelo dado y usando un procedimiento de compactación fijo,
existe un grado de humedad que produce el máximo peso volumé-
trico seco que puede lograrse con este método de compacta- -
ción; a ambos, la humedad y el peso volumétrico, se les deno-
mina óptimos para el proceso de compactación usado.

Lo anterior puede explicarse teniendo en cuenta que, en
los suelos con bajos contenidos de agua, se producen tensio-
nes superficiales ejercidas en los vacíos del suelo por el a
gua que está en forma capilar, originando compresiones entre
las partículas sólidas constitutivas del mismo, formándose -
grumos que dificultan la compactación.

El aumento en el contenido de agua, disminuye la tensión
superficial y los grumos se desintegran haciendo que una mis-
ma energía de compactación produzca mejores pesos volumétri-
cos. Si el agua llena los vacíos del suelo, cuando éste es -
fino, impide que haya una buena compactación, puesto que el
suelo no se desplaza fácilmente bajo el impacto del pisón, -
debido a la baja permeabilidad característica de estos suelos.

En el año de 1933, R. R. Proctor sentó las bases que --
hoy se emplean para controlar la colocación de los materia-
les en los terraplenes. Como antes se mencionó, Proctor mos-
tró que aplicando a un suelo una energía fija de compacta- -

ción, el peso volumétrico seco obtenido varía con el contenido de humedad usado para compactarlos, según una curva como la que se muestra a continuación.

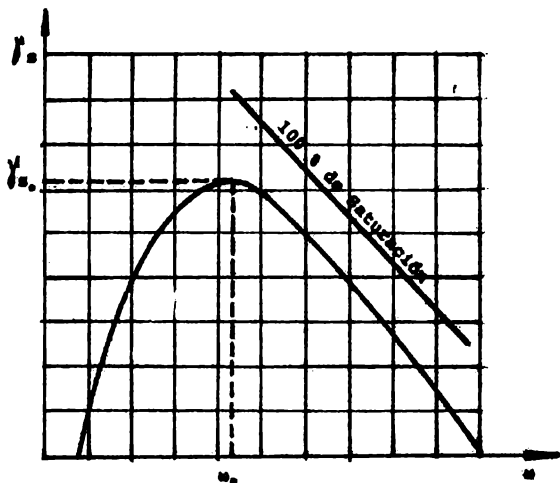


Fig 5.1.- Curva proctor típica y Curva de Saturación.

La curva muestra que existe un sólo contenido de agua - con el cual se obtiene el peso volumétrico máximo para el suelo y la energía de compactación fijados. La abscisa y ordenada de ese punto máximo, definen la "humedad óptima" y el "peso volumétrico máximo u óptimo" respectivamente.

5.2.4.- MÉTODOS DE COMPACTACION EN SUELOS GRUESOS

La compactación en suelos puramente friccionantes como arenas o gravas, varía un poco de la empleada en --

los suelos finos, tanto en equipo como en procedimientos. El equipo recomendado va desde la utilización de pisones vibratorios manuales, hasta plataformas vibratorias que compactan mayores volúmenes de suelo.

Existe un intervalo en la frecuencia del vibrador en el cual se trabaja con un máximo de eficiencia. Este intervalo parece estar comprendido entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural de vibración del suelo. En la práctica las frecuencias entre 1,500 y 2,000 ciclos por minuto, suelen rendir -- buenos resultados.

Recientemente se ha tratado de cambiar el efecto vibratorio por el rodado, para superar la dificultad de que cualquier amortiguador, incluyendo las llantas de los rodillos -- que se intercalan entre el vibrador y el suelo, produzcan una amortiguación de las vibraciones de tal magnitud que muchas veces hacen antieconómica la utilización de esta combinación.

Otro procedimiento de compactación de las arenas, es el de "vibroflotación", que consiste en introducir en la masa -- de arena a la profundidad deseada, un vibrador combinado con un inyector de agua a presión. Al ser retirado el vibrador, se produce la compactación por el efecto combinado de vibración e inyección del agua; el efecto del agua, realmente es soltar la arena a fin de permitir que la acción del vibrador sea más efectiva.

También ha dado un excelente resultado para la compactación de grandes masas de arena suelta, el hacer estallar cargas de explosivos en pozos excavados al efecto en el interior de la masa.

Por último, se han compactado arenas muy sueltas simplemente anegándolas con agua y permitiendo la filtración del agua a través de la masa; el agua arrastra los granos finos, depositándolos en los huecos de entre los más gruesos, aumentando así la capacidad general del manto. A veces el proce

so se acelera por el efecto que produce el empleo de agua a presión. Cabe mencionar que aunque éste procedimiento es -- sencillo y económico, es menos eficiente que los antes des-- critos.

En suelos arenosos con finos poco plásticos, los rodillos neumáticos son los que rinden mejores resultados y actualmente su uso tiende a sustituir a los rodillos "pata de cabra". En estos suelos no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que -- proporciona el rodillo "pata de cabra"; por ello resulta mejor la aplicación de presiones uniformes en áreas mayores, -- que evitan, inclusive, el producir zonas sobrefatigadas en -- el material compactado.

5.2.5.- GRADO DE COMPACTACION

El control de los trabajos de compactación se -- lleva a efecto haciendo uso del concepto "grado de compactación" que se determina utilizando la siguiente expresión:

$$G_c (\%) = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \text{ máx}}} \times (100) \dots\dots\dots(5-2)$$

en donde:

γ_d = Peso volumétrico seco del material, tal como ha si do compactado en la obra.

y

$\gamma_{d \text{ máx}}$ = Máximo peso volumétrico seco, obtenido según -- el procedimiento de compactación tomado como -- norma de laboratorio fijado por el estandar es tablecido.

Cabe mencionar que, aunque se utiliza ampliamente este concepto, es a veces inadecuado para valuar la compactación lograda por un cierto equipo de campo. Por ejemplo; si se -- tiene un material "A" en estado suelto, tal como se deposite

en la obra, antes de sufrir ningún proceso de compactación, puede exhibir un cierto grado de compactación, según la fórmula de la expresión (5-2), digamos del orden del 80%; mientras que otro material "B", en las mismas condiciones, puede tener un grado de compactación de 60%, (dependiendo de la relación que en esos materiales pueda tenerse entre sus pesos específicos en el estado más suelto y los mismos después de haber sometido al suelo a una prueba de compactación). Si el material "A" al depositarse en la obra tiene un 80% de grado de compactación (G_c), implica que se alcanza el 0.8 de y máx., lo que solo significa que se compacta muy fácilmente, no así el material "B" que presenta más resistencia y menos compresibilidad.

Para medir la compactación alcanzada por el suelo en el campo, sin que dependa del estandar de compactación establecido, se determina la "Compactación Relativa", definida por la siguiente expresión:

$$C.R. (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \dots\dots\dots(5-3)$$

en donde:

$\gamma_{d \min}$ = Mínimo peso volumétrico seco del material, fijado según un estandar de laboratorio.

y

γ_d y $\gamma_{d \max}$, se definieron en la anterior relación(5-2).

Esta nueva relación tiene la ventaja de establecer si el proceso de compactación que produce γ_d , en el campo, debe modificarse para acercarlo más al máximo, a fin de obtener mejores características de trabajo, o al mínimo con el objeto de disminuir los costos de construcción. Por otro lado, el uso de esta expresión, presenta el inconveniente de exigir que se fije el procedimiento para determinar $\gamma_{d \min}$ y

Y máx, los cuales no se han estandarizado.

En obras importantes, es recomendable recurrir a secciones experimentales, por ejemplo, terraplenes de prueba que permitan determinar el espesor de las capas y el número de pasadas de un cierto equipo de compactación, para obtener el grado de compactación deseado.

Generalmente la empresa contratista realiza el trabajo y la parte contratante controla los resultados obtenidos para verificar el cumplimiento de las condiciones de proyecto; esto se hace verificando que en el campo se alcance el grado de compactación especificado en dicho proyecto.

5.3.- COMPACTACION DE TERRAPLENES Y BASES

La importancia de la compactación de los suelos en la construcción de terraplenes, como medio para aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los materiales térreos, se empezó a reconocer ampliamente a principios de este siglo, con la introducción de modernos equipos de compactación.

Los terraplenes de prueba son una buena guía para decidir el número de pasadas de rodillo (de un cierto tipo), necesarias para lograr, económicamente, una buena compactación. La siguiente figura muestra la relación entre el grado de compactación y el número de pasadas de rodillo.

-----o-----

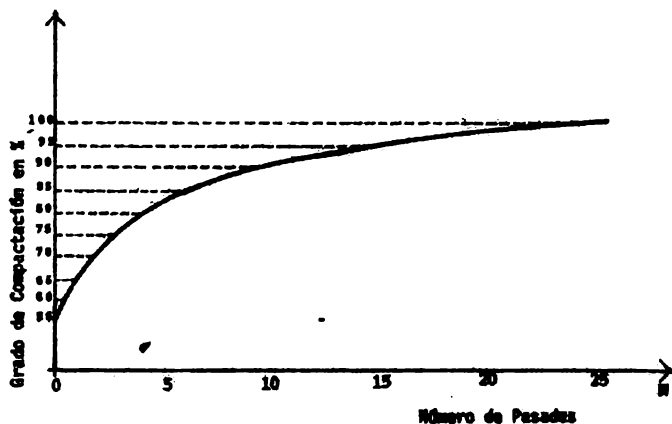


Fig. 5.2.- Efecto del número de pasadas de rodillo respecto al grado de compactación.

La gráfica muestra que para aumentar el grado de compactación de 95% a 100%, el número de pasadas aumenta hasta casi llegar a duplicarse, lo cual significa que los costos de compactación aumenten, sin producir un material mejor.

En el campo la construcción de terraplenes se lleva a cabo extendiendo el suelo en capas de 15 a 30 cm. de espesor y compactándolo con pasos repetidos de un rodillo pesado, ya sea, arrastrado por un tractor o autopropulsado. La adición de agua al material, se hace, bien sea inundando previamente el material de préstamo, o en el terraplén, mediante camiones tanques, a la hora de extender el suelo en capas.

5.3.1.- EQUIPOS PARA COMPACTACION DE TERRAPLENES

En la actualidad, se producen 3 tipos básicos - de rodillos compactadores, cada uno de los cuales tiene diversas modalidades, especialmente en lo que se refiere a tamaño y peso. Estos tipos básicos son: el rodillo "liso", el rodillo "pata de cabra" y el rodillo neumático.

Los rodillos lisos son de fierro y se emplean en la construcción de caminos, para el acabado de las sub-rasantes y las bases y aún en la compactación de los terraplenes mismos. Se le atribuye como defecto principal para este último propósito, el hecho de que no establecen una liga adecuada entre capa y capa, por dejar una superficie lisa. Este inconveniente es particularmente importante en la construcción de terraplenes que retienen agua, debido a la posibilidad de fuertes filtraciones a través de la superficie de contacto de las capas del suelo, que pueden provocar arrastre del material por erosión y la falla parcial o total del terraplen. En los terraplenes de caminos, aeropistas y ferrocarriles, este inconveniente no es tan importante, sin embargo para satisfacer mejor los requisitos de homogeneidad que impone el análisis de estabilidad, es aconsejable escarificar rayando solamente la superficie del material compactado, antes de colocar la siguiente capa.

Los rodillos "pata de cabra", de tipo ligero, están compuestos por tambores desde 1.10 hasta 1.20 m. de diámetro, y de 2.40 a 3.00 m. de ancho, con pesos variables que van de 2,700 Kg. a 7,200 Kg.; las "patas" o protuberancias, producen presiones entre 4 y 21 Kg/cm². Los de tipo pesado, tienen diámetros superiores a 1.5 m. y pesos mayores de 10 toneladas; producen presiones variables entre 20 y 40 Kg/cm². Se han construido algunos rodillos experimentales aún más pesados, con diámetros de 2.4 y 2.5 metros y presiones de contac

to de las patas, entre 30 y 65 Kg/cm². Estos últimos se usan para compactar grandes espesores de suelo, como los corazones de arcilla de las presas de tierra.

Los rodillos neumáticos están constituidos por grupos de llantas neumáticas instaladas bajo un carro metálico, el cual puede ser lastrado. De este tipo, se han construido rodillos que en conjunto pesan 60 toneladas cuando están vacíos y 200 ton. cuando están lastrados. Los rodillos neumáticos tienen gran popularidad en la construcción de bases para pavimentos, debido a la eficiente compactación que producen en los suelos granulares, al sacar hacia la superficie los finos del material, condición que es tan favorable desde el punto de vista de el diseño del pavimento, ya que, el material se homogeniza acomodándose los finos con las partículas más gruesas.

Cuando se trata de compactar masas de suelo relativamente pequeñas y en sitios que son inaccesibles al equipo pesado, se recurre al empleo de martillos neumáticos manuales, conocidos en el medio, como "bailarinas". Este equipo es especialmente útil para compactar el suelo alrededor de las alcantarillas, en los rellenos de estribos de los puentes y en la frontera entre el terraplen que se construye y la ladera sobre la que termina el mismo terraplen. Una compactación deficiente en estos casos ha sido motivo de que el agua destruya terraplenes en las zonas de alcantarillas o de que se produzcan fuertes asentamientos en los aproches entre las carreteras y los puentes, dando como resultado diferencias de nivel entre las losas del puente y el camino.

5.3.2.- CONTROL DE COMPACTACION EN EL CAMPO

El control de la compactación durante la construcción de los terraplenes, se lleva a cabo mediante determinaciones en el lugar, del peso volumétrico y del contenido de agua del suelo colocado. Los valores obtenidos en las --

pruebas, se relacionan con las condiciones óptimas determinadas con la prueba Proctor sobre el mismo material. La relación entre el peso volumétrico seco del suelo compactado en el campo y el óptimo de la prueba Proctor, se conoce como -- "grado de compactación", definido en el inciso 5.2.5.

El grado de compactación que debe alcanzarse en el campo, sigue siendo tema de controversia. En términos generales, puede asegurarse, que, en el caso de terraplenes para aeropistas, caminos, vías férreas o diques, una compactación superior al 95% del referido al estandar A.A.S.H.O. o Proctor Estandar, proporcionará buenos terraplenes.

Grados de compactación comprendidos entre 90 y 95%, darán resultados aceptables, que, eventualmente, pueden arreglar problemas de conservación. Si la compactación es menor de 90%, se tienen grandes probabilidades de obtener terraplenes deficientes, que provocarán asentamientos indeseables y, en ocasiones, deslizamientos, agrietamientos y colapsos.

5.4.- PRUEBAS DE COMPACTACION

El establecimiento de una prueba simple de compactación en el laboratorio, cubre principalmente, dos finalidades. Por un lado disponer de muestras de suelo compactadas (teóricamente) con las condiciones de campo, a fin de investigar sus propiedades mecánicas y determinar los parámetros del suelo, necesarios para el proyecto; por el otro lado, poder controlar el trabajo de campo, a fin de tener la seguridad de que el equipo usado está obteniendo las condiciones previstas en el proyecto.

La secuela para diseñar y realizar una obra en la que el suelo deba ser compactado, es la siguiente:

- a) Se obtienen muestras de los suelos que se emplearán para determinar los parámetros mecánicos del suelo.

- b) Las muestras se sujetan a distintas condiciones de compactación. Esto suele hacerse construyendo y compactando en el campo, terraplenes de prueba con el equipo que se vaya a usar, para determinar, el número de veces que debe de pasar el equipo, el número de capas del terraplen y el espesor de las mismas. Los resultados se ligan con las pruebas de compactación para poder reproducirlas en el laboratorio.
- c) Con las compactaciones determinadas en (b), se obtienen en el laboratorio, los parámetros mecánicos del suelo, para así, analizar el proyecto hasta encontrar las condiciones de compactación que garantice un proyecto seguro y económico, compatible con el equipo de construcción existente en el campo.
- d) Finalmente, una vez iniciada la construcción, se verifica la compactación lograda en el campo con muestras aleatorias tomadas del material compactado en la obra a fin de comprobar que en ésta se están satisfaciendo los requerimientos del proyecto.

Actualmente existen muchos métodos, para reproducir, en el laboratorio las compactaciones obtenidas en el campo, en las cuales se analizan los distintos factores que gobiernan la compactación de los suelos.

La prueba Proctor Estandar o A.A.S.H.O. Standard, ya mencionada, se ha modificado debido al aumento de peso de los equipos de construcción, los cuales proporcionan mayor energía de compactación y a la variación del ensayo se le conoce como Prueba Proctor Modificada o A.A.S.H.O. Modificada.

S.4.1.- PRUEBA PROCTOR ESTANDAR

Originalmente, la prueba Proctor consistió en compactar sucesivamente tres capas de suelo del mismo espesor e igual contenido de humedad, dentro de un molde cilíndrico.

drico de 4" de diámetro interior y con un volumen de $1/30$ de pie cúbico. El cilindro está previsto de una extensión como puede verse en la figura 5.3:

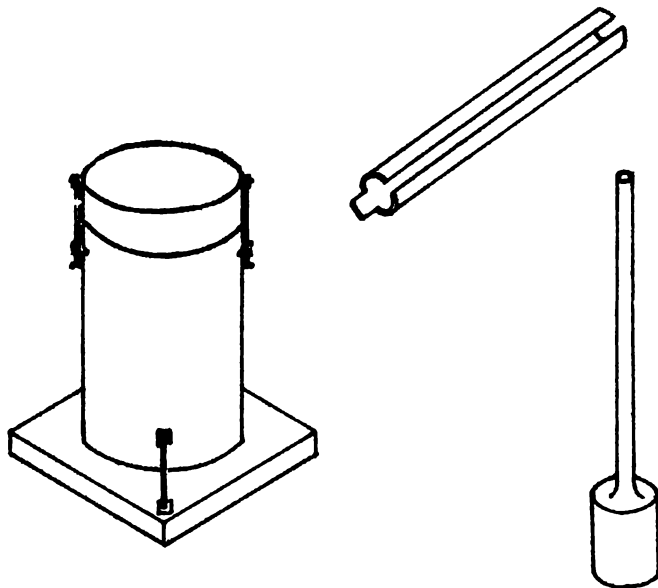


Fig. 5.3.- Molde Proctor con martillo (Pistón) y guía.

Cada una de las capas, se compacta con 20 golpes de un pistón de mano que tiene una zapata de 2" de diámetro y pesa 5 libras. Se deja caer guiándolo con el auxilio de un tubo, desde una altura de 12", proporcionando al suelo, "golpes -- firmes" según el propio Proctor.

El rápido desenvolvimiento del equipo de compactación, ha aumentado la que proporciona al suelo y la prueba Proctor Estandar, ya no logra los resultados de campo, por lo que la prueba se ha modificado, aumentando la energía de compactación, a fin de igualar los pesos volumétricos logrados en el campo con los nuevos equipos de compactación.

5.4.2.- PRUEBA PROCTOR MODIFICADA

En ésta prueba, se ha aumentado el volumen del cilindro para ensayar, a $1/20$ de pie cúbico, se elevó el número de capas de 3 a 5, se aumentó el peso del pisón a 10 libras y también la altura de caída a 18 pulgadas. En ésta forma, la energía específica de compactación aumenta de 6 -- Kg-cm/cm^3 ($12,300 \text{ lb-ft/ft}^3$) en la prueba estandar, a 27.2 -- Kg-cm/cm^3 ($56,200 \text{ lb-ft/ft}^3$) en la modificada, sobre la base de que el diámetro del molde utilizado es el mismo que en la prueba Proctor Estandar. Con este nuevo rango, la curva de compactación obtenida, se desplaza con respecto a la original, como se muestra en la figura 5.4 y se asemeja más a la curva de campo.

-----o-----

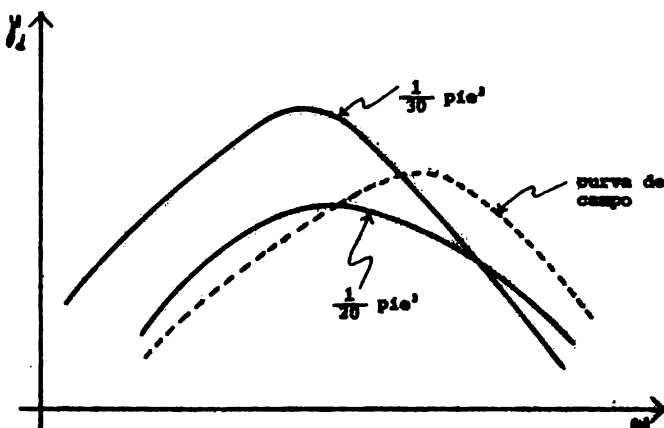


Fig. 5.4.- Comparación de curvas de compactación "N"-65 para moldes - de $\frac{1}{30} \text{ ft}^3$ y $\frac{1}{20} \text{ ft}^3$, con la misma energía de compactación, en pruebas Proctor Estándar y Modificada.

En las gráficas donde se muestran los ensayos de compactación Proctor (estándar o modificada), se puede obtener el peso volumétrico húmedo " " mediante la siguiente relación:

$$\gamma = \gamma_d (1 + w) \dots\dots\dots (5-4)$$

en donde:

- γ = Peso volumétrico seco del material.
- w = Contenido de agua de la muestra o ensayo.
- γ = Peso volumétrico húmedo.

El peso volumétrico seco " " se puede obtener directamente de los ensayos.

También se muestra en la fig. 5.1, la curva del 100% de

saturación, la cual se obtiene calculando los pesos volumétricos secos del suelo supuesto saturado con el contenido de agua con el que se determinó el peso volumétrico en el ensayo y se obtienen con la expresión siguiente:

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + S_s \omega} \gamma, \dots\dots\dots(5-5)$$

donde:

S_s = Peso específico de los sólidos del suelo.

γ = Peso volumétrico del agua destilada, a 4°C y una atmósfera de presión (al nivel del mar).

y ω = Contenido de agua que tiene la muestra y que supone llena todos los vacíos del suelo; es decir, a partir del peso del agua se obtiene el volumen de ella y sumándole el volumen de sólidos se obtiene el volumen que tendría el espécimen compactado. Por esta razón, es que los pesos volumétricos secos de la gráfica del 100% de saturación son, para cada contenido de agua, mayores que el peso volumétrico seco del ensayo.

De las curvas de la fig. 5.4, se observa que el peso volumétrico seco " γ_d ", al principio, crece al aumentar el contenido de agua " ω ", y después de el valor máximo, disminuye. También se observa que el peso volumétrico máximo de la prueba Proctor Modificada, es mayor que el alcanzado con la Proctor Estandar, en tanto que la humedad óptima de ésta es mayor que la de aquella.

5.4.3.- ENERGIA DE COMPACTACION

Últimamente, diversas organizaciones dedicadas a la construcción de terraplenes y bases para diversos usos, han establecido distintas normas para ejecutar la prueba de compactación dinámica, variando el volumen del molde, el nú-

mero de capas de suelo colocado en su interior, el número de golpes aplicado a cada capa, y sustituido el "golpe firme" - por otro dado en "caída libre" con martillos de diferente peso y a distinta altura de caída.

Esta última substitución fué hecha con el fin de eliminar las fluctuaciones de la energía del golpe dado a mano, - que puede variar grandemente de un operador a otro, y aún para un mismo operador a través del transcurso del día. La introducción de tales modificaciones han dado como resultado - que, para un mismo suelo, se obtengan diferentes pesos volumétricos óptimos y humedades óptimas, dependiendo de las normas que se usen para ejecutar la prueba. Más específicamente, según la energía por unidad de volumen de suelo compactado empleada en cada norma. Energía que se estima en función de la Energía Dinámica total entregada al suelo. Dicha energía se comentó en el inciso 5.2.3. de éste capítulo y su cálculo se determina con la expresión de la fórmula (5-1).

En términos generales, al aumentar la energía de compactación para un mismo suelo, aumenta su peso volumétrico óptimo y disminuye la humedad óptima tal como se indica en la -- gráfica de la fig. 5.5, de la siguiente hoja.

Así pues, siempre que se hable de peso y humedad óptimos, es necesario especificar el estandar de compactación empleado. En la tabla 5-1, pueden verse las características - de dos de las normas de compactación más comúnmente usadas - en la construcción de caminos en los Estados Unidos, comparados con los utilizados en México por la S.O.P.

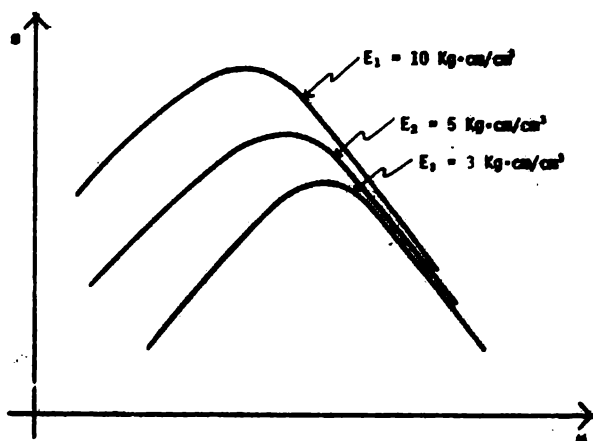


Fig. 5.5.- Variación del punto óptimo con la energía de compactación - por unidad de volumen.

T I P O	PESO DEL MARTILLO	ALTURA DE CAIDA	NÚMERO DE GOLPES POR CAPA	NÚMERO DE CAPAS	ENERGÍA DE COM- PACTACIÓN
	Kg.	cm.	—	—	Kg cm/cm³
(A) PROCTOR MODIFICADA	4.54	45.7	25	5	27.7
(B) PROCTOR STANDARD	2.5	30.5	25	3	5.48
(C) PROCTOR SNIHCP (MEXICO)	4.5	45.72	30	5	26.36

Tabla 5-1.- Datos de normas de laboratorio para un volumen constante.

5.4.4.- PRUEBA DE PORTER

La prueba de Porter, se encausa más bien a determinar el valor relativo de soporte de los terraplenes para navimentos y tiene por objeto determinar la presión necesaria para hacer penetrar una zaoata circular de 3 pulgadas cuadradas de arca, a una profundidad de 1/10 de pulgada, en un suelo compactado y saturado. Esta presión, dividida por la presión necesaria para obtener la misma presión en una grava triturada, compactada y de buena calidad, de un cociente que, expresado en porcentaje, se conoce como "Valor Relativo de Sonorte" (URS).

Este valor relativo de soporte, ha sido correlacionado empíricamente con los espesores totales de sub-base, base y carpeta flexible necesarios para soportar distintas cargas por rueda, según las curvas obtenidas y que se muestran en la gráfica siguiente:

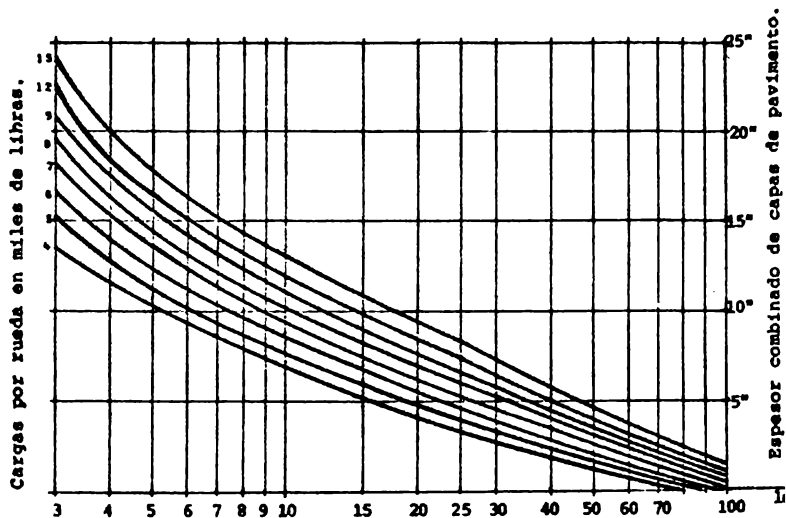
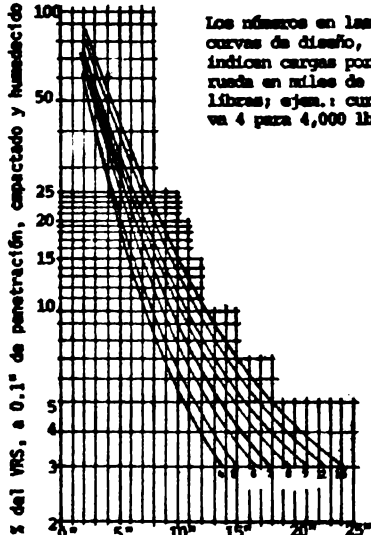
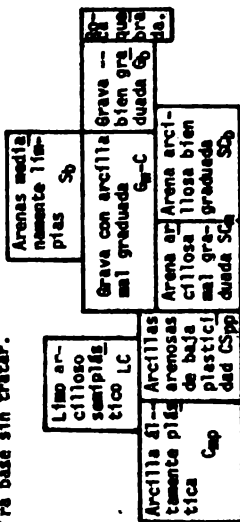


Fig. 5.6.- % del URS a 0.1" de Penetración en un suelo compactado y humedecido.

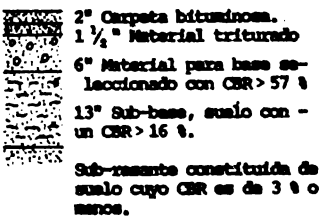
Ranuras aproximados de sueros típicos y materiales para base sin tratar.



Los números en las curvas de diseño, indican cargas por rueda en miles de libras; ejm.: curva 4 para 4,000 lb.

Espesor combinado de carpeta bituminosa, roca, base y sub-base de material seleccionado.

Ejm.1.- Diseñado con la curva 12



Ejm.2.- Diseñado con la curva 5

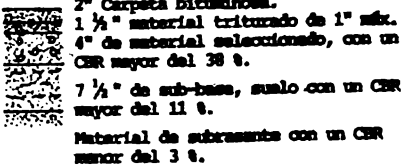


Fig. 5.7.- Curvas para diseño de pavimentos flexibles, basadas en el VRS.

(VRS = Valor Relativo de Soporte)

5.5.- FACTORES QUE AFECTAN A LA COMPACTACION DINAMICA.

Además del contenido de humedad y la energía específica de compactación, la curva de la prueba proctor varía con otros factores como son:

5.5a) Estado de distribución de la humedad.

Se ha observado experimentalmente que el peso volumétrico seco para un mismo contenido de humedad de un suelo, es menor cuando dicho suelo se deja reposar durante varios días con esa humedad, que cuando se compacta inmediatamente después de agregársele agua lo más uniformemente posible. En el primer caso, el agua se encuentra humedeciendo uniformemente los grumos del suelo y llenando los huecos que forman al conglomerarse; mientras que en el segundo caso, el agua solamente humedece la parte exterior de los grumos sin tener tiempo de penetrar en el interior de los mismos. O sea que, en el primer caso, el agua capilar se ha infiltrado mejor y hace a los grumos mayores y más resistentes, lo cual los vuelve gruesos y la energía de compactación se usa para romperlos en lugar de acomodarlos. En el segundo caso, el efecto lubricante del agua, es mayor y facilita el mejor acomodo de los grumos y partículas del suelo al ser compactado.

5.5b) Recompactación.

Si una misma porción de suelo se compacta repetidas veces aumentando sucesivamente el contenido de agua, los pesos volumétricos resultantes son mayores que los que se obtendrían si, para cada contenido de agua, se utilizara una porción distinta del mismo suelo que no ha estado sujeto a una compactación previa. Esto se debe a que parte de la energía de compactación proporcionada en las primeras veces, se queda almacenada en el suelo, formando grumos compactos que se complementan unos con otros en las compactaciones sucesi-

vas. Por el fenómeno anteriormente descrito, hace que sea necesario utilizar una porción diferente del mismo suelo para determinar cada punto de la Curva Proctor en el laboratorio, ya que, en el campo, los materiales que se colocan en los terraplenes no están sujetos a recompactación.

5.5c) Tamaño del molde.

El tamaño del molde en que se haga la prueba, no tiene influencia en sus resultados, siempre que se conserven constantes la energía específica de compactación y la relación del diámetro del pisón al espesor de la capa. Pueden variarse de límites muy amplios, el peso del martillo, su altura de caída, el número de golpes por capa y el número de capas para obtener distintas combinaciones que proporcionen la misma energía específica. Las pruebas experimentales que se han hecho de las diferentes combinaciones anteriormente citadas, son todas empíricas.

5.6.- PRECARGA

Otra forma de compactar un suelo, es decir, reducir su relación de vacíos, es precargar al suelo. Este método es especialmente aplicable a suelos no remoldados, que van a utilizarse in situ.

La precarga supone la colocación de una carga superficial antes de la construcción de un terraplen o estructura, con objeto de compactar el terreno natural bajo la cimentación. Por ejemplo, en el caso de la construcción de un edificio o un terraplen para pavimento sobre un estrato de suelo compresible, en el que pueden esperarse grandes asentamientos o fallas por deslizamiento, si es que la estructura se levanta sobre el terreno en su estado natural, entonces antes de la construcción de la estructura, se debe aplicar una carga al suelo (precarga) sobre la zona en cuestión, a fin de modificar los parámetros mecánicos de suelo al reducirse la relación de vacíos.

Si la extensión superficial de la precarga es muy grande en comparación con el espesor del estrato de suelo en proceso, se pueden suponer deformaciones unidimensionales verticales en el mismo.

La precarga consiste en poner, sobre el terreno a compactar, una o varias capas de material denso a volteo y dejar que con el tiempo la presión ejercida sobre el estrato blando, aumente la compacidad de éste por efectos de consolidación^a.

En el siguiente conjunto de figuras, se indica la colocación de la precarga (fig. 5.7a) y el punto P que se analiza; en las figuras inferiores (5.7b, 5.7c y 5.7d), se indican los esfuerzos y deformaciones para el punto P del estrato de suelo blando.

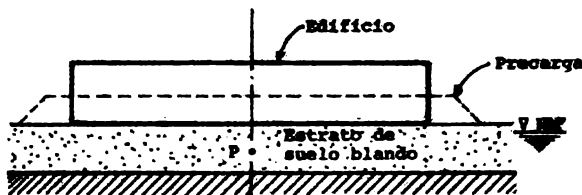


Fig. 5.7a.

(Colocación de la Precarga)

^a El fenómeno de la consolidación, se comenta brevemente en el apéndice "I" del anexo IV, y se refiere a sus efectos y un análisis de asentamiento por precarga.

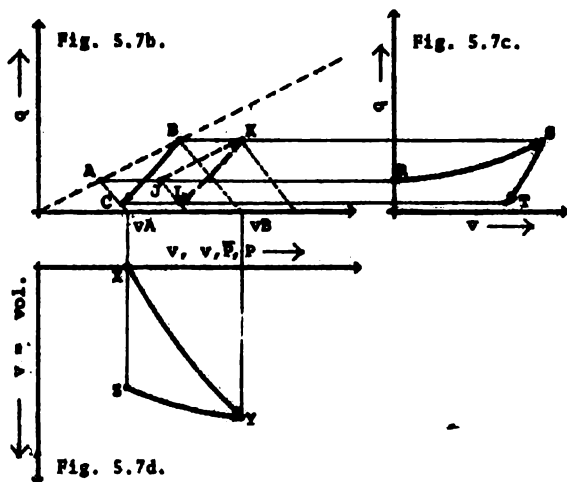


Fig. 5.7.- Esfuerzos y deformaciones en un terreno cargado previamente.

Antes de la precarga los esfuerzos totales en el punto P, estaban representados por "J" (fig. 5.7b), los esfuerzos efectivos por "A" y la presión intersticial estática en el punto P, por la distancia $\overline{AJ}$. La velocidad de consolidación del terreno blando es tal, que no se producen presiones intersticiales medibles en el suelo blando, por lo que se trata de un caso de carga con drenaje y el tiempo total de consolidación transcurre lo suficientemente rápido para que no afecte la cimentación. La línea JK, es la trayectoria de es esfuerzos totales en el proceso de carga, y la línea KL, la -- trayectoria correspondiente a la descarga. Las trayectorias de los esfuerzos efectivos para JK y KL, son respectivamente

AB y BD.

La figura 5.7c, muestra la deformación vertical en función de la carga por unidad de superficie "q", para la carga RS y la descarga ST. En la figura 5.7d, aparece la deformación vertical en función de los esfuerzos efectivos verticales.

La colocación y eliminación de la precarga, transforma al suelo de cimentación blando, constituido por un depósito normalmente consolidado (punto A), en un suelo sobreconsolidado (punto D). Después de la precarga el terreno de cimentación es menos compresible y más resistente. La capacidad de carga del terreno aumenta y los asentamientos disminuirán sensiblemente.

De lo expuesto anteriormente, se puede concluir que, para utilizar una sobrecarga para compactar, es necesario que:

- a) Haya la existencia de un suelo (u otro material) fácilmente disponible para utilizarlo como precarga.
- b) El terreno de cimentación debe drenar rápidamente, de forma que el tiempo necesario para la precarga sea relativamente corto. Esto requiere una trayectoria de drenaje corta y/o un elevado coeficiente de consolidación.
- c) Se utilice una carga mayor que la carga prevista para la estructura. El exceso de carga usada en el módulo todo respecto a la carga real de la estructura se denomina sobrecarga.
- d) La sobrecarga reduce el tiempo que requiere el suelo para consolidarse bajo la carga real de la estructura. Además, si el suelo se consolida bajo un esfuerzo efectivo mayor que el que aplicará la estructura, la magnitud de la consolidación secundaria que se producirá bajo la carga de la estructura puede reducirse notablemente.

5.7.- DRENAJE

El drenaje es otro método de mejorar el suelo como un proceso de estabilización mecánica. Reduce la cantidad y la presión del agua intersticial, produciendo un aumento en la compacidad.

El agua tiene muchos y muy variados efectos sobre la masa del suelo y las estructuras de retención de tierras. Cuando tiene flujo ascensional, puede dar lugar a un sifonamiento. También el aumento de presión intersticial con un esfuerzo total dado, producirá una reducción de esfuerzos efectivos y, por tanto, de la resistencia del suelo. Por otra parte, el agua puede ejercer un empuje lateral muy importante sobre las estructuras de retención, como son los muros de contención.

En la ingeniería de suelos, es muy deseable y a veces imprescindible eliminar el agua intersticial o por lo menos reducir su presión. El drenaje se utiliza: A) Como medida provisional; para permitir la construcción (como en el caso del sótano de un edificio bajo el nivel freático). O bien: B) Como medida permanente; para proteger la edificación de una estructura (como en caso del drenaje bajo una presa).

Existen muchos métodos de drenaje dentro de los cuales se mencionan los siguientes:

- a) Drenos verticales (tal y como se usan en los terraplenes).
- b) Drenos horizontales (como los utilizados para drenar taludes naturales).
- c) Zanjas y cunetas (a lo largo de una carretera).
- d) Pozos-dren (como los que se utilizan en una excavación).

El drenaje puede favorecerse por la aplicación de una corriente eléctrica directa. Este proceso se denomina "electrósmosis" y A. Casagrande en 1953, describió el empleo de -

la electrósmosis en diferentes obras de cimentación.

Los drenes verticales de arena, se suelen utilizar junto con la precarga para acelerar la consolidación de suelos de grano fino, con el fin de aumentar la compacidad. Generalmente debe darse alguna de las siguientes condiciones del terreno para poder obtener una aceleración importante de la consolidación mediante el uso de drenes verticales:

- 1.- Una capa gruesa de suelo blando, lo que proporciona una trayectoria larga.
- 2.- La permeabilidad horizontal es varias veces superior a la permeabilidad vertical.

El drenaje produce una disminución de esfuerzos intersticiales y un aumento de los esfuerzos efectivos en el terreno, con lo que se comprime el suelo.

Frecuentemente para mejorar el terreno en un lugar dado, se utiliza el drenaje junto con la precarga.

El drenaje puede constituir un método útil y económico para mejorar el terreno y para usarse se debe estudiar sus efectos y situaciones en cada caso, considerando factores tales como:

- a) La probable eficacia del drenaje;
- b) La cantidad de agua que debe extraerse;
- c) El tiempo necesario para el drenaje; y
- d) Los posibles daños a las estructuras próximas.

En las siguientes figuras se pueden ver dos tipos de drenes más comunes usados en la construcción de pavimentos y terraplenes.

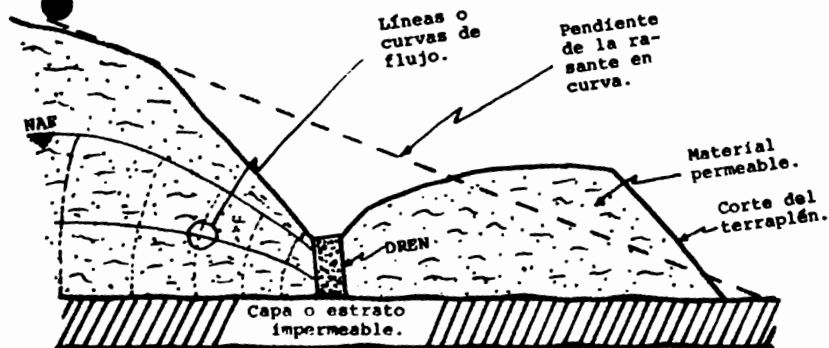


Fig. 5.8.

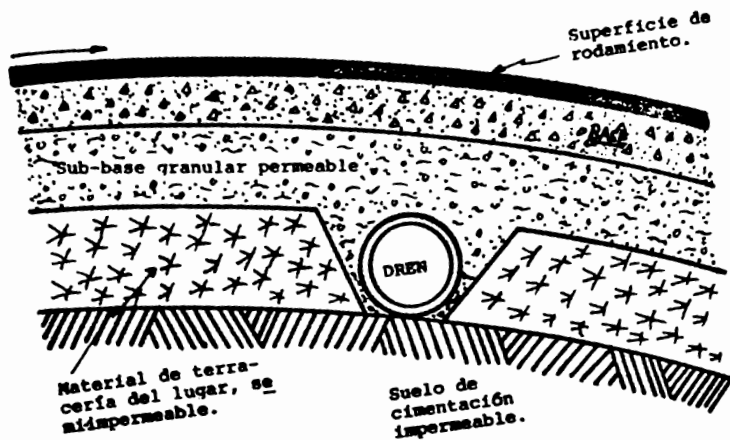


Fig. 5.9.

Figs. 5.8. y 5.9.- Ejemplos del uso de drenes en terraplenes y pavimentos.

CAPITULO VI

ESTABILIZACION CON CAL

6.1.- SINOPSIS HISTORICA

La utilización de la cal como elemento estabilizador se remonta a épocas remotas; fue usada por los indios y los chinos y también por los romanos con muy buenas técnicas.

El primer uso de la cal como componente estabilizador, fue hecho por los antiguos romanos en la construcción de sus célebres caminos, cuando la mezclaron con arena y roca volcánica. Esta roca volcánica es llamada "Puzzuolana" y se le denominó así por el lugar donde se le explotó por primera vez, en Puzzuoli, Italia.

El éxito de la mezcla se debe en gran parte a la combinación del sílice de la roca con la cal, para formar un material resistente y de fuerte acción cementante. La excelente calidad del cementante está evidenciada por el hecho de que muchas estructuras construidas con este tipo de material -- hace ya dos milenios, aún se encuentran en pie.

El uso moderno de la cal en la estabilización, comenzó después de la Segunda Guerra Mundial, y se ha venido usando con éxito en los Estados Unidos y Europa. Últimamente se le ha empleado en gran escala en los proyectos camineros del África Central y Oriental. Tanto los técnicos franceses como los ingleses, han obtenido excelentes resultados estabilizando con cal suelos altamente arcillosos, en zonas de fuertes precipitaciones pluviales.

6.2.- OBTENCION DE LA CAL, CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES

La cal u óxido de calcio (CaO), se obtiene calci-

nando la piedra de cal o caliza, que está compuesta en su mayor parte por carbonatos de calcio (CaCO_3) y de algunas impurezas que casi siempre son carbonatos de magnesio y silicatos.

Las cales tienen el color más blanco a medida que menos impurezas contienen. Si las impurezas son silicatos, las cales tienen propiedades de endurecimiento más rápido cuando están hidratadas y son mezcladas con arena, por lo que se les conoce con el nombre de cales hidratadas.

Al mezclar la cal con un suelo arcilloso, se producen cambios físicos que reducen la plasticidad, y puede formarse una especie de cemento natural, compuesto por silicatos de aluminio cálcicos, de estructura molecular muy compleja.

Cuando la cal es de tipo hidráulico, se produce también un fenómeno de aglutinación que da la posibilidad de obtener, con suelos de poca resistencia, bases y pavimentos semirígidos los cuales se estudiarán mas adelante.

6.3.- ACCION PUZZOLANICA

Las reacciones de la cal fina con sílice y aluminio, han determinado lo que se llama acción puzolánica, la cual puede producirse artificialmente en el suelo por la adición de Flyash, el cual es un sub-producto de las plantas industriales donde el carbón en polvo se quema en el aire.

Estos sub-productos (los Flyashes), no son todos iguales, ya que existe una gran variedad en materiales de diversas fuentes. El flyash tiene relativamente altas concentraciones de SiO_2 Cuarzo o Dioxido de Silicio y Al_2O_3 Alumina u Oxido de Aluminio, y contiene cantidades variables de componentes inertes del carbón.

El flyash, traducido al español, quiere decir "cenizas volantes" y en el inciso 6.6 se presenta un pequeño estudio de su obtención, utilización y comportamiento como medio estabilizador junto con la cal.

6.4.- ESTABILIZACION CON CAL

La cal ha sido usada en numerosos tipos de suelos, con gran variación de resultados. Generalmente su uso se restringe a suelos de zonas con climas cálidos y templados, ya que los suelos estabilizados con cal en zonas de climas fríos, son susceptibles de quebrarse bajo condiciones de congelamiento.

La cal provoca un decremento en la densidad del suelo, cambia sus propiedades plásticas e incrementa su resistencia (lo que conduce a pensar que el suelo se rigidiza y por lo tanto se vuelve mas frágil).

La acción de la cal en el suelo puede ser explicada por tres reacciones básicas. La primera de ellas, es la alteración de la película de agua adsorbida que rodea las partículas minerales de la arcilla, lo cual hace que cambie la plasticidad del suelo.

Un segundo proceso por el cual la cal transforma al suelo, es el de la coagulación o floculación de sus partículas, que también produce cambios en la plasticidad del mismo.

El tercer proceso por el cual el suelo se ve afectado por la cal, es la reacción de ésta con los componentes del suelo para formar nuevos compuestos, produciéndose cambios en la resistencia y densidad del mismo.

Los dos principales componentes del suelo que reaccionan con la cal son los aluminatos y los silicatos; esta es una reacción a largo plazo, produciéndose como consecuencia una mayor resistencia del suelo.

Las mezclas de suelo-cal deben de pasar por un proceso de "curado" y así se preservará llevando a cabo una "acción puzolánica".

El grado al cual la cal reacciona con el suelo, depende de variables tales como la cantidad de estabilizador (cal), el tipo de suelo, el curado y tiempo que dure este proceso en la mezcla.

En las siguientes gráficas se puede apreciar la influencia del porcentaje de adición de cal a suelos con resistencia a la compresión, así como el tiempo de curado necesario.

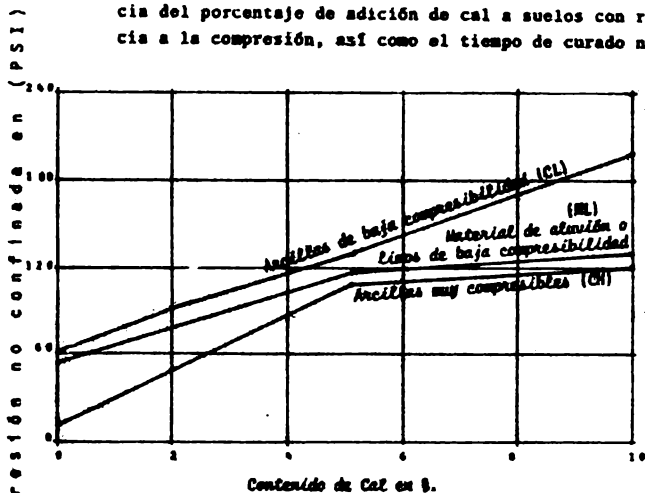


Fig. 6.1.

Influencia de la cal mezclada en porcentaje a tres tipos de suelos con resistencia a la compresión y un tiempo de curado de 8 semanas.

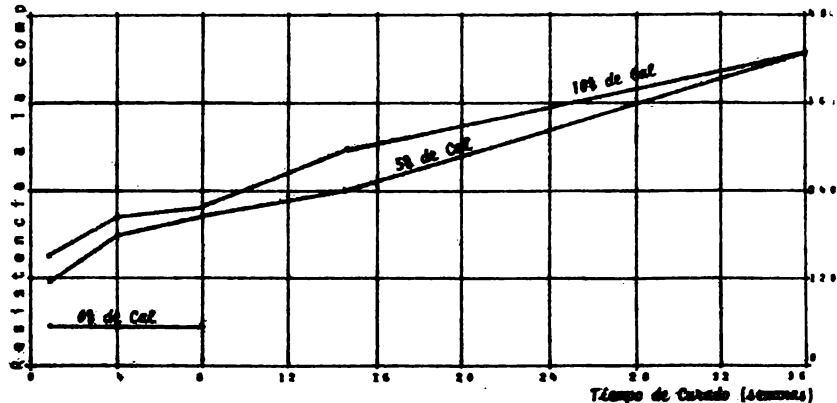


Fig. 6.2.- Influencia del tiempo de curado en suelos arcillosos de baja compresibilidad, con resistencia a la compresión, estabilizados con cal.

6.4.1.- COMPORTAMIENTO DE LA CAL EN LA ESTABILIZACION - DEL SUELO-CAL

Una de las funciones más importantes de la cal, es que transforma considerablemente la plasticidad del suelo. Así, para suelos que tienen un índice de plasticidad menor que 5, la cal aumenta los valores del límite líquido y también del plástico, lo que en consecuencia provoca un aumento en el índice de plasticidad.

En la siguiente tabla, se puede apreciar los efectos de la adición de cal en suelos consistentes y una resistencia a la compresión.

EFFECTOS DE LA CAL EN SUELOS CONSISTENTES

		cambio de % con:					
		0% cal	2% cal	5% cal	2% cal	5% cal	
Promedio de 5 su-	Límite Líquido	25.8	28.2	29.2	+ 9.3	+13.2	
los sedimentados.	Límite Plástico	16.2	17.6	18.4	+ 8.6	+13.6	
PI 15	Índice de Plasticidad.	9.6	10.6	10.8	+10.4	+12.5	
Promedio de ocho	Límite Líquido	40.9	40.4	39.5	- 1.2	- 3.4	
suelos arcillosos	Límite Plástico	20.9	25.4	26.4	+21.5	+26.3	
PI 15	Índice de Plasticidad.	20.0	15.0	13.1	-25.0	-34.5	

Sin embargo, para suelos más plásticos, la cal disminuye el límite líquido y aumenta el límite plástico, lo que -- provocará posteriormente un decremento en el índice de plasticidad y por lo tanto la adición de mezclas de cal, producirán un suelo más frágil y granular.

Las mezclas de suelo-cal generalmente tienen densidades

de compactación menores que las del suelo natural. El descenso de la densidad puede ser alrededor del 5%.

El resultado de las pruebas de compresión, puede despistar al observador casual ya que se observa un descenso en la resistencia del suelo, pero sin embargo, ocurre lo contrario. La gráfica de la figura 6.1 muestra el efecto de la cal en la ilimitada resistencia a la compresión de algunos suelos.

El inmediato aumento de la resistencia del suelo, es -- provocado por los cambios físico-químicos en las películas de agua que rodean a las partículas de arcilla (agua adsorbida), así como la granulometría de las partículas.

Las mezclas de suelo-cal deben ser compactadas a relativamente altas densidades, (ver fig. 6.3). Esto es particularmente cierto aún cuando el aumento de la resistencia por la acción del cementante estabilizador, no es aparente inmediatamente después de la compactación.

La situación se ve agravada aun posteriormente por las densidades inferiores de las mezclas de suelo-cal, comparadas con el suelo natural.

Por último, cuando se hace el "curado" de especímenes por un corto período de tiempo, trae como consecuencias posteriores un aumento en la resistencia del suelo estabilizado.

La cantidad de cal comúnmente usada en el proceso de estabilización (de 5 a 10% en peso), resultará en una concentración de iones de calcio mayor de la necesaria.

La siguiente figura muestra una gráfica en donde se ve la influencia de la compactación en la resistencia a la compresión de un suelo arcilloso estabilizado con cal.

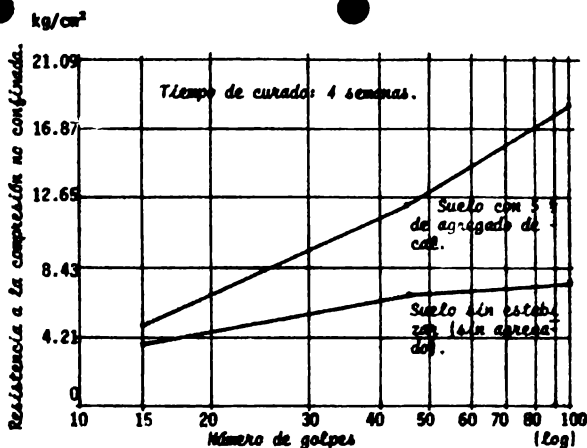


Fig. 6.3.- Influencia de la compactación en resistencia a la compresión de un suelo arcilloso, estabilizado con cal.

6.5.- ACCION DE LA CAL EN LA FRACCION ARCILLOSA DEL SUELO

La intervención de los cationes Ca^{++} y Mg^{++} aportados por el agregado de Cal en los suelos, tiene un efecto inmediato en la reacción de los mismos; por cuanto al intercambio iónico con los elementos contenidos en el suelo, éste se realiza en forma intensiva.

Sobre los resultados obtenidos con el tratamiento de -- suelos con cal, principalmente en lo referente a las reacciones físico-químicas que se operan en los mismos, la bibliografía consultada abunda en información sobre este tema, -- principalmente a partir del año 1953, cuando el Departamento de Ingeniería de la Universidad de Iowa, E.E.U.U., inicia una serie de trabajos de investigación, donde se encara específicamente

camente este problema.

El mecanismo fundamental del intercambio iónico en los suelos, está claramente expuesto en el tratado sobre Ingeniería de Carreteras de Davidson y Hardy.

6.5.1- INTERCAMBIO IONICO Y ACCION FISICO-QUIMICA DE -- LOS IONES Ca^{++} Y Mg^{++}

Tanto el mecanismo del intercambio iónico, como el acumulamiento y condensación de cationes adicionales $(\text{Ca}^{++}$ y $\text{Mg}^{++})$ alrededor de las partículas de arcilla, tienen la propiedad de cambiar la densidad de cargas electrostáticas alrededor de las partículas de arcilla. De esta forma las partículas de arcilla pueden atraerse unas con otras, -- provocando una agregación o floculación de partículas. Cuando estas partículas actúan como agregados de otras partículas, el suelo pierde sus características originales de elevada cohesión y plasticidad para adquirir características de friabilidad* que mejoran en forma inmediata su trabajabilidad. En el proceso de intercambio iónico, se opera la sustitución de los iones K^+ , H^+ y Na^+ por los cationes Ca^{++} y Mg^{++} .

En la montmorillonita, el intercambio de superficie es seguido por un intercambio interespacial que tiende a saturar los planos entre las capas estructurales, con cationes Ca^{++} y Mg^{++} . Esta saturación tiende a provocar la desintegración de toda la estructura de la célula elemental provocando una separación de unidad integrada por las 3 capas, según se vió al tratar los minerales de arcilla (ver anexo I apéndice A).

6.5.2.- FORMACION DE NUEVOS MINERALES

Aparte del intercambio de cationes, los elemen-

* Friabilidad quiere decir desmenuzamiento; por lo que un suelo "Friable" es un suelo desmenuzable o frágil.

tos incorporados Ca y Mg actúan en sus combinaciones formando hidróxidos que sufren con el anhídrido carbónico del aire, un proceso de carbonatación, con formación de carbonatos de Ca y Mg que influyen favorablemente en el valor soporte del suelo.

Comenzando con el proceso de recarbonatación, tienen lugar reacciones denominadas puzolánicas, que demoran más tiempo en adquirir formas estables. Esta reacción puzolánica está íntimamente vinculada a las características de los minerales de arcilla. La reacción primaria de carbonatación y la reacción puzolánica que aparentemente se realiza en un largo lapso desde el momento en que se agrega la cal, ejercen una acción cementante que tiende a unir las partículas de arcilla, no ya por mera agregación como se vió en intercambio iónico, sino interviniendo materiales cementantes tales como los silicatos de calcio y magnesio.

El trabajo sobre reacciones de cal hidratada con minerales de arcilla en estado de pureza, realizado por Grim y sus colaboradores en la Universidad de Illinois, aclaró considerablemente el problema de la formación de nuevos minerales.

Las conclusiones de esta investigación fueron, que en el caso de la caolinita, ésta reacciona directamente con el calcio, para tomar una fase cristalina que fué tentativamente identificada como silicatos hidratados.

En el caso de la reacción a partir de la caolinita, la cal actúa desde los bordes de la partícula, rodeando la forma cristalina del mineral con esta nueva película de silicatos hidratados. Con la montmorillonita y la illita ocurre algo diferente, pues se trata de minerales cuya célula elemental presenta una redícula de tres capas, en cuyo caso, la reacción comienza con un intercambio de iones por los cationes Ca^{++} y Mg^{++} .

Quando los planos interreticulares han sido saturados por Ca^{++} y Mg^{++} se produce una desintegración de la célula e

elemental sin apreciarse la formación de nuevas fases cristalinas. En este caso, recién comienzan a apreciarse las mejoras de capacidad, soporte y resistencia, cuando la célula elemental comienza su desintegración. En la caolinita los valores de aumento de resistencia a la compresión, se observan cuando el mineral recién comienza a ser atacado desde sus bordes, formando una nueva fase cristalina.

Puesto que los valores mayores de resistencia están acompañados por cambios estructurales de los minerales de arcilla, puede inferirse el grado de durabilidad o permanencia de estos cambios.

El carácter permanente de este cambio, fué objetado por tratarse de minerales puros y no de suelos tal cual se presentan a los efectos de su estabilización.

Los mismos autores repitieron las investigaciones realizadas con minerales aislados, en suelos que estaban siendo tratados en tres proyectos en Virginia, U.S.A., ubicados a 170 km. de distancia unos de otros.

En estos suelos, la fracción de arcilla de los diferentes proyectos está compuesta de distintos minerales de arcilla, y por lo tanto, sus propiedades físicas cambian. Tres años después que los suelos fueron tratados con cal, se extrajeron las muestras para estudiar las reacciones que se habían operado. Los métodos empleados fueron los convencionales de defracción de Rayos X y petrográficos. Se pudo comprobar la presencia de los silicatos hidratados de calcio y también de carbonato de calcio. También se comprobó que en los casos de aumentos reales de capacidad de soporte, los silicatos hidratados de calcio ejercen una acción cementante, uniendo las partículas del suelo.

Hay que considerar también la fracción arenosa del suelo o la parte anhídrido silícica finalmente dispersa, por cuanto las fases formadas entre el hidróxido de calcio y el cuarzo, son también importantes. En esta reacción la canti-

dad de hidróxido por unidad de superficie del grumo, es importante, al igual que el tiempo transcurrido y la temperatura de reacción. Se ha comprobado que las principales reacciones que tienen lugar, tienden a la formación de un monosilicato de calcio hidratado y luego la formación de un disilicato de calcio hidratado. También existen en esta etapa de formación de nuevas fases, fenómenos de intercambio iónico, pues tanto el monosilicato de calcio como el disilicato, se comportan como una fuente de iones cálcicos. Se ha logrado también aislar material cristalino de la reacción cal-montmorillonita en 5 tipos de suelos tratados, teniendo como base las cantidades de minerales de arcilla contenidos en los mismos. Los cristales aislados obtenidos en esta investigación sobre suelos curados con cal durante 30 días, tenían una estructura similar a la del tetrasilicato de calcio de la siguiente composición:



Las nuevas formas cristalinas eran transparentes, incolores, de forma exagonal y con una densidad de 2.07 ± 0.01 gr/cm³.

Las observaciones realizadas con el microscopio petrográfico permitieron ubicar las nuevas formas cristalizadas dentro del sistema exagonal y dar un orden de magnitud que varía entre 20 y 50 micrones, con espesores menores de cinco micrones.

El índice de refracción de estos cristales está comprendido entre 1.545 y 1.550, siendo su signo óptico negativo.

La formación de nuevos minerales trae como consecuencia inmediata, el aumento de los valores de capacidad soporta, y hace incontestable las características de durabilidad e inalterabilidad de los suelos tratados con cal, ya que disminuye la densidad.

6.6.- LA CAL Y CENIZAS VOLANTES (FLYASH) COMO MEDIO ESTABILIZADOR

Los productos más usuales para ser empleados como agentes estabilizadores para obtener materiales de mejores propiedades que las del suelo original, son el cemento y la cal. Pero parece que la cal mezclada con cenizas volantes (flyash) han sido empleadas satisfactoriamente como agentes estabilizadores.

Durante los últimos años se ha incrementado su uso, ya que, anteriormente habían sido utilizadas muy poco porque -- sus características y reacciones, cuando se añadían al suelo, no eran bien conocidas.

El Flyash o Cenizas Volantes como ya se dijo anteriormente, son un subproducto de las centrales térmicas que consumen carbón en polvo. Se consideran y se emplean como puzo lanas artificiales conjuntamente con el cemento para fabricar concretos ligeros de alta resistencia, o en el suelo cemento, y en este caso también con la cal, en la estabilización de suelos.

Para evaluar el empleo de la cal con las cenizas volantes como aditivos estabilizadores, es necesario considerar los factores que afectan la estabilización de un suelo con dichos agentes.

Estos factores se pueden ordenar en tres grupos y son:

- I.- Factores de Origen.
 - a) Tipos de cal (de acuerdo a su calidad);
 - b) Tipos de Cenizas Volantes;
 - c) Tipos de suelos;
- II.- Factores de Introducción
 - d) Proporción y cantidad de Cal y Flyash;
 - e) Relación, humedad-densidad-resistencia;

III.- Factores de Colocación.

- f) Efecto de la energía de compactación;
- g) Efecto de la temperatura de tratamiento.
- h) Efecto del tiempo transcurrido después de añadir agua a la mezcla hasta la compactación;
- i) Efecto de la adición de los productos químicos;
- j) Efecto de la modificación de las cenizas volantes.

6.6.1.- REACCIONES DE LA MEZCLA DE CAL Y FLYASH CON EL SUELO

Cuando se mezclan cal y cenizas volantes con el suelo, una parte de la cal se combina con las partículas sólidas del suelo, otra con el óxido de carbono presente en el aire y agua del propio suelo, y otra con las cenizas volantes por medio de reacciones puzolánicas.

La cal reacciona con los minerales de la arcilla del suelo de dos maneras, iónica y puzolánica. En la forma iónica, que por naturaleza es reacción compleja en la cual el exceso de cationes del calcio, suministrado por la cal, causa, por la acción de saturación sobre las partículas de la arcilla, la floculación del suelo y, también, por la sustitución del calcio por otros cationes en la estructura de la arcilla. Por esta reacción, la plasticidad del suelo disminuye, aumenta mucho su trabajabilidad, y se reducen los cambios volumétricos debidos a la humedad.

La otra reacción, la puzolánica, tiene lugar cuando el suelo está compactándose. Los minerales de cuarzo y limo finos, además de los de la arcilla, toman parte probablemente en esta reacción, que es de naturaleza aglutinante, formando se productos que aumentan la resistencia del suelo. Los pro

ductos aglutinantes principales, son los silicatos y los aluminatos de calcio.

Una reacción más, es cuando el óxido de carbono se combina con la cal para formar carbonato de calcio o carbonato de magnesio, según la cal empleada. Esta combinación se produce a ritmo muy lento en las mezclas suelo-cal-flyash. Se ha encontrado que la presencia del óxido de carbono en el aire, no afecta la resistencia a la compresión de los suelos limo-arcillosos estabilizados con cal y cenizas volantes.

6.6.2.- FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIZACION DEL SUELO ESTABILIZADO CON CAL Y CENIZAS VOLANTES

a) TIPOS DE CAL

En los estudios hechos para determinar la cal más adecuada para combinar con las cenizas volantes, se comprobó que las calces hidratadas son las más efectivas, ya que las no hidratadas son más problemáticas para ser empleadas in situ.

Entre las calces hidratadas, se han usado solamente calces calcáreas o calcíticas Ca(OH)^2 y calces dolomíticas monohidratadas $\text{Ca(OH)}^2 + \text{MgO}$.

No se puede llegar a ninguna conclusión de cual es la mejor cal, pues en estudios realizados empleando la cal y cenizas volantes sin suelo, la cal dolomítica hidratada $\text{Ca(OH)}^2 + \text{Mg(OH)}^2$ demostró ser muy inferior a la cal dolomítica monohidratada, que a su vez ha producido, en general, resistencias de un 30% mayores que la cal calcárea hidratada. Sin embargo, con ciertas cenizas volantes, la cal calcárea ha producido resistencias más grandes que la dolomítica. En ensayos hechos con diferentes suelos, la cal dolomítica monohidratada, por lo general, da resistencias mayores que la cal calcárea.

Las conclusiones más importantes a que se llegó, basados en los estudios de estabilizaciones con cal y flyash, --

son; que las mezclas se hagan con ambas cales si es que éstas se obtienen en la región. El período de tratamiento debe ser de 3 meses y la temperatura de curado lo más cercana a la del medio ambiente en el sitio.

b) TIPOS DE CENIZAS VOLANTES (FLYASH)

De los estudios realizados para determinar las características de una ceniza volante de buena calidad, se han obtenido los siguientes resultados:

- 1.- La superficie de las cenizas volantes, es función de su finura y del contenido de materia combustible.
- 2.- Las cenizas volantes obtenidas en las centrales térmicas por métodos de precipitación eléctrica, son más finas y contienen menos materia combustible que las cenizas obtenidas por métodos mecánicos.
- 3.- El porcentaje por peso de las cenizas que pasan a través de un tamiz o malla No.200, muestra una indicación general de el contenido de materia combustible y de la cantidad de materiales reactivos.
- 4.- La concentración molecular del contenido en $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2 + \text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ está en relación directa con la resistencia.

No se han podido encontrar otras relaciones importantes entre la composición química y las características físicas de las cenizas volantes, en su reacción con la cal.

c) TIPOS DE SUELOS

Los suelos más apropiados para ser estabilizados con cal y flyash, son los suelos granulares, tales como arenas y gravas de grano uniforme. Estos suelos no pueden estabilizarse con otros agentes si no se les añade antes,

otros suelos para mejorar su granulometría. Sin embargo, la adición de cal y flyash, elimina la necesidad de modificar la granulometría.

Los suelos limosos y arcillosos responden bien a la estabilización con cal y flyash, con tal de que se disponga de cenizas volantes baratas y de una buena calidad en la cal y en el flyash que se empleen. No obstante, los suelos limosos se estabilizan por lo general a precios más económicos con cementos y los suelos arcillosos con cal, más comúnmente.

d) CANTIDADES Y PROPORCIONAMIENTO

No se ha encontrado una relación general entre el contenido de cal y cenizas volantes y la resistencia de los suelos estabilizados. Las proporciones dependen del tipo de suelos que se estabilizarán y de las cualidades de las cenizas empleadas.

Para suelos granulares, la cantidad de cal deberá estar comprendida entre 3 y 6%, del peso del suelo; y la cantidad de cenizas entre 10 y 25%. Para los suelos arcillosos, la cantidad de cal deberá ser entre 5 y 9%, y la de cenizas volantes entre 10 y 25% en peso. En los suelos limosos, la cantidad de cal varía entre 4 y 8%, y la de las cenizas volantes también entre 10 y 25%.

e) RELACIONES HUMEDAD-DENSIDAD-RESISTENCIA

La resistencia máxima de las mezclas de suelo, cal y flyashes, se produce con un contenido de humedad durante la compactación, (que no es necesariamente la humedad óptima para una densidad máxima).

La humedad necesaria durante la compactación para obtener resistencia máxima en suelos arenosos, está del lado seco de la humedad óptima, (para densidades máximas).

En los suelos que tienen una elevada proporción de arcilla, como las del tipo montmorillonítico e illítico, dicha humedad, durante la compactación, está del lado húmedo.

Con otros suelos, por ejemplo, los loes friables (desmenzables), la resistencia y densidad máximas, pueden corresponder a la misma humedad de compactación.

Por último, si no se añade agua durante el tratamiento, el agua del suelo se evapora, provocando que el contenido de humedad durante la compactación que se requiere para producir una resistencia máxima, cambie según el período de tratamiento; cuanto más prolongado es el período de tratamiento, mayor humedad se requiere.

f) ENERGIA DE COMPACTACION

La influencia de la energía de compactación es muy importante, ya que, por ejemplo, el hecho de pasar de la prueba Proctor Normal a una Proctor Modificada, aumenta la resistencia de la mezcla de suelo-cal-flyash. En la gráfica de la fig. 6.4, se puede ver que el aumento de resistencia, obtenido para ambas pruebas, es variable y puede oscilar entre el 50 y 130 Kg/cm². El aumento de resistencia obtenido es variable y puede oscilar entre el 50 y 160%.

La proporción de la mezcla es de :

76.5 % de arena de dunas,

6.0 % de cal calcárea hidratada,

17.5 % de cenizas volantes (Flyash), N^{os}. 1, 2 y 3.

En la gráfica las líneas continuas denotan un procedimiento de compactación Proctor Modificado (Mod. C.V.). Y las líneas punteadas indican un procedimiento de compactación -- Proctor Estandar (Std. C.V.).

Además el tiempo en días que se tiene abajo del eje de las abscisas corresponde a un período de curado; y la resistencia en porcentaje que aparece en el eje de las ordenadas, es una resistencia a la compresión después de inmersión.

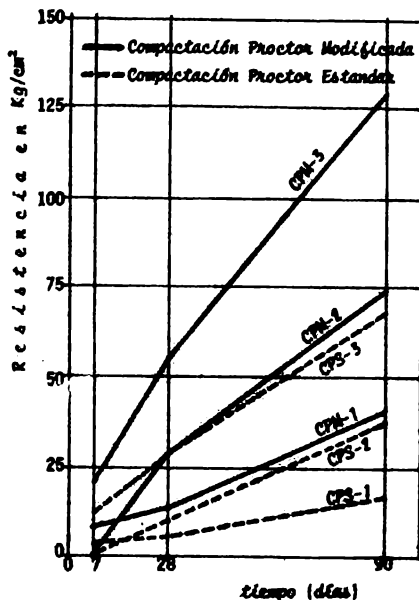


Fig. 6.4.- Efecto del esfuerzo de compactación y la resistencia, de una mezcla de 76.5% de arena de dunas, 6% de cal catchera hidratada y -- 17.5% de cenizas volantes.

g) TEMPERATURA DE TRATAMIENTO

La reacción entre la cal y flyash, es muy sensible a la temperatura de curado. Existe un punto crítico para el desarrollo de la reacción puzolánica, cercano a los 22°C. A temperaturas más bajas, la reacción es más lenta; y a temperaturas más elevadas, la reacción es más rápida y proporcional al aumento de temperatura.

Con la cal dolomítica monohidratada se han obtenido, en general, resistencias mayores que con la cal hidratada calcárea en mezclas de arena-cal-flyash, para temperaturas de tratamiento que van hasta los 30°C aproximadamente. (Ver y comparar los efectos de temperatura de tratamiento para mezclas de idéntica proporción pero diferentes cales, en las figs. - 6.5 y 6.6).

Con la cal calcárea hidratada, se obtienen mayores resistencias que con la cal dolomítica monohidratada en mezclas de cal, arena y flyash, para temperaturas de curado entre 60°C y 120°C.

La estabilización de suelos con cal y cenizas volantes se debería hacer al comienzo del verano para aprovechar temperaturas elevadas durante el curado.

El alto contenido de materia combustible parece ser retardante de la reacción cal-cenizas volantes para temperaturas de curado mayores de 60°C.

h) ADICION DE AGUA

La compactación de un suelo estabilizado con cal y cenizas volantes, deberá hacerse tan pronto como fuera posible después de haber mezclado y humedecido el suelo con la cal y el flyash, si no, la densidad y la resistencia, pueden quedar disminuidas.

Con suelos arcillosos, la compactación debería terminar cuando más tarde, cuatro horas después de haber humedecido la mezcla, mientras que con suelos arenosos la compactación se puede realizar hasta el día siguiente después de haber humedecido la mezcla, sin pérdidas apreciables en la resistencia. La gráfica de la fig. 6.7., muestra la relación humedad-densidad de un suelo arcilloso, en el cual la compactación ha sido hecha a intervalos diferentes de tiempo después de la mezcla húmeda.

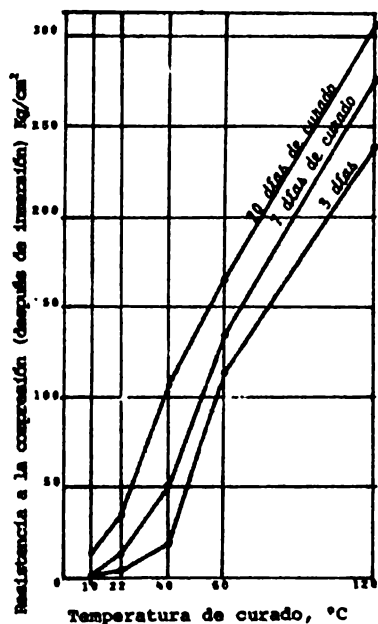
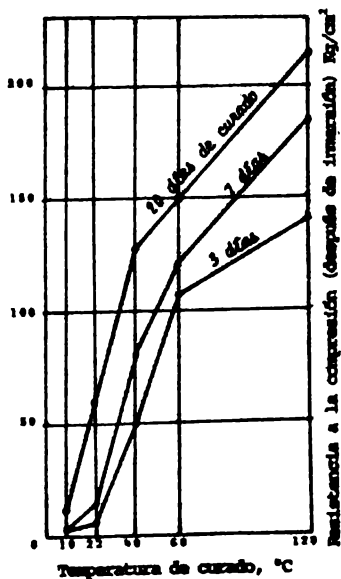


Fig. 6.6.- Efecto de la temperatura de tratamiento para una proporción de mezcla de:

6.0 % cal dolomítica mono-hidratada,

76.5 % arena de dunas,

17.5 % cenizas volantes No. 3.



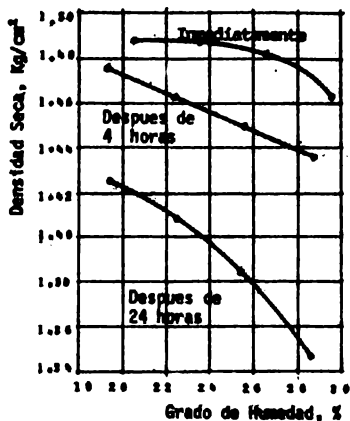


Fig.6.7.- Relaciones humedad-densidad de una mezcla de suelo, con una proporción de mezcla de: 76.5 % de suelo arcilloso, 6 % de cal calceada hidratada y 17.5 % de cenizas volantes n.º 3.

1) ADICION DE PRODUCTOS QUIMICOS

Se ha encontrado que la "resistencia sumergida" de las mezclas se puede aumentar varias veces por medio de la adición de pequeñas cantidades de algunos productos químicos, tales como el carbonato sódico, el metasilicato sódico y el hidróxido de sodio, que parecen ser los más adecuados.

La "resistencia sumergida" de suelos friables estabilizados con cal y cenizas volantes puede ser también aumentada mediante la adición de pequeñas cantidades de carbonato de sodio, de sosa y, en algunos casos, de cloruro sódico. El aumento de resistencia tiene lugar a temperaturas ordinarias. Este aumento de resistencia es aportado por la adición de produ

tos químicos y es crítico a temperaturas cercanas a los 0°C, porque no puede permitir bien la estabilización del suelo -- con cal y flyash en condiciones climáticas frías.

En casos donde la temperatura es baja, como en los países de clima frío, se puede estabilizar el suelo con "yeso" y ciertas mezclas para obtener aditivos beneficiosos que pueden ser trabajables durante la construcción aún con temperaturas bajas.

Empleando compuestos de cal y cenizas volantes, o de -- cal, flyash y productos químicos para estabilizar arenas de dunas, se ha descubierto que pueden rivalizar en resistencia al hielo-deshielo y en el costo, con las mezclas del mismo suelo estabilizado con cemento portland.

El producto químico recomendado para emplearse en suelos arenosos e incluso limosos, estabilizados con cal y cenizas volantes, es el carbonato de sodio. El cual con un 0.5% de adición, permite una reducción en las cantidades de cal y flyash, para obtener la misma resistencia.

Es preciso tener cuidado en la utilización de estos productos químicos, pues sus efectos cambian según los tipos de suelos, cal y cenizas volantes. Antes de utilizarlos, se recomienda que se estudien en el laboratorio con los suelos, cal y cenizas que se vayan a emplear.

Entre los compuestos o productos químicos que han sido estudiados se presentan los siguientes en la tabla comparativa 6.2., que se presenta en la hoja 122.

j) MODIFICACION DE LAS CENIZAS VOLANTES

Las cualidades puzolánicas de las cenizas volantes pueden mejorarse eliminando la parte compuesta de materia combustible, ya que ésta no reacciona. El mejoramiento del flyash puede hacerse moliendo las cenizas volantes.

6.6.3.- EVALUACION COMPARATIVA

Como estudio final de las reacciones de cal y -

cenizas volantes en la estabilización del suelo, se tomaron algunas mezclas seleccionadas de suelo, cal y flyash, y se comparó su resistencia con la de los mismos suelos estabilizados con cemento. En este estudio, están comprendidos ensayos de durabilidad al hielo-deshielo. En la siguiente tabla se presentan algunos de los resultados obtenidos.

Mezcla No.	Proporciones de la mezcla	Densidad Proctor seca g/cm ³	Resistencia a la compresión kg/cm ²			
			a 28 días Pf Pc Rf			
1/A	92% arena, 8% cemento	1.81	34	35	37	98%
1/B	73% arena, 3% cal dol. 24% c. v. No. 3	1.99	57	59	69	85%
2-A	88% arcilla, 4% cal, 8% cemento	1.52	50	45	39	87%
2-B	69% arcilla, 6% cal dol. 25% c. v. No. 2	1.44	43	46	38	85%
3-A	83% suelo aluvial arcilloso, 3% cal, 9% cemento	1.52	41	36	38	94%
3-B	69% suelo aluvial arcilloso, 6% cal, 25% c.v. No. 3	1.50	37	34	40	84%
PF) Después de 28 días de curado y 24 hrs. de inmersión en agua destilada, y 10 ciclos de hielo-deshielo.						
Pc) Después de 28 días de curado y 11 hrs. de inmersión en agua destilada.						
Rf) $Rf = Pf (100) / Pc$.						

Tabla 6.2.- Evaluación comparativa de la durabilidad de mezclas seleccionadas.

Como conclusión se puede indicar que los suelos pueden ser estabilizados con cenizas de buena calidad y cal. El empleo de este método de estabilización se recomienda cuando la resistencia de la mezcla sea aproximadamente igual a la del cemento, después de 28 días de tratamiento. Se considera este período de tratamiento, porque para períodos más cortos, la cal más las cenizas volantes, dan resistencias muy débiles.

Por último, como las unidades de peso varían en un rango cercano a los 800 Kg/m³ en el caso del suelo-cemento y el suelo-cal, el suelo de cal y flyash generalmente resultará en una densidad disminuida y en una ligera reducción del índice de plasticidad, a causa de la gran variabilidad de las muestras de cenizas volantes. Por lo tanto, cada fuente deberá ser investigada en detalle para determinar si el flyash reaccionará con la cal.

6.7.- ESTABILIZACION CON SILICATOS DE SODIO

El silicato de sodio (NaSiO_3) usado en combinación con el cloruro de calcio ($\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$), ha sido empleado con éxito para cimentaciones muy profundas. Este tipo de estabilización consiste en inyectar al suelo grandes cantidades de silicatos de sodio y de cloruro de calcio hidratado, los cuales formarán un "gel" que impartirá una acción "cementante" al suelo.

Como el proceso de inyección está limitado principalmente a materiales arenosos, la rapidez de sedimentación es casi instantánea y, por lo tanto, la formación del gel está restringida a el área inmediata al punto de adición.

Este proceso ha sido empleado con gran éxito en Alemania, Francia e Inglaterra por espacio de 50 años. En los Estados Unidos, ha tenido gran aceptación en los últimos 40 años.

Algunas estabilizaciones de carreteras subdiseñadas, no han tenido el éxito esperado, debido a la imposibilidad de mezclar los reactivos con el suelo sin destruir el gel que se

forma.

6.8.- EFECTOS DE LA CAL EN LA ESTABILIZACION DE SUELOS

A continuación se presentarán estudios y trabajos de investigación realizados por Davidson, Hilt, Fuller, Grim y Remus de la Universidad de Iowa; que se resumen a título informativo en los boletines de la National Lime Association, - la National Academy of Sciences, y del Highway Research Board de los E.E.U.U.

Por lo tanto, se hará referencia específicamente a aquellos estudios que tratan las condiciones naturales de los suelos y el efecto de la cal en la corrección de las mismas.

6.8.1.- EFECTO DE LA CAL EN LA CAPACIDAD DE CARGA

Entre los trabajos que se citan, están las investigaciones realizadas por Davidson y Remus en la Universidad de Iowa, que tratan el problema de la resistencia de los suelos y la densidad de los sistemas cal-arcilla.

Se llegó a la conclusión en estos estudios, que el agregado de cales dolomíticas en suelos illíticos y montmorilloníticos producen mayores resistencias que con cales cálcicas.

En las investigaciones realizadas por Davidson, los suelos tratados con cales dolomíticas, dieron valores de capacidad soporte superiores a 400 PSI (30 Kg/cm²), con agregados - de 6 a 9% de cal.

En las investigaciones hechas por Grim, con arcillas es-cogidas, se estudian 6 muestras distintas, teniendo en cuenta la capacidad de intercambio de bases. De éstas 6 variedades, de arcilla, 3 son típicamente representativas; la caolinita, la illinita y la montmorillonita. Y los resultados obtenidos al tratar estas arcillas con distintos porcentajes de hidrato de calcio, se presentan en la siguiente gráfica donde se dan los valores de capacidad soporte contra el agregado de cal.

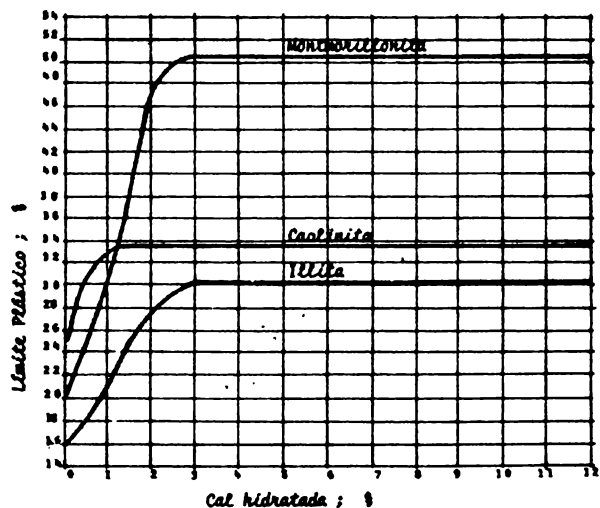
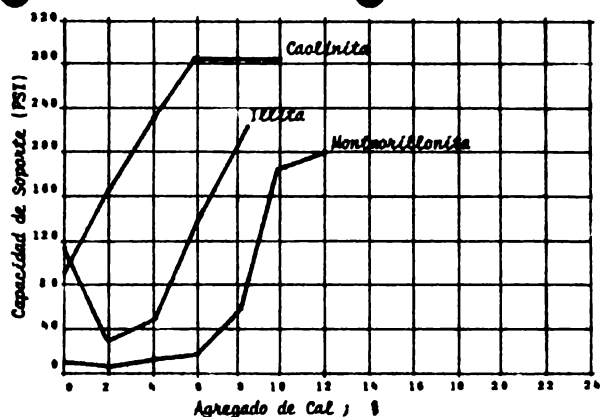


Fig. 6.8.- Comparación de tres variedades de arcilla con distintos porcentajes de CaH_2O -- respecto a su límite plástico y su capacidad de soporte.

En el caso del caolín, que tiene baja capacidad de intercambio de bases y baja plasticidad, se obtienen la mayor resistencia con un agregado de 8% de cal, aunque este valor máximo de capacidad soporte es apenas superior al obtenido con un agregado del 6%.

Con la montmorillonita estudiada, que tiene una alta capacidad de intercambio de bases, un elevado índice de plasticidad y una baja resistencia a la compresión, se observa que con el agregado de un 2% de cal hidratada baja debilmente la capacidad soporte, manteniéndose estos valores casi inalterados hasta con agregados del 6% de cal. El primer cambio apreciable de resistencia se aprecia con un agregado del 8% de cal; y el cambio fundamental con el 10% de cal, donde la capacidad soporte sube de 60 hasta casi 200 PSI.

En el caso de la illita, con un alto valor de resistencia a la compresión en el mineral sin tratar, se observa una disminución de la capacidad soporte con un agregado del 2% de cal, para subir gradualmente hasta 240 PSI, con un agregado de 8% de cal.

Los resultados de estas experiencias demuestran que para suelos ricos en caolinita, menores cantidades de cal son requeridas que para suelos ricos en illita o montmorillonita.

Debido a la alta capacidad de intercambio iónico de la montmorillonita, una considerable cantidad de cal es requerida primeramente, para entrar en la estructura de la célula elemental como Ca^{++} y Mg^{++} y producir la desintegración de esta estructura. Solo después que tiene lugar esta primera fase del intercambio, se opera el incremento en la capacidad soporte con mayores porcentajes de cal en la mezcla del suelo.

En la preparación de las arcillas para este ensayo, las muestras fueron primeramente molidas, humedecidas y compactadas en moldes Proctor, a densidad standard, para determinar

luego la capacidad soporte del material sin tratar. Con --- muestras similarmente tratadas, se hicieron los agregados de cal en porcentajes desde 2 hasta 12% en peso, sobre la base de muestras secadas en horno.

En otro trabajo de Davidson, se comprobaron los resultados de los suelos tratados con cales cálcicas y dolomíticas, obteniéndose en general valores iguales, y las mayores diferencias están dadas por las condiciones del proceso de calcinación de las cales. Aparentemente las principales variables que afectan los valores de capacidad soporte en suelos tratados con cales cálcicas, son los contenidos en silicatos, aluminatos y carbonatos. Esta es una de las primeras investigaciones que hace referencia a la importancia del proceso de calcinación y contenido de impurezas en las cales empleadas para la estabilización de suelos.

6.8.2.- EFECTO DE LA CAL EN EL LIMITE PLASTICO

De acuerdo a las investigaciones realizadas por Hilt, en la Estación Experimental de Ingeniería de la Universidad de Iowa, se llega a conclusiones fundamentales respecto al aumento de el límite plástico de los suelos con el agregado de porcentajes bajos de cal. Los mayores coeficientes de aumento en el límite plástico, fueron comprobados en suelos montmorilloníticos. Mientras mayor es la cantidad de material arcilloso en el suelo, mayor es el aumento registrado en el agregado de cal.

En los suelos illíticos, también es considerable el aumento del límite plástico, en cambio los menores coeficientes de aumento fueron notados en los suelos caoliniticos.

En la gráfica de la figura 6.8., han sido resumidas las experiencias realizadas por Hilt, con los distintos tipos de suelo en los estudios del límite plástico en función del agregado de cal.

En este mismo trabajo, se llegó también a la conclusión

que tanto la montmorillonita como la caolinita, tienen efectiva reacción puzolánica y que los elementos de sus estructuras actúan con la cal produciendo materiales cementantes.

6.8.3.- EFFECTO DE LA CAL EN EL INDICE DE PLASTICIDAD

Los trabajos de investigación realizados sobre esta constante del suelo, son numerosos; y las causas que obedecen las reducciones de los valores de plasticidad ya han sido mencionadas al tratar las propiedades de las arcillas y el intercambio iónico.

Como resultado del intercambio de bases donde intervienen los cationes Ca^{++} y Mg^{++} , se produce la neutralización de las cargas electrostáticas que rodean la partícula.

En el sistema sólido (arcilla-agua), las moléculas de la parte líquida del sistema, tienen una orientación definida en las primeras capas adsorbidas por las superficies planas de los minerales de arcilla. Esta orientación está dada por la atracción ejercida por la capa de oxígeno del mineral y por las uniones rotas de la estructura cristalográfica.

El agua adsorbida orientada tiende a propagarse hacia a fuera de la partícula, manteniendo todo el sistema en equilibrio electrostático. Esta concepción del agua adsorbida, -- formando una estructura juntamente con la partícula sólida, constituye el suelo en estado plástico.

El constante Índice de Plasticidad es una función directa del contenido de agua en la arcilla del suelo referido a la capacidad de intercambio de bases de esta fracción.

Entre las numerosas experiencias que pueden citarse sobre la reducción del índice de plasticidad en obras viales, en el trabajo de Fuller se dan abundantes ensayos sobre el a gregado de cal en distintos porcentajes.

La reducción del índice de plasticidad en la gran mayoría de los suelos tratados con cal, puede apreciarse desde el primer momento en que se incorpora la cal; por otra par--

te, en términos generales, las cantidades de cal requeridos para la corrección del índice de plasticidad, incluyendo los suelos altamente montmorilloníticos, es muy pequeña, del orden de 2 a 3% sobre el peso, del suelo a estabilizar. Es precisamente en este aspecto del tratamiento de suelos con cal, donde los resultados pueden apreciarse en forma más inmediata, por cuanto los suelos cohesivos se tornan friables, mejorando las condiciones de trabajabilidad en las distintas etapas de consolidación de bases para caminos.

NOTA.- En el anexo V de esta tesis, se incluye en el apéndice "W", un instructivo de procedimientos constructivos y recomendaciones para la mejor estabilización de un suelo con cal.

CAPITULO VII

ESTABILIZACION CON CEMENTO

7.1.- GENERALIDADES

A los suelos mezclados con cemento, se les conoce por el nombre genérico de "Suelo-Cemento" y no son otra cosa, que una mixtura íntima de suelo pulverizado con una determinada cantidad de Cemento Portland a la que se le añade agua y se compacta fuertemente hasta obtener altas densidades.

Se pueden distinguir tres tipos generales de mezclas de suelo-cemento:

- a) Suelo-Cemento compactado,
- b) Suelo-Cemento modificado, y
- c) Suelo-Cemento plástico.

a) El suelo-cemento compactado, contiene suficiente cemento como para endurecer el suelo considerablemente, y suficiente humedad como para lograr, tanto la adecuada compactación, como la hidratación del cemento. Este es el tipo más usado y todas las indicaciones que se darán más adelante, se referirán a él.

b) El suelo-cemento modificado, es una mezcla semi-endurecida de suelo, cemento y agua, que se logra debido a que las cantidades de cemento y agua que intervienen en la mezcla son pequeñas y sólo producen modificaciones en las propiedades físico-químicas del suelo. La importancia de estos cambios depende de la cantidad de cemento en proporción al suelo. La cantidad de cemento usado, es siempre menor que la que se utiliza para un concreto compacto.

c) El suelo-cemento plástico, es también una mezcla de suelo y cemento con relativamente fuerte proporción de éste último, interviniendo, en cambio, más cantidad de agua para poder producir la consistencia plástica en la mezcla. La diferencia que existe con el suelo-cemento compactado, está en que en éste, hay sólo la suficiente cantidad de agua para producir la correcta compactación e hidratación del cemento, y en la mezcla de suelo cemento plástico se usa una mayor cantidad de agua para producir el estado plástico.

Los factores que afectan las propiedades físicas de un suelo estabilizado con cemento, son: el tipo de suelo, la cantidad de cemento adicionado, el grado de compactación de la mezcla, la densidad en seco de la mezcla compactada (peso volumétrico seco) y el tiempo de curado.

El cemento, generalmente es de una densidad compacta y disminuida, comparado con el suelo natural. Sin embargo, este factor no es significativo cuando se consideran las características físicas de la mezcla, ya que un suelo cementado si se cura en presencia de la humedad, se hidratará tanto como los hidratos de concreto.

Prácticamente todos los suelos y las combinaciones de los mismos pueden endurecerse al añadirseles cemento Portland.

No hay necesidad de que haya una buena gradación de sus componentes, pues su estabilidad se deberá fundamentalmente a la hidratación del cemento y no a la cohesión y fricción interna de las partículas de sus materiales.

Las cualidades de los suelos, para preparar un suelo-cemento, pueden determinarse, antes de ser usados, en base a su granulometría y a su posición en el perfil del suelo.

El perfil del suelo, no es otra cosa que una sección del mismo que presenta los diferentes horizontes o capas del suelo. Estos horizontes o estratos se diferencian entre sí por la textura, estructura y color que presentan. El color

tiene siempre relación con la composición química del suelo. Con mucha frecuencia un suelo rojo, indica presencia de hierro en él, y por lo general, reacciona admirablemente bien con el cemento. En cambio un suelo de cultivo, reaccionará seguramente mal, debido a la presencia de sustancias orgánicas que son las que le dan la coloración oscura o negruzca.

En algunos casos la textura (composición granulométrica) del suelo, resulta secundaria en comparación con la composición química, pues ésta última, influye en forma fundamental en la reacción suelo-cemento.

7.2.- UTILIZACION

El suelo cemento se emplea con mucho éxito, como base de caminos de todo tipo, reduciendo el costo de construcción. Se ha usado extensivamente en etapas de construcción donde existen antiguos caminos de grava a los cuales previamente se les escarifica para ser reconstruidos, agregando el cemento para que se puedan usar como bases de caminos de terracería o revestidos, a los que se les debe de recubrir con una superficie bituminosa o asfáltica, ya que, un suelo estabilizado con cemento, no funcionará como una superficie duradera, porque se pondrá polvosa bajo la acción del tráfico pesado. La capa de recubrimiento contrarresta la acción abrasiva del tránsito, actuando como una membrana preservante para aumentar la durabilidad del camino.

Los beneficios derivados de un suelo de cemento, dependen en gran parte del grado de compactación de la mezcla. La siguiente gráfica, muestra el efecto de la densidad en la resistencia a la compresión de diversos especímenes de suelo-cemento probados en el laboratorio.

Además, se tiene como punto de comparación que, la densidad estandar A.A.S.H.O. es alrededor de las 105 lb/ft³.

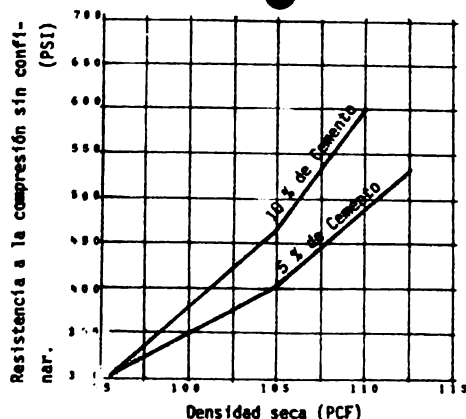


Fig. 7.1.- Efecto de la densidad compactada en la resistencia de un limo arcilloso (CL) estabilizado con cemento.

Las densidades de las mezclas de suelos estabilizados, corresponden a las de los procedimientos de compactación estandar de la A.A.S.H.O. Las densidades menores que las estandar, resultan ser de características reducidas de resistencia a la presión y durabilidad de la mezcla.

Para hacer un uso adecuado de las propiedades inherentes del suelo-cemento, éste deberá ser compactado a un 95% cuando no un 100% de densidad de la prueba Proctor Estandar. Además la compactación debe ser completada en una mínima cantidad de tiempo antes de que el acomodo inicial (fraguado) del cemento tenga lugar, ya que de lo contrario, se obtendrán densidades bajas.

La estabilización con cemento, es usada con bastante frecuencia en suelos relativamente plásticos, aunque sus mayores beneficios se derivan del uso de materiales granulares inferiores o de baja calidad. La mezcla adecuada del cemento con el suelo es esencial, por ésta razón, si los suelos

son altamente plásticos, (particularmente húmedos o saturados), y se van a estabilizar, puede ser necesario el secar - el suelo y pulverizarlo a un alto grado antes de que el cemento pueda mezclarse con la masa del suelo.

La adición de cemento a un suelo plástico, generalmente provocará una reducción de la plasticidad del mismo y como resultado, la masa de suelo ya no se comportará como una arcilla fangosa o un fango frágil.

7.3.- PROPIEDADES

Las propiedades del suelo estabilizado con cemento, varían de acuerdo a diversos factores; los más importantes son:

- 1.- La naturaleza y cantidades de suelo, cemento y agua, utilizados por unidad de volumen de la mezcla compactada.
- 2.- Las condiciones durante el periodo de hidratación del cemento, (mezclado, compactado, curado y acabado).
- 3.- La edad del suelo-cemento.

Se tienen además otros dos tipos de propiedades básicas en el suelo-cemento denominadas primarias y secundarias.

Las propiedades primarias hacen posible que el suelo-cemento se pueda emplear satisfactoriamente principalmente en la construcción de pavimentos, y las secundarias garantizan la durabilidad del suelo-cemento.

7.3.1.- PROPIEDADES PRIMARIAS

a) RESISTENCIA A LA COMPRESION.- La resistencia aumenta con la edad y el contenido de cemento, aunque los suelos de partículas gruesas (gravas y arenas) dan mayor resistencia que otros suelos más finos con igual contenido de cemento.

b) MODULO DE ROTURA.- Al igual que la anterior,

aumenta con la edad y con el contenido de cemento, y es menor en los suelos gruesos que en los finos.

c) **MODULO DE ELASTICIDAD** (Relación Esfuerzo-Deformación). - Es menor en los suelos finos que en los suelos gruesos; la relación Resistencia a la Compresión-Modulo de Elasticidad varía de 1:500 a 1:3000.

d) **CAPACIDAD DE SOPORTE**. - Se emplea para el diseño de espesores de pavimentos de suelo-cemento en base al CBR (Valor Relativo Soporte) de la subrasante.

e) **RESISTENCIA AL DESGASTE**. - Como el suelo cemento no tiene casi resistencia al desgaste, se recomienda que la base estabilizada sea protegida por un recubrimiento asfáltico.

f) **RESISTENCIA AL ATAQUE DE LOS SULFATOS Y EL CONGELAMIENTO**. - En ambos casos, la resistencia aumenta notablemente con los contenidos de cemento y con el tipo de cemento con que se trabaja.

g) **CAMBIO VOLUMETRICOS**. - Estos dependen del tipo de suelo; por lo general con la estabilización, se reduce la expansión y las contracciones lineales.

7.3.2.- PROPIEDADES SECUNDARIAS

a) **ESTRUCTURA INTERNA**. - En el concreto, los granos de cemento rodean a las partículas pétreas de los agregados, en cambio en el suelo-cemento, son las partículas del suelo las que rodean a los granos de cemento.

A medida que se hidrata el suelo-cemento, se produce un efecto de coagulación del suelo que es producido por un aumento de la fricción interna y una disminución de la plasticidad hasta que la mezcla se vuelve una masa sólida.

b) **RESISTENCIA A LA ABSORCIÓN DE AGUA**. - Como el cemento disminuye el poder absorbente del suelo, se deben to

mar medidas de protección contra la lluvia y las aguas freáticas.

Dichas medidas, podrán ser, dando un drenaje superficial para el primer caso y en segundo caso, seleccionando el tipo de cemento adecuado para esta circunstancia.

c) PERMEABILIDAD.- El uso del cemento, reduce esta propiedad de los suelos en gran medida.

d) CONDUCTIVIDAD TÉRMICA.- Otra propiedad de los suelos tratados con cementos, es el poder ser usados como aislantes térmicos, ya que su conductibilidad térmica es baja.

7.4.- APLICACIONES

La principal aplicación del suelo-cemento en la construcción de caminos es en las bases y sub-bases de todo tipo, aunque también se aplica en terraplenes para hacer plataformas que sirvan de base a construcciones pesadas y así mismo para mejorar antiguos caminos a fin de que soporten un tráfico intenso o más pesado de vehículos.

El suelo estabilizado con cemento, se convierte en una placa semirígida en donde se desarrollan resquebrajaduras debido a las contracciones que la mayoría de los pavimentos rígidos sufren, especialmente si se emplean mezclas ricas. Las resquebrajaduras por sí mismas no se consideran como perjudiciales, excepto porque permiten la infiltración de agua superficial, lo que inducirá a una durabilidad disminuida.

El suelo cemento ha sido empleado ampliamente en la construcción de calles urbanas y lotes de estacionamiento. La estabilización con cemento se usa a menudo para el mejoramiento de calles que tienen suelos con materiales de mala calidad en las capas del pavimento, y en las cuales sería antieconómico reconstruir la sección con nuevas capas de material asfáltico sobre la superficie de rodamiento.

La construcción de un suelo de cemento, debe ser "afina

da" a la colocación inicial del cemento. Si la mezcla requiere una excesiva cantidad de tiempo, resultarán mezclas menos durables. Como resultado, el proceso completo de construcción con suelo cemento debe ser terminado dentro de las 5 o 6 horas después de que se mezcló el cemento con el suelo. Esta mezcla es más económica construida en espesores de aproximadamente 15 cm.

7.5.- CONSTRUCCION Y METODOS

En el suelo cemento, la construcción tiene por objeto mezclar el suelo pulverizado con cemento en cantidades apropiadas y con la suficiente cantidad de agua como para lograr la máxima compactación del suelo e hidratación del cemento.

Los métodos de construcción, son simples y se pueden esquematizar de la siguiente forma:

7.5.1.- PREPARACION INICIAL

- a) Perfilado del camino o zona por pavimentar.
- b) Escarificado y pulverizado del suelo natural.
- c) Corrección del perfilado.

7.5.2.- PROCESO

- a) Esparcido del cemento.
- b) Mezclado y aplicación del agua.
- c) Compactación.
- d) Acabado.
- e) Curado o endurecimiento.

Se puede utilizar cualquier tipo de cemento portland -- que cumpla las especificaciones del A.S.T.M. o de la A.A.S.H.O.

El agua usada, debe ser relativamente clara y libre de cantidades apreciables de álcalis, ácidos o materias orgánicas. El agua potable es totalmente satisfactoria y en algunos casos se ha usado el agua de mar con éxito, pudiendo en

consecuencia, utilizarse cuando no haya otra posibilidad.

Durante los trabajos de exploración, deben localizarse y corregirse todos los puntos de materiales blandos o susceptibles de sufrir los efectos de las heladas.

La superficie debe de rastrearse o perfilarse lo más aproximadamente posible a la línea de rasante.

Por lo general se trabaja con materiales que son fácilmente pulverizables, pero en caso de no ser así, el trabajo debe ser continuo y terminarse el mismo día, teniendo cuidado con la zona de terminación que es donde se producirá una junta de construcción que constituye un punto débil, que puede fallar fácilmente.

7.5.3.- EQUIPO DE MEZCLA

Las mezclas pueden hacerse en dos formas:

- A) In Situ.
- B) En plantas.

Las mezclas In Situ, a su vez pueden realizarse de las siguientes maneras:

- a) Utilizando motoconformadoras.
- b) Utilizando arados de disco o travel-mixture (mezcladoras de cemento y suelo).
- c) Utilizando mezcladores rotatorios para suelos arcillosos.

Las mezclas en plantas, pueden ser efectuadas de las -- dos maneras siguientes:

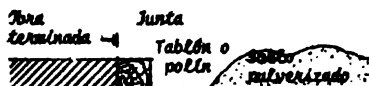
- a) En plantas intermitentes, y
- b) En plantas de producción continua.

El equipo mecánico más apropiado, será el que dé los resultados más satisfactorios, y los más altos rendimientos a un menor costo. El uso de grandes plantas mezcladoras es aconsejable si los materiales utilizados provienen de bancos o canteras. o bien, si se tienen los materiales a la mano, en

el trayecto de la carretera o camino.

7.5.4.- JUNTAS DE CONSTRUCCION

Cuando se termina el trabajo de un día, se presentará una junta de construcción, con el trabajo que se emprenderá al día siguiente, y como dicho trabajo es delicado, ya que la compactación no puede ser uniforme y puede variar la rasante, es recomendable seguir el procedimiento que se indica en las siguientes figuras:



El tafo del día se termina colocando un tablón de madera a la altura exacta -- del firme.



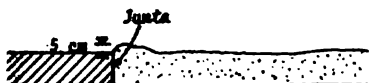
Se mezcla el suelo con el cemento en seco, y se interpone una junta de papel para que la mezcla se pueda extender sobre el firme terminado.



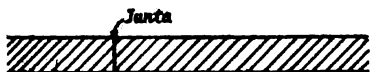
Se extiende la mezcla en seco y se riega al término de la jornada y al día siguiente.



Se separa a mano la mezcla humedecida del tablón y se quita éste, lo mismo que la junta de papel.



Se extiende a mano la mezcla húmeda, uniéndola con la que cubre al firme; las operaciones de nivelación y compactación se realizan sobre la junta, y se deja un reborde sobre ésta.



Se nivela el nuevo firme, se compacta y por último se quita el reborde con la motoniveladora.

Fig. 7.2.

7.5.5.- COMPACTACION

La compactación del suelo-cemento, se puede hacer con el equipo que se describe en el capítulo V y en forma similar a la expuesta. Pero conviene señalar las relaciones de presión y peso de los rodillos mecánicos con el tipo de suelo.

La relación entre los rodillos de "pata de cabra" y el tipo de suelo, se muestra en la siguiente tabla, que se presenta como guía.

<u>TIPO DE SUELO</u>	<u>AREA DE LA PATA</u>	<u>PRESION UNITARIA</u>
Arenoso	70 cm ²	4 a 7 Kg/cm ²
Limoso	45 cm ²	7 a 15 Kg/cm ²
Arcilloso	35 cm ²	15 a 30 Kg/cm ²

Con rodillos lisos de fierro de tipo Tandem, se puede utilizar la siguiente tabla:

<u>TIPO DE SUELO</u>	<u>PESO DEL RODILLO</u>
Arenoso	de 5 a 8 Ton.
Limoso	de 7 a 10 Ton.
Arcilloso	de 10 a 12 Ton.

Los rodillos neumáticos, deben proporcionar presiones - de 35 a 50 Kg/cm² y la presión en los neumáticos que los - constituyen no será nunca menor de 3 Kg/cm².

Todas las operaciones, a partir de la mezcla y humededi miento, deben realizarse en un tiempo que no sobrepase las 4 horas.

Como hay pérdidas de humedad durante todo el proceso, - conviene añadir el agua necesaria por medio de riegos lige- - ros.

7.5.6.- CURADO

Es necesario que el suelo-cemento sea curado para que el proceso de endurecimiento pueda tener lugar. Ade

más el suelo cemento, en el momento de su compactación y terminación debe tener la suficiente cantidad de agua para la hidratación del cemento, y a fin de evitar la evaporación de esta agua, se usa el procedimiento de curado.

La cubierta conservadora de humedad debe ser aplicada tan luego como se termine la compactación final. Últimamente se han usado para el curado del suelo-cemento, materiales bituminosos, paja mojada y también una capa de arena húmeda.

Cuando se tienen suelos altamente arcillosos en zonas de fuertes precipitaciones pluviales, se deben de curar con materiales bituminosos, y en el momento de su aplicación, la superficie del suelo-cemento debe de estar libre de polvo, materiales sueltos o extraños.

Las mezclas de suelo-cemento generalmente endurecerán después de un período de curado entre 7 y 8 días, dependiendo de la cantidad de cemento usada. Durante el proceso de curado se deben mantener la humedad y la evaporación al mismo ritmo constantes.

7.6.- RECOMENDACIONES EN EL USO DEL SUELO-CEMENTO

Muchos suelos superficiales arenosos, reaccionan pobremente con el cemento, se endurecen con lentitud y exigen cantidades fuertes de cemento. Para modificar estas circunstancias, pueden adoptarse dos sistemas:

- A) Reemplazar las arenas de reacción pobre, por suelos de reacción normal.
- B) Añadir al suelo un pequeño porcentaje de cloruro de calcio, limo friable o suelo arcilloso. También pueden añadirse materiales calcáreos, como piedra caliza en polvo. Utilizando el cloruro de sodio y el agua de mar, también se obtienen buenos resultados en la estabilización.

Los suelos formados por materiales de origen similar ba

jo las mismas condiciones climáticas, topográficas, de drenaje y vegetación, son similares y presentan un mismo perfil estratigráfico donde se les encuentra.

7.6.1.- PROCEDENCIA DE LOS MATERIALES

Los materiales usados en los caminos a tratar, si son de grava, sirven admirablemente para estabilizarlos con cemento. Por lo general son friables y se mezclan fácilmente exigiendo mínimas cantidades de cemento. Con frecuencia aparecen los antiguos materiales del camino que se mejora, los cuales, pueden eliminarse o pulverizarse y mezclarse, para proceder a la preparación del nuevo suelo por estabilizar.

Desde el punto de vista del costo, es muchas veces menos costoso emplear materiales seleccionados, procedentes de bancos o canteras, en lugar del suelo propio de la obra el cual pueda estar disponible en las secciones de corte, pero puede no ser apropiado para la estabilización, ya sea por la gran cantidad de arcilla que contienen o por la gran cantidad de cemento que requieren para lograr la aglutinación. También, es posible que estos mismo materiales exijan mucho esfuerzo para pulverizarlos convenientemente. En estos casos, bien vale la pena considerar la posibilidad de utilizar materiales selectos procedentes de bancos vecinos, con los cuales se sustituyen, corrigen o modifican las propiedades mecánicas de los suelos no apropiados. En estos casos, es la comparación de costos lo que permitirá escoger el procedimiento adecuado.

7.6.2.- CONTENIDO DE CEMENTO

Antes de comenzar la construcción de un suelo-cemento, deben identificarse y clasificarse los suelos que han de emplearse. Una muestra representativa de los suelos en estudio, debe ser enviada al laboratorio para poder así determinar la cantidad de cemento necesario para obtener el

mejor resultado.

El principal factor que afecta la cantidad requerida de cemento, es el tipo de suelo. Según esto, la cantidad apropiada o aproximada de cemento requerido para endurecer diferentes tipos de suelos, varía de 5 a 141 en volumen y de 3 a 161 en peso. Los valores son aproximados y deben usarse como tales ya que la cantidad exacta recomendable para cualquier tipo especial de suelo, deberá determinarse por medio del laboratorio.

El contenido de cemento en base el análisis de suelos, se determinará de acuerdo a la exploración e identificación del suelo en cuestión y del muestreo y preparación de la muestra. Por último se corroboran y tratan de mejorarse las características de la mezcla con ensayos tales como: el de humedad-peso específico, de durabilidad y resistencia a la compresión.

7.6.3.- CONTENIDO DE HUMEDAD

La cantidad de agua por agregar, depende de la humedad del suelo en el campo y del óptimo contenido de humedad de la mezcla de suelo-cemento, que varía según la textura del suelo.

Un suelo-cemento con el óptimo contenido de humedad no es musilaginoso ni seco, debe contener suficiente cantidad de agua como para poder ser moldeado en forma estable con los dedos, donde el agua no debe resumir del moldeado, pero los dedos deben quedar ligeramente húmedos.

Tanto la humedad óptima como el contenido de agua, pueden determinarse con un poco de experiencia, la cual indica que siempre es preferible tener un exceso de agua que falta de ella.

Desde el punto de vista constructivo, el mayor porcentaje de humedad, debe mantenerse en forma tal, que permita la conformación y tendido del material, para que no se presen-

ten desplazamientos ni rajaduras en la superficie durante la compactación y el acabado.

Las mezclas con materiales arenosos, requieren aproximadamente 150 litros por metro cúbico compactado para un espesor de 15 a 17 cm. Las mezclas de limos y arcillas, requieren 200 litros por metro cúbico, para el mismo espesor compactado.

Las pérdidas por evaporación, suelen ser de 60 o más litros por metro cúbico compactado para el mismo espesor.

7.7.- RESUMEN

El suelo-cemento tiene su principal uso en la estabilización de suelos. Actualmente se está estudiando y utilizando en varias partes de la República. La investigación de los suelos estabilizados con cemento, ha logrado abatir los costos de la pavimentación.

Las ventajas de los suelos estabilizados con cemento, son:

- a) Evitar los grandes acarrees de los materiales graduados para las terracerías.
- b) Aumentar el volumen de los bancos de material, haciendo que los suelos deficientes para su uso en pavimentos, sean mejorados y cumplan con las especificaciones de diseño.
- c) Reduce los espesores de los pavimentos.
- d) Aumenta la vida útil de los pavimentos, disminuyendo su mantenimiento.

7.7.1.- OPERACIONES NECESARIAS PARA LA CONSTRUCCION DE UN SUELO ESTABILIZADO CON CEMENTO.

Los diferentes pasos o etapas durante el proceso constructivo de un suelo-cemento, se pueden esquematizar de la siguiente manera:

A. — PREPARACION.

Con suelo procedente de la subrasante.

- 1.- Colocación de la subrasante a las cotas correspondientes.
- 2.- Escarificación del suelo de la subrasante.
- 3.- Pulverización del suelo, si es necesario.
- 4.- Humedecimiento del suelo, según se necesite.
- 5.- Revoltura y mezclado del suelo preparado, para homogenizarlo.
- 6.- Conformación del suelo preparado, para la adición del cemento.

Con suelo procedente de bancos de préstamo.

- 1.- Conformación de la subrasante con su correspondiente pendiente longitudinal y transversal.
- 2.- Compactación de la subrasante.
- 3.- Colocación del material de préstamo.
- 4.- Conformación del suelo de préstamo.

B. — PROCESOS DEL SUELO-CEMENTO.

- 1.- Esparcido del cemento Portland.
- 2.- Mezcla y aplicación del agua.
- 3.- Mezclado conformación y tendido del suelo con cemento.
- 4.- Compactación del suelo-cemento.
- 5.- Curado.

CAPITULO VIII

ESTABILIZACION CON MATERIALES BITUMINOSOS

8.1.- LOS MATERIALES BITUMINOSOS

8.1.1.- SINOPSIS HISTORICA

Los diferentes materiales que se denominan bituminosos, son compuestos extremadamente complejos, constituidos esencialmente por hidrocarburos asociados con materiales minerales en mayor o menor proporción.

Los términos: bitumen, betún, asfalto y brea, son utilizados en forma no muy precisa para determinar diferentes sustancias bituminosas, por lo cual es conveniente el tratar de fijar el nombre correcto a las substancias para determinar su uso y evitar confusiones.

Los materiales bituminosos han sido utilizados por el hombre desde épocas muy remotas, los datos más antiguos se remontan hacia el año 3800 A. C., y se refieren a la utilización de varios depósitos de asfaltos naturales, por los antiguos habitantes del valle del Eufrates, los Caldeos. Escritos de la misma época, hacen referencia a los materiales obtenidos en esos depósitos apareciendo los términos "betún" y "asfalto", derivándose el primero del sánscrito y el segundo del griego.

En el Génesis, (capítulo VI, versículo XIV), se designa al material con el cual Noé debía de calafatear el arca, con la palabra "slime", la cual vuelve a ser utilizada al describir el mortero empleado por los constructores de la Torre de Babel, (cap. XI, ver. IV). La mayoría de los traductores utilizan la palabra "asfalto", como equivalente de "slime".

Existen construcciones conservadas hasta la fecha, en -

las cuales se utilizó el asfalto como material ligante e hidrófobo, tales como los de las ruinas de Tell-Asmar, a 80 Km al N.E. de Bagdad.

El sabio griego y geógrafo, Estrabón, al principio de la Era Cristiana, hace referencias muy interesantes de los depósitos de asfalto del Mar Muerto y otros yacimientos a los que llamó "nafta" o asfalto líquido, refiriéndose, de seguro a yacimientos de petróleo..

En los primeros años de nuestra era, el historiador y naturalista romano Plinio, hace referencia al petróleo surgente en el N.O. de Persia, del cual se puede obtener asfalto.

Muchos escritores antiguos como: Plutarco, Tácito, Dioscórides, Marco Polo y otros, hacen frecuentes referencias al asfalto, petróleo, betún, brea y alquitrán.

El 31 de Julio de 1498, Cristóbal Colón descubre, en su tercer viaje, la isla que denomina Trinidad, donde procede al carenado de sus barcos con asfalto natural de los yacimientos más importantes del mundo, hasta la fecha.

En 1531, al llegar Pizarro y sus compañeros a la costa norte del Perú, utilizaron los asfaltos naturales para el carenado de sus barcos, obteniéndolos de los yacimientos que hay en esa zona.

En 1635, el español Valdéz, descubre los yacimientos de Puerto Príncipe, en Haití.

En 1661, Boyle Mariotte, hace por primera vez referencia a la preparación industrial del alquitrán de madera. En 1681, Becher y Serle, descubren el alquitran de hulla, patentando un método para su obtención.

8.1.2.- DEFINICION

El Instituto Norteamericano del Asfalto define así el "betún" o "bitum"; "Es el componente básico de sustancias o cuerpos bituminosos, constituido por hidrocarburos na

turales o artificiales totalmente solubles en sulfuro de carbono".

8.2.- CLASIFICACION DE LOS MATERIALES BITUMINOSOS

Se ha aceptado que los materiales bituminosos se dividan y subdividan de la siguiente manera:

Materiales Bituminosos	Asfaltos	a) Cementos asfálticos.
		b) Asfaltos diluidos.
		c) Asfaltos emulsionados.
	Alquitranes	a) Alquitranes propiamente dichos. b) Breas.

8.2.1.- ASFALTOS

Son sustancias bituminosas, compuestos por hidrocarburos naturales o pirogénicos, de color negro o pardo oscuro, relativamente duros y comparativamente no volátiles (sustancias libres de cuerpos oxigenados), frecuentemente asociados a materiales minerales como la arena, la arcilla, la sílice, etc. Su base no mineral, es fusible y fácilmente soluble en sulfuro de carbono.

Los materiales pertenecientes a este grupo se pueden obtener de la siguiente manera:

- A) Por refinación de asfaltos naturales.
- B) Por separación de las rocas asfálticas.
- C) Por destilación de petróleos.

8.2.1A.- ASFALTOS NATURALES

Hay asfaltos naturales como la gilsonita y la grahamita, que tienen un contenido de 99% de betún o bitumen.

8.2.1B.- ROCAS ASFALTICAS

El contenido de bitumen de las rocas asfálticas más conocidas, varía entre el 5 y el 15%.

8.2.1C.- ASFALTOS DE PETROLEOS

La destilación de los petróleos da como resultado sustancias no volátiles que se convierten en asfaltos o parafinas, según el tipo del petróleo, ya que se distinguen tres clases de petróleos:

- 1) Petróleos de "base asfáltica", que tienen una apreciable cantidad de betún, careciendo casi totalmente de parafinas consistentes.
- 2) Petróleos de "base semiasfáltica", que contienen una mediana cantidad de betún.
- 3) Petróleos de "base parafínica", que no contienen betún, pero poseen por lo general, parafinas sólidas.

8.2.2.- CEMENTOS ASFALTICOS

Bajo esta denominación, se conocen los asfaltos naturales, o provenientes del petróleo, que son sólidos o semisólidos a la temperatura ambiente. Los cementos asfálticos se distinguen entre sí por su grado de penetración en las capas o superficies donde se esparce.

Los asfaltos más blandos y que llegan a penetrar en las bases de pavimento más de 20 cm. a 25°C, se denominan o clasifican como asfaltos líquidos.

8.2.3.- ASFALTOS LÍQUIDOS

Se les conoce también con el nombre de asfaltos diluidos o disueltos. Entran en éste grupo: residuos asfálticos blandos, en que la destilación se ha suspendido antes de extraer todas las sustancias volátiles y los cementos asfálticos fluxados, mediante la disolución en distintos solventes provenientes de la misma destilación del petróleo.

Los asfaltos disueltos o diluidos, que son los que más se usan en la fabricación de pavimentos con carpeta, son solo los asfaltos fluxados, es decir, los que se obtienen diluyendo un cemento asfáltico en un derivado de la destilación

del petróleo, el cual es luego eliminado por exposición a las condiciones atmosféricas, dejando como remanente el cemento asfáltico original.

Según el tipo de solvente que se use, se conocen tres tipos de asfaltos disueltos o diluidos:

- A) De fraguado rápido; (F.R.)
- B) De fraguado medio; (F.M.)
- C) De fraguado lento; (F.L.)

Además, en cada uno de éstos tres grupos, hay subgrupos que se distinguen por un número, el cual indica la correspondiente viscosidad, que está en función con la cantidad de cemento asfáltico disuelto.

En la siguiente tabla, se resumen algunas de las características de los diversos tipos de asfaltos diluidos:

TIPO	% de solvente						TIPO DE SOLVENTE	Penetración del tipo de cemento asfáltico.
	0	1	2	3	4	5		
F.R.	50	40	33	27	22	18	Gasolina	Aprox. 8 cm.
F.M.	50	40	33	27	22	18	Kerosena	Aprox. 12 cm.
F.L.	60	50	40	30	25	20	Petróleo	de 8 a 10 cm.

8.2.4.- ASFALTOS EMULSIONADOS

Para disminuir la viscosidad de un cemento asfáltico, se puede recurrir a su emulsión con agua, lo que permitirá su aplicación sin previo calentamiento, y el recubrimiento de las partículas del agregado pétreo o inerte, por una película de asfalto tan delgada como se quiera.

Hay que distinguir la "suspensión" de la "emulsión", ya que en realidad se está hablando de "dispersión".

Las dispersiones bituminosas en general, son hidro-solubles, o sea, emulsiones en agua, formadas por dos fases:

- a) Una fase "dispersa" o interior,
- b) Una fase "continua" o exterior.

Existen dos tipos de emulsiones de asfalto, dependiendo de las cantidades relativas de cada fase y en forma principal, del "agente emulsivo":

- 1) Emulsión de aceite en agua,
- 2) Emulsión de agua en aceite.

La que interesa en la estabilización y por ende en los pavimentos, es la de tipo: aceite en agua.

Una vez lograda la emulsión de una cantidad de bitumen, en agua, interesa la permanencia de éste estado, que se conoce con el nombre de "estabilidad", y a la hora de mezclar la emulsión con los inertes, conviene conocer la "coagulación", o sea, la separación de las fases, que se conoce con el nombre de "rotura".

Existen tres tipos de asfaltos emulsionados que se caracterizan por la rapidez relativa con que se presenta el fenómeno de "rotura".

- a) Rotura lenta, 6 S.S. (Slow Setting)
- b) Rotura mediana, 6 M.S. (Medium Setting)
- c) Rotura rápida, 6 R.S. (Rapid Setting)

La "estabilidad", depende del tamaño de los glóbulos de la fase dispersa. Para el tamaño de 5 micrones, los movimientos Brownianos apenas son perceptibles, siendo, en cambio muy intensos para los 2 micrones y cuando llegan a 0.5 de micrón, su aceleración es mayor que la de la gravedad, dando emulsiones sumamente estables.

En la estabilidad también influyen:

- A) El establecimiento de un potencial eléctrico durante la formación de la emulsión, y
- B) La acción de tensiones interfaciales e intersticiales.

En las emulsiones aceite-agua, la fase externa continua (agua), posee carga positiva y la fase dispersa (asfalto), - cargas negativas. La diferencia de potencial entre ambas, - es del orden de los 50 milivoltios. Una emulsión de 4 a 5% de concentración, es prácticamente permanente cuando su carga es de 70 milivoltios.

Se conoce con el nombre de concentración, al porcentaje en peso, de la fase dispersa, con respecto al peso total.

8.2.5.- ALQUITRANES

El alquitrán, es un material bituminoso que se obtiene por destilación destructiva de un grupo muy extenso de sustancias orgánicas (prácticamente todas las que tienen fracción volátil).

Los alquitranes comerciales, que son usados en pavimentación, se les reconoce por su viscosidad y se les denomina por la sigla R.T. (Road Tars), seguida del número indicador de su viscosidad relativa que va del 1 al 12.

8.2.6.- BREAS

La brea, es la fase semisólida o sólida de los alquitranes. Se obtiene como residuo de la destilación directa del alquitrán, cuando de él se extraen sus componentes volátiles.

Los alquitranes y las breas, son pues, sustancias pirogenadas, no naturales, que se obtienen industrialmente, ya sea como productos principales, o bien, como sub-productos de:

- 1) La Hulla,
- 2) La Madera,
- 3) Los Huesos, y
- 4) Algunos aceites vegetales y animales.

8.2.7.- UTILIZACION DE ALQUITRANES Y BREAS

La utilización de los alquitranes y las breas,

en la pavimentación, depende fundamentalmente de su costo. En los países en que se les produce en abundancia, son usados frecuente y extensamente, y con gran variabilidad de aplicaciones, no solo a los suelos y pavimentos, sino también para revestir canales de riego, etc.

Las breas tienen en pavimentos, un uso similar a los cementos asfálticos duros. Su utilización mas frecuente, es en el relleno de juntas y fabricación de juntas premoldeadas para pavimentos de concreto o rígidos.

8.3.- TIPOS DE SUELOS

Las clases de suelos que pueden estabilizarse con materiales bituminosos, varían desde el tratamiento de pavimentos de una sola capa, hasta el tratamiento de mezclas sobre la marcha en la construcción del camino. Los caminos secundarios pueden construirse sin estabilización completa, rociando el suelo con aceite y posteriormente compactándolos.

Si el suelo que se piensa estabilizar para la sub-base, es bastante variable y si se hallan áreas aisladas de materiales insatisfactorios, puede ser más económico el recurrir a una estabilización mecánica o a un completo reemplazo del subsuelo.

Por regla general, los resultados más satisfactorios se obtienen cuando se emplea el asfalto más pesado en la mezcla del suelo. Si el suelo estabilizado debe ser construido gradualmente en capas, puede ser necesario usar un grado de asfalto más ligero que contenga grandes cantidades de disolvente. Sin embargo si se tienen disponibles máquinas mezcladoras que pulvericen además de mezclar el aditivo, se pueden usar materiales más pesados.

Los suelos estabilizados con betón, son incapaces de servir como superficies resistentes para una carretera de alta velocidad, aunque pueden usarse como superficies de uso para la construcción por etapas o para caminos de bajo costo. No es necesario cubrir todos los granos del suelo con el ma

terial bituminoso, pero es preferible cubrir el mayor número posible a través de toda la masa del suelo para asegurar la estabilidad adecuada después de la absorción de la humedad.

8.4.- CRITERIOS DE DISEÑO

La estabilización de suelos por medio de residuos de asfalto, emulsiones asfálticas y capas de brea, es conveniente cuando se tienen suelos granulares o fibrosos, pero su uso es muy limitado para cuando se tienen suelos plásticos.

Dos amplios conceptos están vigentes respecto a la "Estabilización Bituminosa". Ambos tienen una aplicación bien definida, ambos también tienen limitaciones en su aplicación. Estos conceptos son criterios de acuerdo a la naturaleza del suelo y se enuncian a continuación:

- 1º. CRITERIO DE DISEÑO; basado en el uso del suelo para cimentación en la resistencia del mismo suelo.
- 2º. CRITERIO DE MEJORAMIENTO; probar a humedecer el suelo con el material estabilizador, para mantener la resistencia inherente del material estabilizado bajo todas las condiciones climatológicas.

La ventaja del primer concepto, es obtener el máximo de estabilidad para el tráfico continuo. Este tipo de estabilización, es usado en construcciones de caminos mixtos donde existen bordos para vías de ferrocarril sobre terracerías, las cuales se van mejorando durante las etapas de la construcción. Esta estabilización es en la mayoría de los casos efectiva; sin embargo una desventaja notable, es el relativamente alto costo de su aplicación. También paradójicamente se requiere un buen material de pavimento, para simplemente probar este tipo de construcción. Por ejemplo, una grava extremadamente sucia que tiene considerables cantidades de partículas con alguna plasticidad, puede ser empeorada si se aplica la estabilización; esto resulta del aumento de plasti-

cidad del material por la adición de demasiada sustancia bituminosa.

El segundo concepto o método de estabilización, consiste en usar bajas cantidades de sustancias bituminosas con -- partículas impermeables. Para éste caso la estabilidad inicial de la mezcla no se usa como un criterio, sino mas bien, la absorción de agua es el factor preponderante. Este tipo de estabilización proviene principalmente de un cuidadoso estudio de la estabilidad inherente del material con y sin aditivo. Es más conveniente proporcionar una compactación adecuada a altas densidades y contenidos de humedad, cuidadosamente controlados durante la construcción.

La principal ventaja de éste segundo criterio es el bajo costo de la estabilización. Como debe ser en todos los -- casos de estabilización, el criterio final deberá ser el mayor beneficio obtenido al menor costo posible. Por lo que -- es esencial que toda la capacidad de soporte inherente de un suelo estabilizado, se utilice a su óptima posibilidad, para que el proceso de impermeabilización resulte en una ganancia apreciable en resistencia sobre la del material del suelo -- sin estabilizar después de la saturación subsecuente.

8.5.- DOSIFICACION DE LOS ADITIVOS EN EL SUELO

Los aditivos bituminosos en general, producen densidades compactas que son ligeramente diferentes de las del suelo natural, por lo que, los cambios en la densidad al añadir los aditivos, no deberán emplearse como un criterio de -- estabilidad.

La gráfica de la figura 8.1, muestra el efecto de la -- cantidad de aditivo en las características de absorción de -- humedad, y generalmente se presenta una cantidad óptima aparente. El agregar cantidades cada vez mayores de aditivos, más alla del límite óptimo, únicamente producirá una disminución de los beneficios obtenidos.

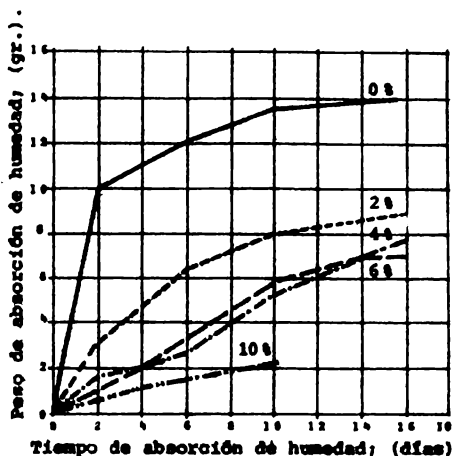


Fig. 8.1.- Absorción de humedad de una típica arena arcillosa con diferentes porcentajes de aditivo.

8.5.1.- CANTIDAD Y TIPO DE ASFALTO

En la práctica, la concentración de las emulsiones asfálticas es del 50 al 70%, pero en los tipos más usuales varía solo entre 52 y 58%.

El tipo de cemento asfáltico usado es el de grado 100, de penetración, aunque, en algunos casos se utilizan los de grado 150 y 200.

La cantidad de betón necesario para estabilizar un suelo, variará entre 2 y 3% para materiales arenosos y de 6 a 8% para arcillas pesadas.

8.5.2.- LOS EMULSIVOS

Son sustancias que se emplean para aumentar el grado de dispersión de la fase interna y la disminución de la tensión superficial. Estas sustancias se encuentran en:

- a) Cuerpos alcalinos; como los jabones de ácidos grasos.
- b) El carbonato de sodio y bases orgánicas; como la piridina.
- c) Cuerpos de estructura coloidal; como el almidón, el silicato de sodio, el ácido nafténico y algunas arcillas coloidales.
- d) Gomas y otras sustancias similares.

Los agentes emulsivos, se incorporan en cantidades de - 0.5 a 2% en peso, añadiéndolos a la fase en que son solubles, para luego agregar gradualmente la otra fase.

8.6.- PROBLEMAS, OBJETIVOS Y CONDICIONES PARA LA ESTABILIZACION

El principal problema a resolver cuando se considera la estabilización con asfalto, es cómo tratar los suelos plásticos.

Quando se traten suelos cohesivos se debe poner particular atención a todos los factores que puedan contribuir a la integridad estructural del material estabilizado. Estos factores incluyen una consideración apropiada del drenaje para asegurarse de que la filtración superficial y las condiciones adversas de la humedad del suelo se mantienen al mínimo. También debe considerarse la cantidad de tránsito que la carretera va a soportar.

Como la estabilización bituminosa no produce "cementación" como en el caso de un suelo con cemento, es más aplicable para sub-bases y bases de caminos y vías de poco tráfico.

El principal objetivo, es disminuir el espesor y por ende el costo de las capas superiores del pavimento o de aquellas que se han requerido como base o superficie de rodamiento.

Las condiciones climatológicas, la disponibilidad del equipo de construcción y la uniformidad de las condiciones del suelo, afectarán la estabilización bituminosa de diver-

sas maneras.

8.6.1.- MEDIOS MECANICOS DE PRODUCCION DE ASFALTOS.

Las máquinas empleadas por la industria para la producción de las emulsiones asfálticas, son de dos tipos:

- 1) Agitadoras u homogeneizadoras.
- 2) Desintegradoras o "molinos coloidales".

En el primer grupo, la operación se produce por la presión mutua que ejercen entre sí los dos líquidos, debido a un dispositivo agitador. Las emulsiones son bastante groseras.

Los "molinos coloidales", en cambio, producen mucho mayor subdivisión de la fase dispersa, por el desmenuzamiento por corte de una membrana entre dos superficies separadas -- por un espacio de una a dos décimas de milímetro.

Generalmente la fabricación de las emulsiones se realiza en caliente. Cada uno de los tipos de los materiales asfálticos que se utilizan en la pavimentación o en la estabilización, tiene que ajustarse a características que permitan su reconocimiento y para ello hay especificaciones típicas - que los distinguen.

8.6.2.- PROCEDIMIENTO

Durante el proceso de construcción, el contenido de humedad del suelo, deberá ser de alguna forma menor -- que el óptimo; y el disolvente del asfalto, deberá ser empleado con esta agua para lubricar la masa del suelo durante la compactación.

Este procedimiento generalmente requiere el "curar" la masa de suelo por aireado antes de compactar, de modo que al go del material volátil se elimine y el suelo tenga oportunidad de endurecerse parcialmente.

8.6.3.- CURADO

El curado rápido con los asfaltos, funciona me-

jor en los suelos arenosos; conforme la cantidad de finos aumenta en el suelo, los cortes en el suelo para el curado, se usan más por su penetración.

La mayoría de los suelos estabilizados con asfaltos, requieren una superficie resistente si es que el suelo tratado es para un pavimento. Por regla general es mejor aplicar la capa superficial después de un período de espera de 10 a 14 días de haber terminado el proceso de estabilización.

8.7.- ESTABILIZACION CON ACEITE

La estabilización con aceite se conoce como "construcción de tierra engrasada" y ha sido usada con gran éxito en caminos de segundo orden o de poco tráfico.

La cantidad de aceite para la estabilización de los caminos requiere entre 3 y 4 litros por metro cuadrado, ya que los caminos de este tipo así estabilizados, funcionarían mejor con este método constructivo.

La construcción de los caminos debe ser revisada periódicamente para que el grado de éxito logrado, (es decir la experiencia acumulada), disminuya la proporción de los procedimientos de mantenimiento que se empleen. Si el camino llega a ser dañado gravemente, puede ser necesario el remover completamente la superficie de "tierra Engrasada" y reemplazarla con una nueva construcción.

Si solamente ha ocurrido una ruptura menor debida al aumento del contenido de agua o a la tensión capilar, puede ser necesario nuevamente aplicar otro tipo de tratamiento ligero de asfalto. Este tratamiento se hace mezclando y alisando el camino y recompactando la superficie, por lo que ésta se vuelve satisfactoria para su uso posterior.

8.8.- ESTABILIZACION CON MEMBRANA

Si los suelos que no son satisfactorios para la construcción de bases y sub-bases de carreteras, se aíslan -

de fuentes externas de agua, pueden a menudo usarse como bases de cimentación de terraplenes cuando estos suelos han si do tratados con membranas estabilizadoras.

En años recientes, varias carreteras se han construido con éxito en zonas de saturación de agua y en las cuales se han incorporado barreras contra el agua, consistentes en mem branas bituminosas que aíslan prácticamente la estructura -- del suelo circulante. También son usadas como membranas, -- pliegos de plástico común, para cubrir la zona de trabajo o en el desplante sobre la zona de humedad.

8.8.1.- ELEMENTOS DE DISEÑO

El diseño de los pavimentos en las grandes llanuras o en las regiones costeras, involucra un control del contenido de humedad del suelo, para que éste no se contraiga excesivamente con la evaporación y la evapotranspiración. Las membranas bituminosas, han sido usadas con éxito en estos tipos de suelo.

En el procedimiento constructivo, se usa un asfalto de grado relativamente ligero; y entre 6 y 13 mm. de espesor, - como material de membrana. Es necesario durante la construc ción, el asegurarse de que la membrana sea continua de modo que el agua del suelo ya sea como vapor o como fase líquida, no pueda penetrar la envoltura o cubierta y además, ésta con serve la humedad necesaria del suelo tratado.

Si una capa de subsuelo va a emplearse como sub-base, - es esencial que el material sea compactado a un grado de den sidad lo más alto posible y con un contenido de humedad relativamente bajo, para movilizar toda la estabilidad inherente de la masa de suelo.

8.8.2.- CONCEPTOS DE DISEÑO

Diseñar conceptos para la estabilización con -- membrana, incluye la evaluación de la resistencia del suelo antes de la saturación, contra la resistencia después de la

saturación. Si el suelo cubierto se emplea como sub-base, - el espesor de pavimento puede ser diseñado con la resistencia del suelo antes de la saturación y se pueden lograr ahorros considerables.

Como regla general, los suelos de baja calidad que se - han cubierto con membranas, no funcionan satisfactoriamente como vías básicas o sean bases de pavimentos de alta velocidad o tráfico intenso.

Como es imposible el comprimir la mayoría de los suelos arcillosos a densidades muy altas, entonces se deberá construir una base resistente comparable a las resistencias de las rocas compactadas y mezcladas en suelos de agregados, -- con un espesor nominal que permita soportar una capa relativamente delgada como superficie de rodamiento.

8.8.3.- EFECTOS DE LA HUMEDAD

El agua en un suelo estabilizado con membrana, se sostiene por tensión superficial, por lo que está impedida de movimiento bajo la influencia de la gravedad. Sin embargo, el agua circulará o migrará dentro de la envoltura, a causa de los gradientes térmicos.

Conforme la temperatura del aire desciende, la temperatura del suelo cercano a la superficie, decrece más rápidamente que la temperatura del fondo de la envoltura, estableciéndose un gradiente de presión de vapor de arriba hacia abajo y causando que el agua del fondo se evapore hacia la superficie de la envoltura por lo que el contenido de humedad disminuye en el fondo, mientras aumenta en las partes superiores.

Las pruebas han demostrado que la redistribución de agua dentro de la envoltura, es pequeña si el suelo es compactado inicialmente con un contenido de agua en exceso respecto a la saturación de aproximadamente 60% de saturación. Si el contenido de humedad es más alto que éste valor, se des-

prende que no hay suficiente porosidad en el suelo para permitir el movimiento del vapor de agua.

CAPITULO IX

ESTABILIZACION CON AGENTES "RETARDADORES DE AGUA"

Muchos agentes químicos pueden usarse en la estabilización de los suelos, e imparten a éstos, características que los transforman en hidrofóbicos. Estos agentes se usan generalmente en muy pequeñas cantidades a menudo tan poco como el 0.5% en peso y como resultado, el mezclado uniforme durante la construcción se transforma en un problema muy importante.

El uso de estos reactivos está generalmente restringido a casos aislados y condiciones especiales. El costo del mismo reactivo es a menudo tan alto que es preferible usar otros métodos de estabilización.

Cuando es posible usar estos estabilizantes ya que se tienen a la mano, el ingeniero debe evaluar cada uno de los casos de manera que resulte plausible obtener un beneficio económico respecto al tiempo, al esfuerzo y al costo requeridos para mezclar el aditivo con el suelo.

9.1.- ESTABILIZACION CON CLORURO DE CALCIO Y CLORURO DE SODIO

Estas sustancias se han empleado como reductores de polvos en superficies de suelos mejorados por más de 25 años. El primer dato del uso de Cloruro de Calcio data del año de 1913. En 1931 se efectuaron observaciones preliminares en sectores de prueba en varios Estados del Sur de la Unión Americana, para determinar la rapidez de evaporación de la humedad de las superficies de los caminos tratados; las conclusiones fueron graficadas y se observó que la rapidez de pérdida de humedad fue mucho más lenta en las superficies tratadas que en las no estabilizadas.

A partir de entonces, el cloruro de Calcio se ha venido usando como agente estabilizador para evitar la evapotranspiración y también como "paliativo" del polvo, particularmente en el caso de mezclas de suelo con agregados con bajo contenido de gravas, o falta de homogeneidad en sus partículas.

Al parecer se ha obtenido un gran beneficio desde el -- punto de vista en que se retarda la rapidez de evaporación - de la humedad de un suelo mecánicamente estabilizado durante la construcción.

Como el control de la humedad es crítico para una adecuada compactación de los materiales granulares, la tendencia a usar el Cloruro de Calcio para retener el agua, está - teniendo gran aceptación ya que es de mucha utilidad como se demuestra en las siguientes gráficas en que se muestra el efecto del CaCl_2 al retardar el flujo de evaporación en dos - diferentes materiales granulares.

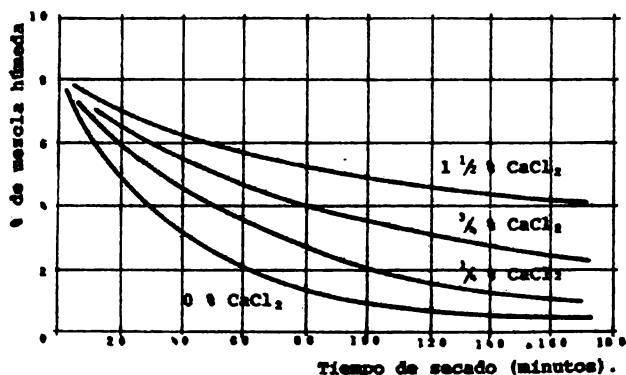


Fig. 9.1.- Efectos del Calcio Clorhídrico como retardador de agua o de-secador, a una mezcla de grava con un contenido de agua de - 6 %.

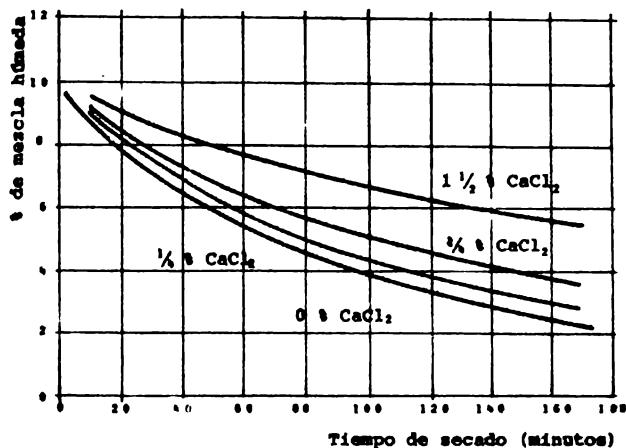


Fig. 9.2.- Efectos del Calcio Clorhídrico como retardador de agua o desecador a una mezcla de suelo y arena gruesa con un contenido de agua de 8 %.

El efecto del cloruro de calcio y de sodio en la resistencia y la densidad del suelo, se ha investigado tanto en el laboratorio como en el campo, y se ha observado que los caminos de grava que se han tratado, requieren relativamente poco mantenimiento.

9.2.- UTILIZACION DEL CLORURO DE CALCIO

El cloruro de Calcio, se obtiene en el mercado en forma de pequeñas escamas blancas e inodoras.

Hay diferentes indicaciones con respecto a la cantidad de CaCl_2 que debe utilizarse en una estabilización pero en general se puede establecer un rango no muy amplio en la cantidad a utilizar.

Algunos autores recomiendan mezclar 270 gr. de CaCl_2 -- por cada 25 Kg. de suelo preparado y otros, emplear de 1.1 a 1.4 Kg. de CaCl_2 por metro cuadrado de superficie de suelo -

sin tener en cuenta la profundidad.

La aplicación in situ, puede hacerse colocando directamente las escamas de cloruro de calcio sobre el pavimento, para obtener la absorción, por el licuamiento de las escamas por la humedad ambiental o procediendo al regado con agua en la que se ha disuelto el cloruro.

En el caso de hacer la aplicación mediante plantas de mezclado, se procede a la incorporación del cloruro de calcio, durante el mezclado de los suelos, aconsejándose que la parte incorporada solo sea una fracción, para proceder a la aplicación del resto, sobre el pavimento o base ya compactado, desde cuya superficie, por delicuescencia, irá penetrando.

9.3.- USO DEL CLORURO DE SODIO

La utilización del NaCl o sal común, se puede aplicar en dos formas:

- a) Mezclando la sal con el suelo y añadiéndose en cantidades equivalentes a 150 gr. por cada 100 Kg. de suelo.
- b) En forma de riego, en donde se pueden usar soluciones hechas exprofeso, o también utilizar agua de -- Mar o Salinas.

Las aplicaciones, en estos casos se hacen en forma continuada, aumentando así la concentración salina.

Para su incorporación a los suelos de los cloruros de Sal y de Calcio, se utilizan equipos mecánicos que van de simples esparcidores a mecanismos más sofisticados.

9.4.- PROPIEDADES

Una de las propiedades de los cloruros, es que reduce la rapidez de evaporación, al aumentar la tensión superficial del agua. Además de los cambios en las propiedades del agua del suelo, los cloruros también afectan al suelo a

cierto grado desde el punto del intercambio iónico en la base, pero los datos sobre este punto son escasos y no se ha podido establecer una teoría satisfactoria hasta el momento.

Los cloruros (en particular el sódico) recrystalizarán bajo secado con notable aumento en la resistencia, la cual se puede perder si el suelo es rehumedecido.

Las sales aditivas de cloruro de calcio cambian las propiedades plásticas de los suelos. Los cambios, sin embargo son extremadamente pequeños y no deben considerarse significativos.

Los cloruros generalmente causarán un incremento en la densidad de los suelos comprimidos o compactados mecánicamente, mayor que la que tienen los suelos consolidados, naturalmente comprimidos o depositados. La diferencia es proporcional al peso del aditivo en el suelo. Los aumentos son muy pequeños y no deben considerarse significativos desde el punto de vista de la "Estabilidad". La siguiente tabla proporcionará una idea más clara de lo anterior.

Porcentaje de Mezcla	Peso Volumétrico Seco Kg/cm ³			
	0 %	1/4 % CaCl ₂	1 1/2 % CaCl ₂	1 1/2 % NaCl
Arcilla de acarreo de Wisconsin U.S.A. (CL)	106.2	106.5	106.3	106.4
Limo de Acarreo de Illinois U.S.A. (ML)	95.0	96.3	97.0	96.8
Arcilla de acarreo de Illinois U.S.A. (CL)	97.8	98.2	99.7	100.0
Arena Arcillosa (SC)	105.2	106.1	105.8	106.1
Grava arcillosa o Suelo de Agregado (GC)	142.0	142.5	142.5	143.0

Tabla 9.1.- Efectos del Calcio Clorhídrico y del Sodio - Clorhídrico, en diferentes tipos de suelos.

9.5.- COMPORTAMIENTO EN SUELOS CONGELADOS

Respecto al suelo natural, durante el congelamiento y descongelamiento, se ha logrado algún ahorro en la resistencia debido a la disminución de la temperatura de congelación del agua de los suelos con la adición de los cloruros. Como los aditivos no ejercen acción "cementante" en el suelo como el efecto durante la congelación es meramente el de reducir la temperatura de congelación, el uso de éste tipo de aditivos en suelos de zonas extremadamente frías no es justificado.

Por ejemplo los datos de la figura 9. indican que los especímenes congelados a -17°C se comportan bastante diferentes de los que se congelan a -42°C .

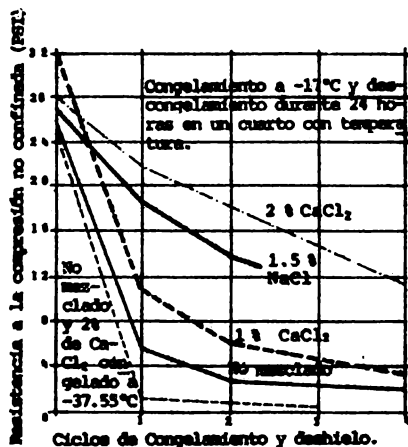


Fig. 9.2.- Variación de la resistencia a la compresión de una arcilla de alúmina con ciclos de congelamiento (helada) y descongelamiento.

El costo del aditivo requerido para prevenir la congelación a temperaturas sumamente bajas, limita la estabilización exclusivamente a situaciones especiales.

Los cloruros de Calcio y de Sodio pueden disminuir ligeramente la estabilidad de un suelo de mezclas agregadas acabado de construir, porque los cloruros aumentan la plasticidad de la fracción fina del mismo. Sin embargo como los cloruros actúan como retenedores de humedad, se tendrá una resistencia mayor al retenerse el agua en la masa del subsuelo estabilizado, lo que ayudará a soportar las presiones bajo el tráfico, ya que el agua no llegará hasta la base.

Muchos caminos de grava estabilizados con cloruros de Calcio y de Sodio, han funcionado satisfactoriamente por espacio de varios años a causa de las características retenedoras de agua. Las densidades de los materiales después de varios años de servicio son altas; además los costos de mantenimiento de las superficies de grava pueden ser grandemente reducidas por medio del uso de los cloruros a causa de una reducción de los agregados durante las estaciones secas del año.

9.6.- CONCLUSIONES

La reacción del cloruro y el suelo es llevado a cabo a la larga, por cambios en el agua del mismo, por lo que los efectos benéficos de las sales se realizan al disminuir la rapidez de evaporación del suelo y al disminuir el punto de congelación del agua en el suelo.

La información derivada de varias fuentes indica que hay un acuerdo general en las propiedades resultantes producidas por la adición de una sal de Cloro (cloruro) a una mezcla de suelo agregado. El desacuerdo aparece cuando se considera la magnitud y el relativo beneficio de los diferentes efectos inducidos. Cuando se integra apropiadamente, con las proporciones correctas de suelo preparado y se compacta

a la unidad de peso requerida en la práctica estandar, la --
sal ayudará a que la masa se endurezca y continúe comprimiéndose
bajo el tránsito vehicular, principalmente a causa de -
la retención de agua durante largos periodos de tiempo, en -
la vida útil del camino.

Bajo iguales condiciones de sacado un suelo estabiliza-
do con cloruro de Calcio (CaCl_2) o cloruro de Sodio (NaCl),
no perderá tanta humedad como uno sin aditivo; de hecho cuando
la humedad relativa es de 75% o más, será absorbida la hu-
medad del aire.

C A P Í T U L O I

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

10.1.- GENERALIDADES Y PRINCIPIOS

La construcción de caminos estabilizados o la estabilización de los suelos, no ofrece en sí problemas difíciles, y para resolverlos es suficiente conocer algunas técnicas y principios. Dichas técnicas, se irán comentando sobre la marcha, al describir los diversos procesos de estabilización o mejor dicho los diferentes sistemas constructivos de estabilización, ya que, los procesos se han visto en los capítulos anteriores.

En el caso de estabilización con materiales "cementantes" (cal, cemento y cenizas volantes (flyash)), y en el caso de estabilización con materiales "bituminosos" y con cloruros, los métodos de construcción se pueden generalizar en cuanto al proceso constructivo, el equipo de construcción empleado y las juntas o uniones en las etapas de la construcción.

El proceso de Estabilización, se puede hacer mediante los métodos de construcción siguientes:

- A) La mezcla local (in situ).
- B) Una Planta Móvil.
- C) Una Planta Estacionaria.

En los tres métodos, el mecanismo es prácticamente igual en cuanto a equipo y técnica se refiere. Lo que varía, es la calidad que se puede obtener ya que, la utilización de las plantas tanto móvil como estacionaria, pueden permitir una mejor calidad del producto, pero se dependerá de la disponibilidad del material estabilizante así como los materiales

naturales que se utilizarán en la estabilización.

Por ejemplo, las plantas de mezclado estacionarias, tienen una ventaja cuando se van a usar suelos arcillosos en el camino a estabilizar, en cuanto a la calidad final del trabajo de construcción. Sin embargo, el costo de una planta estacionaria es mayor que una planta móvil y mucho mayor que el mezclado in situ o local.

Por lo tanto la elección del método a seguir, dependerá principalmente del costo final y secundariamente de la calidad que se quiera obtener en combinación con la disponibilidad de los materiales en la zona.

Aunque el uso de las plantas de mezclado no se hace en gran proporción, éste tipo de construcción ofrecerá un alto grado de control de los materiales y resultará en un suelo estabilizado de alta calidad.

10.2.- EQUIPO DE CONSTRUCCION

El equipo de construcción que se usa en la estabilización del suelo en cualquiera de los métodos antes descritos, es un equipo que consta de:

- a) Escarificadores o degradadores.
- b) Pulverizadores.
- c) Mezclador.
- d) Esparcidor de estabilizantes.
- e) Distribuidores de agua.
- f) Conformadoras y niveladoras.
- g) Compactadoras.

10.2.1- EQUIPO ESCARIFICADOR O DEGRADADOR

Los escarificadores, tienen la función de romper y disminuir el suelo para que éste se suelte y homogenice antes de ser pulverizado.

Los escarificadores, generalmente vienen adosados a los denominados "rippers" (desgarradores) y son puntas de acero

ne al introducirse en la tierra, la rompen y forman surcos como si fuera un arado al ir avanzando la máquina. Las máquinas que tienen escarificadores, son las motoonformadoras, los tractores con "ripper" y a veces algunos cargadores llamados traxcavos, que es una palabra también derivada del inglés.



Fig. 10.1.- Escarificadores con sus puntas, adosados a los "rippers" de tractores, traxcavos y motoonformadoras.

10.2.2. - EQUIPO DE PULVERIZACION

Los pulverizadores, tienen la función de disminuir al suelo a un tamaño casi del polvo (de ahí su nombre), para que pueda ser mezclado y dosificado.

Los pulverizadores son máquinas especiales que constan de pequeños molinos para disminuir y pulverizar el suelo al mismo tiempo que avanzan tomando y depositando el material.



Fig. 10.2.- *Proceso de pulverización de un suelo que se pretende estabilizar, utilizando una rastra agrícola jalada por un tractor de orugas.*

10.2.3.- EQUIPO ESPARCIDOR DE ESTABILIZANTES

Este equipo tiene la finalidad de dosificar al suelo con los materiales estabilizantes esparciéndolos sobre el suelo pulverizado en un porcentaje en peso previamente de terminado, según las características del suelo y el tipo de estabilizante que se va a usar.

La maquinaria es algo compleja por lo que su empleo es a veces un poco costoso así como su adquisición. Por lo que es usual sobre todo en muchas partes en donde las zonas no - están completamente desarrolladas, hacer el agregado de los estabilizantes en forma manual.

La adición de agregados estabilizadores manualmente, se lleva a cabo con aquellos aditivos que son fácilmente manipu-
lables, tales como la cal, el cemento, las cenizas volantes

y los cloruros. Pero los materiales bituminosos, siempre necesitan agregarse en forma mecánica, con tanques montados sobre vehículos llamados petroliñeros, tal y como se muestra en la figura siguiente.

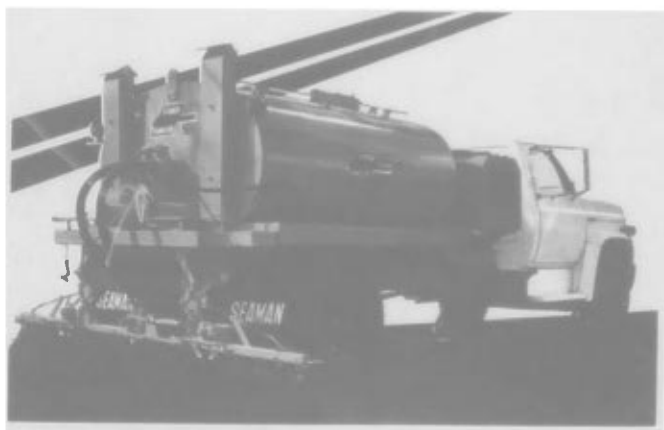


Fig. 10.3.- 'Máquina (petroliñero)' que sirve para esparcir los autoadhesivos bituminosos durante el proceso de estabilización.

10.2.4.- EQUIPO DE MEZCLADO

Como se ha mencionado anteriormente, la mezcla de los estabilizantes con el suelo natural se puede hacer en dos formas: una mezcla local o in situ, y una mezcla hecha en planta.

La mezcla local se hace una vez que el suelo en su estado natural ha sido previamente pulverizado y el material estabilizador, agregado. Para éste efecto, se utiliza el equipo que se denomina en inglés "Travel-Mixture" que es simplemente una rastra de arado modificado similar a las pulveriz-

doras y adosada a un tractor agrícola, esta máquina puede -- verse en la figura 10.4. En algunas partes de los Estados U nidos, se han perfeccionado mezcladoras que al mismo tiempo que añaden los aditivos estabilizadores, van mezclándolos -- con el suelo natural.

El mezclado en planta, se puede hacer de dos maneras: u na utilizando una planta de mezclado móvil, y la otra utilizando una planta mezcladora estacionaria. En ambos casos, - el empleo de la planta depende de la disponibilidad de los - materiales que intervienen en la estabilización, así como -- las especificaciones de construcción del proyecto y la accesibilidad a la zona de trabajo, lo que requiere una evalu-- ción de los costos de la relación volumen-producción-tiempo.

Desde luego, utilizando plantas de mezclado, se obtiene un mejor control de calidad de la mezcla, ya que los proporcionamientos son más definidos o precisos y la durabilidad - de la obra se incrementa reduciéndose los costos de mantenimiento.

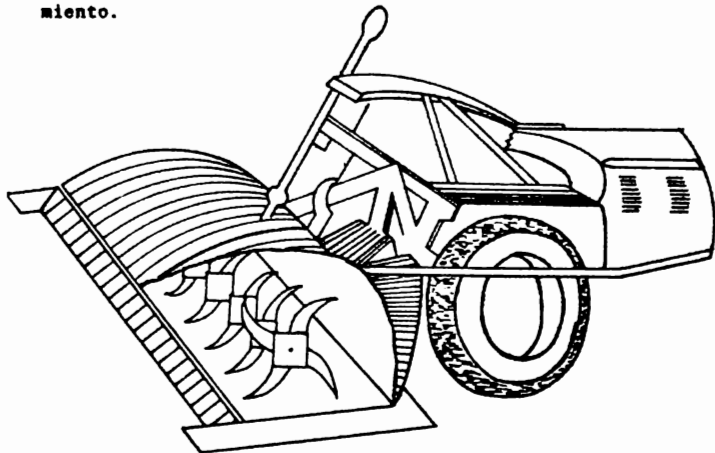


Fig. 10.4.- Equipo mezclador de suelo pulverizado y estabilizantes.

10.2.5.- EQUIPO DE PROPORCIONAMIENTO DE AGUA

El abastecimiento o agregado de agua, es muy importante y definitivo en el proceso de estabilización ya que con la humedad óptima se da el máximo grado de compactación que se requiere en las bases para hacerlas resistentes y duraderas.

El equipo que se utiliza para el riego de agua, consta de camiones cisterna comúnmente llamados "pipas", que son tanques de metal de forma cilíndrica o semicilíndrica de aproximadamente ocho a diez mil litros de capacidad, y montados sobre chasis de camión. Estos tanques llevan en la parte posterior e inferior una regadera o tubo con espigas que regulan la salida del agua y la esparcen uniformemente sobre la superficie del suelo estabilizado y hace posible la compactación de la base del camino o plataforma.

Es sumamente importante el proporcionamiento adecuado del líquido, ya que un exceso de agua puede saturar la mezcla y no hacerla trabajable y también la falta de agua puede hacer intrabajable la mezcla por bajo revenimiento de la misma.

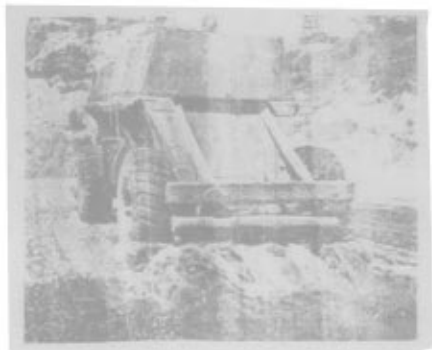


Fig. 10.5.- Equipo (tanque-pipa) esparcidor de agua para humedecer el suelo pulverizado u poder mezclarlo.

10.2.6.- EQUIPO DE CONFORMACION Y NIVELACION

La función específica de este equipo es (como su nombre lo indica), la de conformar y nivelar las mezclas de suelo natural con los aditivos que mejorarán las características del mismo, para poder obtener el debido bombeo y -- permitir que el agua, producto de la precipitación pluvial, escurra libremente sobre la superficie del camino y no se es- tanque ocasionando erosión por penetración.

Tales máquinas reciben el nombre específico de motocon- formadoras o motoniveladoras y están dotadas con una cuchilla transversal al ras del suelo que permite extender, con- formar y nivelar la mezcla de suelo estabilizado.

Muchas veces, estas máquinas ejecutan varios de los pa- sos descritos con anterioridad, pues están equipadas con es- carificadores que se hunden en el suelo original para romper lo y removerlo al mismo tiempo que van revolviéndolo y prepa- rándolo para la adición de los estabilizantes. Posteriormente también pueden mezclar el suelo con los aditivos e ir for- mando la mixtura para extenderla en forma de capas sobre la base de cimentación y dar los espesores requeridos para la - compactación, amén de ir nivelando la superficie terminada - dando el correspondiente bombeo para el escurrimiento del a- gua.

Como se ve, estas máquinas son muy versátiles y son in- dispensables para la ejecución de trabajos tanto de estabili- zación como de pavimentación. Su correcta utilización, re- dundará en una disminución de costos ya que por si solas pue- den desempeñar varios trabajos específicos eliminando otros equipos que a veces son difíciles de conseguir o muy caros - por lo especializado de su función.

La siguiente figura muestra el trabajo de conformación y nivelación de una base estabilizada con materiales bitumi- nosos, utilizando una motoconformadora.



Fig. 10.6.- Hotoconformadora nivelando una base de suelo estabilizado.

10.2.7.- EQUIPO DE COMPACTACION

Como la compactación de un suelo estabilizado es fundamental, se debe de escoger muy bien el equipo que se va a utilizar para que el acabado de las bases garantice ciertamente la resistencia al tránsito vehicular y permita soportar las presiones que transmite la capa bituminosa llamada carpeta asfáltica o superficie de rodamiento.

El equipo a elegir es variado y puede ir desde el mas simple rodillo hasta el más sofisticado y complejo equipo compactador. El equipo más generalizado es el "pata de cabra", el de ruedas de fierro o rodillos lisos, el neumático y una combinación de éstos dos últimos.

Ultimamente se han diseñado y producido nuevos equipos de compactación como los rodillos de rejilla, las ruedas de

hierro segmentadas con superficies vibratorias, los rodillos vibratorios ya sean jalados o autopropulsados y los rodillos neumáticos pesados, así como también los pisones mecánicos.

Básicamente se usan los rodillos "pata de cabra", los rodillos lisos de fierro y los neumáticos en sus distintas y muy variadas formas; en el orden en que se mencionan y que inmediatamente se explicará.

Las superficies vibratorias, rodillos de rejilla y los de ruedas segmentadas, dan resultados satisfactorios en suelos de cemento hechos con suelos granulares no plásticos.

El rodillo "pata de cabra" se utiliza cuando los espesores de las capas que se van a compactar son relativamente gruesas, y suele usarse para compactar todos los tipos de suelo cemento y suelo cal, y aún los suelos granulares. La longitud de las patas es de aproximadamente 15 cm. como mínimo y su altura de 10 cm. aproximadamente: (Fig. 10.8a).



Fig. 10.7. Equipo compuesto de tres tambores o rodillos "pata de cabra" jalados por un tractor de tracción.

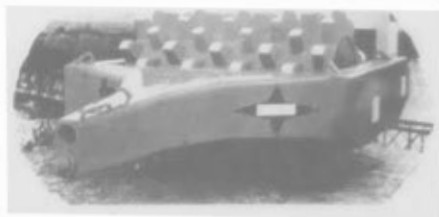


Fig. 10.8a. - Rodillo "cota de cabra".



Fig. 10.8b. - Rodillo "cota de cabra" auto impulsado a vapor.



Fig. 10.8c. - Proceso de compactación de una capa de suelo utilizando un rodillo "cota de cabra".



Fig. 10.9a.



Fig. 10.9b.



Fig. 10.9c.



Fig. 10.9d.

Figs. 10.9.- *Diferentes tipos de rodillos compactadores "pata de cabra"*

El apisonado se efectuará longitudinalmente, empezando por los bordes y progresando hacia el centro. La operación se debe suspender cuando las huellas de las patas tengan una profundidad, de 6 a 7 cm., procediendo entonces a un nuevo perfilado con la cuchilla de la motoconformadora.

Si el suelo presenta resistencia a la compresión, el rodillo "pata de cabra" es la selección óptima para comenzar una compactación eficiente, seguida de un terminado con rodillos lisos de fierro, alternados con cajones de ruedas neumáticas para obtener el máximo porcentaje de compactación según las pruebas Proctor vistas en el capítulo V.

En la compactación con rodillos lisos de fierro, se utilizan equipos tales como las aplanadoras y los rodillos vibratorios. Las aplanadoras pueden ser de varios tipos, básicamente son las de tipo triciclo y las de tipo tandem.

Las de tipo triciclo (como se ven en las figuras) consisten en tres rodillos, dos posteriores grandes y uno anterior más pequeño pero más ancho. Estos rodillos pueden ser ruedas de rayos o ruedas huecas lastrables. Generalmente las aplanadoras con rodillos de rayos pesan alrededor de 12 toneladas y las de ruedas lastrables pueden variar su peso entre 10 y 12 toneladas.



Fig. 10.10.-Aplanadora tipo triciclo compuesta de rodillos lisos de fierro que se pueden lastrar con agua en el interior de los.



Fig. 10.11.- Aplanadora tipo triciclo compuesta de tres rodillos lisos de fierro. Estos rodillos son huecos, y el conjunto en total pesa 12 toneladas.

----- 0 -----

Las aplanadoras de tipo tandem son por lo general más - pequeñas y menos pesadas que las de tipo triciclo y también hay de rodillos huecos y rodillos lastrables. Este tipo de aplanadoras consiste en dos rodillos del mismo peso y tamaño colocados uno en la parte anterior y el otro en la parte posterior como se puede apreciar en la figura.



Fig. 10.12.- Comparación de dos equipos de compactación, la aplanadora tipo Tandem (izquierda) compuesta de dos rodillos lastrables del mismo tamaño y la aplanadora tipo triciclo compuesta de tres rodillos lisos de hierro huecos y lastrables. La aplanadora tipo Tandem pesa entre las 6 y 8 toneladas, y la aplanadora de tres rodillos pesa entre las 10 y 12 toneladas.

----- 0 -----

Los rodillos vibratorios pueden ser de dos tipos, uno que es remolcado por algún tipo de tractor agrícola y que tiene un pequeño motor que lo hace vibrar con una frecuencia intermitente para transmitir al suelo los impactos del rodillo y así ir compactando las capas de suelo. El otro tipo de rodillo vibratorio es el autopropulsado que es más moderno y puede decirse que es relativamente nuevo su empleo. Consiste de un rodillo en la parte anterior que vibra a determinadas frecuencias y es impulsado por un par de ruedas neumáticas que son las que le dan la tracción a la máquina. Su uso se está generalizando rápidamente ya que --



Fig. 1, 13a.



Fig. 1, 13b.



Fig. 10, 13.



Fig. 10, 13d



Fig. 10.14a.- Rodillo vibratorio sencillo y ligero remolcado por un tractor de oruga.



Fig. 10.14b.- Rodillo neumático vibratorio, del tipo pesado, con un solo eje y dos llantas.



Fig. 10.14c.- Combinación de tres rodillos lisos vibratorios, remolcados por un solo tractor.



Fig. 10.15a.



Fig. 10.15b.



Fig. 10.15c.



Fig. 10.15d.

Figs. 10.15.- Rodillos vibratorios autopropulsados ejecutando diversos tipos de compactación en diferentes suelos.

EQUIPOS COMPUESTOS

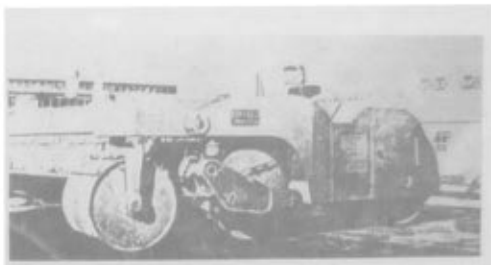


Fig. 10.16.- Compactador compuesto de tres rodillos lisos, con el central vibratorio, que puede levantarse para convertir el equipo en un compactador convencional de dos rodillos lisos en tándem.



Fig. 10.17.- Compactador compuesto de un rodillo segmentado al frente, uno liso vibratorio al centro y otro liso atrás.

reduce los tiempos de compactación y puede compactar capas de material muy gruesas sin romper la estructura del material.

El objeto de compactar el suelo con rodillos de fierro ya sean aplanadoras, rodillos vibratorios o "Duo-Pactors" (de los cuales se hablará más adelante), es ir comprimiendo las capas de suelo estabilizado o no, de arriba hacia abajo. Es decir, que la compactación comienza en la superficie del terreno y se va gradualmente haciendo hacia abajo como se muestra en el siguiente esquema.

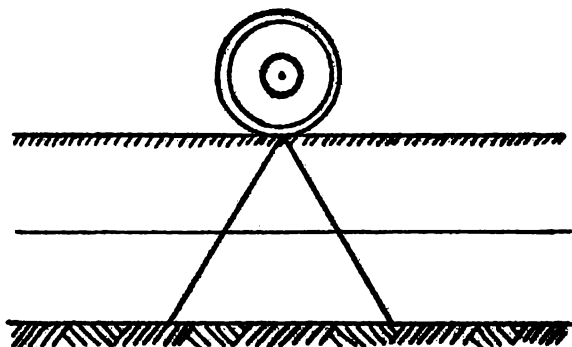


Fig. 10.18.- Tipo de compactación utilizando rodillos lisos de fierro.

Los compactadores con rodillos lisos de fierro, se usan una vez que el tramo de suelo que se ha tratado y mezclado, se nivela y perfila quedando armado, cerrando con las aplanadoras para que la textura de la superficie, no permita que se evapore el agua propia del suelo. A esta acción de compactar ligeramente al suelo se le conoce con el nombre de cierre o cerramiento y por lo general se uti-

liza equipo chico y poco pesado a fin de no correr hacia -- los lados de los rodillos el material que éstos pueden desplazar. Posteriormente se usa el equipo grande y si se desea rapidez en la operación, los rodillos vibratorios.

Los rodillos de tipo tandem o triciclo, deben tener el peso de acuerdo con el tipo de suelo que se está estabilizando, pudiendo guiarse para la selección, con los datos -- contenidos en la siguiente tabla:

TIPO DE SUELO	PESO DEL EQUIPO
Arenoso	De 5 a 8 toneladas
Limosos	De 7 a 10 toneladas
Arcilloso	De 9 a 12 toneladas

Otro tipo de equipo que se debe de usar en el proceso de compactación, es el equipo de neumáticos que consiste en una serie de llantas de caucho infladas a determinadas presiones y dispuestas en serie de tal forma que la proximidad de las llantas produzcan áreas fuertemente compactadas, con un mínimo de desplazamiento lateral del material, tal y como se muestra en la figura 10.19.

Estos equipos son variados y cada uno tiene su función específica. El más socorrido es el llamado cajón neumático que tiene dos series de llantas adelante y atrás y que es jalado por un tractor agrícola. Es el más usado por lo económico y fácil de maniobrar ya que puede girar en espacios relativamente cortos. Cabe hacer notar que el cajón va las trado como se muestra en la figura 10.20.

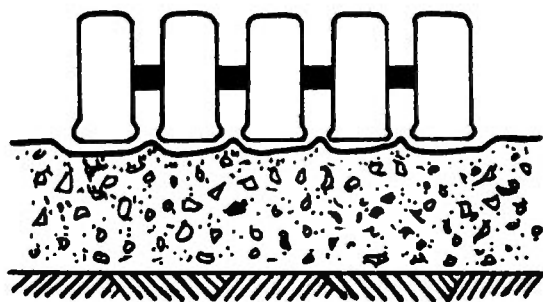
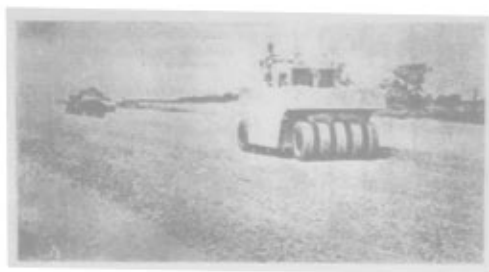


Fig. 10.19.- Forma de compactación utilizando neumáticos en serie, que producen un mínimo de desplazamientos laterales del material.



Fig. 10.20.- Cajón compactador de neumáticos, trastrable.

Otro tipo de equipo neumático es el autopropulsado, -- que no es más que un cajón de neumáticos pero con el motor encima y la tracción está distribuida en el par de series de llantas de que está provisto. Estas llantas, lo mismo que en los cajones lastrados están dispuestos de tal forma que los "lonos" de material que dejan la primera línea de ruedas, sean apizonadas por la segunda línea de ruedas que viene inmediatamente atrás según el sentido de circulación del aparato, el cual también se puede lastrar según el tipo de suelo.



Figs. 10.21.- Equipos compactadores de neumáticos, au
topropulsados.

Los rodillos neumáticos deben proporcionar presiones - de 35 a 50 kilos por centímetro cuadrado y la presión de inflado en los neumáticos que los constituyen, no será nunca menor de 3 kilos por centímetro cuadrado.

El objeto de compactar con neumáticos es el de sacar - hacia la superficie los finos del material para homogenei--zar la mezcla y así proporcionar una adecuada compactación del suelo ya que la gradación de los materiales será la óp--tima y las pruebas de compactación presentan curvas de gra--dación uniformes y dentro de las especificaciones de cons--trucción.

Además la compactación neumática es en cierto modo, inversa a la compactación con rodillos lisos de fierro, ya --que utilizando los neumáticos, la compactación se hace de abajo hacia arriba y por lo tanto contrarresta a la compacta--ción mecánica que es de arriba hacia abajo.

Hay que tomar en cuenta que cuando hablamos de compac--taciones de arriba hacia abajo, no hay que tomarlo en el --sentido literal, sino más bien, en que las presiones ocasio--nadas por los rodillos de fierro se distribuyen en tal for--ma que son críticas en la superficie y a medida que los es--fuerzos descienden, éstos se van distribuyendo formando un cono de presiones hasta la base de cimentación.

En el caso de la compactación neumática, las presiones de los neumáticos son mayores en la superficie y los esfuer--zos disminuyen a medida que aumenta la profundidad, formán--dose un cono de distribución de esfuerzos como el que se --muestra en el esquema siguiente.

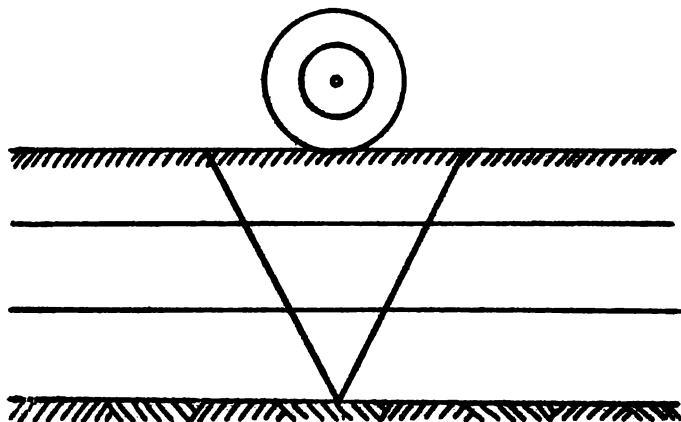


Fig. 10.22.- Tipo de compactación, utilizando rodillos neumáticos.

Cabe hacer notar y es muy importante que durante el -- proceso de compactación con cualquier equipo, se añade constantemente agua a la mezcla para que ésta conserve la humedad óptima y la compactación se facilite, ya que como hay -- pérdidas de humedad durante todo el proceso, conviene añadir el agua necesaria por medio de riegos livianos efectuados con tanques regadores (pipas).

Todas las operaciones, a partir de la mezcla y humedecimiento, deben de realizarse en un tiempo que no sobrepase las cuatro horas.

Por último, para terminar con el equipo de compactación, hablaré de un tipo de compactador que en cierta forma es reciente y que se ha venido utilizando con gran éxito en nuestro país y sin embargo, poco se utiliza en los Estados Unidos a pesar de que fué en ese país en donde se inventó.

Esta máquina es un compactador que combina el rodillo liso de hierro y los neumáticos, y que pueden trabajar al mismo tiempo o alternándolos para obtener mayores rendimientos en la compactación. La máquina a que me refiero recibe el nombre de Duo-Pactor y se puede observar en la figura siguiente.



Fig. 10.23.- Equipo compactador combinado, llamado "Duo-Pactor", que consiste en un cajón lastrado sostenido por un rodillo -- largo y liso de hierro que se puede lastrar con agua, y -- una serie de neumáticos, jalados por un tractor agrícola.

El Duo-Pactor proporciona dos clases de compactaciones

- 1) Neumática de alta presión para compactación profunda, y
- 2) Compactación con el rodillo de presión controladora para compactación superficial.

O sea que, ésta máquina puede realizar varios tipos de trabajos que normalmente requieren varios tipos de compactadores distintos y efectuar las compactaciones desde el terreno natural, hasta el acabado, obteniéndose un ahorro en tiempo, costos de operación e inversión de capital en equipo.

Las compactaciones combinadas que efectúa el Duo-Pactor, producen densidades más uniformes y altas que las que se obtienen con los compactadores convencionales ya sean neumáticas o de rodillos metálicos, debido a su gran capacidad de peso. Esto es debido a que tiene una capacidad lastre de 20 toneladas, ya que, sin lastre pesa alrededor de 10 toneladas y lastrado puede pasar de las 30 toneladas.

Las ocho llantas neumáticas al estar muy próximas entre sí, dejan zonas con alto grado de compactación en grandes espesores dejando lomos espaciados que deben ser compactados para aumentar la densidad. El rodillo metálico ejerce enorme presión de contacto para forzar a los lomos hacia abajo, entre las zonas compactadas por los neumáticos, uniformando las densidades obtenidas a todo el ancho de rodado de la máquina.

El Duo-Pactor al usarse como compactador neumático, metálico o mixto proporciona una mayor densidad y estabilidad del material compactado evitando el desplazamiento del mismo, ya sea, en espesores grandes o pequeños. Este desplazamiento ocurre cuando la carga por rueda excede el valor soporte del material por compactarse.

10.3.- PROCESOS DE CONSTRUCCION

El, o los prodecimientos constructivos, son similares en todos los casos variando solamente según el tipo de estabilizador que se emplea. El suelo que va a estabilizarse, primeramente se escarifica y se pulveriza; durante -

los procesos de pulverización, es esencial que el material sea triturado a un agregado tan fino o como sea económicamente posible. Generalmente las especificaciones exigen -- que un 80% en peso del material, pase por una gaila No. 4 (4.69 mm.) después de una pulverización.

En seguida, cuando el material estabilizante es rociado (en el caso del cemento y la cal), lo cual se hace por medio de una caja rociadora u otro tipo de mecanismo que al ir pulverizando y removiendo el suelo, se agrega el material estabilizador de manera tal que el proceso sea siempre controlado. Muy a menudo este paso de la operación se completa a mano.

El material agregado se mezcla por completo con el suelo previamente tratado por medio de una "gradadora" laminar o preferiblemente con alguna clase de máquina mezcladora.

Después de que el suelo y el estabilizante se han mezclado, se le añade agua a la mezcla para proporcionar la humedad correcta que requiere y así poder extender y nivelar el suelo estabilizado por medio de las motoconformadoras hasta armar el tramo de camino o plataforma y así poder permitir la entrada de los compactadores.

La compactación del suelo estabilizado, debe ser llevada a cabo tan rápido como sea posible de modo que la densidad deseada pueda obtenerse en un mínimo de tiempo, agregando agua cuidadosamente para así obtener el máximo valor de compactación según la prueba proctor.

Como la estabilización de los suelos se lleva a cabo de manera similar a la construcción de terracerías y pavimentos, el proceso constructivo es repetitivo ya que éste se hace por capas para facilitar la dosificación, mezcla, conformación, nivelación y compactación, así como el humedecimiento del material estabilizado.

Es importante asegurarse que las etapas de construcción sean cortas en cuanto a distancias de modo que una sec

ción del camino, quede completamente terminada antes de que se inicie otra etapa.

10.3.1.- JUNTAS DE CONSTRUCCION

Cuando se quiera que una nueva construcción - se añada a otra o cuando se quiera proseguir una nueva etapa de construcción al reiniciar un trabajo, una unión o junta de construcción se instala como se indica en la figura 10.24.

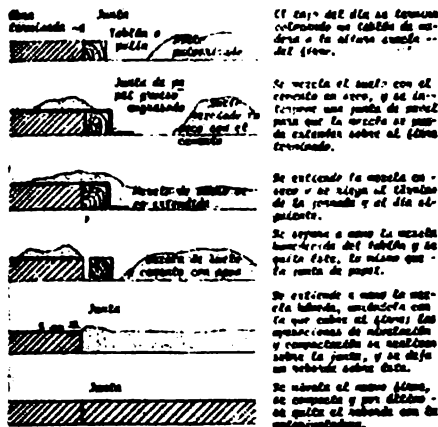


Fig. 10.24.

Las uniones de construcción son temporales y consisten generalmente en "juntas de madera" que aseguran que el suelo estabilizado se ha compactado a cualquier extremo de la capa de construcción.

El equipo de compactación se corre sobre el suelo estabilizado en dirección transversal a la junta para obtener -

la densidad deseada. Al terminar la etapa de construcción, se deja la junta hasta que se ha iniciado una nueva, quitán dola para que sea posible fundir, por así decirlo, todo el procedimiento.

Después de que se ha quitado la junta, es necesario al gún trabajo manual para asegurarse de que la obra de estabi lización o el camino que se ha estabilizado, esté apropiada mente conformado, nivelado y compactado en la zona de la -- juntura.

10.3.2- PROCESO DE "CURADO"

Después de que es preparado, dosificado, mezcla do, conformado, nivelado y compactado el suelo estabilizado a una capa final, es necesario colocar encima un agente "cu rativo" de alguna clase.

El procedimiento más antiguo consiste en colocar sobre la superficie ya terminada, esteras de paja, las cuales se retirarán justo antes de aplicar el sello o la liga con la carpeta asfáltica. La paja tiene la función de controlar la humedad del suelo y retener el polvo y arenilla que arro jan los vehículos que transitan por el lindero del camino.

El uso de la paja provocará un endurecimiento prematuro del suelo estabilizado. Para éste tipo de curado, es es encial, que la superficie se limpie perfectamente antes y después del proceso.

En algunos casos la capa asfáltica que se va a poner sobre la terracería, implica que debe de efectuarse un rie go de una sustancia asfáltica llamado riego de impregna - ción. Esta sustancia es un derivado del petróleo de relati va baja viscosidad conocido en el medio como "PM-O" y que - actúa como elemento curativo ya que penetra en la base lo - suficiente como para controlar la evaporación del agua y evitar la saturación o el exceso de agua cuando hay precipi - tación pluvial o inundación . Además endurece la superfi--

cie de la base y permite el tránsito de vehículos provisionalmente mientras se aplica el sello o se pone la carpeta asfáltica.

Para aplicar el FM-O que está hecho a base de kerosenas como agente curativo, se debe de limpiar perfectamente la superficie de polvo y arenillas antes de la aplicación del curativo, con un cepillo rotatorio, para que la capa protectora se adhiera apropiadamente a la superficie del suelo estabilizado.

Cuando se ha aplicado una capa bituminosa resistente, como la carpeta asfáltica sobre la base, se aplicará cemento en polvo a manera de sello que actuará también como agente curativo durante el proceso de endurecimiento.

10.3.3.- CONTROL DE CALIDAD

Durante la construcción de todo suelo estabilizado, se deben de hacer determinaciones frecuentes de densidad y humedad para asegurarse cuidadosamente de que el suelo está homogéneo y compacto.

Como en el caso de construcciones de carreteras, los beneficios derivados del uso de aditivos en la estabilización, dependerán principalmente de lo adecuado de las técnicas de construcción. Todos los trabajos deberán hacerse particularmente cuando se emplean agentes retardadores de humedad o impermeabilizantes, para asegurarse de que se obtienen altas densidades de compactación, para que toda la resistencia inherente del material estabilizado garantice un mínimo de mantenimiento del pavimento o en un caso dado, solo la carpeta pueda ser completamente movilizada sin remover la base y la sub-base.

10.4.- ESTABILIZACION CON CEMENTO Y CAL

Varios estabilizadores llamados "de un solo paso" por su inmediata aplicación, están disponibles para la construcción y estabilización de bases. Tales estabilizadores son el cemento y la cal.

Cuando se usa cemento, éste se rocía en el suelo pulverizado y la máquina estabilizadora mezcla el cemento y el suelo, durante el proceso se añade la cantidad adecuada de agua rociando la mezcla uniformemente. Todo este procedimiento se hace casi al mismo tiempo por lo que el proceso se conoce como de un solo paso.

Posteriormente se utiliza el equipo de conformación y nivelación y por último el de compactación. El equipo de conformación y nivelación también se puede usar para escarificar y remover el suelo natural y también mezclar y revolver el suelo con el cemento. El equipo de compactación puede ser convencional de rodillos de fierro y neumáticos ya sean las aplanadoras y los cajones neumáticos o los ya descritos Duo-Factors.

El uso del equipo de compactación tiene ciertas características y limitaciones; por ejemplo, si los espesores -- que se van a compactar primeramente son muy gruesos, se emplean rodillos "pata de cabra" ya que no se exige un acabado liso y terso, para lo cual, se emplearía el equipo de rodillos lisos de acero y los neumáticos.

Las juntas de construcción, el curado y el control de calidad se lleva a cabo en la forma mencionada en los incisos anteriores.

En el caso de la estabilización con cal, el procedimiento de construcción es similar al suelo cemento con la salvedad de que el tiempo no es tan crítico y por lo tanto es posible estabilizar tramos más largos de carreteras al aumentar el periodo de cada etapa, sin efectos dañinos para que tenga lugar la instalación del agente estabilizador.

De hecho, la cal puede mezclarse con el suelo y el sobrante que no se utilizó o se usó, almacenarse en lotes por un largo periodo de tiempo y luego ser empleada como material apisonante o estabilizante de segunda categoría sin ningún efecto perjudicial después de varios meses.

10.5.- ESTABILIZACION CON MATERIALES BITUMINOSOS

En la construcción de caminos bituminosos, el requisito primordial es el mezclado cuidadoso del agregado y el curado adecuado justo antes de la compactación final, ya que los constituyentes volátiles de los materiales bituminosos, también lubricarán al suelo.

El suelo así estabilizado, puede quedar muy suave, inmediatamente después del mezclado, con el resultado de que se obtendrán bajas densidades.

El mezclado del suelo y los estabilizantes, se puede efectuar por medio de una gradadora laminar o una mezcladora especial, aunque la utilización de una planta estacionaria es aconsejable para un mejor control de calidad lo que redundaría en una estabilización óptima de las terracerías.

Los procesos de conformación, nivelación y compactación de los caminos y carreteras estabilizadas con materias bituminosas, se hacen casi igual a como se forman y terminan las bases de suelo-cemento y suelo-cal.

10.6.- ESTABILIZACION CON CLORUROS

La estabilización de suelos con cloruro de calcio y cloruro de sodio no ofrece dificultades técnicas, en ellas, los reactivos pueden ser aplicados en seco en forma de hojuelas y agujas o pueden ser mezclados en agua antes de humedecer el suelo.

Si el cloruro de calcio o sodio se aplica en forma de

hojuelas o agujas, éstas se añaden por medio de un esparcidor y posteriormente se mezclan con el suelo por medio de una pulverizadora. Cuando se ha efectuado la mezcla, entonces se añade el agua y se revuelve la mezcla y se extiende para ser compactada.

Si los cloruros se añaden previamente al agua, esta -- mezcla se aplica al suelo previamente pulverizado por medio de un rociador de espreas para distribuirla uniformemente; la secuencia del proceso se sigue de igual forma que el anterior hasta la terminación de la terracería, con juntas y curado.

Si el suelo por estabilizar necesita agua adicional para propósitos de compactación, es entonces conveniente mezclar previamente el reactivo directamente con el agua.

----- , -----

En los siguientes capítulos, se verán las aplicaciones de estos procedimientos constructivos, en la ejecución de pavimentos económicos.

CAPITULO XI

INTRODUCCION A LOS PAVIMENTOS

Casi todo lo expuesto en los capítulos anteriores, lleva el objeto de conocer y preparar el terreno que servirá como base para la construcción de un pavimento. Las propiedades del suelo, su comportamiento y su mejoramiento, están en cierta forma definidos para el propósito que se persigue en este trabajo que es la estabilización de los suelos y su aplicación a los pavimentos que son los que van a exigir el buen funcionamiento de las terracerías.

A medida que los vehículos evolucionaron en peso, velocidad, comodidad y autonomía, se fué creando la necesidad de proporcionarles una pista de circulación con unas condiciones de curvatura, pendiente, visibilidad, sección transversal, uniformidad, textura, etc., apropiadas a una demanda de operación cada vez más exigente.

Las anteriores ideas condujeron a la construcción de terracerías y condicionaron su evolución. Obviamente la superficie de las terracerías debería ofrecer condiciones de rodamiento apropiadas y confortables al volumen creciente de vehículos cada vez más rápidos y pesados.

Por razones económicas que saltan a la vista, en la construcción de las terracerías se impone el empleo de los materiales inmediatos a ellas; esto llevó desde un principio a la utilización de suelos y fragmento de roca. Las superficies de rodamiento obtenidas directamente como remate de las terracerías formadas por materiales naturales pétreos, sólo resuelven los problemas derivados de la presencia del tránsito moderno si éste es realmente muy pequeño.

Aún seleccionando los materiales o los fragmentos de roca más apropiados y tratándolos mecánicamente, no se logrará una superficie de rodamiento y una estructura de pavimento adecuadas cuando los volúmenes del tránsito circulan-tes sean ya de regular intensidad; los materiales naturales utilizados como tales, pueden proporcionar condiciones adecuadas de operación durante un cierto tiempo, pero no se ha logrado hasta hoy dar a tales condiciones la debida permanencia cuando los volúmenes de tránsito excedan de los mínimos a considerar, los cuales, por otra parte, abundan en muchos países de desarrollo industrial aún limitado.

En este capítulo se tratará brevemente lo que son los pavimentos; un bosquejo histórico, algunos tipos de pavimentos y principios de diseño, así como su utilización, construcción y funcionamiento. También se hablará brevemente sobre la estructuración de los mismos y se comenzará por definir lo que es un pavimento.

11.1.- DEFINICION

Hasta no hace mucho tiempo, el pavimento se definía, como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados y seleccionados, comprendidas entre el nivel superior del suelo natural llamado terracería, y la superficie de rodamiento que es la capa última o superior.

Actualmente un pavimento se define como el conjunto de capas de materiales previamente tratados que se superponen sobre el terreno de cimentación el cual también se considera dentro de la definición y cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiadas para la circulación de vehículos, y además componer una estructura resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así mismo debe soportar los esfuerzos y dis-

tribuirlos adecuadamente a las capas inferiores. Estos esfuerzos son producidos por las cargas impuestas por el tránsito vehicular.

En otras palabras, el pavimento es toda la estructura de una obra vial, que hace posible el tránsito expedito de los vehículos. La estructura o disposición de los elementos que lo constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción ofrecen una gran variedad de posibilidades, de tal suerte que las capas de que está formado, pueden ser de materiales naturales seleccionados, sometidos a muy diversos tratamientos. La superficie de rodamiento propiamente dicha, puede ser una carpeta asfáltica o bituminosa, una losa de concreto hidráulico o estar formada por acumulaciones de materiales pétreos compactados.

11.2.- HISTORIA DE LOS PAVIMENTOS

Puede decirse que la necesidad de construir caminos pavimentados, nació con la invención de la rueda ya que, al utilizarla el hombre para movilizar su persona y sus pertenencias y comerciar sus mercaderías, necesitó de transportarlas por las rutas comerciales existentes, las cuales se fueron ensanchando y necesitando de mejoras para un mejor tráfico.

De las primeras carreteras de que se tiene noticia, fueron los "caminos reforzados" que construyeron los egipcios hace más o menos 4,000 años, para poder transportar los enormes bloques de piedra con que edificaron las famosas pirámides. Estos caminos eran tan buenos como cualquiera de los de ahora, ya que permitían soportar grandes pesos sin deterioro aparente.

Los persas cuando fueron poderosos hace aproximadamente 2,600 años, reconstruyeron un camino cuya ruta iba desde

el Golfo Pérsico hasta el Mar Mediterráneo, al cual le llamaron "El Camino Real" estableciendo posadas a todo lo largo de sus 2,500 Km.

Pero fueron los romanos los primeros en pavimentar sus carreteras en gran escala. Tan pronto como una nueva provincia se anexaba al vasto Imperio Romano, se le comunicaba con una vía a la capital, que era la Ciudad Eterna. Estas carreteras fueron tan bien construidas que algunas de ellas están en uso todavía.

Hacia aproximadamente medio siglo antes de Cristo, comenzaron los romanos la construcción de sus famosas vías. Casi todas las carreteras romanas estaban pavimentadas, - cualquiera que fuera su tráfico. Estaban tan bien hechas - que resistieron el paso del tiempo, sin importar, sus condiciones de drenaje. [Algunas de las cavae tenían hasta 80 cm. de espesor]. Esto fué posible gracias a que los romanos tenían tal cantidad de esclavos, que representaba una mano de obra tan fantástica, que nunca pensaron en factores de tiempo y economía como nosotros.

La más célebre de sus carreteras, por su importancia, era la llamada "Vía Apia", ésta era una carretera de 650 Km de longitud que iba desde Roma hasta el talón de la península Itálica, y que tardó más de un siglo en trazarse y construirse.

El pavimento de la calzada, constaba de cuatro capas. Después de prepararse el terreno natural por donde pasaba - el trazo, se cubría con una ligera capa de arena, y posteriormente la cimentaban con grandes piedras planas. A continuación se colocaba una capa de veintitres a veinticinco centímetros, formada por piedras pequeñas mezcladas con argamasa, y sobre ésta, se colocaba una capa de arena gruesa de veintiocho a treinta centímetros de espesor. Finalmente, todo esto, lo recubrían con una delgada capa formada de piedras planas en forma de placas y un mortero especial hecho

a base de lava machacada y pulverizada. Una vez seca, la lava era tan dura como el sílex o pedernal.

A continuación, se presenta un dibujo que esquematiza una sección estructural de pavimentos de la Vía Apia.

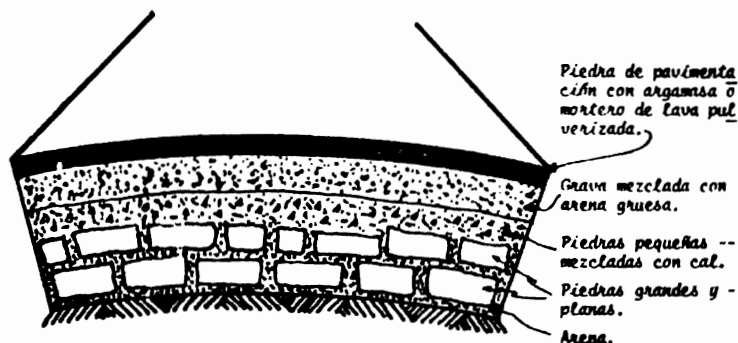


Fig. 11.1.- Pavimento Romano (Vía Apia).

Los pavimentos romanos tenían espesores entre 90 cm. y 120 cm. y estaban constituidos por varias capas perfectamente distinguibles entre sí. Uno de estos pavimentos romanos típicos, encontrado en Inglaterra, tiene una sección de acuerdo con el dibujo de la siguiente figura.

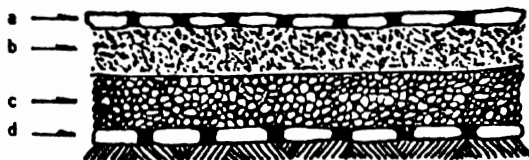


Fig. 11.2.- Corte de un Pavimento Romano típico.

donde

- | | |
|------------------------------|----------|
| a).- Suma cresta; e = 10 cm. | } 86 cm. |
| b).- Nucleus ; e = 25 cm. | |
| c).- Rudus ; e = 38 cm. | |
| d).- Estratumen ; e = 13 cm. | |

En ella pueden verse las diferentes capas que son:

El "estratumen", o capa de cimentación con un espesor variable de 13 a 30 cm., constituida por lajas de piedra unidas por cal o puzolana.

Sobre el "estratumen", viene una capa de piedra tipo - grava, conglomerada con mortero de cal, con un espesor de - 30 a 40 cm., conocida con el nombre de: "rudus".

Inmediatamente después, viene una capa denominada "nucleus" de 25 a 30 cm. de espesor, formada por gravilla, arena y cal, de gran consistencia y excelente valor soporte.

Por último, formando la capa superficial o de rodadura, se encuentra un estrato de material fino que consistía en - argamaza o mortero de lava pulverizada en donde se incrustaban pequeñas losas poligonales o rectangulares, formando una dura capa de aproximadamente 10 cm., conocida con el nombre de "Suma Cresta".

----- o -----

Uno de los caminos antiguos que causa asombro por su a trevida construcción, es el Camino Real de los Incas. Este camino real, tenía una longitud de 5,200 kilómetros a través de los Andes y era el más largo hasta el Siglo XIX. Tenía una anchura de 5 a 6 metros y estaba recubierto por pie dras, troncos o losas, según el tipo de terreno por el que atravezaba. En otros sitios, el camino estaba labrado en - las laderas de las montañas, a veces en forma de escalones,

y en donde el agua interrumpía el trazo, la superficie estaba construida con pendiente formando una calzada elevada -- que facilitaba el escurrimiento.

Los valles profundos y los ríos se cruzaban mediante puente-. Había puentes de pontones, puentes flotantes, simples puentes formados por piedras planas superpuestas y, -- los más maravillosos de todos, los puentes colgantes. Estos tenían cables hechos de cuerdas trenzadas del grueso -- de un brazo y unos 60 metros de longitud. Los cables pasaban por encima de torres de piedra a cada extremo del punte y sus cabos se anclaban hundiéndolos profundamente en el suelo.

Es curioso y cabe hacer notar la elaborada construcción de los caminos incas, ya que éstos no conocían la rueda y por consiguiente no necesitaban de superficies resistentes para transportarse porque ni siquiera se trasladaban a lomo de bestia, ya que las llamas que son los únicos animales de carga, no admiten más de 25 kilos.

----- o -----

En el siglo XVIII, el ingeniero francés Tresaquet, --- construyó pavimentos parecidos a los romanos. Su método -- consistía en excavar en el terreno natural, un cajón de 60 a 70 cm. de profundidad que se rellenaba con distintas capas de materiales pétreos de diferente dimensión.

La primera capa consistía en piedras grandes que daban consistencia a la cimentación, el espesor de esta capa variaba de 30 a 50 cm. Una segunda capa con un espesor de 20 a 25 cm. de material de piedra de tamaño graduado era colocada inmediatamente. Por último venía una capa con un espesor de 10 a 15 cm. constituida de material pétreo muy fino, a dicha capa se le daba un cierto bombeo para evitar encharcamientos ya que esta última capa era la de rodamiento.

A continuación se presenta un esquema que muestra un corte de éste tipo de pavimento.

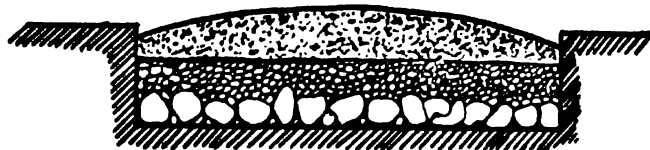


Fig. 11.3.- Corte de un pavimento tipo Tresaquet.

A principios del siglo XIX, el escocés Thomas Telford, perfeccionó un método estandar para la construcción de carreteras en Escocia e ideó el tipo de pavimento que lleva su nombre y que no es más que una variante del que desarrolló Tresaquet. El firme de pesadas rocas que se empleaban, formaba un ligero arco que se inclinaba hacia los lados. Las rocas estaban ligeramente separadas de modo que una segunda capa de rocas y tierra pudiera introducirse entre ellas. Finalmente se colocaba la capa superior formada por arena y grava.

En resumen, el procedimiento consiste en excavar un cajón en el terreno natural con una profundidad de 40 a 50 cm. nivelado y apisonado el fondo del cajón, se recibe una capa de piedras acomodadas de 20 a 25 cm. de espesor, sobre ella y para facilitar su acomodación, se coloca una capa de piedra de grava con un espesor de aproximadamente 20 cm. que se acomodará en los intersticios que dejan las piedras grandes. Posteriormente se pone una capa de material pétreo -- más fino formando un conglomerado de un espesor de 10 cm. -

que constituye la superficie de rodamiento.

En la siguiente figura se presenta un esquema de un --
corte transversal de un pavimento de este tipo.

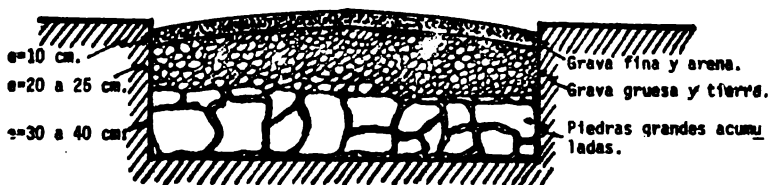


Fig. 11.4.- Corte de un pavimento tipo Telford.

A mediados del siglo XIX el también escocés Jhon Mc-Adam, introdujo algunas variantes en el método de su con-na cional causando una verdadera mejoría y suponía un ahorro - real de materiales y mano de obra. En un principio, McAdam fué ridiculizado por sus "peculiares principios" ya que tra zaba una carretera directamente sobre el subsuelo, en lugar de construir un firme rocoso como los romanos y Telford.

El procedimiento constructivo consistía en colocar pie dra machacada, sobre la superficie, coincidiendo estrecha- mente sus aristas, para formar una superficie dura y sólida. Bajo este sistema, se excava una caja de 10 a 15 cm. de pro fundidad, pero no plana como el sistema Telford, sino con - un bombeo, que será el que se le desee dar en la superficie, haciendo que los espesores de las capas superiores sean uni formes.

Sobre el fondo de la caja se coloca una capa de pie- dras uniformes, reducidas al tamaño de una pulgada a no ma- yores de 2 pulgadas en un espesor de 10 cm. Después de que

ésto fuera prensado sólidamente y preparado para dejar salir el agua por ambos lados, se colocaba en seguida otra capa de aproximadamente 7 cm. de piedra machacada de tamaño máximo de 25 mm., y por último se espaciaba por encima una delgada capa de piedra finamente machacada, de 2.5 cm. de espesor, se regaba agua y se consolidaban todas las capas por medio de un rodillo de acero. Los cascos de los caballos y las ruedas de hierro que por entonces se utilizaban, hacían de ésta última capa superior, un cemento impermeable.

En la siguiente figura se esquematiza un pavimento de tipo "Macadam" llamado así por facilidad de pronunciación en el idioma español, ya que su inventor fué el Ing. John McAdam.

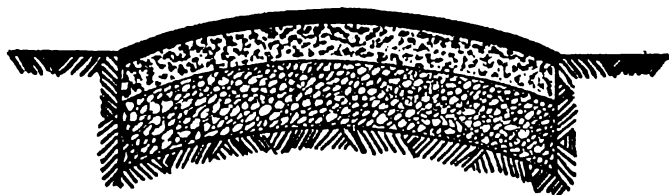


Fig. 11.5.- Corte de un pavimento tipo "Macadam".

Las ventajas del pavimento "macadam" sobre las carreteras de base rocosa, aparte de su economía, era que las pesadas piedras usadas en los pavimentos romanos y en los Telford, se hundían a menudo en el barro o eran desplazadas por las contracciones y expansiones del terreno debido al congelamiento. Cuando esto sucedía, el agua arrastraba la tierra y la grava que había entre ellas.

Hoy en día, aún están en uso ambos tipos de pavimentos,

dependiendo de las condiciones del suelo, el grado de desarrollo de la región y del adelanto técnico del país. Actualmente existen pavimentos de estos tipos en casi todo el mundo y en Sudamérica los dos sistemas de pavimento de piedra consolidada que más se usan son el tipo Telford y el Macadam, (por lo que, una pequeña referencia a su técnica constructiva se hace en el apéndice L del anexo V).

11.3.- CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS

De un modo bastante arbitrario y con fines fundamentales prácticos, los pavimentos se dividen en: flexibles y rígidos. Sin embargo, la rigidez o flexibilidad que un pavimento exhibe, no es fácil de definir tan adecuadamente como para permitir una diferenciación precisa entre uno y otro tipo; es hasta cierto punto materia de juicio el precisar que tan rígido puede ser un pavimento flexible o que tan flexible puede llegar a ser un pavimento rígido.

Pero, el hecho es que los pavimentos se diferencian, clasifican y definen en términos de los materiales de que están constituidos y de cómo se estructuran esos materiales y no por la forma de como se distribuyen los esfuerzos y las deformaciones producidas por los vehículos a las capas inferiores, lo que quizás constituiría un criterio de clasificación más adecuado.

Por lo tanto, la diferencia entre un pavimento rígido y uno flexible, estriba en la consideración que se haga sobre su última capa que es la superficie de rodamiento. Si esta capa o superficie de rodamiento consiste de una losa de concreto hidráulico ya sea armado o no, que reciba y absorba casi todos los esfuerzos producidos por el tráfico y que sus deformaciones diferenciales sean mínimas debido a su rigidez, estaremos hablando de un pavimento rígido.

Por otra parte, si la capa o superficie de rodamiento

consiste de una carpeta de asfalto, materiales bituminosos o concreto asfáltico, que se pliega a las deformaciones producidas en las terracerías debido a la elasticidad propia de dichos materiales, se dice que estamos hablando de un pavimento flexible.

Existe además, un tercer tipo de pavimento (aparte de los pavimentos rígidos y flexibles), el cual se compone de capas previamente estabilizadas. A este tipo de pavimento se le conoce con el nombre de "pavimentos estabilizados" y así se les denomina, ya que las capas de material que lo constituyen se han mejorado o estabilizado con agregados tales como la cal, el cemento, materiales bituminosos, etc.

A estos tipos de pavimentos se les considera como un pavimento semirígido debido a la rigidez estructural que adquieren con la estabilización, pero como tienen cierta flexibilidad, generalmente se les suele considerar dentro del rango de los pavimentos flexibles.

Estos pavimentos estabilizados, se tratarán con más de detalle en el siguiente capítulo, por lo que ahora solamente se verán características de los pavimentos rígidos y flexibles.

11.4.- ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS

Como ya se dijo, un pavimento es un sistema multicapa en el cual están perfectamente definidas cada una de las capas. En las siguientes figuras se presentan esquemas de dos cortes transversales que muestran como se estructuran los pavimentos.

En las figuras se observan básicamente cinco capas superpuestas, todas descansando sobre el terreno natural que se denomina terreno de cimentación y que según los modernos investigadores también se debe considerar dentro de la definición de pavimento, ya que influye definitivamente en el -

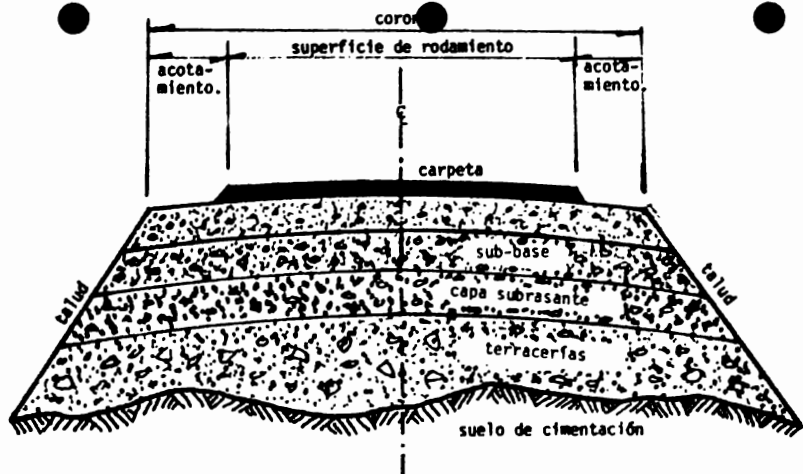


Fig. 11.6.- Sección transversal típica de un pavimento flexible, en una sección de terraplén.

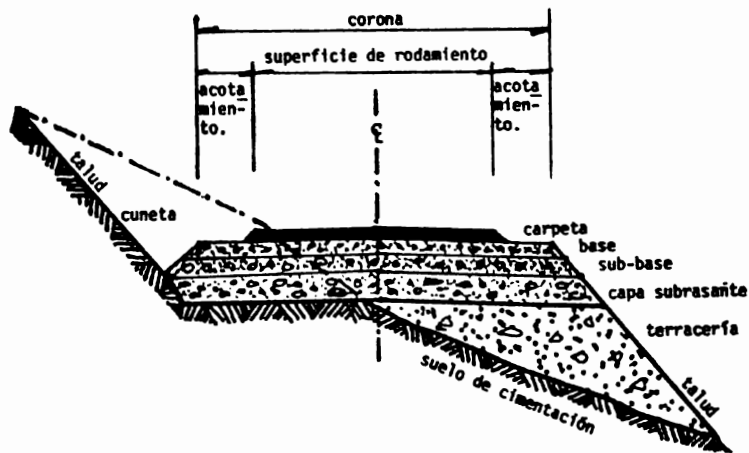


Fig. 11.7.- Sección transversal típica de un pavimento flexible, en una sección en balcón.

diseño de toda la estructura.

A continuación se explicará el funcionamiento, composición y servicio de cada una de las capas para dar una idea clara del porqué del estudio de los pavimentos como un todo, sistema multicapa.

11.4.1.- TERRENO DE CIMENTACION

Puede decirse que para el adecuado diseño de un pavimento se lleve a cabo, es necesario escoger satisfactoriamente el terreno por donde debe pasar el trazo del camino o el trazo de la aeropista en proyecto. Si el terreno en cuestión ofrece los requisitos de diseño así como la disponibilidad de materiales para las capas subsecuentes, se tendrá ganado un importante paso en la construcción del mismo.

Por otra parte, si el suelo en donde se piensa plantar el pavimento no reúne las condiciones necesarias para soportar toda la estructura, entonces se debe de pensar en otras alternativas: una, estabilizarlo para darle resistencia estructural y capacidad soporte; dos, removerlo completamente y cambiarlo por un suelo más resistente; y la tercera, desecharlo y cambiar la ruta si es posible y económico.

11.4.2.- TERRACERIAS

La terracería es una capa (muchas veces no uniforme) de material convencional producto del mismo suelo o terraplén, tratado mecánicamente en lo referente a su compactación. El estudio del comportamiento conjunto de la terracería con la estructura superior del pavimento, ha sido objeto de relativamente poca atención en el pasado y es hasta el presente, que se le está dando importancia debida y exigiéndole ciertos requisitos que debe cumplir.

Es razonable pensar que la resistencia de los suelos -

al esfuerzo cortante, no es requisito fundamental en las terracerías; los niveles de esfuerzos producidos por el tránsito vehicular que a ellas llegan a través de todo el espesor protector de las capas superiores (sin considerar los baches o los deslizamientos laterales), quedan siempre por debajo de la capacidad de carga o la falla de cualquier material de terracería en que pudiera pensarse, de acuerdo -- con otros requisitos que en seguida se mencionarán.

A) LA DEFORMABILIDAD parece ser el requisito básico para la aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su comportamiento como soporte de un buen pavimento. Desde este punto de vista serán fundamentales todos los conceptos que contribuyan a que el material de terracería sea poco deformable.

B) LA CALIDAD DE LOS MATERIALES juega un papel importante, sobre todo en los casos extremos, que corresponden a los materiales que tienen una gran abundancia de fragmentos grandes y a los materiales que tienen predominio de tamaños más pequeños que es dable encontrar en los suelos.

C) LA BAJA RESISTENCIA de los suelos que constituyen las terracerías, es otro gran problema ya que cuando aquellos están formados por materiales compresibles y arcillosos, presentan características de deformabilidad tan desfavorable que su uso debe prescribirse. También se deben desechar suelos orgánicos en el cuerpo del terraplén, así como evitar el empleo de materiales en los cuales su límite líquido es mayor del 100%.

D) LA ACCION CLIMATICA es frecuentemente mencionada como un punto fundamental a cuidar para tener una terracería que tenga un buen comportamiento como apoyo del pavimento - ya que si no se consideran estos fenómenos, pueden afectar

al pavimento perjudicando casi totalmente toda la estructura del terraplén.

La "acción climática" es el efecto que la variación estacional produce y se acepta implícitamente que ésta es muy acusada y de grandes repercusiones en la vida de la vía terrestre. Sin embargo, esto parece no suceder ya que, una vez construido el camino se alcanza, al cabo de un tiempo, una condición de equilibrio relativamente independiente de los cambios climáticos o estacionales.

Naturalmente, sea cual sea la condición de equilibrio que se alcance, dependerá, entre otras cosas, del clima prevaliente en la zona, y de la influencia de la conformación geológica y topográfica que guarde en relación con el trazo general de la vía.

Si su trazo la protege, una vía terrestre puede estar en muy buenas condiciones generales en un lugar de clima desfavorable; en tal caso la condición de equilibrio a que llegue podrá ser también favorable; recíprocamente, en un lugar de clima aparentemente benigno, la vía puede alcanzar condiciones de equilibrio que impliquen riesgos peligrosos en su comportamiento futuro. El efecto climático no puede ser visto como una norma de criterio independiente de todo el conjunto; no se trata de ver en que condiciones climáticas se desarrollará la vía, sino más bien, en qué condiciones generales se encontrará dentro de la zona sujeta a la acción del clima ya que esas condiciones definirán la vida futura de la vía.

En resumen, los materiales en que predominan los fragmentos grandes y medianos son deformables estructuralmente hablando, por las dificultades constructivas que suele tenerse para darles el necesario acomodo, que hacen que en muchas ocasiones tengan muy desfavorables repercusiones en el comportamiento del terraplén, que aumentan cuanto más grande o alto sea éste.

Un problema especial de deformabilidad que se tiene en terracerías con grandes fragmentos es que aún cuando aquellas son de poco espesor, los fragmentos quedan cubiertos únicamente por delgadas capas de material fino. Cuando esto sucede, se tienen espesores de suelo muy poco uniformes, -- grandes a los lados del terraplén y entre los fragmentos, y pequeños sobre ellos. Por lo que un terraplén con estos -- problemas será muy difícil de compactar correctamente, siendo ésta la razón por la que se presentan problemas de deformabilidad. Por lo tanto, se debe especificar un espesor mínimo de suelo como cobertura de los fragmentos de roca que se acepten en la terracería y, obviamente cuanto mayor sea este espesor mínimo, se tendrán menores problemas de deformabilidad.

No se puede establecer hasta qué punto una norma rígida de especificación puede resolver los problemas que se -- presentan en la terracería, pues un mismo suelo puede tener comportamientos muy diversos según sean las condiciones de clima, drenaje y subdrenaje, geometría del terraplén donde se coloque, topografía del lugar, etc.

También juega un papel fundamental en el comportamiento final obtenido, el tratamiento de compactación. Una terracería deformable, obligará al uso de pavimentos de espesor considerable, que logren que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles suficientemente bajos, por lo que en resumen, se plantea una disyuntiva muy clara; si la deformabilidad no se toma en cuenta en el diseño del pavimento, éste -- puede, (debido a la calidad de los materiales y efectos climáticos) fallar, al ser solicitado por el tránsito vehicular, por lo que la terracería tendrá un mal comportamiento, dando lugar a que a la larga, la obra por mucho que se le -- conserve y reconstruya, sea antieconómica y el conjunto caro, pues ya se sabe que cuesta más el material de la subrasante y el que está arriba de ella (la base), que el de la terra-

cería.

11.4.3.- SUBRASANTE

El papel que juega la capa subrasante en los pavimentos es muy importante ya que con suficiente espesor y buena calidad, permitirá ahorros muy importantes en los espesores de las capas suprayacentes del pavimento, sin perjuicio de la función estructural conjunta, pues será capaz de absorber esfuerzos relativamente altos provenientes de la superficie y transmitirlos suficientemente disminuidos a las terracerías.

Desde el punto de vista económico, resultan igualmente importantes la calidad y el espesor; los materiales que se usan en la capa subrasante nunca pueden ser demasiado buenos, de manera que la contribución de la capa, usualmente más en el espesor que en la calidad, será satisfactoria si cumple los requisitos de proyecto, pero es incuestionable que si se logra una alta calidad en los materiales, podrán tenerse muy importantes ahorros en los espesores de las capas de sub-base y la base, así como de la misma subrasante.

Por lo general la subrasante se construye con materiales iguales a los de la terracería y hasta con los sobrantes de la misma, pero se distingue de ésta sólo por un mejor tratamiento de clasificación y compactación. Esta es una norma conveniente cuando el material de la terracería es suficientemente bueno, pero si no lo es, la experiencia parece indicar que es sistemáticamente económico y conveniente buscar un mejor material y acarrearlo desde un banco apropiado. Esta experiencia ha sido desarrollada en México y pocas reglas generales pueden darse respecto al espesor que convenga dar a la capa subrasante, como quiera que se construya; pero en general se han establecido espesores de 30 cm. mínimo, hasta 50 cm. en caminos de intenso tránsito o en lugares en donde el material de terracerías no sea de

confiar y también en aeropistas en las cuales el espesor -- aún puede aumentar debido a las estrictas especificaciones que requieren como es el caso del aeropuerto de la Ciudad de México.

A continuación se presentan como normas de criterio, - más que como reglas rígidas, ya que muchos factores circunstanciales influyen en el comportamiento de un material en - un caso dado, ciertas normas o recomendaciones usadas por - la Secretaría de Obras Públicas de México.

En México, la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, ha establecido, que para las carreteras que se construyan, el material de la subrasante no debe tener - partículas mayores de 7.6 cm. (3") y elimina los suelos finos (limos y arcillas compresibles) cuyo límite líquido sea mayor de 100%, así mismo todos los suelos orgánicos con LL mayor del 50%. También especifica, el rechazo de los grados de compactación inferiores al 95% respecto a los estándares en uso y al tipo de material. Exige finalmente, un - valor soporte mínimo de 5%, con el material en condición sa turada. En las aeropistas, se pide un grado de compacta - ción del 100% y se prohíbe en términos generales el uso de suelos que contengan limos, arcillas, y materia orgánica, - compresibles.

El criterio correspondiente no puede ser ajeno a la in tensidad del tránsito y a las condiciones de subdrenaje - - principalmente.

11.4.4.- LA SUB-BASE

. Bajo la capa que constituye la superficie de rodamiento, se disponen siempre dos capas bien diferenciadas; una llamada base, constituida por material granular se leccionado, y la otra llamada sub-base, donde se pueden admitir suelos con mayor contenido de finos y mayor variación en la granulometría, que lo que se requiere para la base, -

permitiéndose estas variaciones debido al mayor alejamiento que tiene la sub-base de la superficie de rodamiento, por lo que los esfuerzos que la afectan son de menor intensidad, que los que soporta la base.

Para muchos autores, la principal función de la sub-base es de carácter económico, ya que forma el espesor requerido para toda la estructura con el material más barato posible: El espesor de la sub-base podría construirse con un solo material de alta calidad, como el que se especifica para la base, pero por motivos de economía se hace la base lo más delgada posible y la sub-base, del espesor necesario para soportar y transmitir los esfuerzos, con material de menor calidad, buscando que se obtenga el menor costo. La sub-base sirve de transición entre la base formada generalmente por material granular grueso y el de la subrasante, generalmente mucho más fino. La sub-base actúa como filtro de la base e impide su incrustación en la subrasante.

La sub-base también absorbe deformaciones perjudiciales en la subrasante; por ejemplo, cambios volumétricos asociados a cambios de humedad, que podrían llegar a reflejarse en la superficie del pavimento.

Una función más de la sub-base, es actuar como dren para desalojar el agua que se infiltra desde arriba e impedir la ascensión capilar del agua procedente de la terracería hacia la base.

De las funciones anteriores, la estructural y la económica son fundamentales en todas las sub-bases que se proyectan; las demás dependen de las circunstancias del caso y de la calidad del material que se utilice en la propia sub-base.

Respecto a éste último punto, es común exigir a los materiales de la sub-base, requisitos de tamaño máximo, granulometría, plasticidad y valor relativo de soporte; éste último concepto se utiliza para diseñar los espesores de las

capas del pavimento.

Los espesores de la sub-base son muy variables y dependen de cada proyecto específico, aunque suele considerarse de 12 a 15 cm. como el espesor mínimo que conviene construir. Más adelante en los criterios de diseño se comentarán éste y los anteriores puntos.

11.4.5.- LA BASE

La base es la capa más importante y la que mejor construida debe estar en la estructura multicapa de cualquier pavimento. Es la que recibe todos los esfuerzos producidos en la capa de rodamiento y los distribuye a las capas subyacentes.

Esta capa está formada por materiales pétreos de textura uniforme en gran proporción y con relativamente bajo porcentaje de materiales finos, ya que la base necesita para su buen comportamiento ante las cargas del tránsito una resistencia de tipo friccionante y ésta se ve perjudicada por la presencia de finos, tanto más cuanto mayor sea el contenido de éstos, así como su actividad y características de plasticidad.

Otro tanto puede decirse en términos generales de la deformabilidad de la base y de la posibilidad de que constituya una capa con características de drenaje adecuadas. Desde este punto de vista, la base debería estar formada por materiales friccionantes puros, sin finos.

Sin embargo, los materiales, naturales o triturados, puramente friccionantes y sin finos, al ser compactados formando la base, presentan el problema de que la zona superior de la capa pierde rápidamente su compactación y queda sin ninguna resistencia al desplazamiento lateral de las partículas, una vez que la base ha sido terminada y expuesta al tránsito.

Diversos experimentos tanto en modelos de prueba como

en tramos de observación, muestran que la incorporación de un cierto porcentaje de finos a los pétreos gruesos, hace - que el material sea más trabajable y se obtengan mejores -- compactaciones, evitando los inconvenientes que se presen- tan cuando las superficies están expuestas.

Hay que hacer notar que los finos sirven de aglutinan- te a todo el material pétreo y que con un adecuado proporci- namiento de agua, el conglomerado responderá a los requisi- tos de diseño.

Cuando al conglomerado que forman los materiales finos y gruesos se le añade agua, se dice que se está hablando de una "base hidráulica". Esto es cierto ya que para obtener una mayor compactación se debe obtener la humedad óptima.

En muchos lugares cuando se tiene relativamente escaso tránsito de vehículos, no conviene hacer pavimentos que in- cluyan la superficie de rodamiento llamada "carpeta". En - éstos casos la superficie de la base es la que va a sopor- tar todos los esfuerzos producidos por el tránsito vehicu- lar, por lo tanto el terminado de la base así como su construc- ción, deben estar cuidadosamente elaborados a fin de evitar fallas en el pavimento que hagan imposible el tránsito.

La selección de materiales, el proporcionamiento de fi- nos y gruesos, la adición de agua y la revoltura y compacta- ción, son procedimientos que deben llevarse a cabo con mu- cho cuidado y gran conocimiento de los efectos que se obten- drán con ellos.

11.4.6.- SUPERFICIES DE RODAMIENTO

Las superficies de rodamiento en los pavimen- tos, pueden ser de dos tipos: Una capa de material bitumi- noso llamada "Carpeta Asfáltica" utilizada en los pavimen- tos flexibles y una capa de concreto hidráulico denominada "Losa de Concreto" o simplemente "Losa", que se usa en los pavimentos rígidos.

Estas capas (carpeta y losa), deben proporcionar en el pavimento una superficie de rodamiento estable, capaz de resistir la aplicación directa de las cargas, la fricción de las llantas, los esfuerzos de frenaje, los esfuerzos producidos por las fuerzas centrífugas, los impactos, etc. Deben de tener la textura necesaria para permitir un rodamiento seguro libre y cómodo y un frenaje apropiado. La naturaleza de la carpeta y de la losa debe ser tal que resista la acción de los agentes de intemperismo. Además se debe de cuidar que tenga un color uniforme que evite los reflejos del sol durante el día y de luces artificiales durante la noche.

En consecuencia debe establecerse una primera distinción en lo que a la consideración de superficies de rodamiento se refiere. En caminos de muy escaso tránsito las razones económicas impondrán el uso de superficies de rodamiento de bajo requerimiento, formadas por gravas y arenas, conglomerados, rocas alteradas, y otros tipos de suelos, ya sea utilizados individualmente o mezclados, seleccionados y compactados; será así posible obtener una superficie de bajo costo que pueda proporcionar durante algún tiempo, condiciones apropiadas de tránsito con tal de que la susceptibilidad de éstos materiales a la acción del agua se considere en otros aspectos del proyecto, como la pendiente longitudinal y la transversal de la carretera, el drenaje superficial, etc.

En muchos países en desarrollo, los caminos de muy bajo tránsito, son regla, antes que excepción, por lo que la utilización de soluciones como la anterior debe estar constantemente presente en la mente del proyectista. Este tipo de soluciones puede conducir al establecimiento de una red de transporte adecuada a las verdaderas necesidades sociales y económicas con tal de que se cumpla un único requisito: que el nivel tecnológico con que se apliquen sea el más

elevado posible, pues es obvio que las soluciones "baratas" quedan de por sí menos protegidas que otras que forman parte de proyectos de más altas especificaciones.

Suele ocurrir, por desgracia, que el ingeniero dedica mayor atención técnica a las obras de las grandes autopistas que a las de los caminos modestos, con la consecuencia de que se desacreditan sin motivo valedero, muchas soluciones simples con las que, en los casos apropiados, podrían lograrse grandes ahorros de inversión.

Independiente de los razonamientos anteriores de interés en la ingeniería de las vías terrestres, queda en pie el hecho de que, cuando el tránsito empieza a tener importancia, se hace imperativo proporcionar una superficie de rodamiento que cumpla con los siguientes requisitos:

- a) Ser estable ante los agentes de intemperismo.
- b) Ser resistente a la acción de las cargas impuestas por el tránsito.
- c) Tener textura apropiada al rodamiento.
- d) Ser durable.
- e) Tener condiciones adecuadas en lo referente a permeabilidad.
- f) Ser económica.

Los requisitos anteriores definen a la superficie de rodamiento, como una capa de material granular de muy buena calidad, que no es posible obtener en forma del todo natural y cuyas partículas deben estar inclusive ligadas de algún modo artificial.

Los suelos naturales cohesivos nunca podrían soportar la acción directa y prolongada del tránsito; los materiales granulares, tal como se encuentran a pesar de su mayor resistencia potencial, ofrecerían una superficie inestable por falta de coherencia.

La capa de que se habla, resulta entonces necesariamente

te de mayor costo que el material de las terracerías, y esto hace que los factores económicos adquieran en ella un papel relevante. En principio el problema económico se resolvería con una capa de rodamiento muy cara, pero muy delgada, esta capa podría cubrir los requisitos de estabilidad, duración, textura, y permeabilidad, pero por su pequeño espesor, se transmitirían a las terracerías (bases, sub-base y terracería propiamente dicha), niveles de esfuerzos muy altos que perjudicarían pronto a la propia superficie de rodamiento por falta del requerido apoyo estructural.

Para resolver entonces el problema, se puedan seguir dos líneas de conducta diferentes:

- 1) La capa de rodamiento debe de construirse con suficiente espesor y de una calidad tal, que se logre - que los esfuerzos transmitidos a las terracerías, - sean compatibles con la calidad de éstas. Esta línea de acción lleva a la consideración de los pavimentos rígidos, con losa de concreto hidráulico. Cualquier pequeña tendencia de deformación permanente de los suelos bajo la losa, es absorbida por la resistencia de la misma a la tensión.
- 2) La superficie de rodamiento se logra mediante una - capa relativamente delgada, de alto costo y calidad. Como entre ésta capa y la terracería se interpone - un sistema de capas de materiales seleccionados, cuya calidad por lo común va disminuyendo con la profundidad en relación directa con los esfuerzos ac-tuantes en ellas, el problema de dimensionamiento, consistiría en hacer variar el espesor y la calidad de los materiales empleados en cada capa. Esta línea de acción, cuando se tiene una capa de rodamiento consistente en una carpeta bituminosa, es

el orden de ideas que conduce a los pavimentos, - -
flexibles.

La exposición directa a las cargas del tránsito y la indeformabilidad necesaria para el buen servicio, implican que tanto la carpeta asfáltica como la losa de concreto estén formadas por materiales que ofrezcan suficiente resistencia bajo condiciones de presión normal exterior nula, -- que privan en la frontera superior del pavimento; en otras palabras, se requiere ahora un material que posea cohesión y son precisamente el asfalto en el caso de carpeta y el cemento en el caso de la losa, los productos que ligan a los agregados pétreos en ambos casos.

La carpeta asfáltica consiste en una mezcla de materia los pétreos seleccionados por sus características físicas, en peso y tamaño, los cuales constituyen aproximadamente el 90% en peso de toda la mezcla; y una serie de materiales bituminosos con propiedades aglutinantes.

Los tipos de materiales asfálticos más usados son:

- a) Cementos asfálticos,
- b) Asfaltos rebajados, y
- c) Emulsiones asfálticas.

La losa de concreto hidráulico, consiste en una mezcla de cemento portland grava y agua que al fraguar dará una capa rígida que soportará eficientemente las cargas impuestas por el tráfico. Los agregados pétreos (grava), son previamente triturados y cribados de tal forma que no excedan más de 2.5 cm. de tamaño.

Los espesores de dichas capas de rodamiento, se comentarán más adelante en el inciso de diseño de los pavimentos, así como su comportamiento y funcionalidad.

En resumen, las superficies de rodamiento, tienen por

objeto, proteger al camino, calle o pista aérea contra el desgaste producido por la fricción de las llantas y transmitir la carga de éstos a la base. Sirve también como elemento impermeable para proteger contra los efectos perjudiciales del agua, a los materiales sobre los que se apoyan.

11.5.- PRINCIPIOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS

El diseño de un pavimento, consiste fundamentalmente en elegir adecuadamente el espesor de las diversas capas de material que sirven como elemento receptor-transmisor de las cargas impuestas desde la superficie hasta la tracción.

Dichas cargas son impuestas por las ruedas de los vehículos que transitan sobre el pavimento, pero para efectos del estudio, se utiliza el "eje equivalente" ya que el efecto del tránsito se idealiza no en vehículos, sino en ejes y número de pasadas por eje. Según la A.A.S.H.O. (American, Association, of State, Highways, Officials.), el eje equivalente, es la medida de intensidad de daño que registra el pavimento. Se ha tomado como medida casi universalmente, - 18,000 lb. por eje sencillo. (8.2 ton. por eje sencillo en México).

Para tener una idea más general de lo que es el eje equivalente, se puede suponer que si se tiene una carga sobre un solo eje de 18,000 lb (18 kips), causa el mismo daño que si se tiene un eje doble o tandem que soporta una carga de 18 x 1.8 Kips.

En realidad, el deterioro que sufren los pavimentos -- con el uso, es debido al tránsito que circula por ellos más que las cargas impuestas a los mismos, aunque siempre es muy importante determinar la máxima carga que pueden soportar y si ésta es mayor, distribuirla por medio de ejes equivalentes que implican el tránsito equivalente.

Ejemplo:

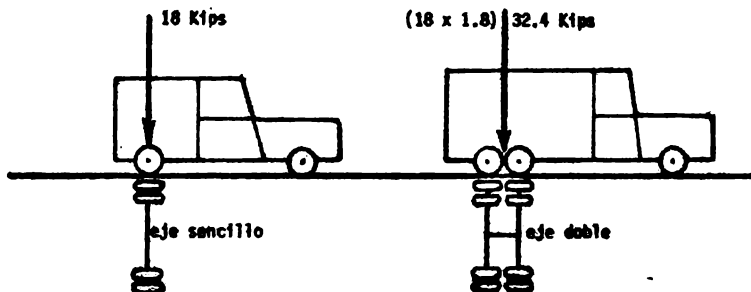


Fig. 11.8.- En el ejemplo de la figura, la diferencia de cargas producen el mismo daño al pavimento, ya que, la carga de 18 Kips está siendo soportada por un eje sencillo, y la carga de 32.4 --- Kips está siendo soportada por un eje doble. Esto da una idea de lo que es el eje equivalente.

11.5.1.- TRANSITO EQUIVALENTE

Cuando se tiene un tránsito mezclado o compuesto por varios tipos de vehículos con diferentes cargas cada uno, se tratará de uniformizar este tránsito, en uno equivalente para todos los tipos de carga.

Por lo tanto, para el diseño de pavimentos, se debe tener en cuenta el índice de servicio que éste tiene en relación con la suma de aplicaciones de carga que sufre. La siguiente gráfica puede dar una idea de lo anterior.

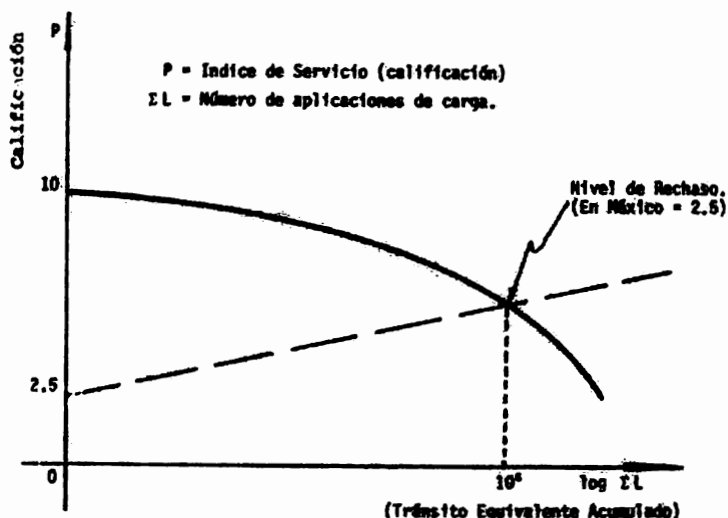


Fig. 11.9.- Gráfica de Comportamiento, para determinar el "Índice de servicio" de un pavimento.

Por consiguiente a igualdad de cargas, el eje tandem -- produce menos daño que el eje sencillo.

Los parámetros que intervienen en la equivalencia de -- cargas, son: Los esfuerzos, las deformaciones, el deterioro superficial (que es estadístico) y el índice de servicio o -- calificación.

En conclusión, los efectos en el deterioro de los pavimentos son iguales para cargas desiguales con ejes equivalentes.

Ejemplo:

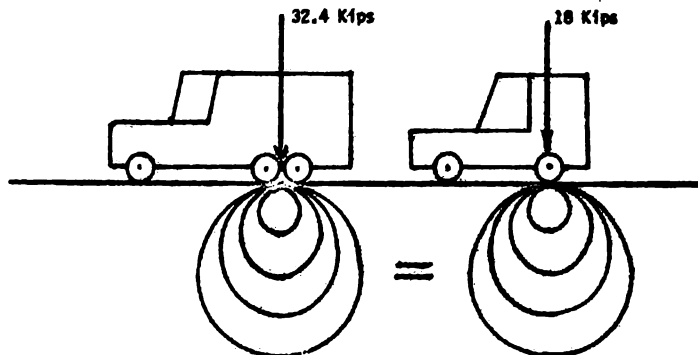


Fig. 11.10.- Comparación de la distribución de esfuerzos causados por ejes equivalentes (Eje doble = 1.8 x eje sencillo).

11.5.2.- CRITERIOS DE DISEÑO

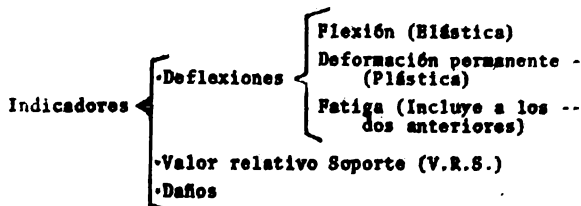
Los criterios de diseño para la construcción de pavimentos pueden ser y de hecho lo son, demasiados y muy complejos. Van desde la simple aplicación de recetas de conocimientos empíricos, hasta las más sofisticadas teorías de aplicación en base a las hipótesis formuladas para el comportamiento de una estructura multicapa.

Uno de los criterios racionales de diseño en los pavimentos es el obtenido de un Modelo Matemático. En este caso se deben considerar los siguientes tres pasos:

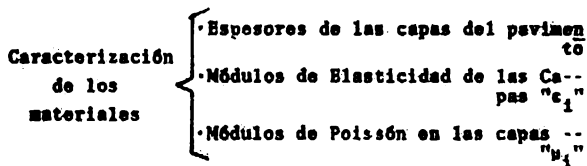
1º Modelo Matemático —> Cargas Vs. Daño

2º Establecer los indicadores para el modelo

{ Variables
Niveles de rechazo



3ª Caracterizar los materiales



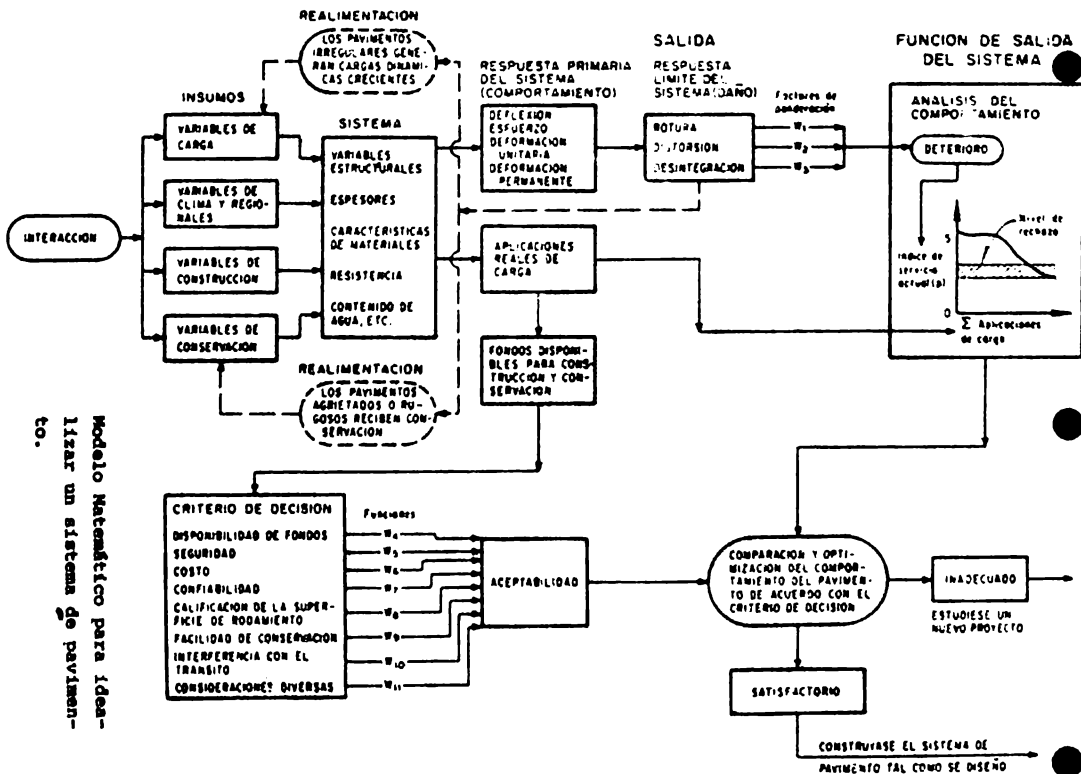
Comentario; es de hacer notar que aún cuando se tengan los mismos grados de compactación en las capas, es común no encontrar el mismo " ϵ_1 " o " μ_1 " en los mismos materiales.

11.5.3.- MODELOS MATEMATICOS

Los modelos matemáticos, consideran a los pavimentos como una estructura multicapa que se coloca sobre el terreno natural y aún incluyen a éste, si es que ha sido estabilizado.

Se puede estructurar teóricamente un modelo matemático en los parámetros que intervienen en el diseño de un pavimento, de la siguiente manera

Modelo Matemático para Idealizar un sistema de pavimento.



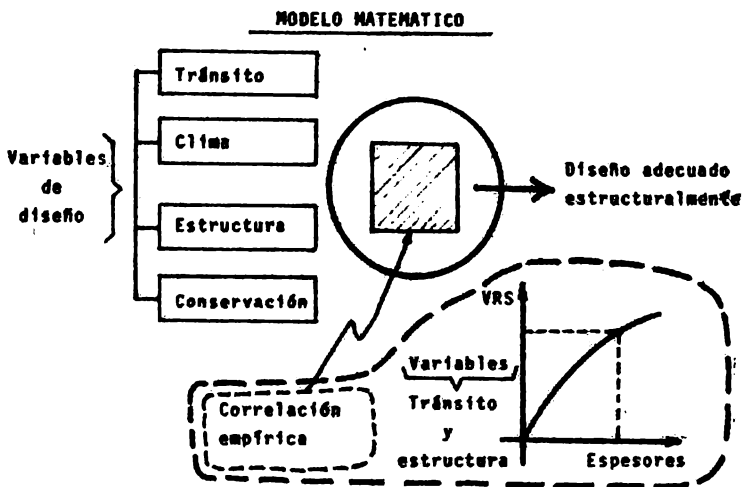


Fig. 11.11.- Forma de estructurar un Modelo Matemático.

Los modelos actuales van desde el modelo de Boussinesq con placas de apoyo para reproducir esfuerzos, hasta modelos de computadoras como el anterior en donde se pueden reproducir efectos no sólo de cargas verticales sino también las variables de diseño y otros parámetros.

Estos últimos modelos fueron desarrollados por Gerrard y los diagramas y tablas para la aplicación de las ecuaciones para la computadora, los desarrollaron Peatro y Jones.

Winkler desarrolló un modelo mecánico análogo al desarrollado por Westergard aplicable a los pavimentos rígidos, en base a la teoría del propio Westergard para deformaciones precedidas por la carga en una losa.

A continuación se presentan los 3 modelos citados anteriormente.

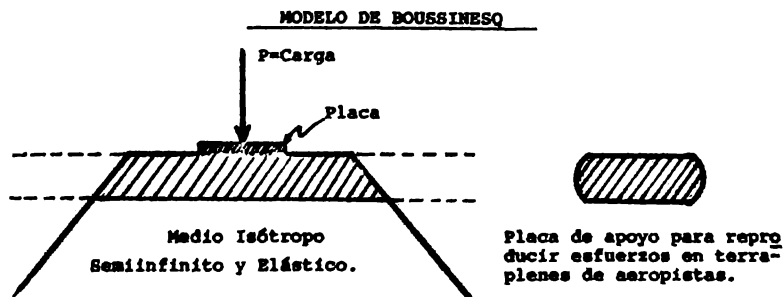


Fig. 11.12.

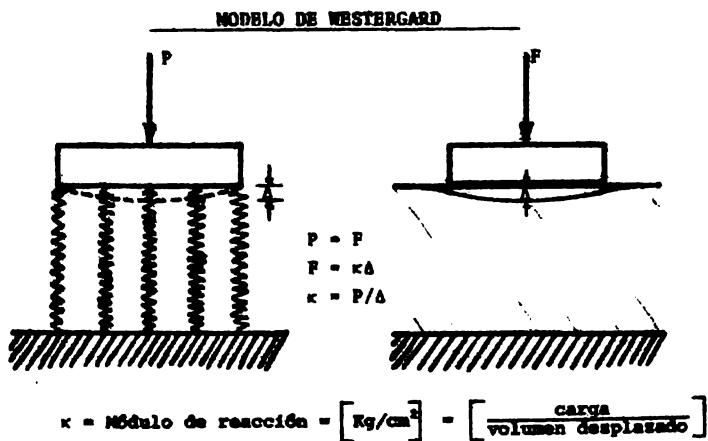
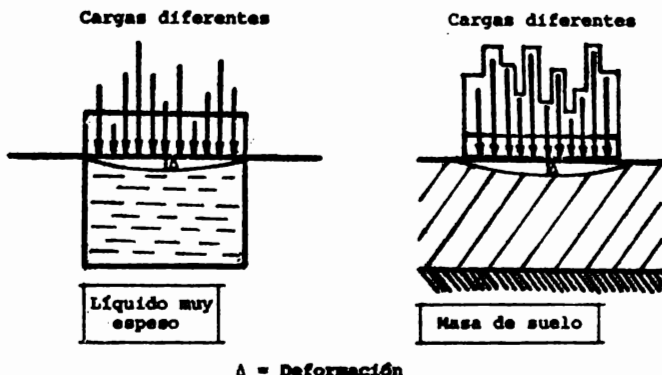


Fig. 11.13.

MODELO DE WINKLER



" Cuando existe transmisión de cortante, se tiene el caso de un suelo real "

Fig. 11.14

En conclusión se pueden sacar las siguientes deducciones:

- Los efectos reológicos son los cambios producidos -- por las condiciones ambientales.
- El contenido de agua o humedad de equilibrio, es el contenido de agua cercano a la saturación que tienen las capas del pavimento y que permanece constante en ellas.
- Los pavimentos delgados en las zonas desérticas permiten que la humedad óptima se sature para conservar la humedad de equilibrio.

11.5.4.- PARAMETROS DE DISEÑO

Los parámetros que intervienen para el diseño

de un pavimento son:

- a) σ = Esfuerzo
- b) θ = Angulo de deformación
- c) δ_p = Deformación permanente
- d) E = Módulo de elasticidad = $\text{Tang. } \theta$
- e) ξ = Deformación unitaria

Si se experimenta en el laboratorio con especímenes de pavimento o se somete a prueba, en tramos experimentales de pavimento utilizando los parámetros antes mencionados, se puede obtener una gráfica de esfuerzos contra deformación unitaria en la cual se aprecian las funciones de los parámetros antes y después de las determinaciones. Dicha gráfica, adquiere aproximadamente la siguiente forma:

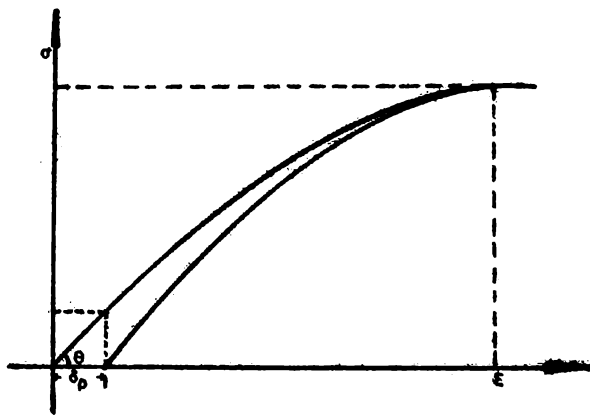


Fig. 11.15.

11.5.5.- ESFUERZOS EN LOS PAVIMENTOS

Los esfuerzos en los pavimentos son producidos por las cargas de las ruedas de los vehículos al transitar - éstos o permanecer estáticos.

En un suelo se determinan los esfuerzos y las deformaciones por los métodos tradicionales, según la Mecánica de Suelos, pero además existen otros elementos que sirven como herramientas para el cálculo de esfuerzos en los pavimentos desde un punto de vista matemático y analítico tales como -- los métodos y modelos de "Elementos finitos" y "Diferencias finitas".

En los modelos racionales y teniendo los indicadores de rechazo, se puede obtener una secuencia para el estudio de los esfuerzos y las deformaciones: Para lo cual, primero se debe establecer un criterio de falla en base a los datos o características de los materiales de las diferentes capas.

Para el estudio de los pavimentos multicapas, se ha convenido en considerar a la estructura como un medio isótropo, semi-infinito y elástico en el cual se presentan tres tipos de esfuerzos; verticales, tangenciales, y cortantes.

Si se aplica una carga sobre una placa de prueba apoyada en el suelo o en el pavimento, se puede obtener, tomando un elemento de suelo, la distribución de esfuerzos que se supone de la siguiente manera:

(En la siguiente figura, en la expresión " τ_{xz} "; los subíndices z y x , quieren decir: z , es la dirección en que actúa el esfuerzo cortante. y x , es el plano en que actúa dicho esfuerzo.)

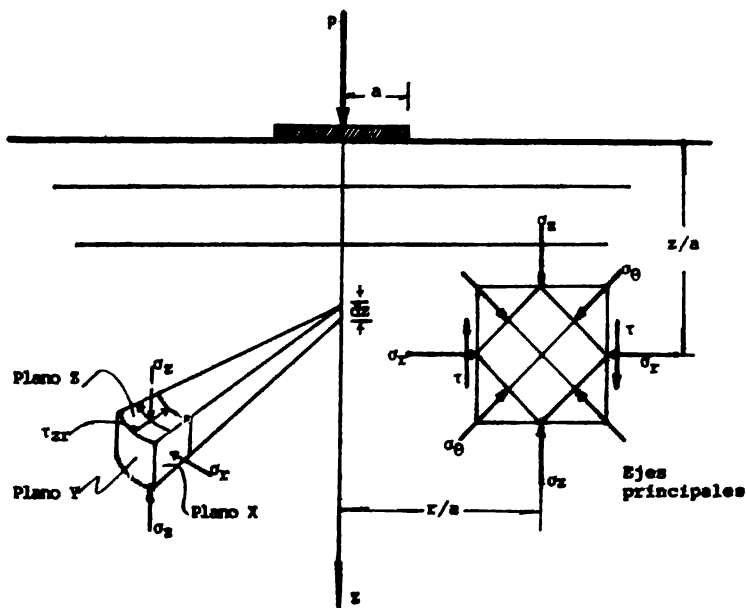


Fig. 11.16.

11.5.6.- PRESION DE INFLADO

La presión que ejercen los neumáticos de los vehículos que transitan por un pavimento, se denomina presión de inflado. Las variables que actúan son:

- 1) Presión de contacto, y
- 2) Tipo de esfuerzo

Se puede considerar que la presión de inflado es igual a la presión de contacto.

La siguiente analogía da una idea de lo que es la presión de inflado.

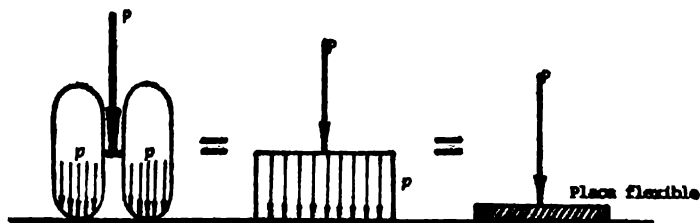


Fig. 11.17.

Por lo tanto, la presión que ejercen las cargas producidas por los neumáticos en los pavimentos, se pueden representar gráficamente mediante diagramas de esfuerzos como el que se muestra en la figura:

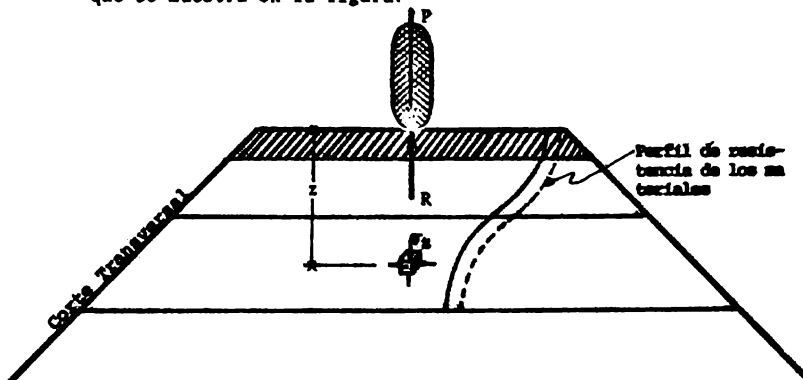


Fig. 11.18.- Diagrama de esfuerzos según Boussinesq.

Como se dijo antes en este mismo inciso, para el diseño del espesor de las capas de un pavimento, se debe tener un criterio de falla en base a los datos y características de los materiales de las diferentes capas y a las cargas y presiones actuantes. De hecho las hipótesis de diseño suponen que la falla depende de los esfuerzos actuantes (esfuerzos verticales), de la profundidad y de el área de contacto en la superficie.

También es de importancia conocer el tránsito acumulado (EL) o número de veces que las cargas se repetirán por el paso de ejes en el punto en cuestión. Conociendo lo anterior y los resultados de las pruebas de valor relativo de soporte en el lugar (VRS), se pueden elaborar gráficas como la de la siguiente figura:

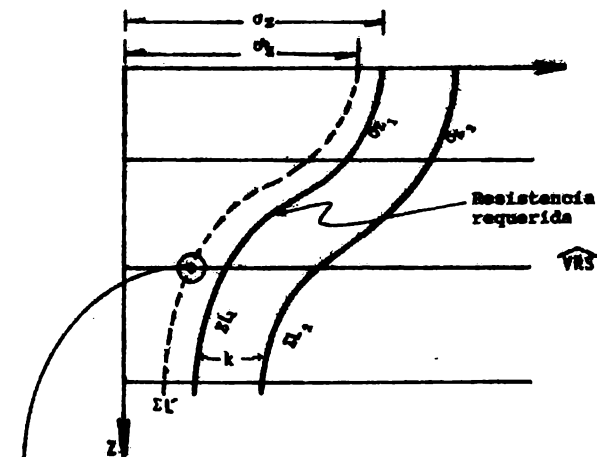


Fig. 11.19

⊙ Punto que indica que la capa del pavimento va a fallar con la resistencia requerida y EL , por lo que se buscará diseñar para σ_{11} y EL o sobrediseñar para σ_{22} y EL_2 .

11.5.7.- FALLAS EN LOS PAVIMENTOS

Los tipos de falla en los pavimentos son variados e influyen tantos factores como tipos de falla.

Para fines prácticos de diseño en los pavimentos, se deben de conocer el valor del esfuerzo máximo en condiciones elásticas, o sea, que no exista agrietamiento. Una vez que aparece una grieta, el estado de esfuerzos cambia radicalmente.

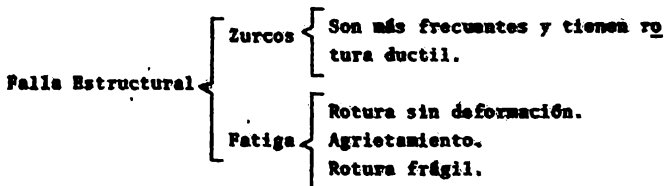
También se deben conocer los conceptos de falla, ya -- que la falla y los esfuerzos están estrechamente ligados.

Existen dos tipos de falla más comunes que son:

- a) Falla funcional, y
- b) Falla estructural.

La falla funcional es debida al desgaste o deterioro -- que sufre el pavimento por el constante tránsito así como -- la acción de agentes de intemperismo y productos químicos -- que se derraman sobre la superficie.

La falla estructural, se puede entender por medio del -- siguiente cuadro sinóptico:



El concepto de fatiga en suelos sigue leyes similares a las observadas en otros materiales tales como el acero, -- etc.

Por último, las fallas estructurales se pueden detectar si se recurre a las gráficas de comportamiento para la calificación del pavimento, las gráficas de ejes equivalentes y las gráficas de coeficientes de daños y cálculo de los espesores del pavimento en función del VRS, que se muestran a continuación:

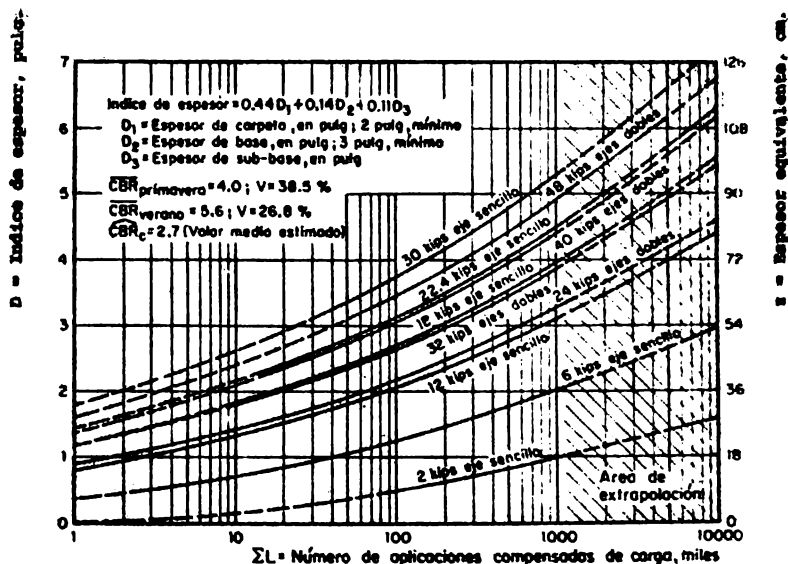


Fig. 11.20, a.- Resultados de una prueba AASHTO para calcular los espesores de un sistema de tres capas de pavimento, con un índice de achato = 1.5, en la pista de pruebas circular del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

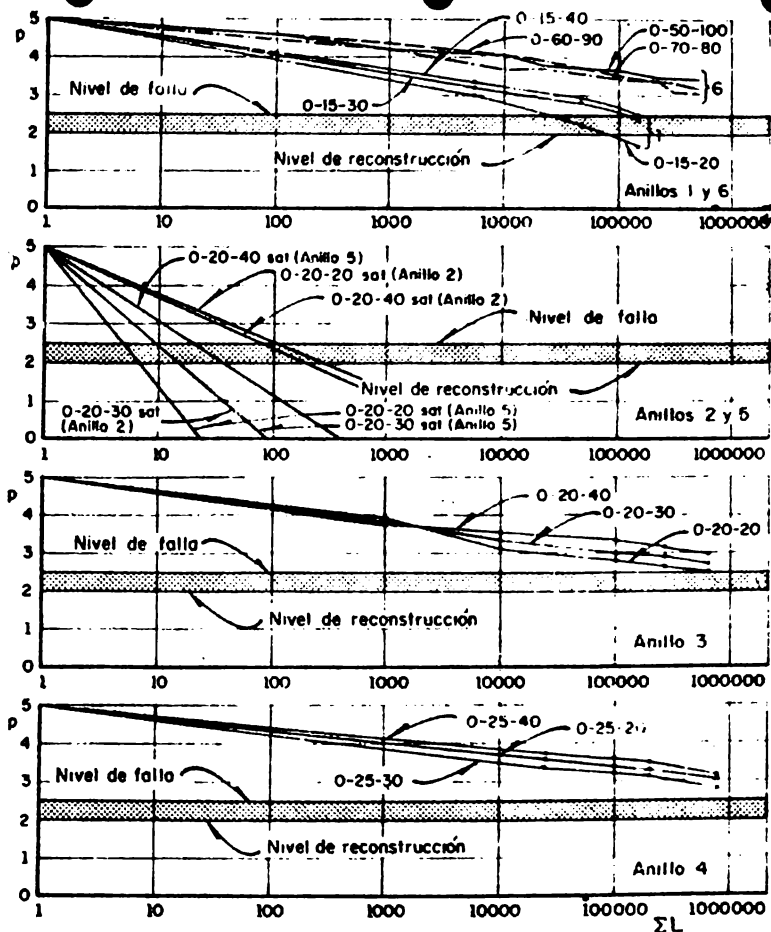


Fig. 11.20,b.- Gráficas de comportamiento que se obtuvieron al ensayar el comportamiento de un pavimento en las secciones experimentales de la pista circular que se localiza en el Instituto de Ingeniería de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.

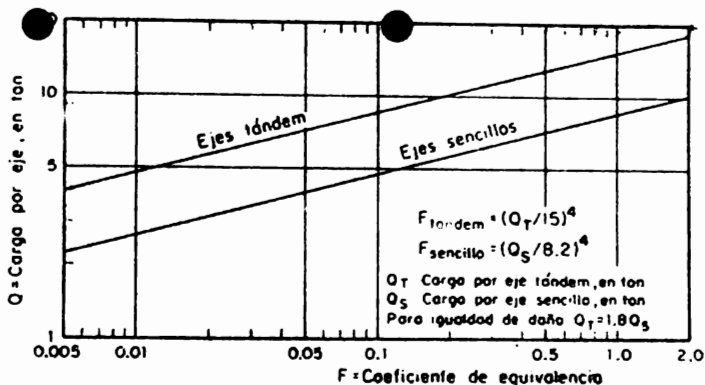


Fig. 11.20,c.- Coeficientes AASHO de daño por tránsito

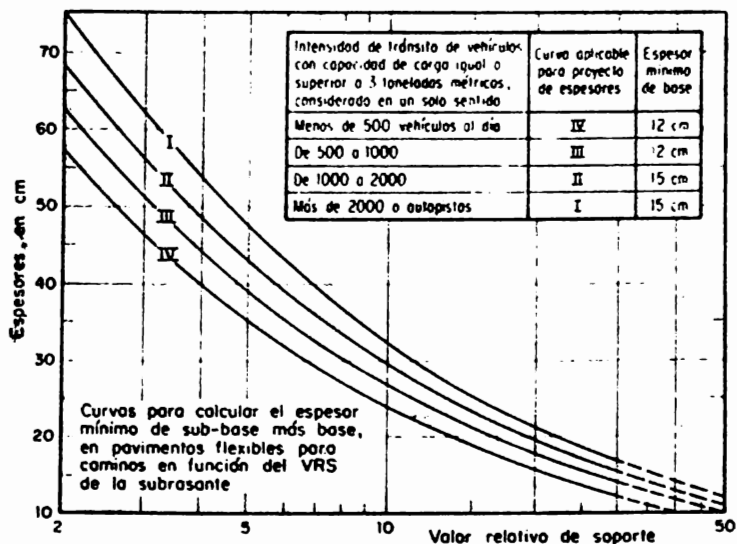


Fig. 11.20,d.- Gráficas de diseño que se utilizan actualmente. 245c

11.6.- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Los procedimientos de diseño de pavimentos flexibles están fundamentalmente basados en el reconocimiento de los distintos tipos de suelos y la observación de su comportamiento bajo el efecto de las cargas impuestas por las ruedas de los vehículos. Estas observaciones han sido hechas en caminos construidos con procedimientos que se consideran normales o en tramos experimentales de caminos incluidos dentro de algún camino en servicio, o bien, en pistas experimentales construidas exprofeso y sometidas al tránsito controlado de ruedas equivalentes, de peso conocido.

Los resultados obtenidos en esta clase de investigaciones han permitido correlacionar, empíricamente, el comportamiento de los pavimentos con los diversos tipos de suelos y con algunas de sus propiedades mecánicas. En esta correlación empírica se basan todos los métodos actuales de diseño. Uno de estos métodos se conoce como "Método de California" o "Prueba Porter", descrita en el capítulo V de esta tesis.

Como ya se ha dicho, los pavimentos flexibles se diferencian de los rígidos, casi solamente, por su superficie de rodamiento, ya que, en los flexibles, ésta consiste de una capa bituminosa constituida de asfalto y en los rígidos de una losa de concreto hidráulico.

La superficie de rodamiento en los pavimentos flexibles se logra mediante una carpeta asfáltica, de la que ya se ha hablado, relativamente delgada, de alta calidad y relativo costo en comparación de las demás capas del sistema que constituye la estructura del pavimento.

El sistema de capas que se interpone entre la superficie de rodamiento y las terracerías en los pavimentos flexibles, está constituida por materiales seleccionados, cuya calidad por lo común, va disminuyendo con la profundidad, congruentemente con los niveles de esfuerzos producidos por el tránsito, que siguen una ley en ese mismo sentido decreciente.

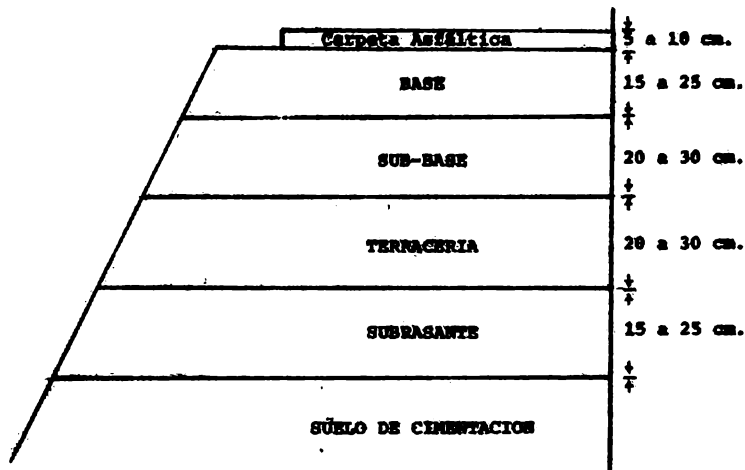


Fig. 11.21.- Corte típico de un pavimento flexible.

11.6.1.- DIMENSIONAMIENTO

En rigor, el problema de dimensionamiento, se resuelve variando el espesor y la calidad de los materiales empleados en cada capa, de manera que cumplan los requisitos que a continuación se enuncian, en la forma más económica:

La capa de rodamiento, tendrá suficiente espesor y calidad tal, que los esfuerzos transmitidos a la terracería y a cada una de las otras capas, sean compatibles con las características de aquella.

En los pavimentos flexibles el tipo de trabajo es a base de esfuerzos cortantes distribuidos en forma cónica y su deformación es de la manera que se muestra en la siguiente figura:

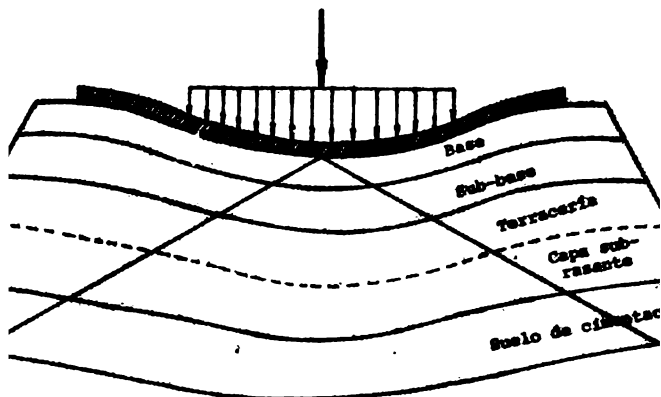


Fig. 11.22.- Deformación de un pavimento flexible bajo efectos de una carga aplicada en su superficie, y la forma en que se distribuyen los esfuerzos cortantes.

Los esfuerzos de tensión en la carpeta son casi despreciables y en las capas subyacentes, los esfuerzos se transmiten por cortante.

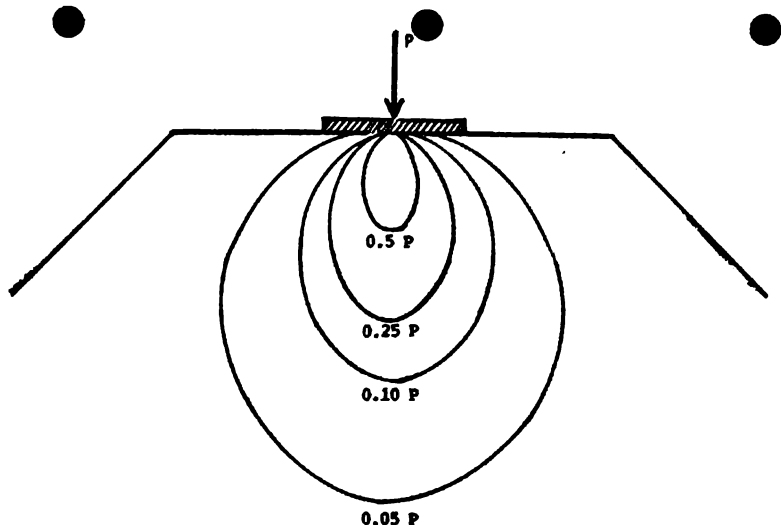


Fig. 11.23.- *Diagrama de esfuerzos debidos a la tensión en la carpeta.*

A igualdad de otros factores, puede decirse que el espesor del pavimento depende fundamentalmente del material - de la terracería que constituye su apoyo.

11.6.2.- FACTORES DE DISEÑO

Los factores económicos de costo, vida útil, condiciones de servicio, condiciones de conservación y condiciones que ameriten compostura y reconstrucción, constituyen la gama de variables que influyen en la decisión para elegir el tipo de proyecto y el método de construcción de un pavimento.

Los criterios y variantes que se deciden tomar en cuen

ta, han de examinarse dentro de un panorama económico en -- que trascienda la consideración simplista de lo que es más barato o más caro en la ejecución del pavimento, para analizar toda la gama de factores sociales conectados con la inversión pública y todas las consideraciones de grado y calidad de servicio.

A continuación se comentará brevemente sobre algunas - características del pavimento que han de tomarse en cuenta, tales como:

- a) La resistencia estructural,
- b) La deformabilidad,
- c) La durabilidad,
- d) El costo,
- e) Los requerimientos de conservación, y
- f) La comodidad y servicio.

Estas características pueden considerarse como las fundamentales de un pavimento flexible, considerándolos como - un conjunto.

11.6.3.- RESISTENCIA ESTRUCTURAL

La primera condición que debe cumplir el pavimento, es soportar las cargas impuestas por el tráfico dentro del nivel de deterioro y la paulatina destrucción, previstos por el proyecto. Las cargas del tránsito producen - esfuerzos normales y cortantes en todo punto de la estructura.

La metodología técnica para el análisis de resistencia de los pavimentos, es proporcionada por la Mecánica de Suelos, dado que en este campo las teorías de falla de mayor aceptación, son las referentes al esfuerzo cortante. Se -- tiene como consecuencia que, en el estudio de los pavimentos flexibles, se considere a los esfuerzos cortantes como la principal causa de falla desde el punto de vista estruc-

tural . Correspondientemente la resistencia al esfuerzo -- cortante de los suelos, resulta ser la propiedad fundamental para el diseño del conjunto multiplaca que es el pavimento.

Las teorías de capacidad de carga de la Mecánica de Suelos, suelen referirse a medios homogéneos, continuos e $\pm$ isotrópicos; la heterogeneidad de la estructura de los pavimentos flexibles, así como su anisotropía, producen así, una primera incertidumbre en el planteamiento teórico, de resistencia.

Es justo señalar que las teorías comúnmente aceptadas de la Mecánica de Suelos actual, se preocupan por desarrollar soluciones que tomen en cuenta las condiciones consideradas "reales" y que ya existen algunos meritorios esfuerzos al respecto, como son las teorías de Burnister, Ivanov, Bachajez, Acum, Hogg y otros científicos e investigadores dedicados a encontrar soluciones más simples y aceptables del problema.

Además de los esfuerzos cortantes, actúan en los pavimentos, esfuerzos adicionales, producidos por la aceleración y frenado de los vehículos, éstos esfuerzos de tensión que se desarrollan en los niveles superiores de la estructura, se prolongan a cierta distancia del área cargada, cuando ésta se deforma verticalmente hacia abajo.

De hecho, el problema de la resistencia se plantea en general en relación con la interacción estructural de las capas que forman el pavimento; pues, aunque los materiales de la terracería sean de la peor calidad, el espesor protector que las otras capas del propio pavimento representan, hace que los esfuerzos que llegan al nivel de la terracería, alcancen valores inferiores a la capacidad de carga del suelo.

Por otra parte, varios autores e investigadores señalan que muchas de las fallas que actualmente se consideran

de pavimento, se inician en la terracería y aún en el suelo de cimentación, por lo que el criterio de asignarles un papel pasivo en el diseño, debe ser revisado y eliminado.

Este nuevo criterio de proyectar, conducirá probablemente a una mayor exigencia en la calidad de los materiales de la terracería, así como en el tratamiento del suelo sobre el que se asienta el pavimento para dar una mayor protección contra el agua, lo que originará el rechazo de un mayor número de materiales por considerarse inadecuados para su uso en la construcción de vías terrestres.

La aplicación general de éstos criterios, conducirá sin duda, a una elevación en los costos de construcción, por lo que deberá moderarse juiciosamente la elevación del nivel de exigencia, circunscribiéndola a los casos de los pavimentos subdiseñados que actualmente se contruyen en México. Debe ser reconocido el hecho experimental de que en casi todos los países desarrollados, las normas actuales conducen a caminos sobrediseñados con altos factores de seguridad muy aceptables y muy caros.

Cuando se dice que actualmente se percibe un descuido en la calidad y métodos constructivos de los materiales de terracería, no se busca, pues, la implantación indiscriminada de normas poco realistas, sino, más bien, la formación de una conciencia que permita comprender el comportamiento del pavimento junto con la terracería y el suelo de cimentación sobre el que está colocado, así como la interacción de ambas entidades (el pavimento y el suelo).

NOTA:

El caso de los pavimentos subdiseñados, se ha desarrollado en México debido a la pobre infraestructura causada por los múltiples robos que hacen los políticos mexicanos, del Erario Nacional y del presupuesto que sufre grandes tajadas de los Secretarios en turno, como en el caso del sexenio pasado de Luis Echeverría y cómplices que lo ayudaron.

La construcción de pavimentos sobrediseñados es muy -- costosa, y sólo se lleva a cabo en los países de alto índice de desarrollo, debido principalmente a que en la red de caminos de dichos países, no se permite interrumpir el tránsito para reparaciones de conservación, pues el tiempo es un factor muy importante en la obtención de costos dentro de la economía de dichos países.

Paradójicamente a lo anterior, algunos países desarrollados, especialmente los Estados Unidos, han pedido al Ing. Santiago Corro Caballero, profesor investigador de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., sus puntos de vista y criterio para desarrollar en ciertas zonas de los Estados Unidos, pavimentos subdiseñados de bajo costo ya que el tránsito por esos lugares no amerita la construcción de caminos normales o sobrediseñados.

La determinación de la resistencia de los materiales -- que constituyen el pavimento, es un problema difícil y no -- resuelto satisfactoriamente; influye en él, no sólo el tipo de suelo y su tratamiento, sino también su interacción con los efectos de intemperie, de los cuales, la variación del contenido de agua es seguramente el más importante.

Por lo general, el ingeniero no está en condiciones de predecir el contenido de agua más desfavorable que llegarán a tener los materiales que maneja; sin embargo, este dato -- es necesario para el proyecto, ya que su resistencia, varía con el contenido de humedad del suelo. Esta incertidumbre básica de diseño, se ha resuelto elaborando hipótesis más o menos justificadas por la experiencia; tales como considerar que el suelo llegará a saturarse, adquirirá una humedad de equilibrio, mantendrá una humedad óptima de compactación u otra próxima a ella, etc.

Otro factor que influye sustancialmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, es el tipo de carga que se ejerce y la velocidad con que se aplica. Los pavimentos están sujetos a cargas rápidas y móviles cuyos efectos son diferentes y menos conocidos que los de las cargas estáticas; esta otra fuente de incertidumbre, se ha tratado de resolver en análisis teóricos desarrollados por Boussinesq, Burmister, etc., admitiendo que las cargas actuales son de tipo estático, con algunas modificaciones en el valor de la carga.

En los métodos de diseño apoyados en las pruebas de laboratorio, la situación es un poco más realista, pues si bien las pruebas se realizan con cargas estáticas o con velocidades de aplicación muy lentas, su correlación para la obtención de normas de criterio, se hace con el comportamiento real de los pavimentos bajo cargas móviles.

En el proyecto también influye el hecho de que las cargas actuantes sean repetitivas. La repetición de ellas afecta, a la larga, la resistencia de las capas de pavimento variando su influencia con la rigidez, de la estructura por lo que en el caso de los pavimentos flexibles, este efecto es importante y se presenta sobre todo en la carpeta. En las bases estabilizadas pueden ocurrir fenómenos de fatiga muy difíciles de analizar y cuantificar. En los suelos con resistencia potencial* la repetición de las cargas puede llegar a provocar el colapso, fenómeno que no ha sido posible introducir en el diseño mediante su medición en pruebas de laboratorio o de campo suficientemente confiables. Además, la repetición de las cargas es causa de rotura de granos (degradación), y produce también la interpenetración de

* La resistencia potencial, es aquella que se presenta aún después de que el suelo ha sido cargado a su máxima capacidad, por lo que se dice que es inherente al suelo.

partículas granulares en las capas de suelos más finos, lo que modifica la resistencia en forma difícilmente cuantificable.

La resistencia estructural del pavimento en conjunto y la resistencia de las capas que forman el pavimento, interesa desde dos puntos de vista:

- 1) En cuanto a la capacidad de carga que pueden desarrollar las capas constitutivas del pavimento para soportar adecuadamente las cargas impuestas por el tránsito.
- 2) En cuanto a la capacidad de carga de la capa subrasante, que constituye el nexo de unión entre el pavimento y el cuerpo de la terracería, para soportar los esfuerzos transmitidos y transmitir, a su vez, esfuerzos a la terracería a niveles convenientes. - (Ver figs. 11.20. y 11.21.).

Ambos puntos son de primordial importancia en la selección de los materiales que deben constituir las diferentes capas del pavimento, siendo el requisito de mayor importancia, cuanto más cercana sea la posición de la capa en relación con la superficie de rodamiento. Llenar satisfactoriamente los requisitos de capacidad de carga para cada capa es, hasta cierto punto, independiente de su propio espesor, pues el grueso de ella es más bien necesario desde el punto de vista de la transmisión de esfuerzos a capas inferiores; una capa delgada puede soportar en sí misma las cargas impuestas, pero permite transmitir altos esfuerzos a las capas inferiores; en tanto que una capa gruesa, cuya resistencia individual mejora con el aumento de espesor, se distinguirá por transmitir esfuerzos de mucho menor valor a las capas subyacentes.

Lo anterior es especialmente cierto, cuando los mate--

riales del pavimento no tienen resistencia a la tensión, -- pues si ésta es importante, aumenta mucho la capacidad de distribuir los esfuerzos a mayores áreas subyacentes, por lo que en este caso, la capacidad de transmitir esfuerzos pequeños, depende más bien de la resistencia intrínseca, -- de la capa y no de su espesor.

El punto 2, es sumamente importante considerarlo en el equilibrio general de pavimento, ya que una subrasante resistente, será capaz de tolerar esfuerzos relativamente altos, con lo que, de acuerdo con los razonamientos expuestos anteriormente, podrán usarse sobre ella espesores reducidos sin comprometer la estabilidad general, lo que conducirá a importantes ahorros en la inversión, ya que, los costos de las diferentes capas de un pavimento, crecen en general según estén más cerca de la superficie.

11.6.4.- DEFORMABILIDAD.

Dada la naturaleza y estructuración de los materiales que forman las capas del pavimento, la deformabilidad suele aumentar hacia abajo y afectar seriamente a la terracería, la cual puede ser más deformable que el resto del pavimento. Desde este punto de vista, la deformabilidad interesa sobre todo a nivel de la terracería, pues es común -- que por su naturaleza, las capas superiores tengan deformaciones tolerables, para los altos esfuerzos que en ellas actúan; no así la superficie de rodamiento, la cual merece -- mención aparte sobre este concepto.

En los pavimentos las deformaciones interesan, como es usual en la ingeniería, desde dos puntos de vista:

- 1) Primero, porque las deformaciones excesivas están asociadas a estados de falla.
- 2) Y segundo, porque un pavimento deformado, deja de cumplir sus funciones de servicio, independientemente

te de que las deformaciones no hayan conducido a un colapso estructural propiamente dicho.

Las cargas del tránsito en los pavimentos, producen deformaciones de varias clases. Las elásticas son de recuperación instantánea; las plásticas son aquellas que permanecen en el pavimento aún después de cesar la causa deformadora.

Bajo una carga móvil y repetida, la deformación plástica tiende a hacerse acumulativa y puede llegar a alcanzar valores inadmisibles. Paradójicamente, este proceso suele ir acompañado de una densificación de los materiales, de manera que el pavimento fallado puede ser más resistente que el original.

La deformación elástica repetida, preocupa sobre todo en los materiales con resistencia a la tensión, colocados - en la parte superior de la estructura, en los que puede llegar a generarse una falla si la deformación o el monto de ellas, es importante y los materiales son susceptibles. Entre los materiales que acusan fuertes deformaciones elásticas bajo carga, y que son los más peligrosos a este respecto, se encuentran los finos de origen volcánico.

Existe actualmente una fuerte corriente de opinión en el sentido de que la deformabilidad de los pavimentos flexibles, es el punto básico a considerar, y de hecho, un buen número de métodos de diseño en boga se centran en mantener a la deformabilidad en límites tolerables.

Otro problema importante, radica en medir la deforma-ción que el pavimento va a sufrir realmente bajo la carga aplicada. Este problema debe considerarse en dos fases, Primero, la estimación de las deformaciones elásticas, que es posible hacerse con razonable precisión una vez conocidos - los materiales que constituirán el pavimento, obteniendo su módulo de deformación por medio de alguna de las diversas -

pruebas de campo que existen y que pueden realizarse sobre los terrapienes de prueba en las condiciones consideradas críticas; estas pruebas pueden hacerse por medio de placas con un deformímetro tipo Ben Kelmar, con algún aparato dinámico tipo Dynaflect o con deformímetros sónicos o eléctricos.

Algunas instituciones realizan muchas de estas mediciones en la construcción de pavimentos tratando de obtener correlaciones para proyecto, entre las deformaciones elásticas y el clima, el tránsito y la naturaleza de los materiales. El módulo de deformación por ejemplo se mide en el laboratorio por medio de la prueba triaxial de Kansas, con los inconvenientes de tener que realizar un experimento poco representativo, pues es difícil reproducir en el laboratorio las condiciones críticas del campo y superar los problemas de escala. Conocido el módulo de deformación de las diferentes capas, la deformación elástica puede calcularse con base en alguna de las teorías de diseño antes mencionadas.

La segunda fase del problema de medición de deformaciones se refiere a las plásticas, producidas por el efecto acumulativo de la carga repetida. Este aspecto se ha atacado con criterios puramente empíricos, cuyo aprovechamiento por los métodos de diseño requiere de extrapolaciones experimentales; por ejemplo, la diversidad de las cargas se refiere a una carga única, llamada estandar, resultado de estudios estadísticos en tramos experimentales o en carreteras, sometidos a la acción de tránsito real o clasificado. Se intenta que la carga estandar tome en cuenta el efecto de la repetición, pues al definirla se ha correlacionado su propio efecto destructivo con el que causarían las cargas reales con sus repeticiones respectivas. Una vez fijado el tránsito "de análisis", lo que suele hacerse en todos los métodos de diseño que toman en cuenta estas cuestiones, es

prefijar con base experimental, una deformación permanente máxima y el pavimento se diseña de una manera que ésta se presente únicamente al fin de la vida útil prevista.

Existen dos criterios para fijar la deformación máxima permisible:

- 1er. Criterio.- La deformación que produce la falla -- del camino, es la que hace que el pavimento pierda las características de -- servicio para lo que fué diseñado. A este criterio se le conoce como: Crite
rio A.A.S.H.O. o de índice de servicio.
- 2o. Criterio.- La deformación que obliga a una recons
trucción del pavimento al llegar a un
valor preestablecido. A este criterio
se le conoce como: Criterio Británico;
y también se toman en cuenta los aspec
tos económicos de la reconstrucción.

11.6.5.- DURABILIDAD

Las incertidumbres prácticas ligadas a la duración de un pavimento flexible son grandes y difíciles de tratar, ya que definir cuál es la durabilidad deseable en un caso dado siempre presenta dificultades. La durabilidad del pavimento está ligada a una serie de factores económicos y sociales del propio camino; en una obra modesta la du
ración del pavimento puede ser mucho menor que la del cami
no, con tal de que la serie de reconstrucciones que se re--
quieran, valgan menos que el costo inicial de un pavimento
más durable, más el valor que pueda darse a las interrupcio
nes de servicio a que obliguen las reparaciones. Por el --
contrario, en obras de altos índices de tránsito y gran im
portancia económica y social, se requieren pavimentos muy -
durables a fin de no tener que recurrir a costosas interrup

ciones de un tránsito importante. En los puntos antes mencionados, se basan los principios de los pavimentos subdiseñados y sobrediseñados.

Una vez fijado el criterio que proporciona la duración deseada en el pavimento, surgen muchas incertidumbres de carácter práctico para lograrla; aparte de los efectos climáticos y de los efectos del tránsito cuya influencia en la vida útil del pavimento aún no se ha establecido con exactitud, los pavimentos están expuestos durante su vida útil a circunstancias de orden extraordinario, tales como fenómenos meteorológicos, inundaciones, terremotos, etc., por lo que resulta aún más complicado tratar de establecer la resistencia deseable de un pavimento ante este tipo de eventos o las normas de proyecto que han de implantarse para alcanzar una determinada duración.

11.6.6.- EL COSTO

Como todas las estructuras ingenieriles, un pavimento representa un balance entre la satisfacción de requisitos de resistencia y estabilidad en general por un lado, y el costo por el otro. Un diseño correcto será el que llegue a satisfacer los requerimientos necesarios de servicio, a un costo mínimo. Para lograr este equilibrio, podrán seguirse una gran cantidad de posibles líneas de conducta y de aquí parte uno de los aspectos de diseño más incierto y de los que demandan mayor criterio.

De hecho la primera disyuntiva se tiene al elegir el tipo de pavimento a emplear en cada caso. Los pavimentos rígidos, flexibles y semirrígidos o estabilizados, son ventajosos o inconvenientes según los casos de que se trate, si se habla comparativamente.

En general, los pavimentos rígidos demandan poco gasto de conservación y se deterioran poco, pero su costo de cons

trucción es alto y están circunscritos a la disponibilidad de los materiales necesarios y a un equipo de construcción especializado. Los pavimentos flexibles requieren menor inversión inicial, pero una conservación más costosa. Los pavimentos estabilizados, pueden constituir soluciones muy económicas cuando los materiales de que se dispone para la construcción, así como los aditivos, los hacen convenientes, pues permiten muy apreciables reducciones en los espesores.

No hay reglas fijas que permitan establecer el tipo de pavimento conveniente en cada caso y el punto deberá establecerse en cada situación particular. Las consideraciones anteriores permiten pensar que los pavimentos rígidos serán especialmente deseables en zonas urbanas, calles y avenidas y en carreteras de alto nivel de tránsito, en las que cualquier interrupción de servicio o deterioro del mismo sean de importancia económica. Se ha mencionado también que el calor y la naturaleza de un pavimento asfáltico, hacen que las capas de aire más próximas a la tierra se calienten mucho, bajo la fuerte acción solar, con lo que el aire pierde densidad y se dificultan las operaciones de aterrizaje y -- despegue de los aviones en las aeropistas.

Una vez elegido en forma preliminar el tipo de pavimento, deberán seleccionarse los materiales que intervendrán en la construcción; es posible que éstos se ofrescan en abundancia y el problema estriba entonces en establecer su selección idónea, pero también es posible que escaseen a -- tal grado que obliguen al proyectista a adaptarse a los que existen tratando de compensar los costos en todo el conjunto del pavimento. Por lo tanto, los materiales disponibles también son factor importante en la selección del tipo de pavimentos.

Cuando se fijan los bancos de materiales que se utilizarán en la construcción de un pavimento, sobrevienen muchos problemas de solución incierta en lo referente a la ho

homogeneidad de los bancos, los métodos de extracción a seguir, los tratamientos a dar a los diferentes materiales, - el volumen de los desperdicios y de material aprovechable, etc., todos los cuales se reflejarán determinantemente en los costos.

Otro de los factores que intervienen en forma decisiva en los costos de un pavimento y para cuya definición no existen tampoco reglas fijas confiables, es el relativo a las normas de construcción a que han de sujetarse los diferentes materiales para cumplir con los requisitos de un proyecto determinado.

11.6.7.- REQUERIMIENTOS DE CONSERVACION

Una gran cantidad de incertidumbres de las -- que se plantean en la práctica de los pavimentos, tienen -- que ver con su conservación. Los factores climáticos influyen decisivamente en la vida de los pavimentos, por lo que el proyectista ha de tomarlos en cuenta para su previsión, a fin de dejar a la conservación una tarea razonable; sin embargo, es obvio que tales factores involucren muchos elementos de estimación difícil, a pesar de lo cual ésta debe realizarse conjugando la experiencia precedente con una buna información de las condiciones locales.

La intensidad del tránsito también se refleja en el aspecto que ahora se analiza, y es necesario prever el incremento futuro tanto en el número como en el tipo (peso) de los vehículos circulantes.

Otro factor a tomar en cuenta en la conservación de -- los pavimentos, es el futuro comportamiento de las terracerías; sus deformaciones, derrumbes, saturaciones locales, - etc., ya que de otra manera podría llegarse a graves problemas de conservación y de reconstrucción. El comportamiento de las terracerías, se refleja en forma decisiva en toda la

estructura del pavimento; un caso típico, pero no único, lo constituyen las superestructuras de los pavimentos provisionales que se colocan sobre las terracerías, las cuales sufren deformaciones por estar asentadas en terrenos de cimentación blandos y compresibles.

Las condiciones de drenaje y subdrenaje de las vías terrestres, son otros de los puntos importantes por definir tanto en la vida de los pavimentos, como en la necesidad de su conservación. El proyecto de aquellos elementos debe considerarse como formando parte del diseño del pavimento, pues junto con él, hace todo integral inseparable; todas las incertidumbres inherentes a los problemas de drenaje de las carreteras y las aeropistas, afectan al proyecto de los pavimentos.

La degradación estructural de los materiales constitutivos para soportar cargas repetidas, es otro aspecto importante que se refleja en los requerimientos de conservación. Aunque existen en la actualidad algunas pruebas orientadas en relación al comportamiento de los materiales a éste respecto, son muchas las dudas que podrán presentarse en cualquier caso particular; es fundamental que sean resueltas con buen juicio y experiencia, pues es un hecho comprobado que los descuidos en este terreno se reflejan rápidamente en una conservación costosa y aún en la necesidad de reconstrucciones.

Frecuentemente los pavimentos sufren falta de conservación sistemática, con lo que su vida se acorta imprevisiblemente. Esto sucede generalmente cuando hay escasez de recursos o existen imposterables necesidades socio-económicas para la construcción de obras nuevas. Evidentemente ambas razones no pueden ignorarse, ya que una red de carreteras y aeropistas es un costoso patrimonio nacional del que muchas cosas dependen y que tampoco puede dejarse deteriorar en forma indiscriminada.

Los países que sientan la necesidad social de dedicar casi toda su energía a construir obras nuevas, deberán tener lógicamente la mayor necesidad de conservar las ya hechas. Lo que habrán de hacer, es fijar muy realísticamente el servicio que se desea, situándolo en una posición tan modesta como se requiera y convenga, pero en el momento así definido, la conservación necesaria deberá ejercerse indefectiblemente.

En el caso, particular de nuestro país, el tránsito de vehículos ha ido incrementándose vertiginosamente creándose un tráfico continuo que ha sobrepasado ya, todos los aspectos previsibles para la conservación de las carreteras; si a eso le aumamos que todos los pavimentos están subdiseñados, la conservación se torna fundamental y sus procedimientos de reconstrucción y servicio deben cambiar radicalmente. También es necesario que el presupuesto destinado a esta actividad; llegue íntegro, para un mejor logro en todos los aspectos de la conservación.

11.6.8.- LA COMODIDAD

Especialmente en las grandes autopistas y caminos de primer orden, los problemas y métodos de diseño de los pavimentos deben verse afectados por la comodidad que el usuario requiere para transitar a la velocidad de proyecto. Evidentemente dentro de este requisito quedan incluidos otros muchos, de los que la seguridad es el más importante; la estética y su efecto en las reacciones psicológicas del conductor merecen también consideración.

Las ondulaciones superficiales de un pavimento, por ejemplo, pueden constituir un inconveniente para la comodidad, independientemente de que, desde un punto de vista estrictamente mecánico, representen poco o nada de deficiencia estructural o riesgo de falla.

En caminos de especificaciones altas, por lo tanto, el

proyectista deberá elevar el nivel de exigencia, haciendo intervenir en su criterio consideraciones de esta índole, que no figuran en otros proyectos, de caminos más modestos, en que las menores velocidades de operación o intensidades de tránsito, hacen estos problemas menos críticos.

11.7.- DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS.

La diferencia esencial entre los tipos de pavimentos, flexibles y rígidos, es la manera en que distribuyen las cargas sobre la subrasante.

El pavimento rígido, debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, tiende a distribuir la carga sobre una zona relativamente amplia en el suelo, por lo cual una gran parte de la capacidad estructural es proporcionada por la misma losa.

El principal factor considerado en el proyecto de los pavimentos rígidos, es la resistencia estructural del concreto. Por esta razón, pequeñas variaciones en la resistencia de la subrasante tienen poca influencia en la capacidad estructural del pavimento.

Las bases que se usan bajo pavimentos rígidos deben cumplir los siguientes requisitos:

- 1) Control adecuado del bombeo.
- 2) Control de la acción de las heladas.
- 3) Control de drenaje.
- 4) Control de los cambios volumétricos de la subrasante.
- 5) Control de calidad y facilidad en la construcción.

La base podrá agregar alguna capacidad estructural al pavimento, aunque esta contribución a la capacidad para soportar las cargas es de segunda importancia relativamente.

11.7.1.- BASES DE PAVIMENTOS RIGIDOS

Hasta hace pocos años se prestaba poca atención a los suelos en que se apoyaban los pavimentos de concreto, por el hecho de considerárselos rígidos, capaces de repartir la carga sobre una amplia zona de la base. No obstante, se presentaron problemas en algunos pavimentos que fueron colocados directamente sobre suelos expansibles. Algunas veces la propia agua del concreto, al humedecer los suelos de la base, provocó expansiones en ésta, que rompen los pavimentos frescos. En otras ocasiones, el agua penetra por las juntas y grietas de los pavimentos terminados, dando por resultado diferentes expansiones de la base, provocando el levantamiento del pavimento en las juntas. En la actualidad, los pavimentos de concreto se colocan sobre bases cuidadosamente preparadas.

Como práctica común, la base consiste de una capa gruesa de materiales granulares, colocada sobre los suelos finos de la subrasante. En algunos casos y según la importancia de la obra, se exageran aún más los cuidados, aplicando un tratamiento de cemento o materiales bituminosos en la superficie de la base. Cuando se trabaja en suelos de mejor calidad y las condiciones climáticas son menos desfavorables, amén de que se cuenta con facilidades de drenaje, es frecuentemente disminuir los requisitos en la colocación de bases granulares y se ha llegado al caso extremo de omitir éstas en la construcción de los pavimentos rígidos.

La Portland Cement Association, recomienda el uso de bases granulares solamente en los casos en que se tienen suelos inestables o no satisfactorios; es decir, cuando el pavimento pueda dañarse por efectos de cambio volumétricos del suelo provocados por variaciones de la humedad, o por el efecto de "bombeo". En los países de inviernos extremos, las bases granulares de gran espesor son indispensables.

bles para evitar el inchamiento del suelo por la helada, -- que se produce por la formación de lentes de hielo en suelos con alto contenido limoso.

La generalización del uso de bases granulares cementadas en los pavimentos de concreto, deriva principalmente de las investigaciones realizadas sobre el "bombeo". Este fenómeno consiste en la expulsión del agua que arrastra material de la base a través de juntas y grietas y a lo largo de las orillas del pavimento.

Se ha encontrado que la causa de este fenómeno, es la depresión repetida o repetición de carga causada por el paso de las ruedas de los vehículos. Cuando hay agua libre y la base está constituida por suelos finos, el agua se mezcla con el suelo, produciendo una suspensión que emerge a la superficie al pasar una llanta sobre la junta. Tras de repetidas expulsiones de la suspensión de suelo, el soporte de las losas de concreto en las zonas afectadas se pierde, produciéndose grietas transversales cerca de las juntas o en las esquinas. La formación de una grieta es una oportunidad para el bombeo, resultando en una destrucción progresiva de los pavimentos.

El bombeo ocurre muy raras veces cuando la base del pavimento está constituida por un gran porcentaje de suelo -- granular y con un índice de plasticidad menor de 7. Hasta el presente no se han desarrollado métodos realmente efectivos y seguros para evitar los movimientos de las juntas o para eliminar el agua libre que se acumula bajo las juntas, grietas y orillas de los pavimentos. En consecuencia, el uso de bases granulares permeables o bases granulares cementadas, parece ser el método más efectivo para evitar el bombeo. No obstante, no se conoce hasta el presente el mínimo espesor admisible de la base granular.

11.7.2.- CONCEPTOS Y CRITERIOS DE PROYECTO

Los conceptos empleados para el proyecto de los tipos de pavimentos varían de uno a otro sitio. Los pavimentos rígidos para carreteras son construidos generalmente utilizando secciones tipo, independientemente de la clase de suelo, lo cual es permisible desde el punto de vista del funcionamiento solamente que sean controlados el bombeo, el drenaje y la acción de las heladas.

Son importantes en los pavimentos rígidos, la adecuada compactación y el tratamiento de bases, sub-bases y subrasantes. Se han producido muchas fallas donde se han seguido técnicas inadecuadas de proyecto y construcción de subrasantes en pavimentos rígidos. Construidos éstos directamente sobre subrasantes arcillosas, sufren generalmente el efecto de bombeo bajo un alto número de repeticiones de cargas axiales. El drenaje inadecuado, puede ser también causa de muchas fallas en el pavimento, así como el efecto de las heladas. Sin embargo, por lo que respecta a la capacidad de soporte en la combinación losa-subrasante, uno de los principales factores es el de la rigidez de la losa de concreto.

Los criterios de proyecto para pavimentos rígidos se basan en los esfuerzos de tensión permisibles en el concreto. Se usan capas de bases para controlar el bombeo y su espesor se determina de acuerdo con el comportamiento en el campo. Para el caso de controlar la acción de las heladas, las bases deben tener un espesor mayor y suficiente para asegurar el descongelamiento de la subrasante sin que ésta pierda su capacidad de carga.

En los pavimentos rígidos el tipo de trabajo es esencialmente por esfuerzos de tensión combinados con esfuerzos cortantes y de flexión, como se representa en la figura siguiente:

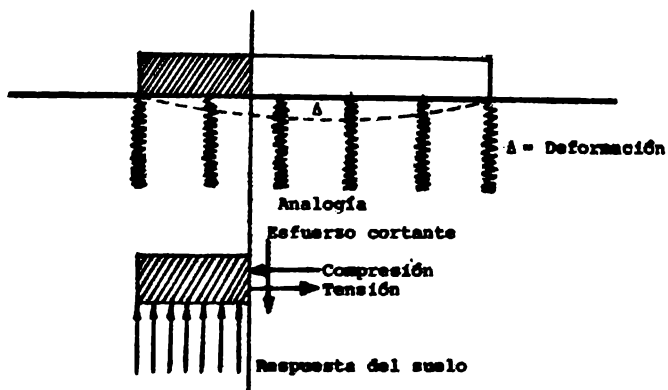


Fig. 11.24.- Representación de los esfuerzos combinados en una losa de concreto.

En la losa, los esfuerzos de tensión son muy representativos y se transmiten por flexión a las capas subyacentes.

Por último para un buen diseño del pavimento, se deben tener en cuenta ciertos parámetros en el proyecto. Estos parámetros se pueden ordenar de la siguiente manera:

Parámetros de diseño	{	1) Temperatura o humedad.	{	Alabeo
		2) Cargas externas.		Contracción y expansión.
		3) Condiciones de apoyo del pavimento rígido.		

diente de una gráfica de presiones, contra deformaciones o asentamientos; obtenida de una prueba de carga en una placa circular de acero de 30 pulgadas de diámetro, tal y como se observa en la siguiente figura:

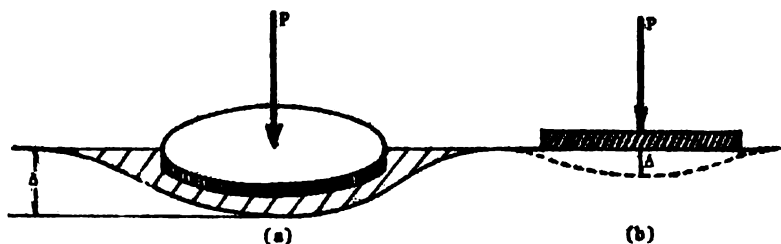


Fig. 11.25.

El cociente de la carga P entre la deformación Δ , es - el módulo de reacción y se obtiene con la siguiente fórmula:

$$K_r = \frac{P}{\Delta} \quad ; \quad \left[\frac{\text{Kg/cm}^2}{\text{cm}} \right] = \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3} \right] \quad \text{---(11.1)}$$

Las fórmulas de Westergard fueron desarrolladas para 3 posiciones de la rueda sobre la losa, indicadas en la siguiente figura:

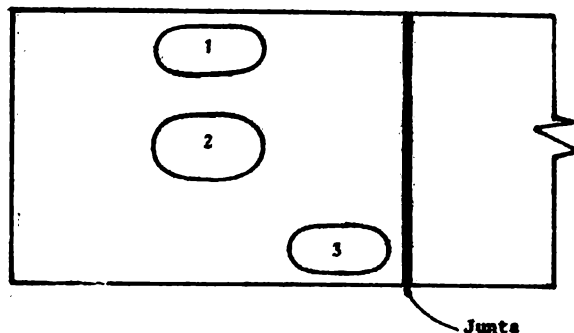


Fig. 11.26.

y los esfuerzos producidos por estas 3 posiciones de la carga, son calculados mediante un grupo de fórmulas para cada tipo de carga y situación especial de aplicación.

Los asentamientos o hinchamientos desiguales de la base, introducen en los pavimentos rígidos otros esfuerzos -- que no son tomados en cuenta por las fórmulas de Westergard, las cuales suponen una reacción continua y simétrica del suelo sobre la losa; condición que requiere un apoyo uniforme de ésta.

El criterio de Mainer implica que el módulo de ruptura del concreto, se presenta cuando se combinan el número de repeticiones de carga para un cierto número de esfuerzos, - que actúan sobre la losa.

Esencialmente, el criterio de Mainer dice:

"Dada una relación de cargas y una combinación de esfuerzos, es posible obtener el valor del módulo de ruptura del concreto bajo distintas sollicitaciones".

Este criterio se puede representar mediante la siguiente expresión:

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{n}{N} \leq 1 \quad \text{-----} \quad (11-2)$$

en donde:

n = número de repeticiones de carga.

N = Número de esfuerzos

Otros dos conceptos importantes para este criterio de diseño, son la "Fatiga" y los "Esfuerzos".

El Cuerpo de Ingenieros considera que cuando aparecen grietas en la losa, todavía se puede utilizar. La Portland Cement no lo considera así, e incluye un tercer concepto -- que es el "Nivel de Falla".

La falla está en función del módulo de ruptura (M_r), - que se puede obtener del siguiente experimento:

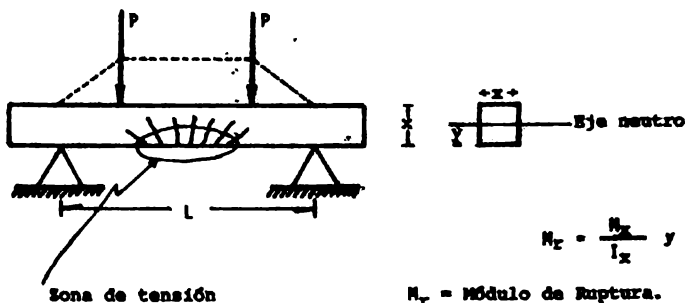


Fig. 11.27.

En la figura anterior, el módulo de ruptura M_r se obtuvo utilizando la fórmula de la escuadría, la cual es aplicable para secciones de vigas como la representada en donde - "x" es el ancho de la sección y "y" la distancia de la base a el eje neutro; en la fórmula, I_x es el momento de inercia.

Cuando los esfuerzos son mayores o iguales al módulo de ruptura, se presenta la falla.

$$\sigma_x \geq M_r \implies \text{Falla} ; \sigma_x = f(e, u, \kappa)$$

Como la losa de concreto de un pavimento rígido, reparte la carga más extensamente sobre la base, y produce esfuerzos que se representan en la figura 11.27., por medio de la curva de esfuerzos que se indica en la línea punteada:

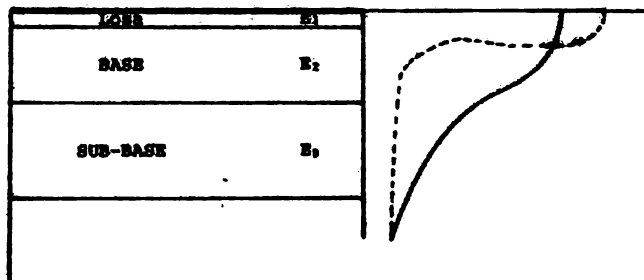


Fig. 11.28.

11.7.4.- DEFORMACIONES EN LAS LOSAS

Otro factor importante que influye en el diseño de un pavimento rígido, es la temperatura; la distribu-

ción de temperatura en las losas no es uniforme, ya que, durante el día, es mayor en la superficie que en el interior de la misma, pero durante la noche ocurre lo contrario.

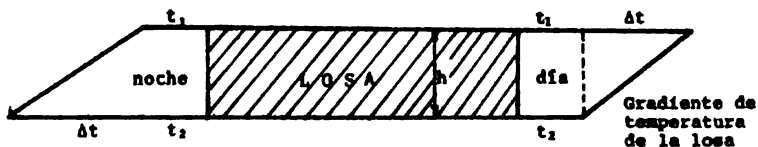


Fig. 11.29.

Por ejemplo si $h = 25 \text{ cm.}$, la diferencia de temperatura entre una y otra superficies puede ser: $\Delta t = 15^\circ\text{C}$

Si el suelo presenta resistencia al movimiento de la losa, la deformación se puede presentar de la siguiente forma:

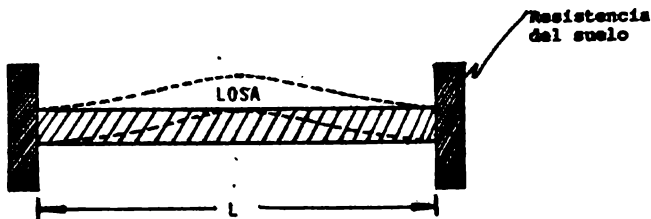


Fig. 11.30.

Si el suelo no presenta resistencia, entonces la losa se deforma hacia los lados como se muestra en la figura:

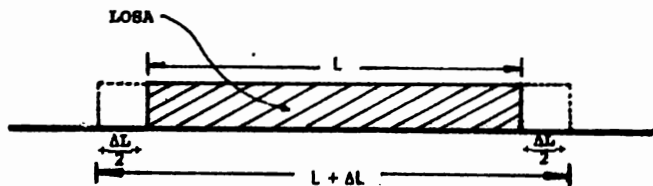


Fig. 11.31.

Si la temperatura aumenta, entonces L aumenta a $L + \Delta L$

$$\Delta L = L \cdot (\Delta T) \cdot \alpha$$

en donde

Δt = Incremento de la temperatura

α = Constante térmica de dilatación.

Cuando la temperatura baja demasiado, la losa tiende a encogerse lo que provoca que se presenten esfuerzos de tensión.

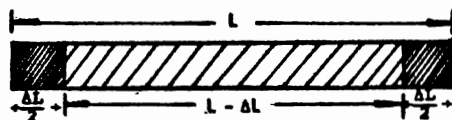


Fig. 11.32.

Las variaciones de temperatura con la profundidad de la losa, provoca que ésta se alabee y adopte durante el día una forma cóncava respecto al plano de la base, debido a --

que las fibras superiores de la losa se dilatan más que las inferiores. Por la noche, el gradiente de temperatura se invierte, dando por resultado una deformación convexa de la losa, con la consiguiente inversión de los esfuerzos de tensión y compresión.

A los esfuerzos provocados por las cargas, se suman -- vectorialmente, los derivados de los cambios de temperatura.



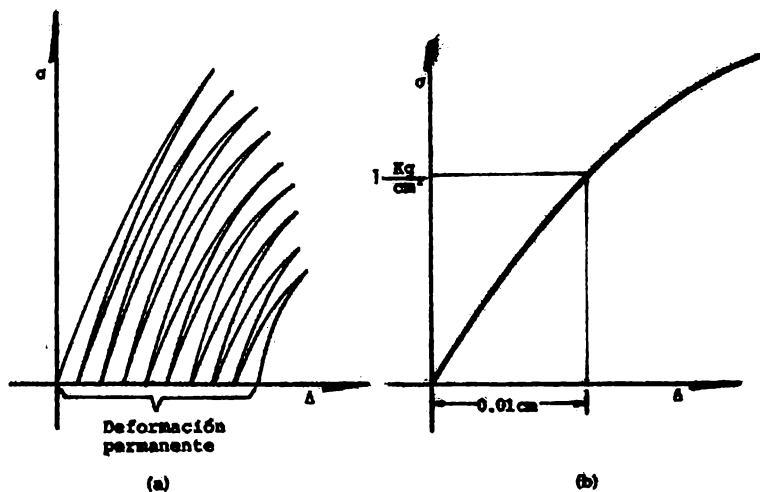
Fig. 11.33.- Efectos del alabeo por temperatura en una losa de concreto.

El tamaño de la losa para evitar el alabeo, está en relación directa con la calidad de la base, ya que si la losa siempre está en contacto con la base, es difícil que se presente el alabeo en una base flexible. Cuando la base es -- muy dura, se acentúa el fenómeno de alabeo, por lo tanto, -- para reducir el alabeo, se deben de tener tamaños adecuados de la losa para que ésta siempre esté en contacto con la base.

El alabeo no se corrige por medio del refuerzo de acero, ya que éste sirve para evitar tensiones y grietas en toda la losa.

11.7.5.- MEDICION DE DEFORMACIONES PERMANENTES EN LOS PAVIMENTOS RIGIDOS.

En una prueba de carga, se obtiene una gráfica semejante a la que se muestra en la figura 11.34, en donde la deformación permanente ocurre en las primeras 10 aplicaciones y es de carácter logarítmico.

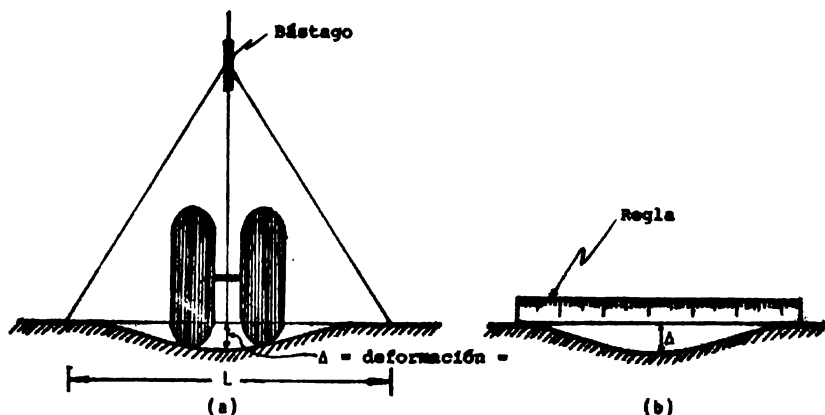


Módulo de reacción = K

$$K = \frac{\sigma}{\Delta} = \frac{1}{0.01} = 100$$

Fig. 11.34.

La deformación permanente también se puede medir de las siguientes formas como se puede ver en las siguientes figuras:



Figs. 11.35.

11.7.6.- ALGUNOS CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO DE -
LOSAS DE CONCRETO EN LOS PAVIMENTOS RIGIDOS.

a) Terracerías

Las terracerías que van a soportar a los -
pavimentos rígidos se pueden clasificar en:

	Kr	S.U.C.S.
Muy buenas	≥ 8.3	GW, GP, SW, SN, SP
Regulares o buenas	5.5 a 7	ML, CL, SC
Muy malas	≤ 4	CH, OH, NH

en donde:

Kr = Módulo de reacción (Kg/cm²)

b) Método de diseño

El "Load Classification Number" (LCN), se creó durante la 2a. Guerra Mundial, para determinar la carga permisible que puede soportar el pavimento y es de carácter estadístico. Está basado en una gráfica que relaciona el daño causado en el pavimento debido a la carga de los aviones de combate.

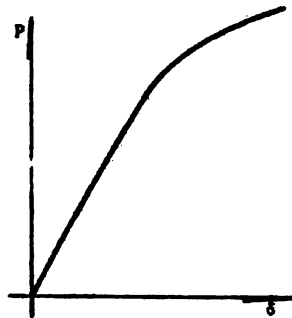


Fig. 11.36.

El daño está en función de la capacidad y resistencia del pavimento.

P = Carga soportada

δ = Deformación

En resumen el LCN, no es más que una prueba de placa a escala natural, en la cual se determina la carga permisible.

Para la prueba, Newmark desarrolló un modelo mecánico que supone una serie de elementos articulados o ligados por placas semiflexibles.

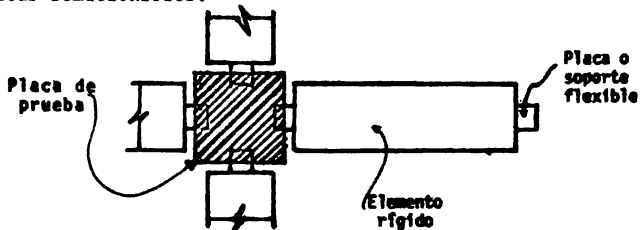


Fig. 11.37.

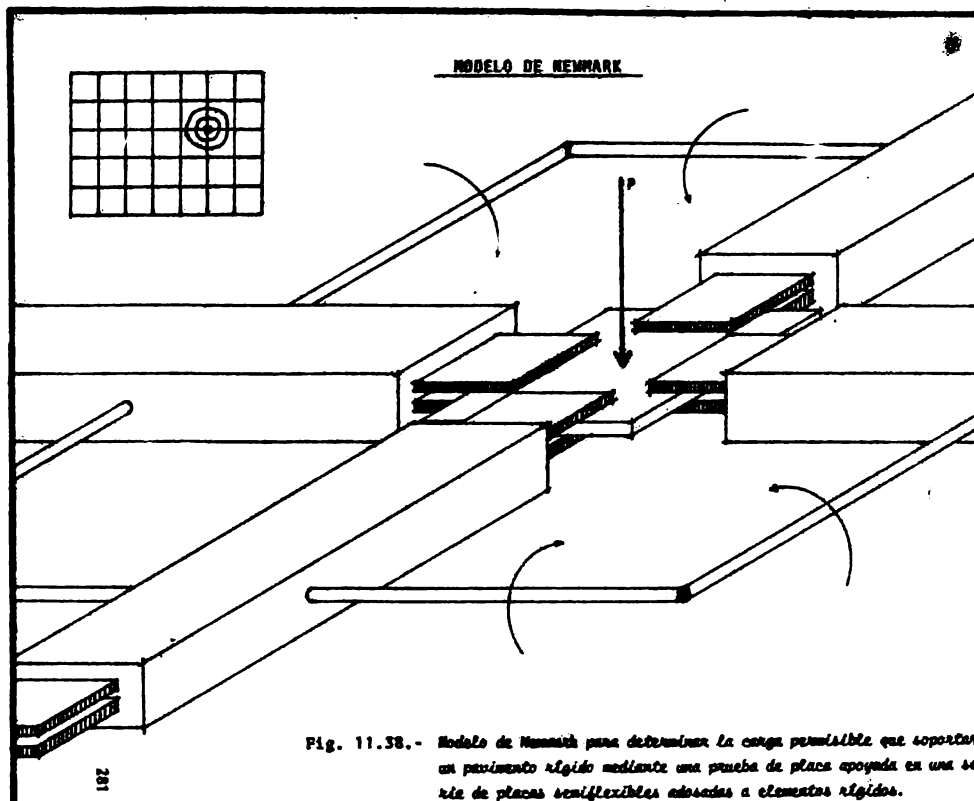


Fig. 11.38.- Modelo de Nemark para determinar la carga permisible que soportará un pavimento rígido mediante una prueba de placa apoyada en una serie de placas semiflexibles adosadas a elementos rígidos.

c) Rigidéz de la Losa

Para losas de sección como la que se muestra en la siguiente figura:



Fig. 11.39.

la rigidéz de la losa, está en función del módulo de elasticidad y de su momento de inercia, y se representa de la siguiente forma:

$$D = \frac{L E h}{12(1-\mu^2)} = \frac{E I}{(1-\mu)^2}$$

En secciones de losa, como la de la figura anterior, - la rigidéz relativa:

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{D}{K_r}}$$

donde:

D = Rigidéz

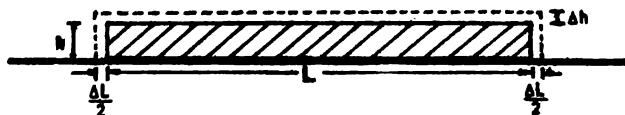
K_r = Módulo de reacción

ℓ = Radio de rigidéz relativa.

d) Contracción y Expansión

Los efectos de contracción y expansión de las losas, causan problemas a éstas y son debidos a los cambios de tem

peratura.



$$\frac{\Delta L}{\Delta h} = \epsilon(\Delta t)$$

Δt = Incremento de temperatura

Fig. 11.40.

e) Efectos de Fricción

La fricción entre la losa y la base, tiene el efecto de que impide que la losa se expanda por temperatura, -- tendiendo a alabearse hacia arriba.

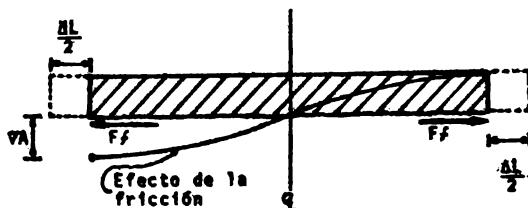


Fig. 11.41.

Según Fred Mc Cullough de la Universidad de Texas, los coeficientes de fricción van de valores cercanos a 1, hasta

valores de 4 y 5. Lo anterior se basa en datos experimentales.

Generalmente se tiene que el coeficiente de fricción es de un valor alrededor de 1.5, ($C_f = 1.5$).

f) Acero de Refuerzo

El refuerzo de acero en las losas, se pone exclusivamente para evitar el agrietamiento en la misma.

El área de acero está dada por la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{W C_f L}{2 f_s}$$

donde:

W = Peso de la losa

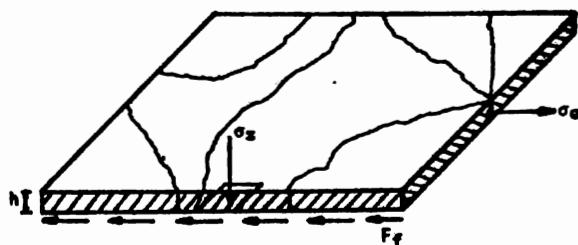
C_f = Coeficiente de fricción

L = Longitud de la sección

f_s = Esfuerzo del acero

$$\sigma_z = \gamma_c h = W$$

$$\sigma_c = \frac{F_f}{2h}$$



F_f = Fuerza de fricción

$$F_f = W_f$$

Fig. 11.42.



Fig. 11.43.

f = Esfuerzo promedio

$f_a = f_{max.}$

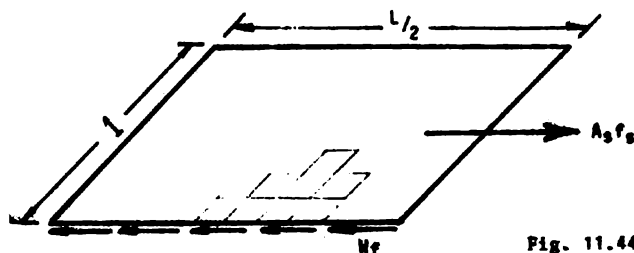


Fig. 11.44.

$$A_s f_s = \frac{W_f l}{2} = \frac{F l}{2}$$

$$\frac{W_f l}{2} = \sigma_c \times h \times l = \frac{\gamma_c f l}{2}$$

donde:

f_s = Esfuerzo admisible en el acero.

$f_s = 0.75 F_y$; F_y = Resistencia a la fluencia.

f.1)- Porcentaje de Acero

$$\% \text{ Acero} = p$$

$$\rho = \frac{A_s}{h \times l} = \frac{W_{rl}}{2hf_s} = \frac{Y_{chrl}}{2hf_s} = \frac{Y_{crl}}{2f_s}$$

Si $\gamma_c = 2,200 \text{ Kg/m}^3$

$$\rightarrow \rho = \frac{2,200 \text{ fl}}{2f_s} = \frac{1,100 \text{ fl}}{f_s}$$

Pero:

$$\frac{1,100 \text{ f}}{f_s} = K$$

$$\rightarrow \boxed{\rho = Kl}$$

El esfuerzo de acero, se utiliza cuando las dimensiones de la losa son grandes.

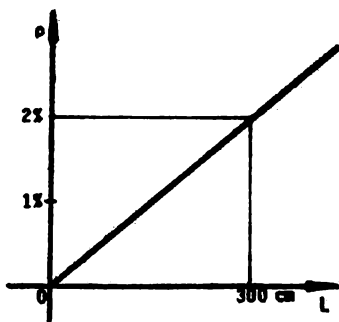


Fig. 11.45.

De la gráfica adjunta, se desprende que las losas de 3 metros o menores, no necesitan refuerzo.

g) Juntas

Las juntas que se colocan en las losas son debidas a las contracciones y expansiones. Tienen como función específica evitar el alabeo y la penetración del agua a la base.

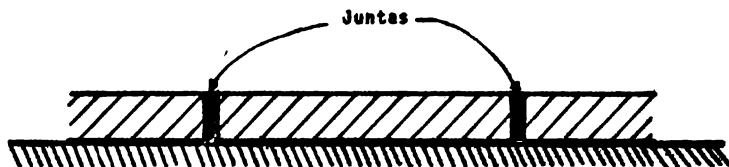


Fig. 11.46.

Las juntas pueden ser de madera o de materiales bituminosos como el chapopote, que es el que más frecuentemente se usa.

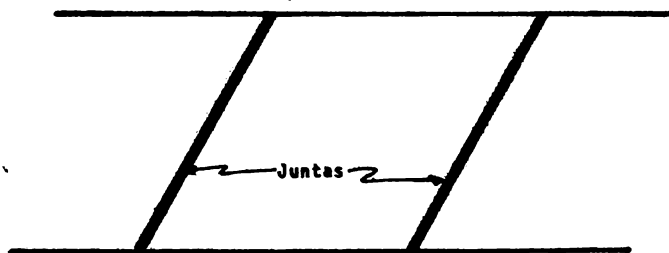
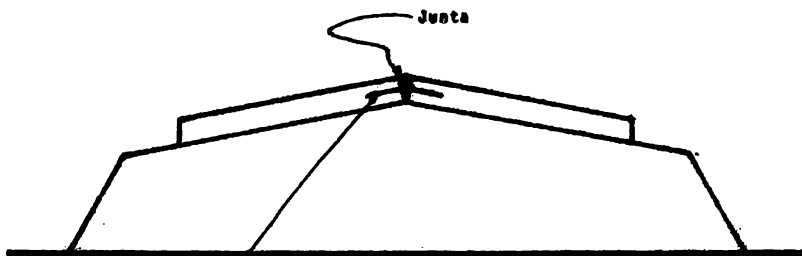
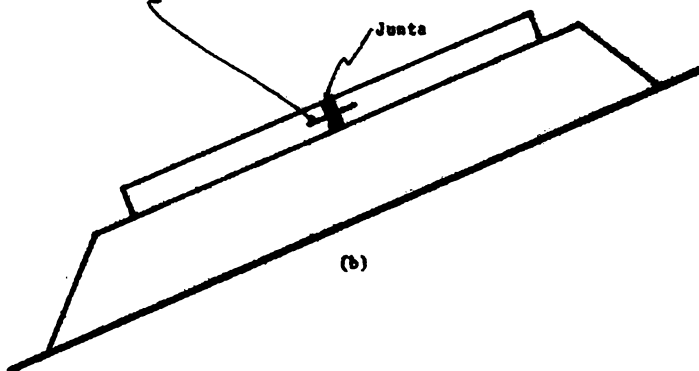


Fig. 11.47.



(a)

Pasador para evitar que la losa se de desplace



(b)

Figs. 11.48a y 11.48b.

CAPÍTULO XII

LA ESTABILIZACION Y SU RELACION CON LOS

PAVIMENTOS

12.1.- PAVIMENTOS ESTABILIZADOS

Todos los suelos sometidos a cargas, reaccionan ante ellas, de acuerdo con estas cinco características:

- 1.- Cohesión,
- 2.- Fricción Interna,
- 3.- Compresibilidad,
- 4.- Plasticidad y
- 5.- Capilaridad.

Las dos primeras son fundamentales para la resistencia a la fractura o al desplazamiento y las dos son grandemente afectadas por los vacíos y la cantidad de agua que los puede llenar.

Un suelo con muchos vacíos, pierde su estabilidad, cuando las condiciones ambientales son sumamente húmedas, ya que los vacíos son ocupados por el agua. A la inversa, un suelo con pocos vacíos, es más estable impidiendo al mismo tiempo, el ingreso del agua ambiental, dentro de la estructura.

Cualquier técnica que permita conservar o variar favorablemente la cohesión, fricción interna, compresibilidad, - - plasticidad o capilaridad de un suelo, es lo que se conoce como estabilización y todo suelo que haya sufrido un proceso de esta naturaleza, podrá usarse como pavimento ya que está en mejores condiciones que el suelo primitivo, para soportar, en cualquier circunstancia, las cargas estáticas y dinámicas del tránsito, así como su efecto abrasivo.

Los métodos y técnicas de estabilización, pueden ser variadísimos, puesto que consisten, desde la simple compactación, hasta el logro de la modificación de la constitución química de las partículas del suelo.

Un informe del Laboratorio de Suelos del Instituto Tecnológico de Massachusetts (M.I.T.) afirma, que los estudios realizados desde 1946, llevan a la creación de una rama especializada que se denominaría: "Tecnología de Suelos", la cual, partiendo de la Química Coloidal y la Mineralogía, la Sedimentología y la Mecánica de Suelos, buscará la explicación del comportamiento de los suelos y las alteraciones que este comportamiento pueda tener.

Para fines únicamente de este capítulo, y sin pretender abarcar la totalidad de los procesos, agruparé los diferentes tipos de estabilizaciones en dos grandes grupos, de la siguiente forma:

- a) Estabilización por mezclas de suelos.
- b) Estabilización por adición de sustancias químicas.

12.2.- ESTABILIZACION POR MEZCLA DE SUELOS

Cuando un suelo local no tiene las características deseables, puede ser mejorado utilizando otros suelos y mezclándolos, consiguiendo así, un suelo de mejores características y que puede utilizarse como pavimento.

La granulometría y las condiciones de humedad, son fundamentales para la obtención de la estabilización.

La experiencia ha demostrado que se logran buenos resultados con diferentes tipos de granulometrías.

Existen múltiples recomendaciones para la composición de los suelos estabilizados y de ellas solo referiré algunas recomendaciones para la granulometría de un suelo estabilizado.

<u>MALLA O TAMIZ</u>	<u>% QUE PASA</u>
2"	100
1 1/2"	100
1"	100
3/4"	85-100
3/8"	65-95
#4	50-85
#10	40-65
#40	25-45
#100	15-35
#200	10-25

La parte del suelo que pasa la malla # 200, debe ser menor de 2/3 de la fracción que pasa la malla # 40.

La parte que pasa la malla # 40, debe tener un Índice - Plástico (IP) entre 4 y 9, y un Límite Líquido (L.L.) menor de 35.

La A.A.S.H.O., recomienda estas seis variantes:

Pasa el tamiz	T I P O S					
	A	B	C	D	E	F
2"	100	100	-	-	-	-
1"	100	100	100	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-
#10	15-40	20-45	25-50	30-65	40-100	55-100
#40	8-20	10-25	12-30	15-40	20-50	30-70
#200	2-8	3-10	4-12	5-15	6-20	8-25

Tabla 12.1.- % en peso de suelo, que pasan las fracciones del mismo, por las diferentes aberturas de malla.

12.2.1.- SUELOS ESTABILIZADOS CON MEZCLAS TIPO ARENA-ARCILLA

Este tipo de pavimento se presta mucho para -- ser utilizado en zonas en las que la grava es de difícil obtención y por ende costosa y donde la mano de obra es barata.

Los pavimentos estabilizados con este tipo de mezcla arena-arcilla, pueden resistir tránsitos hasta de 500 vehículos diarios.

Los estudios de M. Strham, en el estado de Georgia de los Estados Unidos, permitieron dar especificaciones muy precisas para la ejecución de estos pavimentos. Como granulometría, puede usarse la de la columna (F) de la tabla anterior o en su defecto cualquiera de los contenidos en la siguiente tabla:

MATERIAL	TIPOS DE MEZCLAS		
	DURO	MEDIO	SUAVE
Arena	65-80	50-70	55-80
Limo	5-15	10-20	10-20
Arcilla	9-18	15-25	10-25
Arena retenida en la malla # 60	45-60	30-35	15-30

TABLA 12.2.

La plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla #40 debe tener un IP entre 4 y 8, para condiciones de humedad y entre 9 y 15 para condiciones secas.

El LL de esta misma parte del suelo, no debe de exceder de 25.

Los LL altos indican, por lo general, que se trata de materiales micaceos poco deseables, diatomeas u otros materiales orgánicos.

Los LL, alrededor de 20, indican que se trata de mate--

riales arenosos con poca capilaridad.

Para igual Límite Líquido, el mayor Índice Plástico, es signo de mayor cantidad de arcilla con la consiguiente cohesión del material.

En general una arcilla altamente coloidal, en pequeña proporción, puede dar igual cohesión que una mayor proporción de otra arcilla menos coloidal.

La relación del Índice Plástico y las precipitaciones anuales, se dan en la siguiente tabla:

Precipitación Altura de lluvia en mm. por año	Índice de Plasticidad	
	Con tratamiento superficial impermeable	Al descubierto
Más de 1000	3	3-5
de 700 a 1000	3-4	5-8
Menos de 700	4-5	8-12

TABLA 12.3.

El Límite Líquido debe ser menor que 35 y también menor que la siguiente relación:

$$LL < (1.6 \times IP) + 14$$

En estos tipos de mezclas, los materiales deben tener las siguientes características:

Arena.- Debe ser dura, de preferencia silicosa, toda debe pasar por la malla #10 y ser retenida en la malla #200. En consecuencia las dimensiones de sus partículas deben variar entre 1.85 y 0.07 mm.

Arcilla.- Es el material separado por dilución en agua. Se deposita y tiene plasticidad. Las dimen--

siones de sus partículas son menores de 0.005 mm.

Limo o Cieno.- Está constituido por partículas finas pero inertes, siendo diferentes de las arcillas en su comportamiento. Sus dimensiones varían entre 0.05 y 0.005 de mm.

12.2.2.- CUALIDADES DE UNA BUENA MEZCLA

Una buena mezcla de arena-arcilla debe tener:

- 1.- Suficiente cantidad de arcilla para cementar la arena y el limo, cuando la mezcla está seca o ligeramente húmeda; pero no tanto como para ser causa de su fractura y destrucción por esponjamiento o expansión, cuando la mezcla está mojada. La superficie debe mantenerse a un volumen constante.
- 2.- Moderada cantidad de limo, para que, con la arena y la arcilla den una mezcla en la que las partículas finas de la arena, junto con la arcilla y el limo, produzcan una cierta impermeabilidad, ya que, el exceso de agua, lleva a las partículas finas a LL altos, con la consiguiente pérdida de estabilidad.

12.3.- TERRAPLENES DE ARCILLA ESTABILIZADOS CON CAL

La estabilización de suelos por adición de sustancias químicas es muy amplia y variada, por lo que en este capítulo de Estabilización y su Aplicación a los Pavimentos, solamente trataré como ejemplo, el caso de la estabilización con cal de un tramo de la carretera federal I-75 de los Estados Unidos de Norte América. Dicho tramo tiene una longitud de 7.5 Km y un terraplén de 4.2 Km. de largo y entre 2.45 y 3.05 m. de alto. Está ubicado en el norte de la península de Florida y ha sido totalmente construido con arcillas alu-

vionales y suelo arcilloso del lugar.

Este tramo cruza el lecho seco de un antiguo lago, en medio de una gran depresión formada en los terrenos arcillosos, de donde provienen los materiales del terraplén. La capa superior de éste, es de 60 cm. de espesor y fué estabilizada con cal hidratada.

En esta obra, se empleó la cal en el orden de 6% por peso, colocada sobre el terraplén en una capa superficial de 30 cm. de espesor. El índice plástico promedio de 38, característico de esta arcilla, se redujo prácticamente a cero, debido a la adición de la cal hidratada.

12.3.1.- USO DE LA ARCILLA COMO ESTABILIZANTE

Antiguamente el área estuvo cubierta por un lago poco profundo que todavía en el presente siglo, estuvo -- surcado por transbordadores. El hundimiento de una caverna subterránea, situada bajo el lecho del lago, provocó el drenaje de las aguas y se produjo la desaparición definitiva -- del lago.

Normalmente, el Departamento de Carreteras de la Florida, no utiliza materiales como los de esa zona para terraplenar, sino que trae materiales granulares, rebajando el terreno, si es necesario, para asegurar la estabilización. Pero en esta región de la Florida no se encuentran tales materiales dentro de distancias económicas.

El terraplenado con materiales adyacentes, dependía también de la conveniencia de estabilizar con cal los 30 cm. de espesor superficial. Se extrajo el material, de préstamos -- paralelos al camino, formando zanjas de 3.0 a 3.6 m. de profundidad, y esparciéndolo a todo lo ancho del terraplén.

Las especificaciones estipulaban que la compactación de la porción no tratada del terraplén y la de la capa de 30 cm debajo de la porción estabilizada con cal, debía de alcanzar un 95% de grado de compactación Proctor. La capa superior,

de 30 cm., tratada con cal, debía ser compactada al 100% de la densidad normal A.A.S.H.O. (100% Proctor). Estas compactaciones se lograron con los equipos de construcción convencionales (rodillos lisos de fierro y rodillos neumáticos).

12.3.2- FLEXIBILIDAD DEL PAVIMENTO

Este tramo de la carretera en cuestión, se compone de cuatro calzadas, separadas por una faja central deprimida, de 14.60 m de ancho. Cada una de las calzadas tiene 7.30 m. de arroyo, con bermas o acotamientos interiores de 2.40 m. y exteriores de 3.00 m.

Ajustado a las normas de diseño del Estado de Florida, el camino tiene una base de roca arcillosa blanda, de 26.5 cm. de espesor construida en dos capas de 13.25 cm. cada una. Sobre la base hay una capa ligante de 5 cm. de espesor constituida de concreto asfáltico, y sobre ésta, hay otra capa superficial de 2.5 cm. de espesor, también de concreto asfáltico pero con acabado con sello que permite disminuir la fricción de los neumáticos.

Esta estructura de pavimento flexible, se construye por etapas, añadiéndosele capas adicionales de asfalto de 3 cm. de espesor, cuando lo exijan las condiciones del tráfico.

Los acotamientos o bermas, están contruidos con una mezcla estabilizada, de roca caliza rematada con una superficie de mezcla fina hecha en planta central, o en tratamiento superficial.

La subrasante comprende 60 cm. de piedra caliza estabilizada, extendida a todo lo ancho del terraplén, y conteniendo 6% de cal en la porción superior y 4% en la inferior.

Además de ser ésta la primera estabilización con cal experimentada en el estado de Florida, es también la más profunda jamás intentada en los Estados Unidos.

Como corolario, cabe comentar que al abrirse la licita-

ción, el costo unitario de la obra oscilaba entre 1.32 y 1.55 dólares por m², habiendo que estabilizar una superficie de - 334,440 m², con un espesor de 30 cm.

12.3.3.- COMPORTAMIENTO FISICO-QUIMICO

El crédito por la estabilización con cal, se atribuye al estado de Texas, aunque también muchos kilómetros de base para caminos, han sido estabilizados de ese modo en Mississippi, Louisiana y en los estados de las grandes planicies.

Los estudios realizados por la Universidad de Illinois, indican que mientras la cal reacciona hasta cierto punto con la mayoría de los suelos, lo hace más efectivamente con las arcillas, particularmente con las de tipo montmorillonítico. La reacción entre cal y suelo comprende tres fenómenos fundamentales: Intercambio de iones, cementación y carbonación. (Lo citado anteriormente, corrobora lo dicho en los capítulos I, IV y VI de esta tesis).

El intercambio de iones, es el fenómeno que se produce más rápidamente y el más conocido. En esta reacción, los iones de calcio de la cal, reemplazan a los de hidrógeno, potasio y sodio de las arcillas, impermeabilizando las moléculas de estas últimas, y llegando en ocasiones, hasta hacer que la arcilla libere el agua contenida en su interior. Esto explica la rápida desecación de la arcilla cuando entra en contacto con la cal, y la notable reducción del índice de plasticidad del suelo.

Las investigaciones practicadas desde 1958 por la Universidad de Illinois, demostraron que bajo condiciones de -- continuado índice de alcalinidad, la cal penetra las partículas de arcilla y libera los iones de sílice y aluminio, formando nuevos minerales, como hidratos calciosilícicos y en menor proporción, aluminatos calciosilícicos. Cuando el sue

lo contiene puzolanas naturales, o si se agregan cenizas volátiles, se producen cementaciones adicionales.

Contrariamente a la permutación catiónica que se produce con notable rapidéz, la reacción de la cementación es algo lenta y prosigue durante varios años. Finalmente, la cal que no ha participado en el intercambio iónico o en la cementación, entra en la tercera reacción y consolida la mezcla.

Los promedios resultantes de los ensayos con 36 muestras tomadas en el área de la obra, fueron los siguientes: - Proporción de sedimentos aluvionales 11.6%; proporción de arena, 54.4%; proporción de arcilla, 39.9% (el 51.4% pasó por la malla #200); el límite líquido fué de 58; el índice de plasticidad de 38.2. Agregando un 4% de cal, este índice cayó bruscamente, y con 6% de cal, se redujo prácticamente a 0.

12.3.4.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

La estabilización de caminos y carreteras con cal, es un proceso de construcción relativamente fácil y muy similar al suelo cemento, con la salvedad de que el tiempo requerido para mezclar y compactar no es tan riguroso.

Después de la nivelación preliminar, se esparce la cal mezclándola con el suelo mediante rastras de discos. Como las estrictas especificaciones admitían una tolerancia de 5% más o menos para el contenido de cal, y de 5 cm. de espesor para la capa tratada —la que no debía ser más gruesa que 30 cm. ni más delgada que 35 cm.—, se mezclaron los materiales hasta pasar por la malla #4, trabajándolos para estabilizarlos en dos camadas, cada una de 15 cm. de espesor. Se esparcieron unos 10 Kg. de cal por m², para el fondo, y 15 Kg. para la superficie, empleando para ello un esparcidor convencional. Detrás de éste, la rastra de discos avanzó sin perder tiempo, desmenuzando la cal y mezclándola con el suelo, antes de que fuera barrida por el viento. La erosión es un

serio problema en estos casos, que obliga algunas veces a roturar la superficie antes de esparcir la cal.

Posteriormente, una mezcladora rotatoria para trabajo pesado, procede a mezclar más íntimamente la cal en el terreno, presentándose entonces dos alternativas: Completar la mezcla en una serie de operaciones; o hacer una o dos pasadas con la mezcladora y dejar la mezcla "curándose" durante varios días.

El primer procedimiento es mejor para la reacción, pero requiere mayor esfuerzo. El segundo proceso requiere menos pasadas de la mezcladora y no afecta seriamente las propiedades finales de la mezcla.

Por lo tanto, se optó por el segundo método; pero se debió continuar con el primero, por exigencias de tiempo y equipos, empleándose mezcladoras rotatorias en tándem, marchando a una velocidad de 2.5 m/min., con el rotor entre 250 y 350 rpm.

El proceso demanda gran cantidad de agua, para mantener la humedad del suelo entre 25 y 30%. Las camadas estabilizadas se compactaron con aplanadoras y neumáticos, obteniendo las densidades de compactación especificadas, entre 4 y 6 pasadas.

12.4.- MEJORAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS, CON ARCILLA COMO AGLUTINANTE

Uno de los métodos más usuales para estabilizar y mejorar un pavimento, es el añadir a la mezcla de suelo que constituye el pavimento, una sal delicuescente.

La presencia de ciertas sales en los suelos, modifican las propiedades activas de los coloides, ya que éstos, puestos en contacto con las soluciones salinas, tienen la propiedad de absorber los iones metálicos de éstas, o también el ión hidrógeno de los ácidos.

En este caso, tres son los iones que tienen especial interés en el estudio de su comportamiento, y son: el H, el Na y el Ca. El hidrógeno, flocula las arcillas reduciendo por lo tanto su plasticidad y aumentando la permeabilidad. El calcio también produce los mismos efectos de floculación - - (flotación de los elementos y compuestos modificadores que cambian la naturaleza de la superficie del suelo). Y el sodio, peptiniza* las arcillas dando viscosidad al suelo.

Las sales más usadas para su incorporación a las mezclas de suelos son: el cloruro de calcio (CaCl_2) y el cloruro de sodio (NaCl).

*Peptinizar, es la acción que se produce al formarse un compuesto, por la unión de aminoácidos mediante un enlace peptídico. Esta palabra se forma del griego "peptós", que significa cocido.

El enlace peptídico se puede representar de la siguiente manera:



Al compuesto formado por los aminoácidos mediante enlace peptídico se le denomina "péptido". El nombre de péptido se forma sustituyendo el sufijo "il" en el aminoácido cuyo carboxilo contribuye al enlace peptídico, por ejemplo, alanil-leucina. Además, los aminoácidos se liberan por hidrólisis, según se puede observar en el enlace arriba puesto.

Por último, las peptidasas son las enzimas que hidrolizan el enlace peptídico de las proteínas.

12.4.1.- INCONVENIENTES QUE PRESENTAN LOS PAVIMENTOS -- CON AGLUTINANTE ARCILLA, QUE NO SE ESTABILIZAN

En todos los tipos de pavimentos de arcilla co-
mo elemento aglutinante, que no se han mejorado o estabiliza-
do con sales delicuescentes, presentan dos puntos débiles --
que son:

- A) Su poca estabilidad ante los agentes atmosféricos, -
ya que, pierden su cohesión ante la humedad.
- B) Su poca resistencia ante los efectos abrasivos del -
tránsito.

Estos dos defectos, han hecho que se busquen métodos pa-
ra mejorar los pavimentos, habiéndose encontrado algunos, --
que fueron los que se describieron anteriormente y cuyas ven-
tajas se enumeran a continuación.

12.4.2.- BENEFICIOS DE ESTABILIZAR CON SALES DELICUES-- CENTES LOS PAVIMENTOS CON AGLUTINANTE ARCILLA

Cualquiera que sea la sal que se utilice, su e-
fecto se traduce en:

- a) Un aumento del poder estabilizante de la arcilla.
- b) Modificación en forma apreciable de las constantes -
hídricas de las arcillas.
- c) Una menor contracción de los suelos al secarse.
- d) Mayores densidades obtenibles con la misma compacta-
ción.
- e) Mayor resistencia a los efectos abrasivos del tránsi-
to.

Al caer agua sobre la superficie de un camino estabili-
zado por mezcla de suelos, al que se le ha añadido una sal,
ésta se disuelve; la solución salina que se produce, infil-
tra el suelo debajo de la superficie. La arcilla de la su-
perficie se expande algo, estando casi exenta de sales; en

parte se dispersa hasta llegar a una división coloidal diminuta, efecto que es debido sólo a las sales.

La arcilla dilatada y el material coloidal muy fino, -- llenan los poros de la superficie y tienden a evitar una mayor infiltración del agua desde la superficie, dando como resultado que el excedente de agua escurra por la superficie.

Al secarse la superficie, la evaporación, provoca una subida del agua por capilaridad desde las capas inferiores a las superiores, con el consiguiente arrastre de las sales -- que, siendo higroscópicas, favorecen la conservación de la humedad del suelo.

12.5.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Los procedimientos de construcción para pavimentos económicos, estabilizados por mezclas de suelos y adición de sustancias químicas, se pueden agrupar según la disponibilidad del equipo y los materiales de construcción en dos conceptos que son:

- a) Mezclas "in situ".
- b) Mezclas en planta.

12.5.1.- MEZCLAS "IN SITU"

Las mezclas in situ, pueden hacerse con equipo especial consistente en diferentes tipos de arados o rastras agrícolas o bien, utilizando solamente motoconformadoras.

Las mezclas in situ utilizan por lo general material de la subrasante y en ese caso es muy importante que el material esté lo más pulverizado posible, para que se facilite el mezclado con los suelos traídos de fuera para la mezcla.

En el caso de utilizarse la motoconformadora, el primer paso para la preparación del material de la subrasante se efectúa con los escarificadores que remueven y pulverizan la

capa correspondiente para que sobre ésta se coloque el material de suelo que se ha traído de fuera y se mezcle con la cuchilla de la máquina, haciendo la revoltura primero en seco y luego añadiendo la cantidad de agua necesaria para darle a la mezcla la humedad óptima correspondiente.

En el caso de utilizar rastras, ya sean de puntas o vertederas, se pulveriza primero el suelo de la subrasante y -- después de haberse colocado el material de préstamo, se mezcla éste con el suelo pulverizado utilizando discos en las rastras, haciendo primero una revoltura en seco y luego otra añadiendo agua hasta obtener la humedad óptima.

Una vez terminado el mezclado en ambos casos, se conforma, perfila y tiende el material con la motoniveladora, para que se proceda a su compactación hasta lograr la compacidad especificada en el proyecto, utilizando rodillos lisos de -- fierro y neumáticos alternadamente.

Existe una maquinaria especial para pulverizar y mezclar al mismo tiempo el material que se va a usar. Dicha máquina se le conoce con el nombre de "pulvero-mezcladora" o -- "pulvomezcladora" cuyo mecanismo consiste de un caparazón de palastro, dentro del cual gira un eje que tiene una serie de paletas en forma de áspas o cuchillas. La cubierta metálica impide que el polvo salga al exterior y se pierda, y las paletas o cuchillas, al moverse, trituran y mezclan las partículas de suelo.

Las primeras pasadas se hacen en seco y luego se añade el agua necesaria y se pasa nuevamente la máquina.

Los mejores resultados se obtienen cuando la mezcla es más íntima y uniforme y esto se consigue cuando el suelo está lo más pulverizado posible. Por eso, los resultados más satisfactorios se logran con el uso de las pulvo-mezcladoras cuyo esquema se puede apreciar en la siguiente figura:

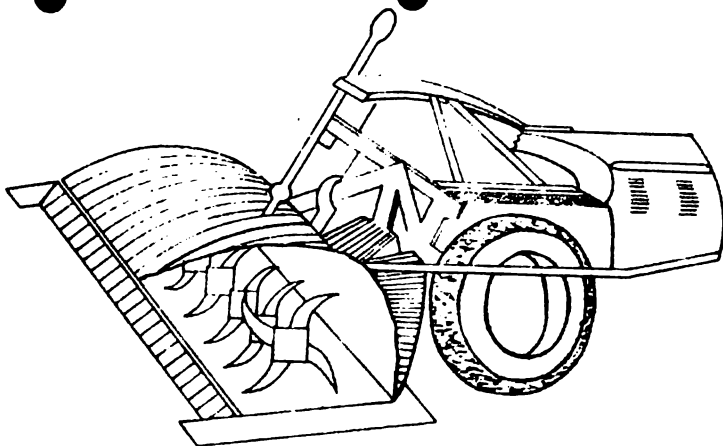


Fig. 12.1.- Equipo pulverizador de Suelos y mezclador de estabilizantes. (Pulvomezclador).

12.5.2.- MEZCLAS EN PLANTAS

Estos procedimientos, permiten un mejor control en cuanto a la cantidad de los elementos que se mezclan, así como en cuanto a la calidad de la mezcla que se obtiene.

Hay equipos especiales de mezclado que efectúan la mezcla mientras se movilizan sobre el camino y otras que son estacionarias.

"Son casi en todo muy semejantes a las mezcladoras para materiales asfálticos o bituminosos, con la diferencia de -- que en el mecanismo para proporcionar a la mezcla el material asfáltico, se pone agua y los aditivos modificadores o estabilizadores, en lugar de asfalto.

Una muestra, es la figura adjunta, que es esquemáticamente una planta mezcladora de agregados estabilizados.

Cargador de canchiles
para agregado de suelo
aglutinante con arcilla

Tolva de arcilla
y alimentador

Desintegrador

Agua

Mezcladoras
y amasadoras, números
1 y 2 en tandem

Alimentador
y tolva de
cloruro de
calcio

Elevador de canchiles
para recuperar la mezcla
terminada y así almace-
narla o depositarla en
camiones para su trans-
portación a los centros
de operación u obras de
estabilización.

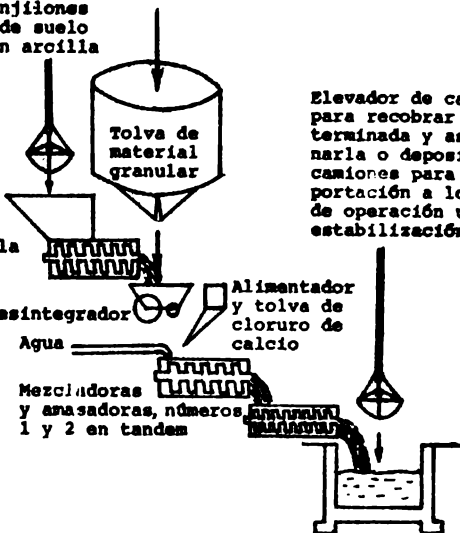


Fig. 12.2.- Planta mezcladora de agregados estabilizantes.

[Flujo por gravedad-planta de agregados estabilizadores mediante unidades mezcladoras de doble capacidad con alimentadores del tipo  sador para arcillas húmedas, (tipo continuo).]

12.6.- DISEÑO DE UNA MEZCLA DE SUELOS

Para diseñar una mezcla de suelos, se procede utilizando los métodos ya conocidos en los cursos de Mecánica de Suelos. Puede utilizarse el método de tanteos o los métodos gráficos de las líneas paralelas o del triángulo. Todos ellos son conocidos y en los apéndices "C" y "D" del anexo - II, incluyo gráficas para su consulta e información.

En este caso particular, cuando se quiera utilizar parte del material que constituye la subrasante, el procedimiento práctico a seguir es el siguiente:

1º Se efectúa un análisis granulométrico.

2º Se determinan las constantes de Atterberg (límites e índices de consistencia)

En ambos procesos, pueden presentarse los dos siguientes casos:

- a) El suelo cae entre una de las especificaciones.
- b) El suelo no está dentro de las especificaciones.

Si es el primer caso, basta con proporcionar la cantidad óptima de humedad, conformar y compactar.

Si es el segundo caso, se ven cuales son las condiciones que faltan para estar entre una de las especificaciones y se busca en las vecindades, suelos con los cuales se pueda hacer la mezcla. Puede darse el caso de ser uno o dos los tipos de suelo que haya que añadir; en estos casos se usan, para calcular las cantidades de cada uno de los componentes, los métodos de tanteos, de las rectas paralelas o del triángulo.

Para las especificaciones se utilizan los datos contenidos en las tablas 12.2 y 12.3 de este capítulo.

Por último, cabe comentar que en todos estos tipos de pavimentos estabilizados, el elemento aglutinante es la arcilla.

12.7.- CALCULO DEL ESPESOR DE UN SUELO ESTABILIZADO

Mucho se ha hablado de suelos estabilizados y de las mejoras que estos representan para una reducción de los espesores de las capas suprayacentes a la subrasante, es por eso que para contestar a una pregunta obligada. ¿Qué tan grueso debe ser el espesor de un suelo estabilizado? He considerado pertinente incluir este inciso que me parece sumamente interesante.

Para calcular el espesor que debe darse a un suelo estabilizado,

se parte de la resistencia de la subrasante y de la suposición de que la carga que recibe el pavimento, se transmite a través de él en un ángulo de 45 grados, como se puede observar en la siguiente figura:

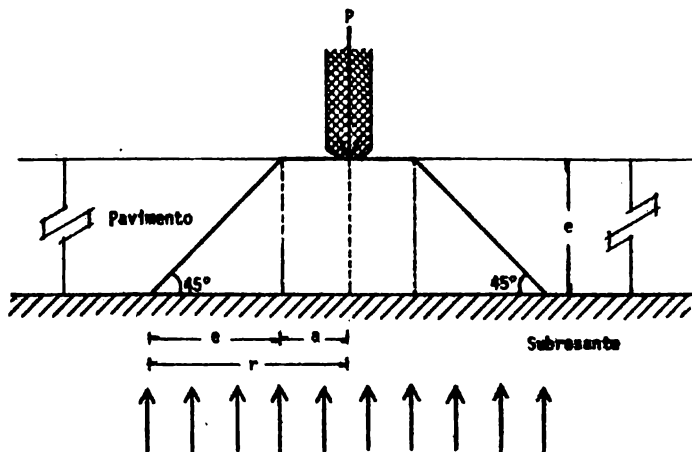


Fig. 12.3.-Distribución de una carga por rueda sobre un pavimento de espesor "e".

Si suponemos que " P " es la total de la rueda y que " a " es el radio de la placa equivalente al círculo de contacto de la llanta y llamamos " e " al espesor del pavimento; tenemos que: para que haya equilibrio de fuerzas en la subrasante, será necesario que:

$$p = \pi r^2 s \quad \text{-----} \quad (12-1)$$

donde "s" es la resistencia de la subrasante por unidad de superficie, y:

$$r = (e + a) \quad (12-2)$$

Por construcción en la figura 12.3, luego se puede escribir:

$$P = \pi (e + a)^2 s \quad (12-3)$$

Si se dividen ambos miembros de la ecuación 3 entre πs se tiene:

$$\frac{P}{\pi s} = (e + a)^2 \quad (12-4)$$

Extrayendo raíz cuadrada, queda:

$$\sqrt{\frac{P}{\pi s}} = e + a \quad (12-5)$$

de donde:

$$e = \sqrt{\frac{P}{\pi s}} - a \quad (12-6)$$

12.8.- PAVIMENTOS ESTABILIZADOS CON CAL Y CEMENTO, EN CIUDAD NETZAHUALCOYOTL

La urbanización de Cd. Netzahualcóyotl a finales de la pasada década y principios de la actual, fué una obra

de gran magnitud, sumamente difícil y costosa, debido al problema que presentó el subsuelo desde un punto de vista ingenieril y los asentamientos humanos desde un punto de vista sociológico.

La ciudad, se encuentra prácticamente dentro de área urbana de la Ciudad de México, localizada en las zonas tercera, cuarta y quinta de desecación del Lago de Texcoco, surgiendo dentro del vaso de éste en el año de 1946; en 1950 contaba sólo con 10,000 habitantes, el censo de 1970 reportó 571,035 habitantes y actualmente tiene más de un millón, lo cual la coloca en la cuarta concentración urbana más importante de la República.

Limitada al Norte por el Lago de Texcoco, al Oriente -- por los municipios de Los Reyes y Chimalhuacán; y al Sur y al Poniente por el Distrito Federal, la ciudad se levanta sobre una extensión de 50 Km², ocupados por aproximadamente -- 150,000 lotes distribuidos en 58 colonias. La longitud de sus calles y avenidas es de 980 Km, lo cual representa más de 8 millones de m², por pavimentar.

12.8.1.- ANTECEDENTES

Ciudad Netzahualcóyotl, geológicamente se encuentra dentro de una zona de depósitos o mantos compresibles de origen volcánico y lacustre, constituidos por arcillas de alta plasticidad y elevada compresibilidad. El espesor de estos mantos aumenta conforme se adentra a la zona -- del lago.

En cuanto a su topografía, la zona es sensiblemente plana con una pendiente de drenaje hacia el Noroeste.

Las calles existentes en Cd. Netzahualcóyotl, o más -- bien las avenidas grandes, tenían una capa superficial de mejoramiento de 10 a 15 cm., de material de relleno de mejor calidad que las arcillas naturales. El mejoramiento, que en algunas zonas llega a tener hasta 70 cm. de espesor, fue rea

lizado por los colonos, comerciantes y permisionarios para poder transportarse y transportar bienes de consumo, pero en época de lluvias, las calles se hacían intransitables debido a las arcillas, aún para vehículos ligeros.

Los tipos de materiales de mejoramiento consistían de cascajo, concreto asfáltico e hidráulico producto de demolición, materiales basálticos, arena, limos arenosos, troncos de madera, raíces, etc. En algunos casos el mejoramiento se utilizó como sub-rasante, después de algún tratamiento mecánico o físico-químico. Esto originó que se intentara pavimentar algunas avenidas principales, lo cual no se hizo debidamente ya que al recorrer las colonias en los primeros meses de 1971, se observó que la vida de los pavimentos existentes había sido efímera, siendo en algunos casos, ya casi imposible transitar debido a su falla total; sin embargo se tomó nota de las diversas causas que fueron deficiencias comunes en la construcción de estos pavimentos, entre las que se pueden anotar:

- A.- No estabilizar las zonas de falla.
- B.- Deficiencia en la eliminación de materia orgánica y sobretamaños de rellenos.
- C.- Zonas sin control de calidad, tanto en materiales como procedimientos constructivos.
- D.- No vigilar continuamente el comportamiento de los suelos, para evitar fallas por cortante.
- E.- Falta de drenaje adecuado.
- F.- Nulo mantenimiento a los pavimentos existentes.

Por lo tanto, se tomaron en cuenta estas causas y se analizaron detenidamente los principales factores que hay que tomar en cuenta cuando se tiene una obra con alto grado de dificultad como lo es la pavimentación de Cd. Netzahuatlcoyotl; dichos factores son:

- 1.- La baja capacidad de soporte de los suelos.
- 2.- Mala calidad y presencia de materiales orgánicos y extraños en los suelos.
- 3.- Sistemas de drenaje ineficientes.
- 4.- Suelos inestables para su humedad cercana o igual a su Límite Líquido.
- 5.- Presencia de arcillas montmorilloníticas y haloisíticas de muy alta plasticidad.
- 6.- Presencia ininterrumpida de los colonos.
- 7.- Insalubridad, (polvo, insectos y agua estancada).

Estas condiciones adversas tanto por parte de la naturaleza como de carácter social y de servicios municipales, originaron como consecuencia bajos rendimientos en los equipos de trabajo, tanto en la maquinaria como en el personal, resultando en ocasiones daños irreparables en tramos en proceso de ejecución. Todo esto, obligó a la compañía constructora CyP (Construcciones Conducciones y Pavimentos) cuyo gerente era el Ing. Julio Rodríguez, a utilizar un mayor número de equipos y personal tanto técnico como de campo, que el requerido para este mismo volumen de obra ejecutada en condiciones distintas.

Al exponer lo anterior quiero hacer notar, que el equipo que trabajó bajo la dirección del Ing. Ramón Curto de la Calle, en el diseño y ejecución de la pavimentación de Cd. Netzahualcóyotl, supo superar las dificultades técnicas de incomodidad y realizar una obra clasificada para muchos de imposible y que beneficia actualmente a más de un millón y medio de habitantes.

12.8.2.- PROPIEDADES MECANICAS DE SUELO

A continuación, se dará una serie de datos de las propiedades mecánicas de los suelos de Cd. Netzahualcóyotl, los cuales llevan al punto de partida para hacer obje-

tivas las dificultades de cualquier obra de Ingeniería Civil en la zona.

a).- Límites de Consistencia.

Límite Líquido varía entre 70 y 350%

Límite Plástico varía entre 35 y 90%

Índice de Plasticidad superior a 30%

Estos valores sitúan a los suelos dentro de las zonas IV, V y VI de la carta de plasticidad, correspondiéndoles signos de grupo CH, MH y OH.

b).- Contracción Lineal.

Superior al 10%

c).- Humedad o Contenido de Agua.

Para estas arcillas se ha encontrado que la humedad está arriba de la óptima y oscila entre 60 y - 300% de su peso seco, siendo la óptima entre 55 y 60%.

d).- Peso Volumétrico Seco Máximo.

Según las pruebas de SOP, éste oscila entre 950 y 1100 Kg/m³, o sea que se tienen suelos muy ligeros que denotan origen volcánico.

e).- Granulometría.

Todo el material pasa la malla #10 y en general la malla No. 200 retiene menos del 40% o sea que pasa más del 60%.

f).- Composición de los Suelos.

Se tienen en la zona arcillas orgánicas e inorgánicas y el mineral que las compone es esencialmente

montmorillonita a base de silicatos de aluminio; además contienen carbonatos y bicarbonato de sodio, cloruro de sodio, óxido de sílice y materia orgánica.

El agua del suelo presenta las mismas sales.

g).- P.H.

El PH del suelo y agua del mismo, alcanza un valor que oscila entre 9 y 9.5, lo que indica que son alcalinos con acción moderada.

h).- Valor Soporte.

Según la prueba estandar de valor relativo de soporte (VRS), varía entre 0 y 5%.

i).- Distribución de los Suelos.

En la siguiente gráfica se da una idea de los tipos de suelos que hay en la zona.

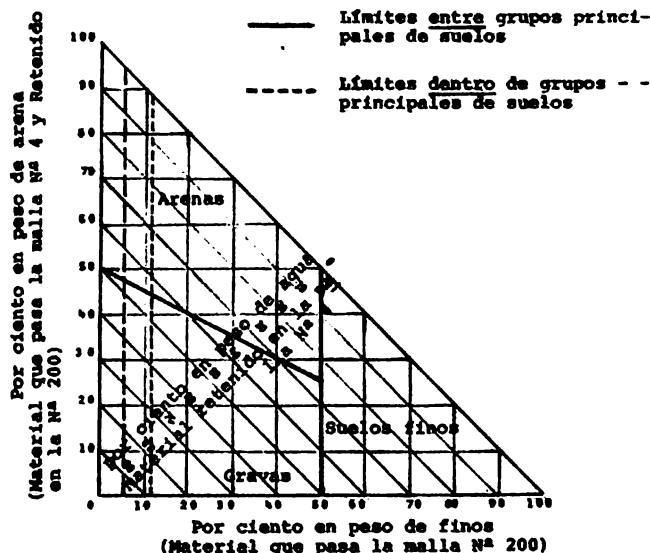


Fig. 12.1.

12.8.3.- DISEÑOS DE SUELOS ESTABILIZADOS

Una vez determinado el tránsito de vehículos y el valor de soporte del terreno, se procedió al diseño de pavimentos con suelos estabilizados, en función de los materiales que podían utilizarse.

Hay que hacer notar, que se entraba a un nuevo tipo de diseño, ya que empieza a intervenir el concepto de suelos modificados con productos industriales; por lo que se hicieron bastantes estudios para llegar a finalmente a la proposición de dos tipos de pavimentos estabilizados cuyos cortes esquemáticos se presentan a continuación:

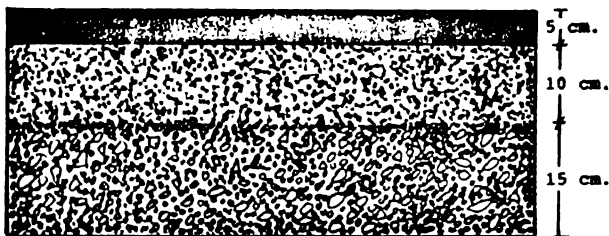


Fig. 12.2.- Pavimento tipo A, que consta de: sub-base de suelo cal y cemento de 15 cm., base asfáltica de 10 cm., y carpeta asfáltica de 5 cm. de espesor.

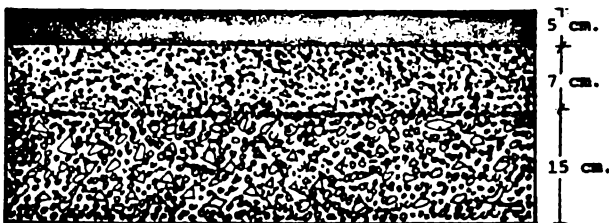


Fig. 12.3.- Pavimento tipo B, que consta de: sub-base de suelo-cal de 15 cm. de espesor, una Base Negra de 7 cm. y la carpeta asfáltica de 5 cm.

Dependiendo del tipo y frecuencia del tránsito, se mezcló con el suelo primero, cal para mejorar sus características y después Cemento Portland para aumentar su resistencia y valor de soporte.

Mediante la combinación del suelo modificado con la base asfáltica y la carpeta, se logró reducir el espesor del pavimento disminuyendo el problema de los desniveles respecto a los pavimentos, evitando así afectar a las construcciones existentes.

Los estudios realizados durante la ejecución de la obra y las experiencias adquiridas, se pueden resumir a manera de indicadores en la siguiente tabla:

OTRA	CLASIFICACIÓN DEL SUELO	ESTABILIZANTES PROPUESTOS	RESTRICCIONES EN EL U. U. P. o IP.	RESTRICCIONES EN EL MATERIAL (VALLE 200)	CONSIDERACIONES
1 - A	SP > 10	A) Asfalto B) Cemento Portland			
1 - B	SP < 10 PI < 9 SC < 10 SC < 10	A) Asfalto B) Cemento C) Cal	IP < 10 IP < 30 IP < 12		
1 - C	SP SC SM < 10	A) Asfalto B) Cemento C) Cal	IP < 10 IP < 11 IP < 12	< 30 % En peso	* PI < 25 (Valle 200)
2 - A	GM < 10	A) Asfalto B) Cemento			Estabilidad material 50% por punto. El suelo debe ser más del 45% en peso de material que pase la malla N° 4.
2 - B	GM < 10 PI < 9 SC < 10 SC < 10	A) Asfalto B) Cemento C) Cal	IP < 10 IP < 30 IP < 12		100% Anterior
2 - C	GM SC SM < 10	A) Asfalto B) Cemento C) Cal	IP < 10 IP < 11 IP < 12	< 30 % En peso	100% Anterior PI < 25 (Valle 200)
3	GM < 10 PI < 9 SC < 10 SC < 10	A) Cemento Portland B) Cal Hidratada	IP < 40 IP < 20		Los suelos estabilizados con cemento Portland, no requieren estabilizantes por métodos adicionales.

TABLA 12.4.

NOTA: La tabla anterior, se muestra agrandada y más nítida en la siguiente hoja.

T A B L A 1 2 - 4.

ZONA	CLASIFICACION DEL SUELO	ESTABILIZADORES RECOMENDABLES	RESTRICCIONES EN el LL, LP e IP.	RESTRICCION EN EL MATERIAL MALLA 200	OBSERVACIONES
1 - A	SW o SP	A) Asfalto. B) Cemento Portland			
1 - B	SM - W SM - P SC - W SC - P } }	A) Asfalto B) Cemento C) Cal	IP < 10 IP < 30 IP > 12		
1 - C	SM SC SM - SC	A) Asfalto B) Cemento C) Cal	IP < 10 IP < NI* IP > 12	< 30 % En peso	* NI = 20 $\frac{30 \text{ (malla 200)}}{4}$
2 - A	GM - GP	A) Asfalto B) Cemento			Unicamente material bien duado. El suelo debe tener más del 45% en peso de material que pase la malla N°
2 - B	GM - W GM - P GC - W GC - P } }	A) Asfalto B) Cemento C) Cal	IP < 10 IP < 30 IP > 12		IDEM Anterior
2 - C	GM GC GM - GC	A) Asfalto B) Cemento C) Cal	IP = 10 IP = NI**	< 30 % En peso	IDEM Anterior ** NI = 20 $\frac{50 \text{ (malla 200)}}{4}$
3	CH o MH CL o ML OH o OL ML - CL } }	A) Cemento Portland B) Cal Hidratada	LL < 40 IP < 20		Los suelos orgánicos que caen en esta zona, no pueden estabilizarse por medios mecánicos.

12.8.4.- PRUEBAS E INVESTIGACIONES DE LABORATORIO

Para controlar la calidad de los suelos y de los materiales y verificar el comportamiento de las especificaciones y procedimientos marcados por la Dirección de Obras, se montó un laboratorio independiente de ésta.

Conforme se acumulaba la información del comportamiento de los suelos, se vió la necesidad de cambiar los criterios y procedimientos de los pavimentos convencionales con objeto de disminuir los espesores de éstos, utilizando pavimentos estabilizados, reduciendo, notablemente, la inversión necesaria para su ejecución.

Es así que se iniciaron una serie de investigaciones - en colaboración con la Dirección de Comunicaciones y Obras Públicas del Estado de México y asesorados en un principio por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, con objeto de aprovechar los mejoramientos existentes, corrigiendo sus características con cal hidratada, cemento Portland y arenas o cenizas volcánicas de la región.

Los resultados de estas investigaciones y pruebas para los suelos estabilizados, se presentan a continuación, resumiendo sólo lo más importante.

A.- Límites de Atterberg.

Los límites de consistencia, son un índice muy representativo para determinar la calidad de un suelo. Se pudo observar que de los aditivos estabilizadores empleados, la cal hidratada es la que mejores resultados ha dado, ya que con porcentajes inferiores al 10% en peso, se logró unir el índice plástico (IP) de las arcillas y reducir la -- contracción lineal (LC) a menos de 6%.

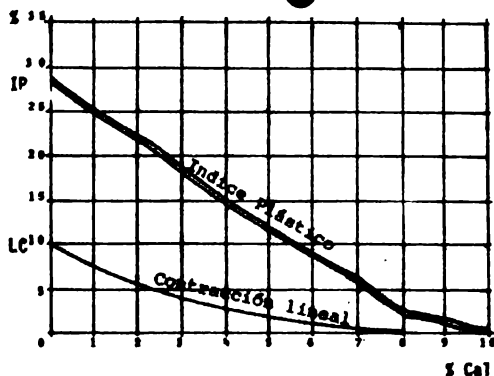


Fig. 12.4.- Modificación del Índice Plástico y la Contracción lineal - en suelos arcillosos estabilizados con Cal hidratada.

Usando concentraciones de 6% de cal en los suelos arcillosos, se logró reducir el Límite Líquido (LL) a un punto óptimo, no así el Límite Plástico, el cual tiende a aumentar.

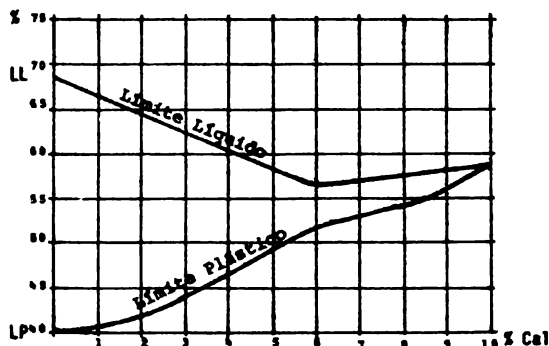


Fig. 12.5.- Modificación de los Límites de Atterberg en Suelos Arcillosos tratados con Cal Hidratada.

Las reacciones con el Cemento Portland fueron positivas también, disminuyendo la contracción y los índices y Límites de consistencia pero no en forma tan notable como la cal, dando más rigidez al suelo.

Las arenas y cenizas volcánicas casi no modificaron las características de los suelos, ya que las investigaciones se limitaron a porcentajes de hasta 10% en peso como máximo.

B.- Resistencia a la Compresión sin Confinar.

Esta prueba da una idea de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos estabilizados y de la forma como la cal y el cemento van reaccionando con el suelo en función del tiempo y del porcentaje de los mismos en el suelo.

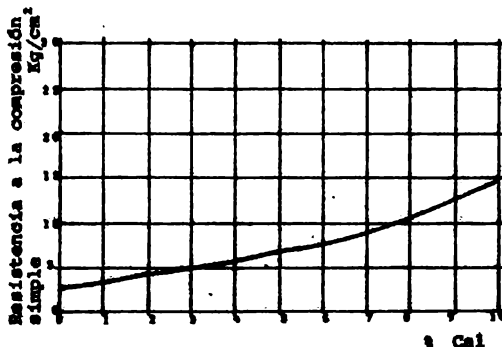


Fig. 12.6.- Suelos arcillosos modificados con cal hidratada.

OBSERVACIONES:

- 1.- Al aumentar la proporción de cal, aumenta la resistencia.
- 2.- Los especímenes saturados tienen menor resistencia que los no saturados.
- 3.- La resistencia tiende a aumentar con la edad, para igual contenido de cal.

A mayor cantidad de cal, mayor es la resistencia a una misma edad, sin embargo, llega un momento en que la resistencia no aumenta a pesar de aumentar el porcentaje de cal, o sea, que una vez que se ha logrado hacer reaccionar la cal con iones intercambiables de los suelos, el resto de cal ya no afecta en su resistencia al suelo. Desde luego, un suelo necesita más cal mientras más fino sea.

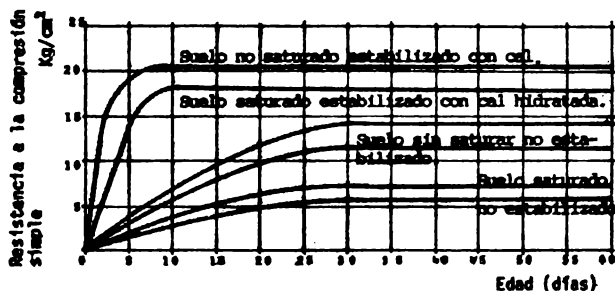


Fig. 12.7.- Resistencia de especímenes de suelo arcilloso -- modificado con cal respecto a la edad, saturados y no saturados.

Así mismo, si el suelo no tiene limos o arcillas por ser muy grueso, la acción de la cal hidratada con el suelo pasa desapercibida, no así con el cemento como aditivo, ya que éste le comunica una mayor resistencia.

Los suelos muy finos como los que tienen arcillas montmorilloníticas, requieren de más del 10% en peso de cemento, para dar resultados uniformes. Sin embargo, a diferencia de la cal, no sólo aumenta la resistencia a la compresión del suelo con el tiempo y en forma indefinida, sino que a mayor contenido de cemento, la resistencia siempre va en aumento.

Es así, que dependiendo del tipo de suelo, se pudo concluir que si los suelos tienen arenas y gravas, puede utilizarse con éxito el cemento Portland si el índice plástico es menor que 30, y para el caso de limos y arcillas, sólo cuando el Límite líquido es inferior a 40 y el índice plástico no pasa de 20.

Como resultado de las experiencias en las pruebas e investigaciones, se decidió experimentar estabilizaciones haciendo combinaciones de suelo con cal, cemento y cenizas -- volcánicas, con objeto de modificar los límites de consistencia con algunos de los aditivos y dar resistencia con otros.

Para resolver el problema de las arcillas plásticas de la región, se procedió a mezclar los suelos con cal hidratada primero, con objeto de mejorar la calidad del suelo desde el punto de vista plástico, y después se incorporó a la mezcla suelo-cal, cenizas volcánicas y cemento Portland o únicamente cemento Portland.

De esta combinación, se logró obtener magníficos --- resultados, ya que para cada suelo en particular, se determina la cantidad de cal necesaria para modificar las características del suelo, hasta el punto en donde es conveniente utilizar ya cemento; de este modo, con la cal se hace -- tratable aún en el caso de estar con humedad superior a la óptima, y con la adición del cemento se logra la resistencia que la cal no alcanza a dar. Cuando se usaron las cenizas, se logró una mejoría en las resistencias no obstante -- haber utilizado porcentajes de cemento inferior al 10%.

C.- Compactación, Humedad y Peso Volumétrico Máximo.

Sólo en el caso de la cal hidratada se pudo observar una ligera tendencia a disminuir el peso volumétrico -- máximo y aumentar la humedad óptima, al aumentar el conteni

do de cal.

Además se observó ya en la práctica, que al tratar con cal hidratada un suelo, se facilita notablemente el trabajo de compactación, especialmente cuando por estar en su condición natural con exceso de humedad o por la lluvia, se hace difícil trabajar suelos finos, pues se observó, que aún en el caso de que la lluvia sorprenda al personal, el material puede trabajarse hasta varios días después, sin merma en -- los resultados. En cambio el cemento Portland requiere del cuidado de mezclar el suelo y el cemento, incorporar la humedad necesaria y compactar, en un periodo inferior a una -- hora, para obtener los mejores resultados y nunca puede dejarse pasar el tiempo después de que el cemento empieza a -- fraguar al reaccionar con el agua.

D.- Valor Soporte.

De todas las pruebas que se hicieron durante el -- tratamiento de los suelos estabilizados, la de Valor Relativo de Soporte (VRS) fué la que mayor confianza tuvo.

A todas las mezclas se les sometió a varios grados de compactación en diversas edades, en todos los casos, las -- muestras saturadas dieron valores de soporte menores que -- las no saturadas, pero siempre muy superiores al del mate--rial natural.

En las siguientes gráficas, se muestra la influencia -- que tuvo la cal hidratada en la resistencia del suelo, ya -- que el VRS aumenta considerablemente, al aumentar el porcentaje de cal en la mezcla y la acción del tiempo o edad.

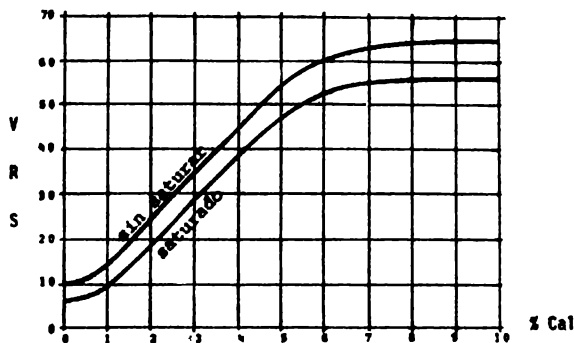


Fig.12.8.- VRS de un suelo arcilloso modificado con cal hidratada y compactado al 90 % Proctor.

OBSERVACIONES:

- 1) A mayor contenido de cal en %, el VRS aumenta.
- 2) Para igual contenido de cal en %, el VRS ya no aumenta.
- 3) El VRS de una muestra no saturada, es mayor que cuando ésta se satura en igualdad de condiciones.

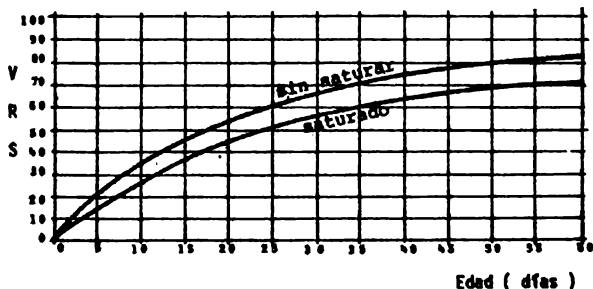


Fig.12.9.- VRS de un suelo arcilloso modificado con cal hidratada respecto a la edad.

OBSERVACIONES:

- 1) El VRS aumenta con la edad.
- 2) A igual edad, el VRS aumenta con el contenido en % de cal.
- 3) Las muestras de especímenes saturados dan menor VRS que las no saturadas en igualdad de condiciones.

En cuanto a los porcentajes de cal o cemento, se observó que:

Manteniendo constantes la edad, el grado de compactación y la saturación; es mayor el VRS cuando el contenido de cemento es mayor, y en el caso de la cal, llega el momento en que ya no aumenta el VRS aunque se aumente el contenido de cal.

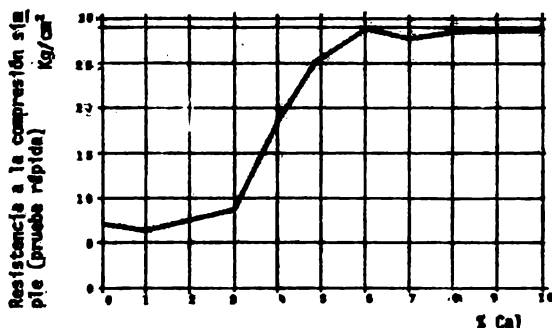


Fig.-12.10.- Obtención del grado óptimo de cal hidratada con la prueba rápida de compresión.

Ahora bien, en la prueba de Valor relativo de soporte, sucede lo mismo que en la de resistencia a la compresión simple; en los suelos finos la cal hidratada trabaja mejor que el cemento, pero al aumentar el contenido de arena o --grava, el cemento supera a la cal.

También la combinación Suelo-Cemento-Cal, dió magníficos resultados, que en general superaron en mucho a los re-

quisitos que se exigen para materiales de sub-rasante, sub-base o base, según fuera el caso.

Otra serie de experimentos fue la que se hizo al inicio de la obra, con enzimas. Estos productos de origen orgánico, dieron resultados muy interesantes, aunque no se pudo utilizarlos por otras causas. Se hicieron pruebas en suelos limo-arenosos, tapetatosos y en arcillas vírgenes situadas en la margen Sur del Lago de Texcoco.

12.8.5.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Como el pavimento es una estructura que debe apoyarse en una cimentación que en este caso fue la subrasante, se cumplieron ciertos requisitos. Para Cd. Metzahualcáyotl, se siguieron una serie de pasos en los procedimientos que son:

- a.- Se drenó superficialmente el agua estancada.
- b.- Se revisaron las fugas de agua potable y el drenaje azolvado.
- c.- Se estabilizaron las zonas que presentaban o carecían de capacidad de carga.
"Se extraía el material natural, afinando a mano para evitar dejar material inadecuado y no contaminar arcillas no afectadas, luego se rellenaba con un material básico granular entre 3 y 15 cm. (baleastro), los últimos 20 cm. para llegar a la superficie se rellenaron con material de sub-base, compactándose después".
- d.- Tratando de aprovechar el mejoramiento en algunas partes, se escarificó el terreno con Motoconformadoras para eliminar basura y material de más de 8 cm. de tamaño, así se determinaba el espesor de la

sub-rasante, la cual se revolvía y agregando agua para lograr la humedad óptima se compactaba al 85% Proctor.

- e.- El proceso de estabilización con Cal, consistía en que una vez eliminados los sobretamaños, cascajo y basura, se adicionaba la cal hidratada, distribuyéndola según una cuadrícula marcada previamente - conforme a instrucciones de pesos y porcentajes dados por el laboratorio. A continuación se abrían los sacos de cal, retirando las bolsas y extendiendo la cal uniformemente.
- f.- El siguiente paso es la mezcla y pulverización del suelo y la cal en el estado en que se encuentran, hasta lograr que el 65% del material pase la malla No. 4, y que además se vea un tono y textura uniformes.
- g.- Seguidamente, el material pulverizado y mezclado, es acamellonado o extendido añadiendo agua y pasándole algún equipo de compactación sólo para cerrar su textura y se deja reaccionar durante 48 horas - como mínimo.
- h.- Transcurrido ese tiempo, se incrementa la humedad hasta alcanzar un valor óptimo, haciendo nuevamente la revoltura con el equipo de pulverización para lograr una mezcla más uniforme. (Como equipo de pulverización y mezclado, utilizaron arados y - rastras de discos jalados con tractores agrícolas, también se utilizó el equipo rotatorio llamado Travel Mixer).
- i.- En seguida, se extendió el material mezclado y pul

verizado utilizando motoconformadoras para luego meter el equipo de compactación hasta alcanzar la densidad de proyecto.

j.- Una vez el tramo ya compactado, se protegió con riegos continuos para evitar la evapotranspiración y conservar la humedad, mientras se procedía a proteger con un riego de asfalto rebajado de fraguado medio.

k.- Durante todo el proceso de estabilización, se cuidó de controlar la proporción de suelo-cal de diseño para que no se modificara; se controló continuamente la humedad, para trabajar siempre próximos a la humedad óptima durante el proceso de compactación; y se tomaron muestras del material por el laboratorio para determinar el VRS y la resistencia a la compresión simple o sin confinar, a diversas edades.

12.8.6.- RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los primeros trabajos de pavimentación se iniciaron en la temporada de lluvias del año de 1971 y han estado en servicio hasta la fecha sin sufrir desperfecto alguno por causas de efectos de construcción. Hay que hacer notar que los servicios municipales de limpieza son casi inexistentes por no tener las autoridades recursos suficientes, por lo que las coladeras pluviales no cumplen su cometido por estar siempre azolvadas.

Los resultados obtenidos en los pavimentos con suelos estabilizados han sido excelentes, ya que los temores de que se agrietaran o hubiera fallas locales, producto de la rigidez de la capa y espesor más reducido que permiten estos suelos, ha desaparecido.

Finalmente se hizo una "comparación económica" a base de porcentajes entre los tres tipos de pavimentos más importantes que se contruyeron en Netzahualcóyotl y que tienen igual capacidad:

- El que se denominó convencional, con mejoramiento, sub-base, base hidráulica y carpeta asfáltica.
- El llamado de capa dren, con mejoramiento, sub-base, capa dren rompedora (construida con materiales pétreos de granulometría abierta, sin finos, que tiene por objeto evitar la ascensión capilar del agua salida del sub-suelo), base hidráulica y carpeta asfáltica.
- El llamado suelo cal o suelo-cemento-cal, constituidos por suelo estabilizado con cal, base negra (concreto asfáltico con agregado pétreo hasta de 2 1/2 ") y carpeta asfáltica; o suelo estabilizado con cemento y cal, base asfáltica y carpeta asfáltica.

Bando un valor igual a la unidad al pavimento de tipo convencional, los costos comparativos, arrojaron los siguientes valores:

PAVIMENTO	CONVENCIONAL	1.00
PAVIMENTO	CON CAPA DREN	1.10
PAVIMENTO	ESTABILIZADO	0.74

Por lo tanto, se puede observar la ventaja tan importante desde el punto de vista económico que representa la utilización de suelos estabilizados o modificados, en la construcción de pavimentos. Esta diferencia actualmente es ya mayor debido al incremento en el precio que han sufrido

los materiales a últimas fechas, motivado entre otras causas
por el aumento del costo de los acarreos.

----- 0 -----

CAPITULO XIII

RESUMENES Y CONCLUSIONES

Haciendo una evaluación final de todo lo expuesto en los capítulos anteriores, se puede concluir que la Estabilización de Suelos, busca el mejoramiento de aquellos suelos deficientes, desde un punto de vista ingenieril, que no soportan las cargas impuestas por las necesidades de construcción, ya sea un edificio, un camino, una aeropista, etc.

En realidad el campo en donde más uso ha tenido y está tendiendo la estabilización, es en la construcción de carreteras o pavimentos estabilizados. Por lo tanto se dividirán estas conclusiones en tres partes que traten sobre:

- 1a. El suelo y los materiales estabilizantes.
- 2a. Los pavimentos y su comportamiento como estructuras estabilizadas.
- 3a. Resumen de Principios.

13.1.- LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DEL SUELO Y LOS ADITIVOS ESTABILIZADORES

El suelo ya se ha definido como un delgado material relativamente suelto, producto de la desintegración y descomposición de las rocas de la corteza terrestre, originada por la acción de los agentes de intemperismo. De la intensidad con que éstos actúan, dependen en gran parte, las propiedades físicas y químicas del suelo resultante.

Los agentes de intemperismo se pueden clasificar en dos grupos, según la acción mecánica o química, que ejercen sobre las rocas.

A.- Agentes Mecánicos:

a) El calor solar, al actuar sobre la superficie - de las rocas, calienta su exterior más que el interior, induciendo diferencias de expansión, que generan esfuerzos -- cortantes muy considerables, los cuales producen la fractura de la capa superior de la roca y el desprendimiento de - dicha capa. Este proceso se conoce como exfoliación y se - presenta con diferente intensidad, según el clima del lugar y la composición de la roca, siendo por lo general, más intenso en las rocas compactas como las ígneas por ejemplo, - que en las de estructura porosa como las sedimentarias.

b) La lluvia actúa mecánicamente, arrastrando los fragmentos angulosos de la roca provocando la fricción de unos contra otros, hasta hacerlos de formas redondeadas. Un ejemplo lo constituyen los cantos rodados de los ríos. En los lugares de inviernos helados, el agua se deposita entre las grietas de las rocas y al congelarse, se expande actuando como una cuña rompiéndolas. El agua también actúa por - impacto directo, como en las cascadas y el oleaje.

c) Los glaciares ejercen una fuerte reacción abrasiva y arrastran consigo grandes masas de fragmentos de roca.

d) El viento desarrolla también una acción abrasiva de menor importancia cuando arrastra arenas.

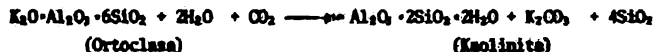
e) Las raíces de algunas plantas llegan a penetrar entre los poros y las grietas de las rocas y las rompen al actuar como cuña entre las paredes.

B.- Agentes Químicos:

a) Oxidación. - El oxígeno del aire, en presencia -

de la humedad, reacciona químicamente con el fierro que contienen algunas rocas.

b) Carbonatación. - El bióxido de carbono (CO_2), en unión con el agua, forma ácido carbónico, el cual ataca las rocas que contienen fierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Es decir que, las rocas ígneas que en su mayoría contienen estos elementos, pueden ser descompuestos por el CO_2 . Como ejemplo interesante de carbonatación, puede citarse la que sufre la ortoclasa, que al ser atacada por el CO_2 , produce una arcilla llamada kaolinita. Esta reacción se puede ver en la siguiente expresión:



El agua que contiene CO_2 , disuelve las rocas calizas. La dolomita, formada principalmente por carbonato de magnesio, es menos soluble que las calizas cuyo componente principal es el carbonato de calcio.

c) Hidratación. - En la reacción química anterior, pudo verse al agua, formando parte de la kaolinita como "agua de hidratación". Estos procesos de carbonatación e hidratación, son responsables de la producción de las arcillas más comunes, las cuales están constituidas por aluminatos y silicatos principalmente:

ARCILLAS

<u>NOMBRE</u>	<u>COMPOSICION QUIMICA</u>
Kaolinita	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
Anauxita	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
Haluysita	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$
Beidelita	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$
Nontronita	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$
Montmorillonita	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$

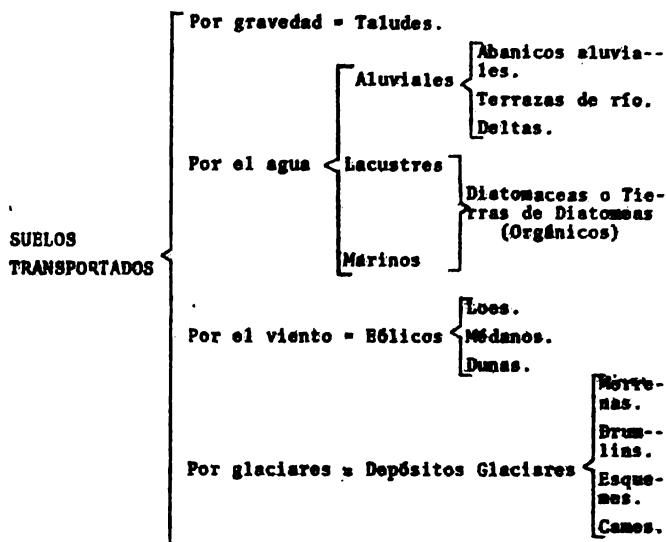
Las rocas ígneas ácidas, generalmente de colores claros como el granito, son menos susceptibles a la descomposición química, que las rocas básicas de color oscuro, como el basalto y el gabro. Sin embargo, la ortoclasa del granito puede ser atacada químicamente, dejando en libertad los granos del cuarzo (SiO_2), que no son susceptibles a la carbonatación. Esta propiedad del cuarzo, hace que las areniscas formadas por arenas cementadas con sílice, sean más resistentes a los agentes químicos del intemperismo que muchas rocas ígneas; pero las areniscas con cementantes calcáreos (CaCO_3), o de óxidos de fierro, sí son desintegradas por acción química.

13.1.1.- TIPOS DE SUELOS

Los agentes de intemperismo actúan con frecuencia simultáneamente y los productos de la desintegración y descomposición, casi siempre, acarreados de las partes altas de las montañas y depositados al pie de éstas, -- por los diferentes agentes de transporte, dando lugar a los denominados "suelos transportados".

Cuando los productos del intemperismo permanecen en el mismo sitio donde se formaron las rocas, se dice que se tienen "suelos residuales".

Los suelos transportados, se clasifican según el agente de transporte que los condujo y depositó. En el siguiente cuadro sinóptico se resume lo que ya se vió en el capítulo I:



Los suelos residuales, son el resultado de la descomposición y desintegración de las rocas sobre las que descansan; generalmente están constituidos por partículas finas y sus características son por lo general, menos variables de un lugar a otro de la formación, que las de los suelos transportados.

Cuando los restos de vegetación y otros restos orgánicos, al ser descompuestos por la acción de micro-organismos, para su propia nutrición, dejan como residuo partículas finas de tamaño coloidal, denominadas "humus" (y éstas se mezclan en diferentes proporciones con las partículas minerales), producen lo que así se conoce como "Suelos Orgánicos"

En ocasiones, la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o materia no descompuesta, o en estado de

descomposición, es tan alta, que las propiedades que pudieran derivarse de la porción mineral, quedan eliminadas. Esta condición es común en las zonas pantanosas, en las que los restos de la vegetación acuática llegan a constituir depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de "turbas".

Las turbas se caracterizan por su color oscuro (pardo, gris o negro), su poco peso cuando están secos y su gran porosidad y compresibilidad. El reconocimiento de tales suelos en Ingeniería, es de gran importancia debido a su baja resistencia, que obligan a tomar precauciones especiales en la construcción, como es su estabilización.

13.1.2.- PROPIEDADES DE LAS FRACCIONES DE SUELO

Las propiedades físicas de los suelos, son útiles para establecer las bases de su clasificación para fines ingenieriles. También son muy variables de un lugar a otro, en virtud del gran número de combinaciones que puedan resultar de la acción conjunta de los agentes de intemperismo, biológicos y de transporte, ejerciendo su influencia -- con distinta intensidad y en diferente época. De aquí que, para el Ingeniero de Caminos; Ferrocarriles o Aeropuertos, sea indispensable disponer de un sistema de clasificación -- que le permita catalogar los suelos en grupos de propiedades físicas semejantes, para poder lograr de cada uno, sus aplicaciones prácticas adecuadas, ya que se tiene que tratar con suelos formados en muy diversas condiciones geológicas, climáticas y topográficas.

Para tener un concepto claro de las propiedades que -- puede tener un suelo con una mezcla de diferentes proporciones de gruesos y finos, es importante conocer las características de cada fracción de suelo aisladamente.

A.- Gravas y Arenas

Las gravas y arenas cuando están bien graduadas, - son materiales muy estables y cuando carecen de finos son - muy permeables. Las gravas son más estables y permeables - que las arenas gruesas y éstas más que las arenas finas.

Estas últimas, cuando son muy uniformes (mal graduados) son, en cambio, más permeables y menos estables que las - bien graduadas. Todas son muy resistentes a la compresión y ~~est~~amente friccionantes.

Estas propiedades de las fracciones gruesas dependen - mucho de la graduación, forma y tamaño de las partículas.

B.- Limos y Arcillas

El limo y la arcilla ~~constituyen~~ constituyen la fracción fina del suelo, y muy pequeñas proporciones de ellos pueden modificar considerablemente las propiedades de la fracción gruesa, especialmente su permeabilidad y capilaridad, pues en los suelos gruesos bien graduados, basta un 10 % de finos para volverlos impermeables.

Los limos son los finos no plásticos del suelo; son suamente inestables cuando están saturados, comportándose como una arena movediza al aplicarles un esfuerzo cortante; - son impermeables y difíciles de compactar y en los lugares de inviernos rigurosos, existe el peligro de que se hinchen con las heladas o efectos del hielo.

A diferencia de las arcillas, en los limos el agua (agua adsorbida) no se adhiere a las partículas con tanta - - fuerza, lo cual le proporciona una mayor movilidad; ésto hace que al agitar una porción de limo saturado en forma de - pastilla en la mano, el agua aparezca rápidamente en la superficie dándole una apariencia lustrosa; a este fenómeno se le conoce como "reacción al agitado" o dilatancia.

Cuando el limo está seco, se puede pulverizar fácilmen

te entre los dedos y al hacerlo polvo, da una sensación al tacto como de talco o harina. Su compresibilidad depende, en gran parte, de la forma y tamaño de las partículas; cuando éstas son grandes y redondas, el limo es poco compresible y su límite líquido tiene valores de alrededor del 30%; si son partículas muy finas o laminares o ambas, el limo es muy compresible y su límite líquido varía de 50 % a 100 %. El poder retentivo de la humedad del limo es menor que el de la arcilla y para igual valor de LL, el índice de plasticidad es menor que el de ésta.

El comportamiento mecánico de las arcillas así como -- sus propiedades físico-químicas, se vieron con más detalle en el capítulo I y en el apéndice A del anexo I, por lo que ya no se tratarán más.

13.1.3.- MATERIALES ESTABILIZADORES

Los aditivos estabilizadores que se emplean -- con más regularidad en la Estabilización son por lo general los que más éxito han tenido en los diferentes procesos -- constructivos y además son de fácil obtención en la industria de la construcción. Dichos materiales son: la Cal Hidratada, el Cemento Portland, las Cenizas Volantes y Volcánicas, los Cloruros y las Sustancias Bituminosas.

A continuación, un resumen de las propiedades de estas sustancias.

A.- La Cal Hidratada, debe ser un polvo seco obtenido de la hidratación de cal viva. Específicamente debe consistir de hidróxido de calcio, óxido de magnesio e hidróxido de magnesio.

La cal hidratada, debe cumplir ciertas especificaciones cuando es utilizada para estabilizar suelos.

a) Concentraciones de Cal

- 1ª Total de Óxidos: 95 % como mínimo del total de óxidos $\text{CaO} + \text{MgO}$ sobre una base de no volátiles.
- 2ª Cal Disponible: Deberá haber un mínimo de 90 % de CaO , sobre una base de no volátiles. O lo que es igual a un mínimo de 68.1 % sobre base volátil.

b) Tamaño de las partículas

El 85 % deberá pasar la malla No. 200.

c) Cantidad y forma de Incorporación

Las cantidades de cal que se aplique, deben de estar entre los límites del 2.5 al 8 % en peso, debiendo fijarse el porcentaje más conveniente por medio de experiencias de laboratorio.

La forma de aplicar la cal, es por lo general como cal apagada o sea, el óxido de calcio hidratado. - Los suelos altamente arcillosos, son los que mejor se estabilizan con la cal.

B.- El Cemento Portland, debe cumplir con todas las especificaciones A.A.S.H.O. y A.S.T.M. Los tipos de cemento más comúnmente empleados, son el normal (tipo 1) y el normal con aire incluido (tipo 2). Por lo general, comprende el 10 % del peso de la mezcla seca; y es el material básico para la estabilización del suelo.

a) Cementación

El Cemento Portland, íntimamente mezclado con el suelo y compactado con humedad óptima, constituye lo que se conoce como "suelo-cemento".

Al igual que el concreto, el suelo-cemento debe de someterse a un proceso de curado.

C.- Substancias Bituminosas

La inclusión de substancias bituminosas, mezcladas

en frío o en caliente, según el tipo de material bituminoso, mejora la estabilidad de los suelos arenosos, así como la de los suelos finos. En el primer caso funcionan como aglutinantes y, en el segundo, como impermeabilizantes.

a) Obtención

Las sustancias bituminosas se derivan del asfalto - el cual es un componente natural del petróleo, en el que existe en disolución. Casi todas las sustancias bituminosas se obtienen del asfalto, el cual a su vez se produce una gran variedad de tipo y grados que van desde sólidos duros y quebradizos a líquidos casi fluidos como el agua (asfaltos rebajados). La forma semisólida, conocida como betún asfáltico, es el material básico para la estabilización bituminosa.. Esta se lleva a cabo con productos asfálticos líquidos que se preparan generalmente diluyendo o mezclando los betunes asfálticos con destilados de petróleo o emulsificándoles con agua.

b) Propiedades

El asfalto y los betunes son de particular interés en la ingeniería, porque son aglomerantes muy resistentes y adhesivos, altamente impermeables y duraderos. En la mecánica de estabilización, son utilizados debido a su plasticidad que da flexibilidad controlable a las mezclas de áridos o inertes con las que se combinan usualmente. Además, son altamente resistentes a la mayor parte de los ácidos, álcalis y sales.

13.2.- LOS PAVIMENTOS Y SU COMPORTAMIENTO COMO ESTRUCTURAS ESTABILIZADAS

Como ya se ha dicho anteriormente, el diseño de pavimentos se aboca hacia los terraplenes (bases, sub-bases y subrasantes) de pavimentos rígidos y flexibles, aunque -- también a últimas fechas se le está dando la debida importancia a los pavimentos estabilizados.

13.2.1.- FACTORES DE PROYECTO

En resumen el proyecto del pavimento consiste de dos grandes categorías, el proyecto de las mezclas para pavimentos y el proyecto estructural de los componentes del pavimento. La mayoría de los métodos de proyecto son empíricos o semiempíricos y están basados en correlaciones con experiencias del funcionamiento en el campo.

Como consecuencia de lo anterior, es necesario hacer - hipótesis arbitrarias considerando valores obtenidos en las pruebas desarrolladas para diseñar proyectos; por ejemplo, cuando se planean pavimentos por el método del C.B.R., se compactan muestras de suelo siguiendo un procedimiento estandarizado y a continuación, se permite la saturación del espécimen por un periodo de cuatro días, en agua. Esta operación simula la saturación de la subrasante debido a la elevación del nivel de aguas fráticas y a la lluvia, realizando así la prueba de proyecto en el suelo cuando se encuentra éste en condiciones desventajosas.

Algunos de los efectos del clima son difíciles de valorar, es posible en muchos casos tomar en cuenta la acción de las heladas y la lluvia, pero el efecto exacto de ellas no puede ser verdaderamente valorado debido a que las condiciones climatológicas se estudian desde un punto de vista estadístico y es difícil predecir la veracidad de las condiciones ambientales durante toda la vida útil del pavimento.

La resistencia del suelo es afectada por varios factores, entre los cuales sobresalen las siguientes:

- 1.- Peso volumétrico,
- 2.- Contenido de agua,
- 3.- Textura del suelo,
- 4.- Estructura,
- 5.- Velocidad de aplicación de la carga,
- 6.- Número de aplicaciones de carga, y
- 7.- Grado de compactación.

todos ellos vistos ya, en los capítulos anteriores.

Por último, las pruebas de laboratorio en suelos de la subrasante, se realizan en muestras pequeñas del suelo, tratando de representar las condiciones anticipadas en el pavimento prototipo. Por lo tanto, es esencial que los procedimientos de construcción estén acordes con las hipótesis básicas del proyecto.

13.2.2.- PAVIMENTOS FLEXIBLES

En los pavimentos flexibles es necesario y -- conveniente que la base esté constituida por materiales poco deformables y de alta permeabilidad, particularmente en lugares lluviosos.

Los suelos gruesos de buena graduación, debidamente -- compactados con los mejores para la construcción de bases y sub-bases de pavimentos flexibles.

La selección adecuada de los espesores de cada una de estas capas, de acuerdo con la calidad y abundancia o escasez de los materiales disponibles, con la magnitud y frecuencia de las cargas que ha de soportar el pavimento y de la resistencia que éste presenta a las solicitaciones, es -- la meta final del diseño.

El clima del lugar, es un factor que puede imponer modificaciones importantes; por ejemplo, en zonas de alta preci

pitación pluvial, los requisitos de alta permeabilidad en la terracería son ineludibles, para evitar la acumulación de agua bajo la carpeta.

La capacidad para soportar las cargas en los pavimentos flexibles, es producida por las características de distribución de cargas del sistema de capas. Como éstos pavimentos están constituidos por una serie de capas, con los materiales de mejor calidad en o cerca de la superficie, la resistencia del pavimento flexible, depende del espesor del sistema de capas y de su capacidad para distribuir la carga actuante en la carpeta en la subrasante ya que ésta influye en el proyecto del espesor del pavimento, más que la acción de losa de la propia carpeta.

13.2.3.- PAVIMENTOS RIGIDOS

Un pavimento rígido deriva su capacidad de soporte o capacidad de carga, primeramente de las características del propio pavimento. Debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, tiende a distribuir la carga sobre una zona relativamente amplia en el suelo, por lo cual una gran parte de la capacidad estructural es proporcionada por la misma losa.

Por lo tanto, los requisitos de las terracerías son menos rigurosas y aunque teóricamente un pavimento de concreto puede desplantarse sobre casi cualquier suelo, a excepción de las turbas, en realidad la experiencia ha demostrado que, cuando la subrasante está constituida por suelos finos expansibles, que sufren grandes cambios volumétricos, con la variación de la humedad, es preferible recurrir al empleo de unas capas de base y sub-base formadas con materiales no expansibles y de preferencia permeables, que permitan servir de dren al agua de lluvia que penetra por las juntas o fracturas en el concreto de las losas, para así garanti--

zar un apoyo más uniforme de éstas.

En los pavimentos rígidos, a veces, es difícil establecer, por sus mismas características, una distinción entre base y sub-base, excepto cuando se dispone de materiales - francamente permeables que se colocan, como se acaba de indicar, inmediatamente bajo la losa de concreto. Por lo tanto, el uso estructural de estos firmes, está sujeto a discusión desde un punto de vista económico.

Sin embargo los firmes de base, sub-base y subrasante, son empleados en los pavimentos rígidos para el control de la acción de congelación, drenaje y bombeo y para prevenir la contracción o expansión del conjunto.

13.2.4.- PAVIMENTOS ESTABILIZADOS

Las bases y sub-bases de las carreteras estabilizadas pueden construirse mediante una o varias técnicas. Si el material es permeable puede añadirsele cemento Portland para estabilizarlo y así no prolongar mucho los acotamientos para permitir el drenaje en el punto de intersección con el talud, cuando existen cortes en el camino. Cuando el camino es construido en terraplén, no se acostumbra drenar. Los materiales de líneas límites o sea, los acotamientos de las carreteras, como las arenas de las pistas de carreras, las gravas que contienen fracciones excesivamente finas o las arenas de origen volcánico, pueden a veces ser satisfactorios para la construcción de caminos, por medio de la adición de muy pequeñas dosis de aditivos estabilizadores.

Si se emplea un agente estabilizante bajo un pavimento rígido, se impartirán cualidades útiles para el sub-diseño, tales como: control del drenaje y bombeo para prevenir la contracción o expansión del terraplén, en el caso de estar éste sujeto a la acción de las heladas.

En contraste con los pavimentos rígidos, los pavimentos flexibles derivan sus cualidades de capacidad de carga, no de la acción flexionante de la losa, sino más bien, por la distribución de la carga a través de un espesor finito del pavimento de modo que las presiones consideradas en el proyecto no sean excedidas. La estabilización de ésta clase de pavimentos, deberá lógicamente impartir fuerza adicional al subdiseño del suelo o mejorar el material de los terraplenes en los extremos, de modo que los materiales inadecuados puedan ser usados en la construcción de las terracerías.

Quiero hacer notar (y lo vuelvo a repetir), que la estabilización en caminos, carreteras o aeropistas, no sólo está encausada a mejorar las propiedades mecánicas de los materiales de las terracerías (que generalmente son de préstamo), sino también de acondicionar y mejorar los suelos de cimentación cuando éstos son inapropiados para soportar el peso de la estructura o pavimento. Es más, la idea de la estabilización, nació precisamente de la necesidad de mejorar las condiciones poco favorables que presentaban los suelos cuando éstos eran requeridos para la construcción.

Frecuentemente se han encontrado condiciones muy extremas de humedad en algunos suelos, y es a veces imposible secarlos completamente, a causa de la rapidéz del programa de construcción. Por lo que, bajo estas condiciones, pequeñas cantidades de cal y cemento, secarán al suelo lo suficiente para que pueda ser manejado con más facilidad con el equipo de construcción.

Como el cemento y la cal alteran los minerales arcillosos del suelo, haciéndolos menos plásticos, se debe tener mucho cuidado en la utilización de estos aditivos, ya que, la adición de apenas 1% de cualquiera de estos estabilizadores, a menudo decrementará la plasticidad de los suelos de cimentación a tal grado que los vuelve frágiles. Contraria-

mente a ésto, muchas veces funcionarán satisfactoriamente a los esfuerzos producidos por el tráfico continuo con solamente pequeñas cantidades (apenas el 1%) de cal o cemento.

Cuando los materiales básicos de las subrasantes de los caminos no son satisfactorios desde el punto de vista de la resistencia, la adición de un estabilizador ya sea cal, cemento o un material bituminoso, mejorará las características de resistencia. Por ejemplo, un material natural que tiene un valor relativo de soporte (VRS) de laboratorio de 55%, y se requiere un VRS de aproximadamente 80%, ya que se va a construir una pista de aeropuerto, la adición de pequeñas cantidades de aditivos estabilizantes, darán un incremento de resistencia considerable que permita obtener el VRS deseado.

13.2.5.- ESTABILIZACION BITUMINOSA

La adición de pequeñas cantidades de agentes estabilizadores en los materiales de la base, redundan en un incremento del VRS. Pero en el caso de añadir material bituminoso como estabilizador, cuando no se hace un curado correcto, provoca una disminución en la estabilidad del material de base. Esto resulta del aumento de plasticidad de las partículas finas del suelo con la mezcla del material bituminoso al ser éste agregado. Sin embargo, con un "curado" correcto que elimine el material volátil, resultará en un aumento del VRS.

El objetivo principal de este tipo de estabilización, es mejorar la finura de la mezcla del agregado del suelo, y por lo tanto, es esencial que el aditivo sea mezclado completamente con las fracciones finas de la masa.

Se han estabilizado con éxito suelos que contienen entre 10 y 50% de finos y menos de 50% de grava, mediante la adición de 4 a 7% de sustancias bituminosas, para suelos finos y hasta 10% para suelos arenosos.

La mezcla puede hacerse en el lugar o en planta. Los

mejores resultados se obtienen cuando la compactación de -- las mezclas es superior al 95% del óptimo Proctor.

13.2.6.- ESTABILIZACION CON CEMENTO

El uso de suelo-cemento, como material de --- construcción se ha generalizado mucho últimamente en otros países, especialmente en la construcción de caminos. En ocasiones se le emplea como base de pavimentos rígidos y - - flexibles, y en otras como carpeta de rodamiento, solo que en este caso se le recubre con una capa delgada de arena y asfalto para evitar el desgaste por el tránsito.

Se han obtenido mezclas de suelo-cemento con una gran diversidad de suelos, todos ellos comprendidos en algunos - de los tres siguientes grupos:

- 1) Suelos gruesos que contienen de 10 a 35% de finos;
- 2) Suelos arenosos carentes de finos, tales como las arenas de playa, arenas de duna y arenas de depósi--tos glaciales.
- 3) Suelos limo-arcillosos cuyo tamaño máximo de sus - partículas pase por la malla No. 4 y el 50% en peso quede retenido en la malla 200.

Según Henes y Oglesby, las granulometrías de la mayor parte de los suelos estabilizados en los Estados Unidos, -- quedan dentro de los siguientes límites:

<u>MALLA</u>	<u>PORCIENTO QUE PASA EN PESO</u>
3 pulg.	100
No. 4	55 - 100
No. 40	15 - 100
No. 200	0 - 100

El límite Líquido es menor de 40% y el índice de plas-

ticidad menor de 18.

El contenido de varía de 5% a 18% por peso de suelo seco. La cantidad adecuada para cada tipo de suelo debe ser determinada por pruebas de laboratorio que incluyen resistencia a la compresión simple y susceptibilidad al intemperismo, así como ensayos de compactación para determinar la humedad y peso volumétrico óptimos.

13.2.7.- ESTABILIZACION CON CAL

El uso de la cal en la estabilización de suelos en México, se ha centrado principalmente en las bases de los caminos y carreteras del País y en las calles de la ciudad.

En el caso de la Ciudad de México en que la gran mayoría de las arcillas del valle son de origen volcánico, se han llevado con buen éxito, estabilizaciones del suelo a base de cal hidratada.

Cuando se tienen suelos de tepetate (limo-arcillosos), se debe efectuar una pulverización previa del suelo a tratar, escarificándolo y uniformándolo con rastras o discos. Una vez que el suelo ha sido pulverizado, se mezcla la cal hidratada, agregándola al suelo en porcentajes que van de 2 % a 8% del peso seco de el suelo, según los resultados que se vayan obteniendo con las pruebas de laboratorio.

El esparcido de la cal puede hacerse en seco o mediante lechada, a elección del constructor.

En el procedimiento en seco, se colocarán en el área por tratar, los sacos de cal hidratada que previamente hayan sido calculados, conforme a una cuadrícula determinada por el ingeniero. En caso de que se prefiera usar cal a granel, transportada en camiones, el esparcido se hará tomando en cuenta la cantidad de cal especificada por metro cuadrado y la velocidad de distribución del equipo, ya sea

neumático o mecánico.

En el caso de que se utilice el procedimiento con lechada, deberá hacerse una mezcla de agua-cal en proporción de 2:1 en peso respectivamente, cuidando de agitar constantemente la lechada para evitar la sedimentación de la cal.

Es importante que, en cualquiera de los dos procedimientos usados (seco o lechada), la cal deberá aplicarse el mismo día; así mismo la cal deberá ser cubierta por el suelo o mezclada con él, para evitar pérdidas por viento o carbonatación.

Con objeto de distribuir en forma uniforme y homogénea la cal en el suelo, es necesario efectuar un mezclado preliminar en todo el espesor de la capa y en todo el ancho de la succión transversal del tramo por pavimentar, hasta lograr que el tamaño máximo de los terrones y grumos de la mezcla de suelo-cal, no excedan las 2 pulgadas.

En seguida se procede a determinar el contenido de humedad de la mezcla "in situ". Si la mezcla tiene un contenido de agua superior al óptimo, debe continuarse con el mezclado, hasta lograr uniformidad en la mezcla y aerarla para que se elimine la humedad excedente por evaporación.

Si la mezcla tiene un contenido de agua inferior al óptimo, deberá confirmarse la uniformidad y homogeneidad de la misma y continuar con la incorporación de agua hasta lograr por lo menos una humedad de 5% sobre la óptima, comprobando previamente en el campo, si el suelo admite ese exceso de agua. Posteriormente se continuará con el mezclado y reacción hasta lograr la humedad óptima, una vez obtenida ésta, se compactará ligeramente la mezcla con equipo de compactación poco pesado.

Después del mezclado preliminar, deberá darse un curado inicial mediante riego de agua para evitar una evaporación excesiva y lograr que la acción química de la cal disgregue todos los grumos de la mezcla. El tiempo de curado

inicial variará entre 1 y 2 días.

Inmediatamente después del curado inicial, se procederá a una nueva etapa de mezclado de la capa de suelo-cal, - hasta la disgregación y desaparición de todos los grumos de la mezcla, en forma tal que toda ella pase por la malla de 1" y por lo menos el 60% pase la malla No. 4; excepto aquellos materiales identificados previamente como gravas o arenas gruesas. El mezclado deberá hacerse con mezcladoras rotatorias múltiples o sencillas; en el caso de no contar con éstos equipos, el mezclado final puede hacerse con arados y rastras de discos, debiendo proporcionar a la capa de suelo-cal, el número de pasadas suficientes hasta cumplir con los requisitos de construcción. Durante el mezclado, la humedad de la capa deberá mantenerse en la óptima, mediante riego de agua proporcionada por pipas o camiones tanque o cisternas.

Cuando durante el mezclado inicial o preliminar, se logre el disgregado total de los grumos de la mezcla (cumpliendo la especificación ya mencionada), la etapa del curado inicial, así como la del mezclado final, pueden eliminarse.

La capa de suelo-cal, deberá compactarse por lo menos al 95% de la prueba Proctor Estandar (Standard A.A.S.H.O. - T-99) o al 92% de la prueba Proctor de la S.O.P.; el equipo que se utilizará, será equipo neumático de más de 20 toneladas (Duo-Pactors) y aplanadoras de rodillos de 12 toneladas de capacidad.

La compactación se efectuará después del mezclado final sin que transcurra por ningún motivo, más de una semana entre estas dos operaciones, debiendo evitarse las pérdidas de humedad. Solo se permitirá la compactación de la capa de suelo-cal con equipo neumático ligero, cuando el espesor por compactar no exceda de los 10 centímetros.

Una vez debidamente compactada la capa de suelo estabi-

lizado con cal (suelo-cal), deberá haber un curado final durante un periodo variable entre 3 y 7 días a fin de lograr una mayor concentración de los iones de la cal al actuar -- ésta químicamente con los minerales del suelo, y así obtener una mayor resistencia a la compresión.

El periodo óptimo de curado, se decidirá mediante los resultados que arrojen las pruebas de resistencia a la compresión sin confinamiento a diferentes edades realizadas en muestras tomadas de las primeras etapas construídas. El curado se efectuará mediante riegos de agua proporcionados -- con pipas, y en ningún caso deberá permitirse la pérdida de humedad por evapotranspiración de la capa.

Finalmente, a la capa de suelo estabilizado, una vez compactada y curada, deberá cubrirse con un riego de sello asfáltico constituido por asfalto rebajado tipo FM-0 o FR-3 (según sea el caso), de no más de 1.2 lts/m², el cual funcionará como membrana impermeable y protectora.

Como nota importante, debe tomarse en cuenta que el -- suelo estabilizado con cal, forma parte de la estructura -- del pavimento, y que se apoya por lo tanto, sobre el suelo natural o terraplén.

En caso de que el estrato sobre el que se apoya el suelo estabilizado esté alterado y no se tenga capacidad de -- carga o valor soporte, deberá ser extraído y sustituido -- por material sano o buscar estabilizarlo por otros medios a fin de mejorar sus condiciones de resistencia, si es que el análisis económico así lo permite.

Igualmente, los porcentajes de compactación mínimos exigidos deberán ser disminuídos, previa consulta con el diseñador de la estructura, cuando el ingeniero constructor, note que se está alterando la estructura del suelo con el peso del equipo de compactación.

13.3.- EVALUACION FINAL

Las altas presiones ejercidas en el pavimento, generalmente excluyen el uso de suelos estabilizados para las bases. Por lo tanto, la estabilización, excepto para caminos secundarios, está centrada alrededor de las estructuras sub-diseñadas o de sub-base únicamente.

Para caminos secundarios, un material estabilizado -- (particularmente un suelo mecánicamente estabilizado), puede ser usado como el componente principal del pavimento.

La construcción de una carretera de 2º orden, incluye superficies de grava de todos los tipos y suelos de cemento o superficies de tierra aceitosa.

La elección de la mezcla de adición apropiada que deba usarse, dependerá del uso para el cual esté destinada. La cantidad de aditivo estabilizante, estará generalmente determinada por medio de pruebas de laboratorio que simulen las condiciones del suelo o el efecto del clima y otros procesos de durabilidad.

En algunos casos, la adición de agentes químicos a un suelo, puede incrementar el costo de la construcción en tal proporción que resulte más económico el mejorar el suelo -- por densificación, adición de mejores suelos, añadir agregados con mejores propiedades mecánicas o utilizar nuevos tipos de estabilización como el que se está llevando a cabo actualmente en Alemania Occidental para suelos constituidos -- por estratos considerables de turba y que resultaría muy -- costoso eliminar.

"Dicho proceso de estabilización, consiste en que a -- las llantas gastadas e inútiles se les está dando una última y excelente aplicación colocándolas sobre la base del -- suelo de cimentación de las carreteras que se construyen y, sobre el tramado que se forma con ellas, se enciman materiales cementantes con agregados inertes como la grava y se --

les cubre con una capa de chapopote".

En la fotografía adjunta, se puede apreciar el procedimiento que se menciona y observar como se colocan las tiras de neumáticos formando una especie de red o trama.



Fig. 13.1.- Una nueva y original forma de estabilización de suelos.

"Las llantas así colocadas sirven como un excelente -- colchón que protege a las capas superiores dando una resistencia mayor a los impactos e impidiendo el ascenso del agua por capilaridad ya que también sirve como capa impermeable".

A continuación se presentará una serie de consideraciones finales, tanto en el aspecto económico, como de características de los materiales y cómo y cuándo se debe utilizar la estabilización.

- 1^a. En el análisis final, la elección del proceso de estabilización y del aditivo a usar cuando se requiera, dependerá del aspecto económico, por lo que, la primera pregunta que debe de responder el ingeniero es, ¿se debe intentar la Estabilización? En algunos casos puede resultar más económico, simplemente aumentar los requisitos de compactación para aumentar la resistencia del pavimento.
- 2^a. Como el propósito de un camino es el de resistir el tráfico de vehículos durante todas las condiciones de clima, se debe tratar de utilizar en su construcción, material disponible en la localidad como arena y grava o teñontle y tepetate.
- 3^a. Ahora bien, el uso de aditivos, está abierto a la especulación. Sin embargo, si no se encuentran materiales aptos que cubran los requisitos del proyecto en las vecindades del trazo del camino, se le debe dar consideración a la Estabilización; definitivamente.
- 4^a. El problema de elegir el aditivo apropiado, puede causar que un individuo sin experiencia, se llegue a confundir sin remedio por la vasta cantidad de materiales estabilizadores disponible para su uso en sus múltiples aplicaciones.
- 5^a. Sin embargo, si uno considera la mecánica de estabilización, es posible determinar cuándo debe intentarse ésta y cuando no, y que tipos de estabilizadores deben usarse. Muchas de las variedades de aditivos, a veces no imparten sufi--

ciente resistencia a un suelo, para hacer su uso justificable, a menos que estén disponibles a bajo costo y - en grandes cantidades en una localidad particular, pero no debe enfatizarse demasiado el efecto de los aditivos sobre la densidad y plasticidad del suelo, excepto en - casos donde se indiquen algunas modificaciones del suelo natural.

- 6^a. Se deberá llevar a cabo una serie de pruebas de laboratorio, de manera lógica, antes de intentar añadir algún aditivo al suelo, cuando éste se desea estabilizar.
- 7^a. Las características de resistencia de los materiales -- del suelo natural, pueden compararse al material estabilizado y a los datos usados, además de las pruebas de - durabilidad.
- 8^a. Los datos de costos formarán la base de una elección lógica. Si se sigue este procedimiento, siempre se logrará el diseño más económico desde el punto de vista de - costo inicial y mantenimiento futuro.
- 9^a. Debe enfatizarse que cada problema es individual y deberá analizarse bajo sus propios méritos antes de concluir el diseño, aún cuando se indiquen algunos métodos de estabilización aplicables.
- 10^a. Por último, el uso de un estabilizador, no puede a veces, substituir un drenaje apropiado de la carretera, - el uso correcto de las alcantarillas y sanjas, la buena compactación de las capas del pavimento y otras -- prácticas correctas y conocidas en la construcción.

P I N.

A B E X O I

APENDICE "A"

A.1.- LOS MINERALES DE LA ARCILLA EN EL SUELO

En ingeniería, los materiales que constituyen la corteza terrestre, se dividen en dos grandes categorías que son, las rocas y los suelos. Las rocas son los materiales duros y consolidados; y los suelos según Terzaghi, son conglomerados naturales de partículas minerales que pueden separarse con facilidad por decantación de agua. Esencialmente, todo material suelto de la corteza terrestre, sin tener en cuenta la distribución de las partículas por tamaño, la composición, o el contenido orgánico, es considerado bajo la categoría de suelo, a los fines de la ingeniería de la misma forma que el término genérico de arcilla se refiere principalmente al tamaño de las partículas minerales, cuyo límite superior es del orden de 3 a 5 micrones.

Es precisamente esta fracción de los suelos, la que -- constituye la parte activa de los mismos, dadas las características estructurales y físico-químicas de estas partículas cuando en el sistema interviene el agua.

El conocimiento de las estructuras mineralógicas, propiedades físicas y composición química de la fracción arcillosa, es indispensable para la técnica de la mecánica de los suelos y su estabilidad.

Dado el importante papel que desempeña la fracción arcillosa de los suelos en el proceso de estabilización y consolidación de los mismos por medio de agregados tales como la cal, se presentará a continuación una reseña de los minerales que constituyen esta fracción, con especial referencia a sus características estructurales y sus pro- --

propiedades físico-químicas; por otra parte, la identidad de estos minerales y su abundancia relativa en determinadas fracciones, es considerado como elemental en el concepto actual de la mecánica de suelos.

A partir del descubrimiento de las estructuras mineralógicas definidas de estas partículas consideradas hasta -- hace pocos años como materia amorfa, toda la técnica de la estabilización de suelos, ha cambiado fundamentalmente.

Paralelamente al descubrimiento de éstas estructuras cristalográficas en las partículas de la arcilla, el conocimiento de propiedades físico-químicas tales como la capacidad de intercambio iónico y cambio de base, permitieron la aplicación de nuevos métodos de estabilización.

A.1.1.- COMPOSICION, ESTRUCTURA Y CLASIFICACION DE LOS MINERALES DE ARCILLA

Las arcillas son esencialmente silicatos de aluminio hidratados, en los que el magnesio y el hierro pueden reemplazar al aluminio en algunos casos, y en otros los álcalis o minerales alcalino-férreos.

Según el concepto moderno de mineral de arcilla, las formas cristalizadas de estos minerales son los componentes de esta fracción denominados arcilla, pudiendo encontrarse también formando parte del conjunto, en menores cantidades minerales como cuarzo, calcita, feldespato y piritita. También integrar la fracción arcillosa, materia orgánica y sales solubles.

Según el ordenamiento de las redes o estructuras reticulares de las formas cristalizadas, las arcillas pueden -- clasificarse en dos grupos mayores, según el retículo esté formado por dos o tres capas. Con retículo de dos capas, -- están el grupo caolínico de la caolinita, dickita, nacrita y anuxita, y el grupo halloysítico con la halloysita. Con retículo de tres capas están el grupo montmorillonítico con

la montmorillonita (Bentonita), nontronita y beidellita, y el grupo illitico con la illita.

La clasificación de las arcillas puede hacerse más extensa, si se incluyen las arcillas denominadas "fibrosas", pero para los fines de la estabilización de suelos, los grupos caolinitico, montmorillonítico e illítico, son los más importantes por sus propiedades físico-químicas.

A.1.2.- CELULAS ELEMENTALES

Se entiende por célula elemental, a la porción más pequeña de la red de átomos que se repite para formar una estructura cristalina. Tanto las dimensiones (de 0.4 Å a 5.1 Å aproximadamente) como la ubicación de los átomos en la red, dan las propiedades características de las distintas estructuras.

Esta concepción de la estructura y ordenamiento de la célula elemental de un cristal, ha permitido la explicación de fenómenos tales como la capacidad de intercambio de bases, importancia de los radios iónicos y propiedades de formar geles que tienen las arcillas.

A-1. a) GRUPO DE LA CAOLINITA



A este grupo cuya fórmula expresada en óxidos es: $\text{Al}_2\text{O}_3, 2 \text{SiO}_2, 2 \text{H}_2\text{O}$, pertenece uno de los más difundidos minerales de arcilla, la caolinita. Aunque la caolinita no se disgrega en partículas, puede presentarse en tamaños inferiores a 1 micrón.

Una de las características más importantes, es que su red no se dilata en presencia del agua, considerándose que esto se deba a la fuerza de atracción de los iones oxígeno por iones hidróxido de la molécula vecina. En la red es-

tructural de la caolinita, son muy limitadas las sustituciones de iones, por lo que las cargas negativas liberadas capaces de absorber iones, son también pocas.

El reemplazo de aluminio (Al^{3+}) por fierro (Fe^{2+}), puede presentarse pero sin destruir el equilibrio electrostático de la molécula; por lo tanto, la capacidad de intercambio de bases es muy baja (*). Los iones intercambiables están adheridos alrededor de la unidad estructural y por lo general no afecta la estructura de la red elemental.

En los minerales de arcilla en general, los cationes intercambiables son:



La dickita y la nacrita no difieren de la caolinita sino en la forma en que los retículos elementales se apilan unos sobre otros.

A-1.b) GRUPO DE LAS MONTMORILLONITAS



La fórmula del mineral que corrientemente se encuen-
tra, sería la siguiente:



Las montmorillonitas son agregados cristalinos de partículas muy finas, con diámetros inferiores a 1 micrón. Una simple agitación de agua, puede reducir estas partículas a espesores moleculares, sin forma cristalina aparente.

El retículo que caracteriza a las montmorillonitas, está formado por tres capas: la capa central constituida por octaedros de Al (OH), (gibbsite) entre dos capas de tetrae-

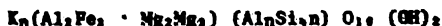
(*) Del orden de 3 a 15 msq (miliequivalentes) por cada 100 gramos.

dros de SiO_2 . Las moléculas de agua se insertan entre el plano de los cuatro silicios y los dos hidróxidos. La composición de las montmorillonitas varía considerablemente según sean las sustituciones que tengan lugar en su red estructural.

Las montmorillonitas, en el intercambio iónico, en los casos en que el Mg^{++} toma el lugar del Al^{+++} , o bien, cuando el ión Al^{+++} toma el lugar del ión Si^{++++} , pierden su equilibrio electrostático, por ser el ion remplazante, de valencia más baja que aquel que sustituye. Cuando este intercambio ocurre, aunque se conserva el mismo número de unidades arquitecturales, la célula elemental adquiere una carga negativa que le permite atraer iones que se ubican en los intersticios de la red estructural y por no formar parte de ésta, pueden cambiarse con otros iones.

Debido a las cargas electrostáticas negativas provocadas por la sustitución de los átomos estructurales, el agua puede infiltrarse entre los retículos causando el fenómeno de hinchamiento de la molécula, que es una característica de las montmorillonitas. La expansión debida a la hidratación de los cationes, es una de las causas del elevado índice de plasticidad de estos minerales de arcilla. La capacidad de intercambio de bases, varía de 60 a 100 miliequivalentes por cada 100 gr. de montmorillonita.

A-1.c) GRUPO DE LA ILLITA



Este grupo se aproxima al anterior de las montmorillonitas, a medida que mayor número de iones Al^{+++} reemplazan a los iones Si^{++++} .

El retículo de la illita está formado por tres capas ligadas por un ion K^+ . Esta característica, hace que las cargas eléctricas estén parcialmente neutralizadas, lo que

disminuye la capacidad de intercambio de bases que es de 40 a 40 miliequivalentes por 100 gramos.

La sustitución de un Al^{+++} por un Si^{++++} , libera una carga eléctrica que atrae un ion K^+ . Las bases intercambiables de la illita son principalmente sodio (Na^+) y calcio (Ca^{++}) que se ubican entre los retículos.

La muscovita, vormiculita y soricita, pertenecen también al grupo de la illita. El reemplazo de 2Al por 3 (Mg Fe) en la muscovita, da la biolita, que es una mica magnésica.

A.2.- PROPIEDADES DE LOS MINERALES DE ARCILLA

Se referirán únicamente aquellas propiedades vinculadas al comportamiento de las arcillas en los suelos, -- principalmente a los sistemas coloidales en donde estos minerales actúan. El estado coloidal, se caracteriza por el tamaño de las partículas que lo forman, y que tienen tamaños comprendidos entre 10 y 5000 angstroms, (Å). Cuando se trata de sistemas formados por partículas tan pequeñas, el desarrollo de las superficies abarcadas por éstas, es considerable con relación a la masa. En este sistema actúan cargas electroestáticas negativas que se deben ya sea, al desequilibrio resultante de la sustitución de iones de valencia diferente, a la absorción de iones en superficie o a la fisura del sistema molecular dejando una valencia no saturada sobre una cara lateral. Estas características se deben a una propiedad principal que es el intercambio iónico.

En contacto con el agua, la célula elemental de la partícula del mineral de arcilla, se recubre de una película - cuyos hidróxidos están adheridos a la partícula. Los iones de carga contraria, actúan en la masa acuosa, formando parte de la película propiamente dicha. Esta es la doble capa

iónica de Gouy-Freundlich, que mantiene la estructura de -- sistema, donde se dan todas las condiciones de elevado índice de plasticidad y permeabilidad.

Los cationes contenidos en el medio líquido libre, pueden en ciertas condiciones, cambiar de lugar con los de la atmósfera iónica. La capacidad de intercambio iónico aumenta cuando el tamaño de la partícula disminuye, razón por la cual, la montmorillonita presenta las mayores posibilidades de intercambio.

Tanto en la montmorillonita como en la caolinita, un factor importante del intercambio iónico, se debe a las roturas de las uniones: Si-O, Al-O y Al-OH, que están en función de la superficie lateral de las partículas.

Otra propiedad importante de las arcillas cuando éstas forman sistemas coloidales, es el calor desprendido por las partículas al ponerse en contacto con el agua. Este calor es proporcional a la capacidad de intercambio de bases; por lo tanto, una caolinita de 3 miliequivalentes por cada 100 gr., desprenderá menos calor que una montmorillonita de 70 miliequivalentes por cada 100 gramos. Esta característica tiene importancia en la estabilización de suelos, en lo referente a la formación de nuevos silicatos por la presencia de los cationes Ca^{++} y Mg^{++} .

En la estabilización de suelos, es importante recalcar que la absorción de agua de la fracción arcillosa montmorillonítica, depende en gran medida de la base intercambiable prevalente. Si la célula elemental contiene sodio como base intercambiable, puede absorber de 2 a 3 veces más agua - que si contiene calcio.

Es importante mencionar el efecto de los radios iónicos en los fenómenos de intercambio. Este radio, aunque no delimitado netamente en el espacio, puede considerarse como el radio de la esfera en el interior de la cual las fuerzas de repulsión impiden la introducción de otro ion. Los anio

nes O^{--} y OH^- y el catión K^+ , son mucho más grandes que -- los cationes metálicos. Según L. Pavlin, los valores para los tres iones citados, serían del orden de 1.33 Å, comparados con 0.39 Å del Silicio (Si^{++++}), 0.57 Å del Aluminio -- (Al^{+++}), 1.06 Å del calcio (Ca^{++}) y 0.73 Å del magnesio -- (Mg^{++}).

En los procesos de intercambio, los iones de menor radio presentan mayores posibilidades para intervenir, ya sea dentro de las estructuras espaciales en la doble capa acuosa de Guy-Freundlich o en los bordes libres de las células elementales.

La tixotropía es otra propiedad importante de las arcillas en suspensión formando geles que permanecen en estado fluido cuando son sometidos a la agitación.

La tixotropía no es posible sino en presencia de una cantidad de partículas muy finas que sean suficientes para asegurar una buena repartición granulométrica. Estas partículas (bentonitas), forman un retículo flojo que permite -- gran cantidad de agua entre ellas.

Por último, la plasticidad de las arcillas, es una resultante de las fuerzas que mantienen unidos los retículos, de las fuerzas que tienden a separarlos y de las cargas electrostáticas de la película acuosa (agua adsorbida). La plasticidad está determinada por la estructura cristalográfica del mineral, donde intervienen las sustituciones de la red y por las características de la película líquida envolvente (agua adsorbida).

En la estabilización de suelos, el principal objetivo es el de reducir el índice de plasticidad por medio de agregados que intervengan química y físicamente, aportando elementos tales como los iones metálicos de calcio (Ca^{++}) y -- magnesio (Mg^{++}) que actúan directamente en los fenómenos de intercambio de bases, característica de los minerales de arcilla.

A.3.- IDENTIFICACION DE LOS MINERALES DE ARCILLA

Uno de los métodos más difundidos para la identificación de los minerales formadores de arcilla, es el análisis térmico diferencial cuyo principio está basado en las características de las reacciones "exo" o endotérmicas que resultan de calentar el mineral en estudio a una velocidad constante hasta alcanzar los 1,000°C de temperatura.

La primera reacción importante que se produce al calentar un mineral de arcilla, es la eliminación del agua de combinación contenida en la red espacial del mineral. La temperatura necesaria para desprender el agua adsorbida, es constante para los distintos minerales, así como también la intensidad de esta reacción. La reacción es medida por medio de una termocupla diferencial con un extremo insertado en el material a analizar y el otro extremo en material inerte. Mientras la termocupla diferencial capta la reacción que se produce en el mineral que se está calentando, otra termocupla va indicando la temperatura creciente a que se somete la muestra.

El método clásico de identificación, es por difracción de Rayos X. También pueden identificarse las arcillas, estudiando su capacidad de cambio de bases, aunque este método no permite la identificación cuando los minerales se presentan formando mezclas. Sin embargo, desde el punto de vista de la estabilización de suelos, pueda recomendarse este método pues da una idea del conjunto de minerales arcillosos del suelo y de la propiedad que más influye en el proceso de estabilización, que es el intercambio iónico.

APENDICE "B"

OBTENCION DE LOS DIAMETROS DE LAS PARTICULAS MUY FINAS DE UN SUELO, MEDIANTE LA DETERMINACION DE UNA CURVA -- GRANULOMETRICA POR MEDIO DEL HIDROMETRO.

El método más usado para hacer la determinación indirecta de los diámetros de las partículas de las fracciones finas de un suelo [las que pasan a través de la malla # -- 200 (0.074 mm.)], es el método del hidrómetro. Por medio de este dispositivo, es posible conocer la ley de variación del peso volumétrico de una suspensión a medida que transcurre el tiempo, y determinar, aplicando la ley de Stokes, -- los diámetros equivalentes de las partículas que, al sedimentarse, pasan a la altura del centro de carena del hidrómetro cuya forma aparece representada en la siguiente figura:

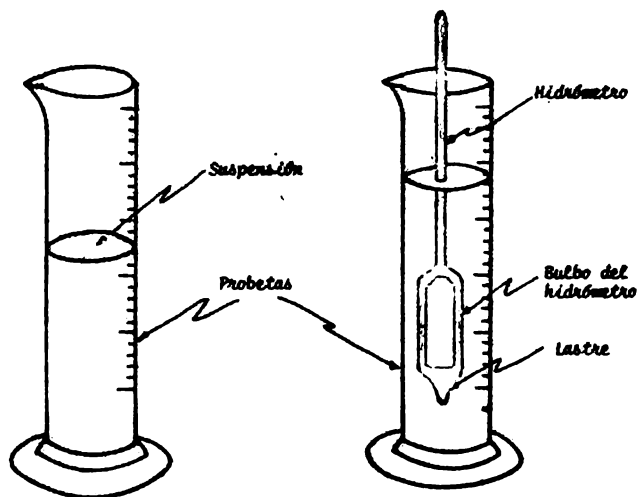


Fig. B-1.

Durante los dos primeros minutos del ensayo, el hidrómetro, debe permanecer sumergido dentro de la suspensión y en tal caso la fórmula para calcular los diámetros de las partículas es la siguiente:

$$d = \sqrt{\frac{18 \mu}{\gamma_w (S_s - 1)}} \quad \text{-----} \quad (1)$$

donde:

d = Diámetro equivalente de la partícula.

μ = Viscosidad del líquido.

γ_w = Peso volumétrico del agua.

S_s = Densidad de los sólidos.

Esta fórmula se puede transformar para efectos de cálculo de la siguiente forma:

$$d = \sqrt{\frac{Zr}{t}} \quad \text{-----} \quad (2)$$

En las lecturas subsiguientes, para las cuales el hidrómetro se introduce cada vez, la fórmula es:

$$d = \sqrt{\frac{Zr - \frac{V_H}{2 A_j}}{t}} \quad \text{-----} \quad (3)$$

donde:

Zr = Altura de caída de las partículas.

A_j = Área de la sección transversal de la probeta.

t = Tiempo de caída de las partículas.

V_H = Volumen del Hidrómetro.

B.1.- PROCEDIMIENTO

Dado el peso volumétrico " γ_w " de la suspensión en un instante "t", después de iniciada la sedimentación, se calcula la fracción "N" de los sólidos cuyos diámetros equi

valentes son menores que el valor deducido por la ley de -- Stokes, con la siguiente expresión:

$$N = \frac{S_s}{S_s - 1} \cdot \frac{V}{W} (\gamma - \gamma_w) \text{ ----- (4)}$$

o sea:

$$N = \frac{\text{Sólidos de diámetro menor que "d"}}{\text{Total de sólidos}}$$

en la que S_s es la densidad media de las partículas; V , el volumen total de suspensión; W , el peso inicial de los sólidos y w el peso volumétrico del agua.

Para poder aplicar la fórmula que da el valor de N , es necesario convertir previamente la escala del hidrómetro de gr/lit a pesos volumétricos. El diámetro correspondiente al valor N para el tiempo " t ", se estima considerando que la altura de caída de la partícula de mayor tamaño es igual a la distancia entre la superficie libre del líquido y el centro de carena del hidrómetro; en la práctica, en lugar de este centro se toma como referencia el centro del volumen del bulbo.

Con ese fin, se miden previamente las distancias entre las diversas lecturas de la escala del hidrómetro al centro del volumen, las que deben corregirse por inmersión, ya que ésta eleva la superficie libre de la suspensión. Además, las lecturas del hidrómetro deben corregirse por los siguientes conceptos: menisco, temperatura y defloculante.

B.2.- EJECUCION

Para desarrollar adecuadamente la determinación de los diámetros de las partículas por medio del hidrómetro, se deben tener en cuenta ciertas consideraciones y proceder

a efectuar los siguientes pasos que son importantes para la calibración del hidrómetro antes de la ejecución de la prueba:

- 1º Preparación de las soluciones para la comprobación de la escala del hidrómetro.
- 2º Determinación del volumen del bulbo del hidrómetro.
- 3º Se calibra el hidrómetro para evitar que las lecturas que se hagan posteriormente durante la prueba - sean erróneas, ya que la calibración del hidrómetro consiste precisamente en la determinación, para un aparato dado, de la verdadera altura de caída (H) - en función de las lecturas realizadas. La calibración se puede hacer siguiendo los pasos indicados - en cualquier manual de mecánica de suelos.
- 4º Se hacen las correcciones por menisco conceptuadas anteriormente, y que también se pueden determinar - de acuerdo con los manuales de mecánica de suelos.

Una vez calibrado y graduado el hidrómetro, se procede a la ejecución de la prueba siempre y cuando se tenga el siguiente equipo:

- Hidrómetro calibrado y graduado en gr/lt de 0 a 60.
- Dos probetas de 1000 cm³ c/u, una Bouyoucos y la otra - ordinaria.
- Cronómetro para tomar tiempos de reposo.
- Termómetro graduados de 0.1°C.
- Balanza de 0.01 gr. de aproximación. (Cenco de 3 barras o eléctrica)
- Agitadora eléctrica.
- Vaso de precipitado.
- Defloculante.

PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

Con el equipo y habiendo ejecutado los cuatro pasos anteriores se procede a lo siguiente:

- 5^º Del material seco pasado por la malla No. 200, se pesan de 50 a 100 gr., y se colocan en un vaso de precipitado, agregando defloculante (20 cm³ de suspensión) y el agua necesaria hasta que todo el material quede sumergido, dejándolo reposar durante 18 horas como mínimo.
- 6^º El contenido del vaso de precipitado se vierte en el vaso de la agitadora eléctrica, enjugándolo para evitar pérdidas de material, y se agita de 5 a 10 minutos.
- 7^º Se vierte la suspensión, en una probeta de Bouyoucos, enjugando bien el vaso, y se agrega agua hasta la marca de aforo (1000 cm³).
- 8^º Se agita la probeta en posición horizontal durante un minuto, tapando con la palma de la mano la boca de la misma.
- 9^º Inmediatamente se asienta la probeta, se pone en marcha el cronómetro y poco a poco se sumerge el hidrómetro hasta que flote. Se deja éste dentro de la suspensión los dos primeros minutos, tomando lecturas a los 20, 40, 80 y 120 segundos.
- 10^º Se retira el hidrómetro, se sumerge en la otra probeta con agua limpia y se toma la temperatura de la suspensión.
- 11^º Se vuelven a hacer lecturas a los 5, 10, 20, 25 y -

30 minutos, a la hora, hora y media, 2, 3, 24, y - 48 hrs. El hidrómetro se introduce en la suspensión, aproximadamente 20 segundos antes de hacer - cada una de las lecturas, registrando la temperatura de ésta, después de cada operación.

B.3.- CALCULO

Para calcular el porcentaje y tamaño de las partículas que forman la fracción de material lavado y tamizado por la malla No. 200 (0.074 mm.), se procede de la siguiente manera:

1ª Con las lecturas del hidrómetro hechas en distintos tiempos y sus respectivas temperaturas registradas en la lámina (A), se procede a calcular el peso de los sólidos en suspensión, de acuerdo con la clave del nomograma de la lámina (B). Los valores que se obtengan en el eje Ws de dicho nomograma se anotan en la columna 1, $[R + M \cdot Ss / (Ss - 1)]$ del registro de - la lámina "A".

2ª Con estos valores, se procede al cálculo de los porcentajes acumulativos que pasan por la malla 200, - empleando la siguiente fórmula:

$$W_1 = \frac{100}{W_s} \left(R + \frac{M \cdot Ss}{Ss - 1} \right) \text{ ----- (5)}$$

Si el peso de los sólidos (Ws) es de 50 gr. secos, se debe multiplicar por 2 la columna 1, para obtener estos porcentajes.

3ª Para obtener los porcentajes acumulativos de la columna "pasa malla 4", se multiplica el porcentaje a acumulativo de la columna "pasa malla 200" del paso

anterior, por el porcentaje acumulativo "pasa 4 de la malla 200" del análisis mecánico.

4^a Los porcentajes acumulativos totales, se obtienen multiplicando el porcentaje acumulativo "pasa 200" del 2^o paso, por el porcentaje acumulativo total -- "pasa 4" de la malla No. 200 del análisis mecánico.

5^a El diámetro de las partículas correspondientes a cada porcentaje, se estima por medio del nomograma de la ley de Stokes, de Arturo Casagrande (lámina C), en el que se entra con la densidad del suelo, la temperatura, las lecturas del hidrómetro y los tiempos correspondientes, siguiendo la clave ahí expuesta.

6^a Con los valores asentados en el registro del análisis granulométrico (lámina A), se construye la gráfica de la lámina (D), colocando en las abscisas los porcentajes que pasan y en las ordenadas los diámetros respectivos.

Cuando el material contiene grava comprendida entre las mallas No. 4 (4.69 mm.) y la de 3" (76.2 mm.), se construyen dos curvas en la misma lámina; una tomando los porcentajes totales y la otra los porcentajes de la columna pasa malla 4.

La clasificación del material aparece en la lámina "D" y es la del SUCS, adoptado por el cuerpo de Ingenieros y el U.S.B.R.

7^a En la parte inferior del registro deben anotarse -- los porcentajes clasificados, con lo cual es posible identificar el tipo de material.

Cuando el material es arenoso, se puede calcular el coeficiente de uniformidad (Cu), en la forma si---

guiente:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ -----(6)}$$

en donde D_{60} , es el diámetro correspondiente al 60% del material que pasa y D_{10} el diámetro correspondiente al 10% del material que pasa.

El coeficiente de curvatura (Cc) para suelos arcillosos está dado por expresión siguiente:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \text{ -----(7)}$$

en donde D_{30} es el diámetro correspondiente al 30% del material que pasa, D_{10} y D_{60} están definidos en el coeficiente de uniformidad; por último se anotan todos los datos en el mismo registro.



A N N E X O I I

APENDICE "C"

TABLAS DEL S.U.C.S

(Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)

Como ya se dijo anteriormente, la "granulometría" es la parte de la Mecánica de Suelos que estudia todo lo referente a la forma y tamaño de los granos o partículas constitutivas de los suelos.

Para poder estudiar estos conceptos, es necesario tener una clasificación adecuada de los suelos, tanto del tamaño de sus partículas para poder identificarlos, como de sus propiedades físicas que presentan en el campo al ser requeridos como material de construcción.

Por lo tanto se presentan a continuación 6 tablas en -- las cuales se resumen todos los procedimientos de identificación en el campo, nombres típicos, descripción de grupos de suelos, componentes y criterios de clasificación en el laboratorio.

En la tabla I, se presenta el sistema Unificado de Clasificación de los suelos que se basa en el reconocimiento -- del tipo y predominio de los constituyentes del suelo, considerando tamaños de granos, graduación, plasticidad y compresibilidad.

Como en la naturaleza, los suelos rara vez existen separadamente como grava, arena, limo, arcilla o turba, sino, -- que generalmente se encuentran en forma de mezclas con proporciones variables; en la clasificación del S.U.C.S. se dividen a los suelos en tres grupos principales: suelos gruesos, suelos finos y suelos de alto contenido de materia orgánica (turba).

En el campo, su identificación se lleva a cabo por medio de inspección visual para los suelos gruesos, y por medio de pruebas manuales sencillas para la parte fina de los mismos o para los suelos finos. En el laboratorio puede hacerse uso de la curva granulométrica (fig. 2.4, del Cap. II inciso 2) y de los límites de Atterberg. Los suelos "turbosos" son identificados inmediatamente por su color, olor, -- sensación esponjosa y textura fibrosa, y no se subdividen -- posteriormente en el sistema de clasificación.

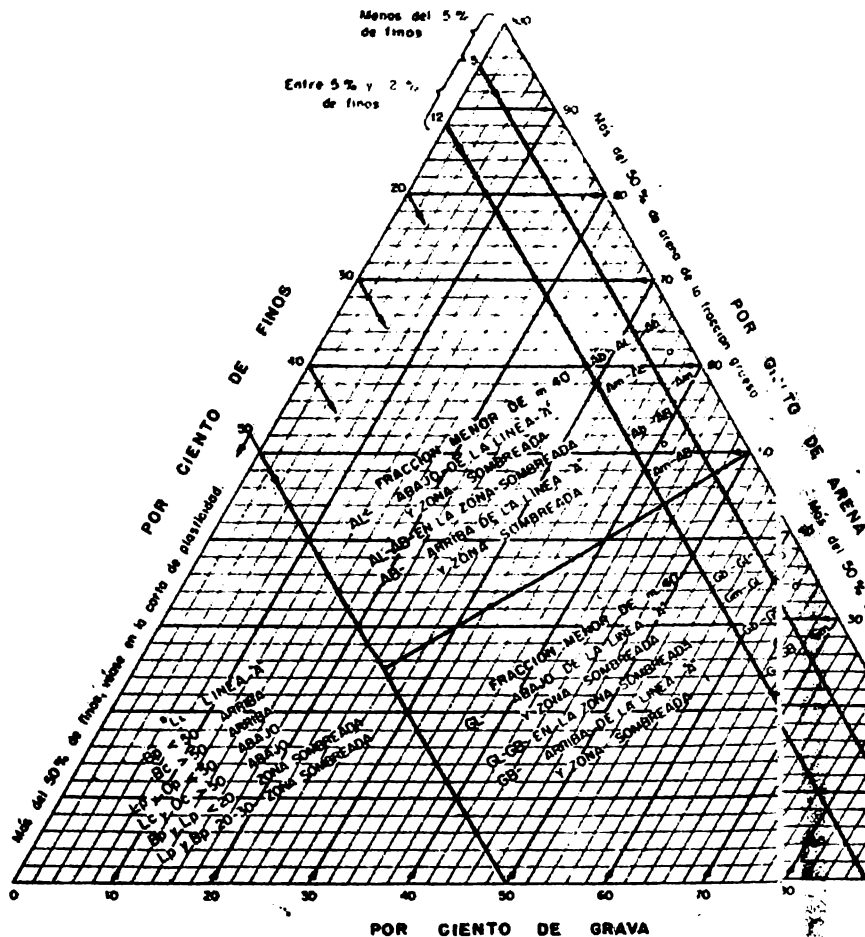
En la tabla II, se presenta el Método del Triángulo propuesto por Jack MacMinn en 1959, para la clasificación de -- suelos según el Sistema Unificado; puede emplearse ventajosamente siguiendo las instrucciones que se dan en la misma.

En la tabla III, se presentan ciertas propiedades importantes de varios grupos de suelos, así como su adaptabilidad relativa a varios usos.

En la tabla IV, se dan las diferentes fracciones del -- suelo así como sus componentes (descripción granulométrica y definición de sus propiedades).

En la tabla V, se dan los índices o números de las mallas o tamises utilizados en el Sistema Tyler así como las aberturas correspondientes en pulgadas y milímetros.

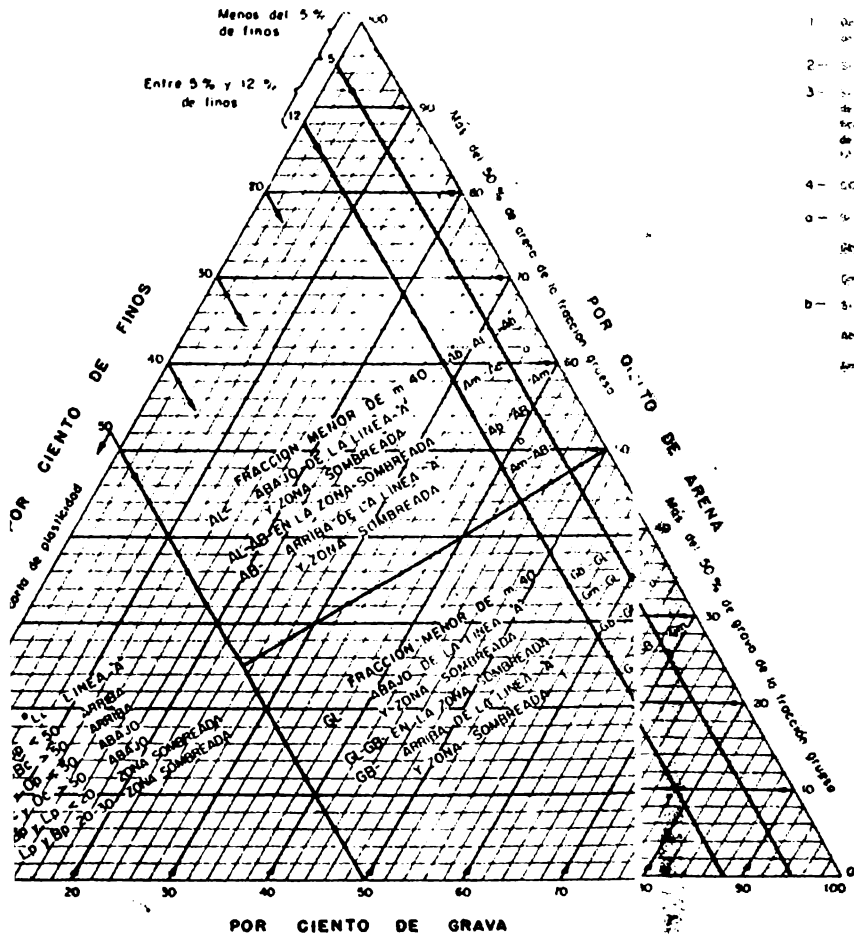
En la tabla VI, se presentan por último, algunos datos descriptivos de las fracciones finas y gruesa de los suelos cuando éstos son empleados en la construcción en calidad de préstamo o para cimentaciones.



TRIANGULO DE IDENTIFICACION

o Límite Líquido

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE



TRIANGULO DE IDENTIFICACION

1. Derivados de $\frac{1}{x}$

$$\frac{1}{x} = x^{-1} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-1} = -x^{-2} = -\frac{1}{x^2}$$
2. Derivados de $\frac{1}{x^2}$

$$\frac{1}{x^2} = x^{-2} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-2} = -2x^{-3} = -\frac{2}{x^3}$$
3. Derivados de $\frac{1}{x^3}$

$$\frac{1}{x^3} = x^{-3} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-3} = -3x^{-4} = -\frac{3}{x^4}$$
4. Derivados de $\frac{1}{x^4}$

$$\frac{1}{x^4} = x^{-4} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-4} = -4x^{-5} = -\frac{4}{x^5}$$
5. Derivados de $\frac{1}{x^5}$

$$\frac{1}{x^5} = x^{-5} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-5} = -5x^{-6} = -\frac{5}{x^6}$$
6. Derivados de $\frac{1}{x^6}$

$$\frac{1}{x^6} = x^{-6} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-6} = -6x^{-7} = -\frac{6}{x^7}$$
7. Derivados de $\frac{1}{x^7}$

$$\frac{1}{x^7} = x^{-7} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-7} = -7x^{-8} = -\frac{7}{x^8}$$
8. Derivados de $\frac{1}{x^8}$

$$\frac{1}{x^8} = x^{-8} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-8} = -8x^{-9} = -\frac{8}{x^9}$$
9. Derivados de $\frac{1}{x^9}$

$$\frac{1}{x^9} = x^{-9} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-9} = -9x^{-10} = -\frac{9}{x^{10}}$$
10. Derivados de $\frac{1}{x^{10}}$

$$\frac{1}{x^{10}} = x^{-10} \Rightarrow \frac{d}{dx} x^{-10} = -10x^{-11} = -\frac{10}{x^{11}}$$

Index Page

10-2

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

INSTRUCCIONES PARA EL USO DEL DIAGRAMA

- 1.- Determinarse el porcentaje de grava menor de 37.5 mm y retenido por la malla #4, arena (que pasa la malla #4 y es retenida por la malla #200) y finos (que pasan la malla #200).
- 2.- Si la muestra tiene 50% o más de finos, usarse para clasificar la gráfica de plasticidad.
- 3.- Si la muestra tiene 50% o más de grava y arena, localizarse el punto de intersección de las coordenadas "por ciento de grava" y "por ciento de arena" (usando la gráfica de plasticidad para la porción que pasa la malla #40) (cuando la muestra contenga 5% o más de finos) y un coeficiente de graduación para grava y arena (cuando la muestra contenga 12% o menos de finos) para completar la clasificación.

4.- COEFICIENTES DE GRADUACION

- a.- Si el 50% o más de la fracción gruesa retenida en la malla #200 es grava

$$G_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4 \text{ y } \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} \text{ Entre } 1 \text{ y } 3$$

Si no se cumplen las condiciones anteriores

- b.- Si el 50% o más de la fracción gruesa es arena

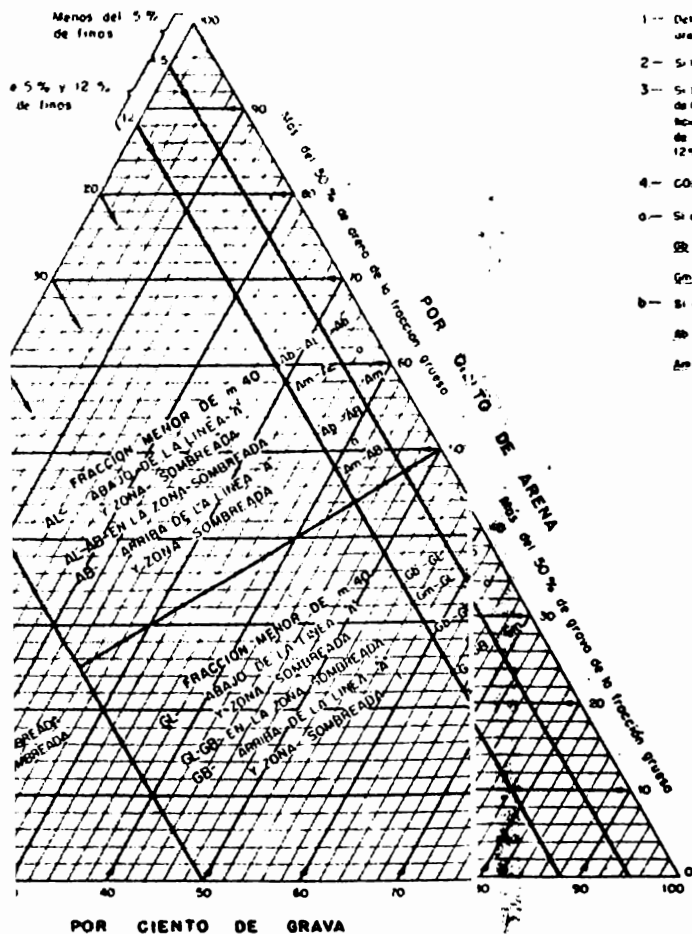
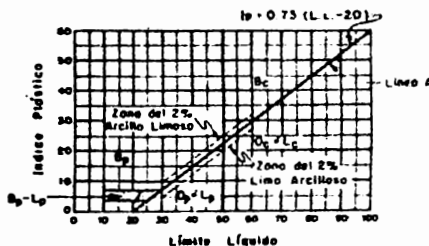
$$A_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6 \text{ y } \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} \text{ Entre } 1 \text{ y } 3$$

Si no se cumplen las condiciones anteriores

SIGNIFICADO DE LOS SIMBOLOS

- G — Grava
- A — Arena
- L — Limo
- B — Arcilla
- O — Suelos orgánicos
- T — Turba
- B — Bien graduado
- M — Mal graduado
- P — Poco comprensible
- C — Comprensible

GRAFICA DE PLASTICIDAD



TRIANGULO DE IDENTIFICACION

(L'ensemble des courbes issues de $\tilde{X}$, tangentes au feuilletage en une même situation)

[illegible]

(1) Grupos de Interacción - Los grupos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo, el grupo de interacción de los grupos A y B se designa como AB.

Notes: *Indicates significant at cluster level; Bonferroni correction for multiple tests of 0.05 / 10 = 0.005

... **... ..**

1998, 1999, 2000, 2001, 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019, 2020, 2021, 2022, 2023, 2024, 2025, 2026, 2027, 2028, 2029, 2030, 2031, 2032, 2033, 2034, 2035, 2036, 2037, 2038, 2039, 2040, 2041, 2042, 2043, 2044, 2045, 2046, 2047, 2048, 2049, 2050, 2051, 2052, 2053, 2054, 2055, 2056, 2057, 2058, 2059, 2060, 2061, 2062, 2063, 2064, 2065, 2066, 2067, 2068, 2069, 2070, 2071, 2072, 2073, 2074, 2075, 2076, 2077, 2078, 2079, 2080, 2081, 2082, 2083, 2084, 2085, 2086, 2087, 2088, 2089, 2090, 2091, 2092, 2093, 2094, 2095, 2096, 2097, 2098, 2099, 2100, 2101, 2102, 2103, 2104, 2105, 2106, 2107, 2108, 2109, 2110, 2111, 2112, 2113, 2114, 2115, 2116, 2117, 2118, 2119, 2120, 2121, 2122, 2123, 2124, 2125, 2126, 2127, 2128, 2129, 2130, 2131, 2132, 2133, 2134, 2135, 2136, 2137, 2138, 2139, 2140, 2141, 2142, 2143, 2144, 2145, 2146, 2147, 2148, 2149, 2150, 2151, 2152, 2153, 2154, 2155, 2156, 2157, 2158, 2159, 2160, 2161, 2162, 2163, 2164, 2165, 2166, 2167, 2168, 2169, 2170, 2171, 2172, 2173, 2174, 2175, 2176, 2177, 2178, 2179, 2180, 2181, 2182, 2183, 2184, 2185, 2186, 2187, 2188, 2189, 2190, 2191, 2192, 2193, 2194, 2195, 2196, 2197, 2198, 2199, 2200, 2201, 2202, 2203, 2204, 2205, 2206, 2207, 2208, 2209, 2210, 2211, 2212, 2213, 2214, 2215, 2216, 2217, 2218, 2219, 2220, 2221, 2222, 2223, 2224, 2225, 2226, 2227, 2228, 2229, 2230, 2231, 2232, 2233, 2234, 2235, 2236, 2237, 2238, 2239, 2240, 2241, 2242, 2243, 2244, 2245, 2246, 2247, 2248, 2249, 2250, 2251, 2252, 2253, 2254, 2255, 2256, 2257, 2258, 2259, 2260, 2261, 2262, 2263, 2264, 2265, 2266, 2267, 2268, 2269, 2270, 2271, 2272, 2273, 2274, 2275, 2276, 2277, 2278, 2279, 2280, 2281, 2282, 2283, 2284, 2285, 2286, 2287, 2288, 2289, 2290, 2291, 2292, 2293, 2294, 2295, 2296, 2297, 2298, 2299, 2300, 2301, 2302, 2303, 2304, 2305, 2306, 2307, 2308, 2309, 2310, 2311, 2312, 2313, 2314, 2315, 2316, 2317, 2318, 2319, 2320, 2321, 2322, 2323, 2324, 2325, 2326, 2327, 2328, 2329, 2330, 2331, 2332, 2333, 2334, 2335, 2336, 2337, 2338, 2339, 2340, 2341, 2342, 2343, 2344, 2345, 2346, 2347, 2348, 2349, 2350, 2351, 2352, 2353, 2354, 2355, 2356, 2357, 2358, 2359, 2360, 2361, 2362, 2363, 2364, 2365, 2366, 2367, 2368, 2369, 2370, 2371, 2372, 2373, 2374, 2375, 2376, 2377, 2378, 2379, 2380, 2381, 2382, 2383, 2384, 2385, 2386, 2387, 2388, 2389, 2390, 2391, 2392, 2393, 2394, 2395, 2396, 2397, 2398, 2399, 2400, 2401, 2402, 2403, 2404, 2405, 2406, 2407, 2408, 2409, 2410, 2411, 2412, 2413, 2414, 2415, 2416, 2417, 2418, 2419, 2420, 2421, 2422, 2423, 2424, 2425, 2426, 2427, 2428, 2429, 2430, 2431, 2432, 2433, 2434, 2435, 2436, 2437, 2438, 2439, 2440, 2441, 2442, 2443, 2444, 2445, 2446, 2447, 2448, 2449, 2450, 2451, 2452, 2453, 2454, 2455, 2456, 2457, 2458, 2459, 2460, 2461, 2462, 2463, 2464, 2465, 2466, 2467, 2468, 2469, 2470, 2471, 2472, 2473, 2474, 2475, 2476, 2477, 2478, 2479, 2480, 2481, 2482, 2483, 2484, 2485, 2486, 2487, 2488, 2489, 2490, 2491, 2492, 2493, 2494, 2495, 2496, 2497, 2498, 2499, 2500, 2501, 2502, 2503, 2504, 2505, 2506, 2507, 2508, 2509, 2510, 2511, 2512, 2513, 2514, 2515, 2516, 2517, 2518, 2519, 2520, 2521, 2522, 2523, 2524, 2525, 2526, 2527, 2528, 2529, 2530, 2531, 2532, 2533, 2534, 2535, 2536, 2537, 2538, 2539, 2540, 2541, 2542, 2543, 2544, 2545, 2546, 2547, 2548, 2549, 2550, 2551, 2552, 2553, 2554, 2555, 2556, 2557, 2558, 2559, 2560, 2561, 2562, 2563, 2564, 2565, 2566, 2567, 2568, 2569, 2570, 2571, 2572, 2573, 2574, 2575, 2576, 2577, 2578, 2579, 2580, 2581, 2582, 2583, 2584, 2585, 2586, 2587, 2588, 2589, 2590, 2591, 2592, 2593, 2594, 2595, 2596, 2597, 2598, 2599, 2600, 2601, 2602, 2603, 2604, 2605, 2606, 2607, 2608, 2609, 2610, 2611, 2612, 2613, 2614, 2615, 2616, 2617, 2618, 2619, 2620, 2621, 2622, 2623, 2624, 2625, 2626, 2627, 2628, 2629, 2630, 2631, 2632, 2633, 2634, 2635, 2636, 2637, 2638, 2639, 2640, 2641, 2642, 2643, 2644, 2645, 2646, 2647, 2648, 2649, 2650, 2651, 2652, 2653, 2654, 2655, 2656, 2657, 2658, 2659, 2660, 2661, 2662, 2663, 2664, 2665, 2666, 2667, 2668, 2669, 2670, 2671, 2672, 2673, 2674, 2675, 2676, 2677, 2678, 2679, 26

Note: Le nombre "DEFINITION" associé à la police typographe "SERAFIM" a une signification et est identique : protection du nombre de volumes et nombre de pages.

100

Para mejorar relaciones existentes entre
nuestro país y el extranjero, el Estado cubano
representa, transmite de herencia y garantiza
los derechos.

[illegible]

Para cualquier información o preguntas dirigirse al
 Sr. Jefe de la Oficina, en el edificio de la
 Dirección General de Aduanas, en la
 y en la oficina de la Dirección General de Aduanas.

no conflictos, así, especialmente graves, por los
el reducida de agua fría, gran cantidad de
apenas de agua caliente, fría y una en
agua, algunas (Lp)

Example 6. - 0.01 molar solution of sodium acetate in 0.1 molar acetic acid.

1999, 2000, 2001, 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019, 2020, 2021, 2022, 2023, 2024, 2025, 2026, 2027, 2028, 2029, 2030, 2031, 2032, 2033, 2034, 2035, 2036, 2037, 2038, 2039, 2040, 2041, 2042, 2043, 2044, 2045, 2046, 2047, 2048, 2049, 2050, 2051, 2052, 2053, 2054, 2055, 2056, 2057, 2058, 2059, 2060, 2061, 2062, 2063, 2064, 2065, 2066, 2067, 2068, 2069, 2070, 2071, 2072, 2073, 2074, 2075, 2076, 2077, 2078, 2079, 2080, 2081, 2082, 2083, 2084, 2085, 2086, 2087, 2088, 2089, 2090, 2091, 2092, 2093, 2094, 2095, 2096, 2097, 2098, 2099, 2100, 2101, 2102, 2103, 2104, 2105, 2106, 2107, 2108, 2109, 2110, 2111, 2112, 2113, 2114, 2115, 2116, 2117, 2118, 2119, 2120, 2121, 2122, 2123, 2124, 2125, 2126, 2127, 2128, 2129, 2130, 2131, 2132, 2133, 2134, 2135, 2136, 2137, 2138, 2139, 2140, 2141, 2142, 2143, 2144, 2145, 2146, 2147, 2148, 2149, 2150, 2151, 2152, 2153, 2154, 2155, 2156, 2157, 2158, 2159, 2160, 2161, 2162, 2163, 2164, 2165, 2166, 2167, 2168, 2169, 2170, 2171, 2172, 2173, 2174, 2175, 2176, 2177, 2178, 2179, 2180, 2181, 2182, 2183, 2184, 2185, 2186, 2187, 2188, 2189, 2190, 2191, 2192, 2193, 2194, 2195, 2196, 2197, 2198, 2199, 2200, 2201, 2202, 2203, 2204, 2205, 2206, 2207, 2208, 2209, 2210, 2211, 2212, 2213, 2214, 2215, 2216, 2217, 2218, 2219, 2220, 2221, 2222, 2223, 2224, 2225, 2226, 2227, 2228, 2229, 2230, 2231, 2232, 2233, 2234, 2235, 2236, 2237, 2238, 2239, 2240, 2241, 2242, 2243, 2244, 2245, 2246, 2247, 2248, 2249, 2250, 2251, 2252, 2253, 2254, 2255, 2256, 2257, 2258, 2259, 2260, 2261, 2262, 2263, 2264, 2265, 2266, 2267, 2268, 2269, 2270, 2271, 2272, 2273, 2274, 2275, 2276, 2277, 2278, 2279, 2280, 2281, 2282, 2283, 2284, 2285, 2286, 2287, 2288, 2289, 2290, 2291, 2292, 2293, 2294, 2295, 2296, 2297, 2298, 2299, 2300, 2301, 2302, 2303, 2304, 2305, 2306, 2307, 2308, 2309, 2310, 2311, 2312, 2313, 2314, 2315, 2316, 2317, 2318, 2319, 2320, 2321, 2322, 2323, 2324, 2325, 2326, 2327, 2328, 2329, 2330, 2331, 2332, 2333, 2334, 2335, 2336, 2337, 2338, 2339, 2340, 2341, 2342, 2343, 2344, 2345, 2346, 2347, 2348, 2349, 2350, 2351, 2352, 2353, 2354, 2355, 2356, 2357, 2358, 2359, 2360, 2361, 2362, 2363, 2364, 2365, 2366, 2367, 2368, 2369, 2370, 2371, 2372, 2373, 2374, 2375, 2376, 2377, 2378, 2379, 2380, 2381, 2382, 2383, 2384, 2385, 2386, 2387, 2388, 2389, 2390, 2391, 2392, 2393, 2394, 2395, 2396, 2397, 2398, 2399, 2400, 2401, 2402, 2403, 2404, 2405, 2406, 2407, 2408, 2409, 2410, 2411, 2412, 2413, 2414, 2415, 2416, 2417, 2418, 2419, 2420, 2421, 2422, 2423, 2424, 2425, 2426, 2427, 2428, 2429, 2430, 2431, 2432, 2433, 2434, 2435, 2436, 2437, 2438, 2439, 2440, 2441, 2442, 2443, 2444, 2445, 2446, 2447, 2448, 2449, 2450, 2451, 2452, 2453, 2454, 2455, 2456, 2457, 2458, 2459, 2460, 2461, 2462, 2463, 2464, 2465, 2466, 2467, 2468, 2469, 2470, 2471, 2472, 2473, 2474, 2475, 2476, 2477, 2478, 2479, 2480, 2481, 2482, 2483, 2484, 2485, 2486, 2487, 2488, 2489, 2490, 2491, 2492, 2493, 2494, 2495, 2496, 2497, 2498, 2499, 2500, 2501, 2502, 2503, 2504, 2505, 2506, 2507, 2508, 2509, 2510, 2511, 2512, 2513, 2514, 2515, 2516, 2517, 2518, 2519, 2520, 2521, 2522, 2523, 2524, 2525, 2526, 2527, 2528, 2529, 2530, 2531, 2532, 2533, 2534, 2535, 2536, 2537, 2538, 2539, 2540, 2541, 2542, 2543, 2544, 2545, 2546, 2547, 2548, 2549, 2550, 2551, 2552, 2553, 2554, 2555, 2556, 2557, 2558, 2559, 2560, 2561, 2562, 2563, 2564, 2565, 2566, 2567, 2568, 2569, 2570, 2571, 2572, 2573, 2574, 2575, 2576, 2577, 2578, 2579, 2580, 2581, 2582, 2583, 2584, 2585, 2586, 2587, 2588, 2589, 2590, 2591, 2592, 2593, 2594, 2595, 2596, 2597, 2598, 2599, 2600, 2601, 2602, 2603, 2604, 2605, 2606, 2607, 2608, 2609, 2610, 2611, 2612, 2613, 2614, 2615, 2616, 2617, 2618, 2619, 2620, 2621, 2622, 2623, 2624, 2625, 2626, 2627, 2628, 2629, 2630, 2631, 2632, 2633, 2634, 2635, 2636, 2637, 2638, 2639, 2640, 2641, 2642, 2643, 2644, 2645, 2646, 2647, 2648, 2649, 2650, 2651, 2652, 2653, 2654, 2655, 2656, 2657, 2658, 2659, 2660, 2661, 2662, 2663, 2664, 2665, 2666, 2667, 2668, 2669, 2670, 2671, 2672, 2673, 2674, 2675, 2676, 2677, 2678, 2679, 2680, 26

1910 1911 1912 1913 1914 1915 1916 1917 1918 1919 1920 1921 1922 1923 1924 1925 1926 1927 1928 1929 1930 1931 1932 1933 1934 1935 1936 1937 1938 1939 1940 1941 1942 1943 1944 1945 1946 1947 1948 1949 1950 1951 1952 1953 1954 1955 1956 1957 1958 1959 1960 1961 1962 1963 1964 1965 1966 1967 1968 1969 1970 1971 1972 1973 1974 1975 1976 1977 1978 1979 1980 1981 1982 1983 1984 1985 1986 1987 1988 1989 1990 1991 1992 1993 1994 1995 1996 1997 1998 1999 2000 2001 2002 2003 2004 2005 2006 2007 2008 2009 2010 2011 2012 2013 2014 2015 2016 2017 2018 2019 2020 2021 2022 2023 2024 2025 2026 2027 2028 2029 2030 2031 2032 2033 2034 2035 2036 2037 2038 2039 2040 2041 2042 2043 2044 2045 2046 2047 2048 2049 2050 2051 2052 2053 2054 2055 2056 2057 2058 2059 2060 2061 2062 2063 2064 2065 2066 2067 2068 2069 2070 2071 2072 2073 2074 2075 2076 2077 2078 2079 2080 2081 2082 2083 2084 2085 2086 2087 2088 2089 2090 2091 2092 2093 2094 2095 2096 2097 2098 2099 2100 2101 2102 2103 2104 2105 2106 2107 2108 2109 2110 2111 2112 2113 2114 2115 2116 2117 2118 2119 2120 2121 2122 2123 2124 2125 2126 2127 2128 2129 2130 2131 2132 2133 2134 2135 2136 2137 2138 2139 2140 2141 2142 2143 2144 2145 2146 2147 2148 2149 2150 2151 2152 2153 2154 2155 2156 2157 2158 2159 2160 2161 2162 2163 2164 2165 2166 2167 2168 2169 2170 2171 2172 2173 2174 2175 2176 2177 2178 2179 2180 2181 2182 2183 2184 2185 2186 2187 2188 2189 2190 2191 2192 2193 2194 2195 2196 2197 2198 2199 2200 2201 2202 2203 2204 2205 2206 2207 2208 2209 2210 2211 2212 2213 2214 2215 2216 2217 2218 2219 2220 2221 2222 2223 2224 2225 2226 2227 2228 2229 2230 2231 2232 2233 2234 2235 2236 2237 2238 2239 2240 2241 2242 2243 2244 2245 2246 2247 2248 2249 2250 2251 2252 2253 2254 2255 2256 2257 2258 2259 2260 2261 2262 2263 2264 2265 2266 2267 2268 2269 2270 2271 2272 2273 2274 2275 2276 2277 2278 2279 2280 2281 2282 2283 2284 2285 2286 2287 2288 2289 2290 2291 2292 2293 2294 2295 2296 2297 2298 2299 2300 2301 2302 2303 2304 2305 2306 2307 2308 2309 2310 2311 2312 2313 2314 2315 2316 2317 2318 2319 2320 2321 2322 2323 2324 2325 2326 2327 2328 2329 2330 2331 2332 2333 2334 2335 2336 2337 2338 2339 2340 2341 2342 2343 2344 2345 2346 2347 2348 2349 2350 2351 2352 2353 2354 2355 2356 2357 2358 2359 2360 2361 2362 2363 2364 2365 2366 2367 2368 2369 2370 2371 2372 2373 2374 2375 2376 2377 2378 2379 2380 2381 2382 2383 2384 2385 2386 2387 2388 2389 2390 2391 2392 2393 2394 2395 2396 2397 2398 2399 2400 2401 2402 2403 2404 2405 2406 2407 2408 2409 2410 2411 2412 2413 2414 2415 2416 2417 2418 2419 2420 2421 2422 2423 2424 2425 2426 2427 2428 2429 2430 2431 2432 2433 2434 2435 2436 2437 2438 2439 2440 2441 2442 2443 2444 2445 2446 2447 2448 2449 2450 2451 2452 2453 2454 2455 2456 2457 2458 2459 2460 2461 2462 2463 2464 2465 2466 2467 2468 2469 2470 2471 2472 2473 2474 2475 2476 2477 2478 2479 2480 2481 2482 2483 2484 2485 2486 2487 2488 2489 2490 2491 2492 2493 2494 2495 2496 2497 2498 2499 2500 2501 2502 2503 2504 2505 2506 2507 2508 2509 2510 2511 2512 2513 2514 2515 2516 2517 2518 2519 2520 2521 2522 2523 2524 2525 2526 2527 2528 2529 2530 2531 2532 2533 2534 2535 2536 2537 2538 2539 2540 2541 2542 2543 2544 2545 2546 2547 2548 2549 2550 2551 2552 2553 2554 2555 2556 2557 2558 2559 2560 2561 2562 2563 2564 2565 2566 2567 2568 2569 2570 2571 2572 2573 2574 2575 2576 2577 2578 2579 2580 2581 2582 2583 2584 2585 2586 2587 2588 2589 2590 2591 2592 2593 2594 2595 2596 2597 2598 2599 2600 2601 2602 2603 2604 2605 2606 2607 2608 2609 2610 2611 2612 2613 2614 2615 2616 2617 2618 2619 2620 2621 2622 2623 2624 2625 2626 2627 2628 2629 2630 2631 2632 2633 2634 2635 2636 2637 2638 2639 2640 2641 2642 2643 2644 2645 2646 2647 2648 2649 2650 2651 2652 2653 2654 2655 2656 2657 2658 2659 2660 2661 2662 2663 2664 2665 2666 2667 2668 2669 2670 2671 2672 2673 2674 2675 2676 2677 2678 2679 2680 2681 2682 2683 2684 2685 2686 2687 2688 2689 2690 2691 2692 2693 2694 2695 2696 2697 2698 2699 2700 2701 2702 2703 2704 2705 2706 2707 2708 2709 2710 2711 2712 2713 2714 2715 2716 2717 2718 2719 2720 2721 2722 2723 2724 2725 2726 2727 2728

There is a significant difference in the mean scores of the two groups in the knowledge and attitude scale in favor of the control group.

6	Cross.	7	Long
8	Strong	9	Thin.

3

• **Control:** The process of monitoring and adjusting the project to ensure it stays on track.

stato del regime di occupazione di Israele
in Giudea. La distruzione del tempio
di Gerusalemme, che fu distrutto nel
70 d.C., fu una grande tragedia per
il popolo ebraico.

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

posible las variaciones de los grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por
Ej. U S Standard

Este documento es propiedad de la Empresa de las Telecomunicaciones de Cuba S.A. (ETECSA). No se permite su reproducción, distribución o uso no autorizado sin el consentimiento escrito de ETECSA. Toda infracción será perseguida legalmente.

RESISTENCIA AL QUEBRANTE[illegible]

mais c'est la première légende "DE MIANCY"
remontée de nombreux de volumes

INFORMACION ADICIONAL PARA
LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS

Para cualquier información adicional sobre este sitio, visite nuestro sitio web, o comuníquese con nosotros por correo electrónico, teléfono o fax.

Arroz blanco: grande, como un 70% de grano superior, uno de 15 en tamaño superior, otro grande o uno de porciones reducidas o subsecuentes, como un 5% de grano no más que de tres cuartas partes de la medida de que hablamos. Los contenidos y números en el lote, grano duro, (AL)

Few negative responses originate among
the entire infrastructure, such as the police, justice,
or health services, or even universities, hospitals
and schools in general.

Una oración, así, representando a sí misma, aunque sea reducida de su forma, gran cantidad de expresiones de raíces variadas, finas y sencillas en su tipo, ligadas (L_n)

simple G_2 -CB, whereas in case 1, case 2a and case 2b, the reaction is more

una) Por falta de clarificación en el grupo no se vio la forma de la muestra.

y mostrar que al de la muerte del 40, reanuda la marcha, siguiendo esta vez por el sendero de un hombre. -
- Este personaje y de personalidad
- una una muestra del carácter y
- una la respuesta al espíritu de
- unido del todo
- de los orígenes del grupo y la
- considero. Los grupos, las masas y
- una, una pueden desaparecer por
- una se puede generar, mientras
- una.

no se las orillas del gran B, un
: conchifera Las orillas lina lina y
: una B, una buena distancia por
: a las de alio grande, muchas
: horas.

© 2000 Blackwell Science Ltd, *Journal of Internal Medicine* 247: 103–110

© 2004 Blackwell Publishing Ltd *Journal of Internal Medicine* 255: 109–116

(nomine der Arbeitsgemeinschaft der 1. März "A" 1. März 1944	1. März 1944 1. März 1944 1. März 1944
(nomine der Arbeitsgemeinschaft der 1. März "A" 1. März 1944	1. März 1944 1. März 1944 1. März 1944

C. 1. $\frac{1}{2}$ 4000 de 6

See additional notes below for information on the instrument.

Limite de densidade média de la Sólida "A" e ρ_p sobre: ρ_{p0}	Área de ρ_p ρ_{p0}
---	---------------------------------

Libros de estudio recibidos de	Unidad de
--------------------------------	-----------

6	Grand	L	Latin	O	Latin expression	h	Latin grammar	p	Phonetics
7	Arabic	B	Basics	T	Turkish	n	Native grammar	s	Spelling

A semi-logarithmic plot showing the relationship between the limiting value of the number of plasticity cycles (N_{pl}) on the y-axis and the limiting value of the strain range ($\Delta \epsilon_{lim}$) on the x-axis. The y-axis is logarithmic, ranging from 10 to 100. The x-axis is linear, ranging from 0 to 1.0. A solid line represents the data, showing a sharp increase in N_{pl} as $\Delta \epsilon_{lim}$ increases beyond 0.2. Several data points are plotted, with labels $G = L_y$ and $G = L_x$ indicating specific conditions.

GRAFICA DE PLASTICIDAD
 PARA CLASIFICACION DE SUELOS POR EL D. L. 1445/1962

TERACINAS | Completa serie de Tera polidiv. 1

Después de atenuar las partículas de tamaño mayor que el de la media (100 micras) en el tamizado, el tamizado 200 micras disminuye de tamaño el residuo 2 y el residuo 1 es el material que queda. El tamizado 200 micras es el que se utiliza para la fabricación de los bloques de hormigón. El tamizado 200 micras es el que se utiliza para la fabricación de los bloques de hormigón. El tamizado 200 micras es el que se utiliza para la fabricación de los bloques de hormigón.

La propaganda de la libertad sindical de un lado se identifica por lo mismo a la libertad del trabajo al conseguir el mismo propósito; y por lo mismo de nuevo se identifica con la libertad de la actividad económica al conseguir el mismo propósito; y se puede decir de la necesidad de la libertad económica, que es la presencia de un sistema económico de libre gestión de los factores, tales como el trabajo, el capital, y otros factores de producción, que se libre de la intervención económica del Estado.

LA II- ADAPTABILIDAD DE LOS SUELOS A DISTINTOS USOS (S.U.C.S.)

NOMBRES TIPOCÓ DE LOS GRUPOS DE SUELO	SÍMBOLOS DEL GRUPO	PROPIEDADES IMPORTANTES				ADAPTABILIDAD RELATIVA A V						
		PERMEABILIDAD DEL SUELO COMPACTADO	RESISTENCIA AL CORTE COMPACTADO Y SATURADO	COMPRESIBILIDAD COMPACTADO Y SATURADO	TRABAJABILIDAD EN LOS CASOS MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	PRECIOS DE TIERRA COMPACTADA A PROFUNDO		SECCIONES DE CANALES		CIMENTACIONES		
						SECCION DE MATERIAL ORIGINARIO	CONDICION SUPLEN-ALTA E	FORMA DE ESTACION	RESISTENCIA A LA EROSION	RESISTENCIA AL AGUERO DE TIERRA COMPACTADA	PROTECCION SIN IMPERMEABILIZACIONES	PROTECCION CON LOS IMPERMEABILIZACIONES
DE BUNA GRANULADA, MEZCLAS DE GRASA Y ARENA, POCOS HUMOSOS FINOS	G ₁	Permeable	Excelente	Impermeable	Excelente	—	—	1	1	—	—	1
DE BUNA GRANULADA, MEZCLAS DE GRASA Y ARENA, SI O HIGROSCOPICOS FINOS	G ₂	Muy permeable	Buena	Impermeable	Buena	—	—	1	2	—	—	3
DE BUNA GRANULADA, MEZCLAS MAL GRANULADAS DE GRASA, ARENA Y LIMO	G ₃	Impermeable o impermeable	Buena	Impermeable	Buena	2	4	—	4	4	1	4
DE ARENOSAS, MEZCLAS MAL GRANULADAS DE GRASA, ARENA Y ARENILLA	G ₄	Impermeable	Buena o regular	Muy baja	Buena	1	10	—	3	1	2	6
DE BUNA GRANULADA; ARENOSAS GRUESAS, POCOS O NINGUNOS FINOS	A ₁	Permeable	Excelente	Impermeable	Excelente	—	—	—	6	—	—	2
DE BUNA GRANULADA, ARENOSAS GRUESAS; POCOS O NINGUNOS FINOS	A ₂	Permeable	Buena	Muy baja	Regular	—	—	—	—	—	—	5
DE LOMOS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRANULADAS	L ₁	Impermeable o impermeable	Poco	Baja	Regular	—	5	—	—	—	3	7
DE ARENOSAS; MEZCLAS DE ARENA Y ARENILLA MAL GRANULADA	A ₃	Impermeable	Buena o regular	Baja	Buena	1	2	—	5	2	4	8
DE ARENOSAS Y ARENILLAS MUY FINAS, POCOS DE ARENA, ARENOSAS ARENILLAS O LOMOS Y DE BAJA PLASTICIDAD	L ₂	Impermeable o impermeable	Regular	Medio	Regular	1.5	6	—	—	—	6	9
DE ARENOSAS Y ARENILLAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIANA, ARENOSAS ARENILLAS, ARENILLAS ARENOSAS, ARENILLAS LOMOS, ARENILLAS POCOS	B ₁	Impermeable	Regular	Medio	Buena o regular	2.5	3	—	9	3	5	10
DE ARENOSAS Y ARENILLAS LOMOS, ARENILLAS DE BAJA PLASTICIDAD	B ₂	Impermeable o impermeable	Baja	Medio	Regular	3	8	—	—	—	7	11
DE ARENOSAS FINAS, ARENOSAS FINOS O LOMOS ARENOSAS, ARENOSAS FINAS, LOMOS ELASTICOS	L ₃	Impermeable o impermeable	Regular o baja	Alto	Medio	4	9	—	—	—	8	12
DE ARENOSAS DE ALTA PLASTICIDAD MUY HUMOSAS; ARENILLAS FINAS	B ₃	Impermeable	Baja	Alto	Buena	5	7	—	10	—	9	13
DE ARENOSAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA	B ₄	Impermeable	Baja	Alto	Medio	6	10	—	—	—	10	14
DE OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS EN PROPORCIÓN INTERMEDIARIA	T	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

A: El N° 1 indica el material más apto para el fin propuesto.

DE LOS SUELOS A DISTINTOS USOS (S.U.C.S.)

DE SUELO	SÍMBOLO DEL GRUPO	PROPIEDADES IMPORTANTES				ADAPTABILIDAD RELATIVA A VARIOS USOS										
		PERMEABILIDAD DEL SUELO COMPACTADO	RESISTENCIA AL CORTE COMPACTADO Y SATURADO	COMPRESIBILIDAD Y SATURADO	TRAFICO DE LUGAR (CARGA MATERIAL DE CONSTRUCCION)	PISOS DE TIERRA COMPACTADA A PROFUNDIDAD			SECCIONES DE CANALES		CONCRETAIONES		CAMINOS			
						DIRECCION DE TRAFICO	CARGA DE MATERIAL	CARGA DE TRAFICO	RESISTENCIA A LA FLEXION	RESISTENCIA AL TIRAJE	FUNDACIONES EN TIERRA	FUNDACIONES EN CEMENTO	TERRAPLENES			
													POR FLOTAR LA PAVIMENTACION	POR FLOTAR LA PAVIMENTACION	POR FLOTAR LA PAVIMENTACION	
TI Y AREN, POCOS	G ₁	Permeable	Excelente	Reg. a Bja	Excelente	—	—	1	1	—	—	1	1	1	1	3
TI Y AREN,	G ₂	Reg. permeable	Baja	Reg. a Bja	Reg.	—	—	2	2	—	—	3	3	3	—	—
TI DE GRUA, AREN	G ₃	Impermeable o permeable	Baja	Reg. a Bja	Reg.	—	—	4	4	—	—	4	4	4	4	5
TI DE GRUA,	G ₄	Impermeable	Baja o regular	Reg. a Bja	Reg.	—	—	3	3	—	—	2	6	5	5	1
TI, POCOS O REG.	A ₁	Permeable	Excelente	Reg. a Bja	Excelente	—	—	—	6	—	—	2	2	2	2	4
TI, POCOS O REG.	A ₂	Permeable	Baja	Reg. a Bja	Reg.	—	—	—	—	—	—	5	6	4	—	—
TI, POCOS O REG.	A ₃	Impermeable o permeable	Baja	Baja	Reg. a Bja	—	—	—	—	—	—	3	7	8	10	6
TI, POCOS O REG.	A ₄	Impermeable	Reg. a Bja	Baja	Reg.	—	—	—	5	2	4	8	7	6	2	—
TI DE GRUA, LUGAR	L ₁	Impermeable o permeable	Regular	Medio	Regular	—	—	—	—	—	6	9	10	11	—	—
TI DE GRUA, LUGAR	L ₂	Impermeable	Regular	Medio	Reg. a Bja	—	—	—	9	3	5	10	9	7	7	—
TI DE GRUA, LUGAR	L ₃	Impermeable o permeable	Baja	Medio	Regular	—	—	—	—	—	7	11	11	12	—	—
TI DE GRUA, LUGAR	L ₄	Impermeable o permeable	Reg. a Bja	Medio	Reg.	—	—	—	—	—	8	12	12	13	—	—
TI DE GRUA, LUGAR	L ₅	Impermeable	Baja	Medio	Reg.	—	—	—	10	—	9	13	13	8	—	—
TI A ALTA	O ₁	Impermeable	Baja	Medio	Reg.	—	—	—	—	—	10	14	14	14	—	—
REGALTES EN POCOS	I	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

material más apto para el fin propuesto.

TABLA IV

Componentes y fracciones del suelo

Suelo	Fracción del suelo	Símbolo	Granometría y descripción	Definición de las propiedades
Fracciones gruesas	Bloques	No hay	Redondeados a angulosos, formados por rocas duras, gran tamaño y diámetro medio superior a 30 cm	Los bloques y bolos son elementos muy estables utilizados para terraplenes, balustes y para estabilizar taludes (terrazas-mantas). Debido a su tamaño y peso su presencia en los depósitos naturales de suelo tiende a mejorar la estabilidad de las cimentaciones. La angulosidad de las partículas aumenta la estabilidad.
	Boleros, bolos	No hay	Redondeados a angulosos, procedentes de rocas duras, diámetros medio inferior a 30 cm pero superior a 15 cm.	
	Grava	G	Redondeada a angulosa, procedente de rocas duras, para por el tamiz de 3" (76.2 mm) y es retenida por el tamiz No. 4 (4.76 mm)	La grava y la arena tienen esencialmente las mismas propiedades mecánicas aunque en grados diferentes. El tamiz No. 4 es una división arbitraria y no corresponde a un cambio apreciable de propiedades. Son fáciles de compactar resultan poco afectados por la humedad y no están sujetos a la acción de la helada. Las gravas sueltas se mantienen fijas al flujo de agua y más resistentes a la erosión y a la infiltración que las arenas. Las arenas y gravas bien graduadas son generalmente menos permeables y más estables que aquellas deficientemente graduadas (granulometría uniforme). La irregularidad de las partículas hace aumentar ligeramente la estabilidad. La arena fina uniforme tiene características próximas a un limo es decir, disminuye su permeabilidad y reduce su estabilidad al aumentar la humedad.
	Gravoso		Entre los tamices 3" a 3/4" (76.2 a 19 mm)	
	Fina		Entre los tamices 3/4" y No. 4 (19 mm a 4.76 mm)	
	Arena	S	Redondeada a angulosa, procedente de rocas duras, para por el tamiz No. 4 (4.76 mm) y es retenida por el tamiz No. 200 (0.074 mm)	
	Gravoso		Tamices No. 4 a 10	
	Medio		Tamices No. 10 a 40	
Fracciones finas	Fino		Tamices No. 40 a 200	
	Limo	M	Partículas que pasan por el tamiz No. 200 (0.074 mm). Identificables por su comportamiento, es decir, ligeramente plásticos o sin plasticidad cualquiera que sea la humedad y con escasa o nula resistencia al secarse al aire.	El limo es inestable por su propia naturaleza, particularmente cuando aumenta la humedad, con tendencia a fluir cuando está saturado. Es relativamente impermeable, difícil de compactar, muy susceptible a la acción de la helada, fácilmente erosionable y sujeto a la infiltración y hinchazón. Los granos de forma cúbica reducen la compresibilidad, los granos lapso, como la mica, diatomeas, etc., aumentan la compresibilidad, dan lugar a un limo "elástico".
	Arilla	C	Partículas que pasan por el tamiz No. 200 (0.074 mm). Identificables por su comportamiento, es decir, puede conseguirse que presenten propiedades de plasticidad dentro de una amplitud gama de humedades y poseen considerable resistencia al secarse al aire.	La característica diferenciante de la arcilla es la cohesión o resistencia cohesiva, que aumenta al disminuir la humedad. La permeabilidad de la arcilla es muy baja, es difícil de compactar en estado húmedo e impermeable de gruesa por métodos ordinarios, compactada es resistente a la erosión y a la infiltración, no es susceptible a hinchamientos por efecto de la helada. Está sometida a expansión y retracción con las variaciones de humedad. Las propiedades dependen no solo del tamaño y forma (partículas laminadas, hojadas), sino también por su composición mineral, es decir, el tipo de mineral arcilloso y el medio químico o la capacidad de intercambio iónico. En general el mineral arcilloso montmorillonita tiene el mayor efecto sobre las propiedades, siendo este efecto mínimo en el caso de la illita y la coesinita.
	Materia orgánica	O	Materia orgánica de diversos tamaños y en diversas fases de descomposición.	La presencia de materia orgánica incluso en cantidades moderadas hace aumentar la compresibilidad y reduce la estabilidad de las fracciones finas del suelo. Puede descomponerse creando vacíos y haciendo variar las propiedades de un suelo por alteración química por lo cual los suelos orgánicos no son adecuados para esas cimentaciones.

Según Wagner, 1957.

Nota: Los símbolos y fracciones están de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación. Para la identificación de campo se supone que 1/4" de pulgada (6 mm) equivale al tamiz No. 4 y el tamiz No. 200 se define como "el mínimo tamaño de las partículas que se puede aperturar a simple vista". Las fracciones de la arena no son divisiones análogas en una escala logarítmica, se eligió el tamiz No. 10 debido al significado asignado a este tamaño por algunos investigadores. El tamiz No. 40 se eligió porque los "límites de Atterberg", se determinan con la fracción del tamiz que pasa por dicho tamiz.

MALLA N ^o .	ABERTURA pulg.	ABERTURA m.m.
—	3.0	76.2
—	2.0	50.8
—	1.050	26.67
—	0.742	18.85
—	0.525	13.33
—	0.371	9.423
3	0.263	6.668
4	0.185	4.699
6	0.131	3.327
8	0.093	2.362
9	0.078	1.981
10	0.065	1.651
14	0.046	1.168
20	0.0328	0.833
28	0.0232	0.589
48	0.0116	0.295
60	0.0097	0.246
100	0.0058	0.147
150	0.0041	0.104
200	0.0029	0.074

Tabla V.- Aberturas de Mallas en el Sistema Tyler.

DATOS DESCRIPTIVOS	PRESTAMO		CIMENTACION	
	Suelos Gruesos	Suelos Finos	Suelos Gruesos	Suelos Finos
Nombre típico (Se dan ejemplos en el cuadro de clasificación).....	X X	X X	X X	X X
Porcentajes aproximados de grava y arena.....	X	-	X	-
Tamaño máximo de partículas -- (incluyendo guijarros y cantos rodados).....	X X	-	X	-
Forma de los granos gruesos, - angularidad.....	X	-	X	-
Condiciones superficiales de los granos gruesos. Recubrimientos.....	X	-	-	-
Dureza de los suelos gruesos - posibilidad de fraccionarse en tamaños menores.....	X	-	X	-
Color (en condiciones húmedas para suelos finos).....	X	X	X	X
Condiciones de humedad y drenaje. (Seco, húmedo, mojado, saturado).....	X X	X X	X X	X X
Contenido orgánico.....	X	X	X	X
Plasticidad (de fracciones finas en suelos gruesos; grado y carácter para suelos finos)...	X	X X	X	X X
Cantidad y tamaño máximo de -- granos gruesos.....	-	X	-	X
Estructura (estratificación, - etc. colocación y arreglo, panal, floculenta, perforación - de raíces).....	-	-	X X	X X
Tipo de cimentación.....	-	-	X X	X X
Grado de compactación - suelto o denso-(exceptuando arcillas)	-	-	X X	X X
Consistencia en estado inalterado y remoldeado (sólo arcillas).....	-	-	-	X X
Nombre local o geológico.....	X	X	X	X
Símbolo del grupo.....	X X	X X	X X	X X

Tabla VI.- Datos adicionales para la descripción de los suelos según - el S.U.C.S.

A P E N D I C E "B"

CUADROS DE CLASIFICACION. PROPIEDADES Y USOS

D.1.- PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA LA IDENTIFICACION DE SUELOS SEGUN EL S.U.C.S.

Como una consecuencia del énfasis que en el Sistema Unificador de Clasificación 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 los suelos y su clasificación, es la que se presenta en la tabla I, ya que es de gran utilidad para ayudar al ingeniero a la identificación de suelos en el laboratorio.

D.2.- COMPARACION DE LOS GRUPOS DE SUELOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA INGENIERIA

Cuando el ingeniero investigador desea conocer cómo el suelo que ha clasificado puede compararse con otros materiales de construcción, para diversas obras tales como cimentaciones, préstamos, etc., entonces se puede recurrir al cuadro de los usos ingenieriles para los suelos, los cuales vienen en la tabla II que ha sido preparada con el propósito de rendir dicha información.

En el cuadro de referencia se reportan cuatro propiedades importantes de los suelos típicos de cada grupo de clasificación: (1) Permeabilidad, una vez compactado; (2) Resistencia al esfuerzo cortante una vez compactado y saturado; - (3) Compresibilidad una vez compactado y saturado; y (4) Trabajabilidad como material de construcción.

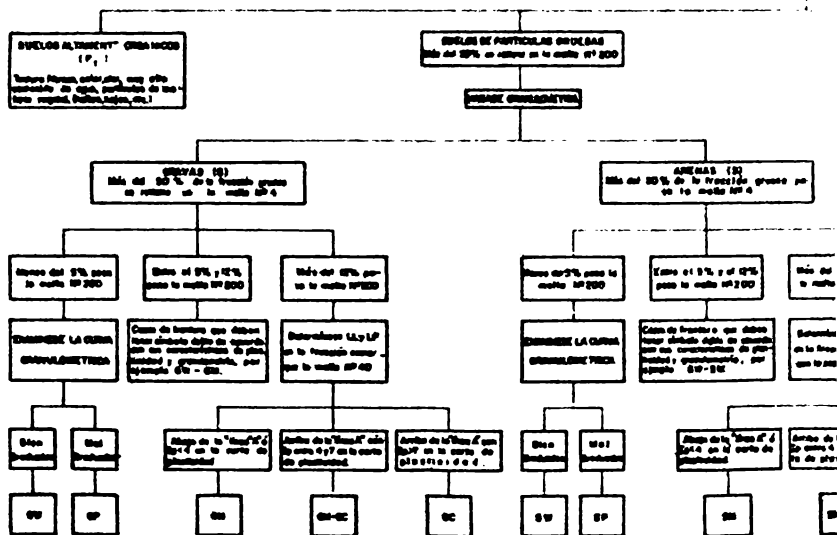
Basándose en estas propiedades y en la experiencia, el cuadro de usos, también compara a los grupos de suelos, con

respecto a su desesbidad para usarse en presas de tierra, secciones de canales, cimentaciones y caminos.

Debe reconocerse que la clasificación o calificación numérica que se da en la tabla, es aproximada y su intención es que sirva únicamente como guía para ayudar al investigador a comparar la desesbidad del suelo para distintos propósitos.

Los números del 1 al 14, indican en orden de importancia, la mayor o menor adaptabilidad del material para el fin constructivo que se desea. Ejemplos: G8 para la formación de corazones impermeables, tiene la máxima adaptabilidad por lo que se encuentra en el cuadro marcado con el número 1. En cambio el material O_c está marcado con el número 10 por ser poco apto para la formación de dichos corazones impermeables, debido a los agrietamientos que se producen al ocurrir asentamientos diferenciales. Las arenas y las gravas limpias debido a su gran permeabilidad, no pueden emplearse en los corazones impermeables y, por lo tanto, en el cuadro aparecen -- marcadas con una raya.

BASES UN FIBRA VISUAL DEL 24
ES ALTAMENTE ORGANICO DE PAR
PARTICULAS FINES, EN LOS CASOS DE
LA CANTIDAD QUE Pasa PO



NOTE - Information on this matter was on the U.S. Customs

PARA DETERMINAR
LAS CUBIERTAS O DE
TERMINAR DETERMINAR
NUEVO

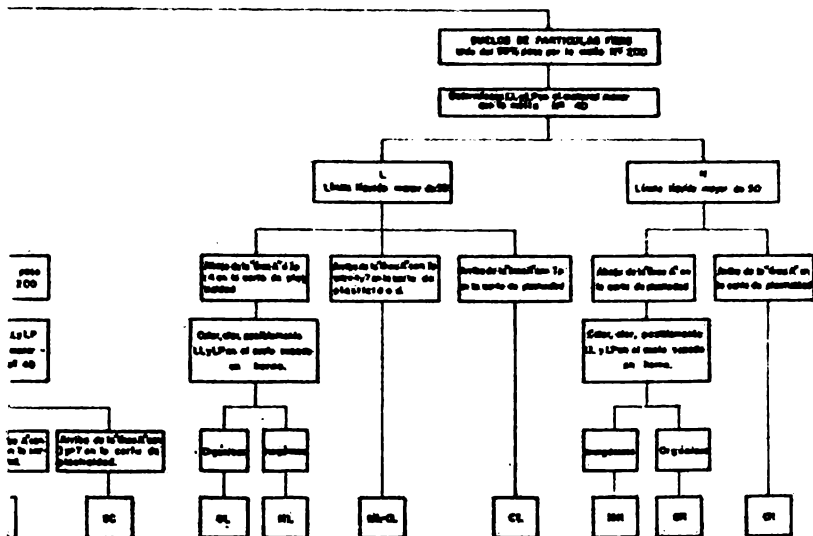


TABLA
ANEXO

CUADRO DE PROPIEDADES

NOMBRES TÍPICOS DE LOS GRUPOS DE SUELO	SÍMBOLO DEL GRUPO	PROPIEDADES IMPORTANTES			
		PERMEABILIDAD DEL SUELO	RESISTENCIA AL COM- PACTE COMPACTADO Y SATURADO	COMPRESIBILIDAD COMPACTADO Y SATURADO	TRANSFORMACIÓN DE MATERIALES
Grupos bien graduados, masivos de arena y grava, limo o arcilla fina	CB	Permeable	Excelente	Indeformable	Estable
Grupos mal graduados, masivos de arena y grava, limo o arcilla fina	CB	Muy permeable	Buena	Deformable	Buena
Grupos limosos, masivos mal graduados de arena, limo y arcilla	CL	Semipermeable o impermeable	Buena	Deformable	Buena
Grupos arcillosos, masivos mal graduados de arena, limo y arcilla	CS	Impermeable	Buena o regular	Muy baja	Buena
Grupos bien graduados, arenos graduados, limos o arcilla fina	AB	Permeable	Excelente	Deformable	Estable
Grupos mal graduados, arenos gruesos, limos o arcilla fina	AB	Permeable	Buena	Muy baja	Regular
Grupos limo arcillosos, masivos de arena y limo mal graduados	AL	Semipermeable o impermeable	Buena	Baja	Regular
Grupos arcillosos, masivos de arena y limo mal graduados	AS	Impermeable	Buena o regular	Baja	Buena
Limos homogéneos y arenos muy finos, limos de arena, arenas limas, arcillas o masas de baja plasticidad	LB	Semipermeable o impermeable	Regular	Mucha	Regular
Grupos homogéneos de arena-limo masivo a mediano, arcillas gruesas, arcillas arenosas, arcillas limas, arcillas medias	LB	Impermeable	Regular	Mucha	Buena o regular
Limos arcillosos y arcillas limas, arcillas de baja plasticidad	CB	Semipermeable o impermeable	Baja	Mucha	Regular
Limos homogéneos, arenos arcillosos finos a limosos, masivos o dispersos, con plasticidad	LB	Semipermeable o impermeable	Regular o baja	Much	Mucha
Arenas homogéneas de alta plasticidad muy compactas, arcillas arcillosas	CB	Impermeable	Baja	Much	Mucha
Arenas arcillosas de plasticidad media o alta	CB	Impermeable	Buena	Much	Mucha
Todos y otros suelos no homogéneos no presentados en el cuadro	T	—	—	—	—

NOTA: El símbolo indica el material más fuerte para el uso propuesto.

II - D

ADAPTABILIDAD RELATIVA A VARIOS USOS

[illegible]

ALDO I F I

APENDICE "F"

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO (11).

El Dr. Artur Casagrande en base a los estudios de A. -- Atterberg y sus definiciones de los "estados de consistencia" del suelo y sus "Límites", desarrolló un método para determinar el Límite Líquido de un suelo fino del siguiente modo:

Definió que el LL es el contenido de agua para el cual el suelo tiene una resistencia al esfuerzo cortante de 27 -- gr/cm², cuyo valor lo determinó en el laboratorio, empleando la copa que lleva su nombre (Copa de Casagrande, Fig. E.1). El método consiste en colocar una muestra de suelo (ya preparada de antemano), dentro de la copa (que previamente ha sido calibrada (Figs. E.3 y E.4)) y enrasarlo (Fig. E.2); posteriormente con un ranurador cuyas dimensiones se aprecian - en la Fig. E.5, se hace una ranura o zanja pequeña como se - indica en las Figs. E.6, E.7 y E.8. Después mediante la le-va que tiene la copa, se levanta ésta 1 cm. dando vuelta a - la manija uniformemente a razón de dos golpes por segundo para que al caer repentinamente la copa, la ranura se vaya ce-rrando hasta quedar como se indica en las Figs. E.9 y E.10.

Una vez que se hayan hecho los pasos anteriores, se po-ne aproximadamente 30 gr. de la porción que está próxima a - la ranura, de cada muestra, en un vidrio de reloj (Fig.E.11), engrapando los vidrios como se ve en la Fig. E.12; se pesan las muestras húmedas más las taras, anotando los valores en el registro y se meten en el horno a 110°C durante 18 horas mínimo, para que se sequen; una vez secas, se pesan, se anotan los valores en el registro y se siguen los pasos corres-pondientes para determinar el contenido de agua en %, corres-

pendiente a cada número de golpes (se hace el procedimiento por lo menos 4 veces de modo que 2 determinaciones sean más de 25 golpes y las otras 2 estén por debajo de dicho número) y llevar los resultados a una gráfica semilogarítmica, en la que el eje vertical representa el contenido de agua en % y en el eje horizontal se representa el logaritmo del número de golpes. A dicha gráfica se le conoce como "Curva de Flujo" (Fig. B.13), en la cual se unen los puntos obtenidos (al llevar los resultados), mediante una línea recta; entonces el LL se encuentra donde el contenido de agua en la curva corresponda a 25 golpes, como se puede apreciar en la Fig. B.13.

Un método optativo para determinar el Límite Líquido -- con un solo punto, dentro de cierto rango de número de golpes (de 20 a 30 únicamente), es el de emplear la siguiente fórmula empírica:

$$LL = W_n \left(\frac{N}{25} \right)^{0.12}$$

en donde

LL: Límite Líquido.

W_n : Humedad o contenido de agua con N número de golpes en %.
 N: Número de golpes.

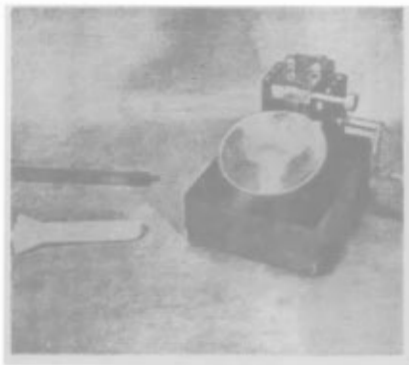


Fig. E.1.- Copa de Casagrande, ranurador y calibrador.



Fig. E.2.- Colocación y enrazado de la muestra de suelo.



Fig. E.3.- Marca del punto de contacto en la base de la copa.



Fig. E.4.- Calibración de la copa, utilizando un calibre de 1 cm. de espesor.

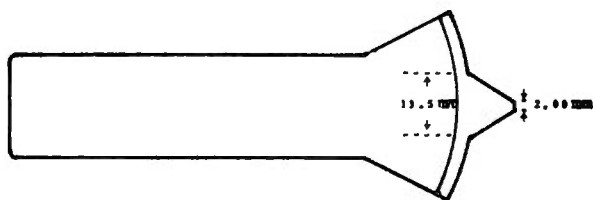


Fig. E.5.- Ranurador que se utiliza para hacer la incisión en la muestra ya enrazada en la Copa de Casagrande.



Fig. E.6.- Ranurado de la muestra en la Copa de Casagrande con el ranurador cuyas dimensiones se muestran en la fig. E.5.

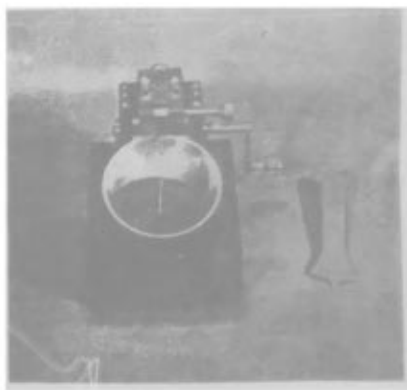


Fig. E.7.

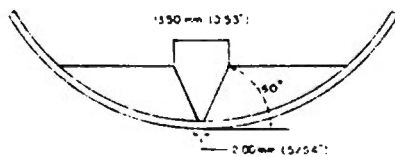


Fig. E.8.

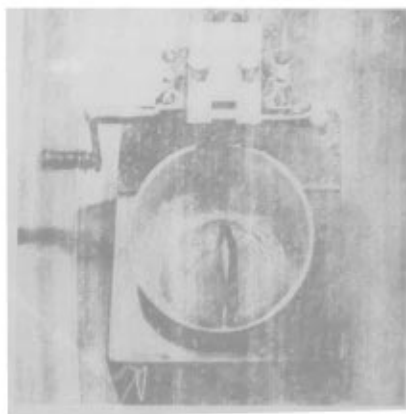


Fig. 7.9.



Fig. 8.10.



Fig. E.11.

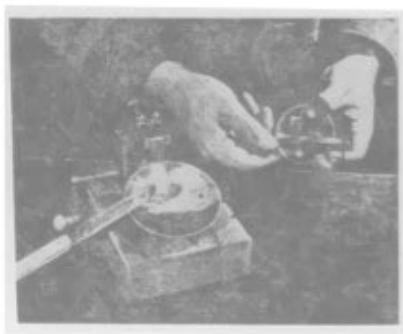


Fig. E.12.

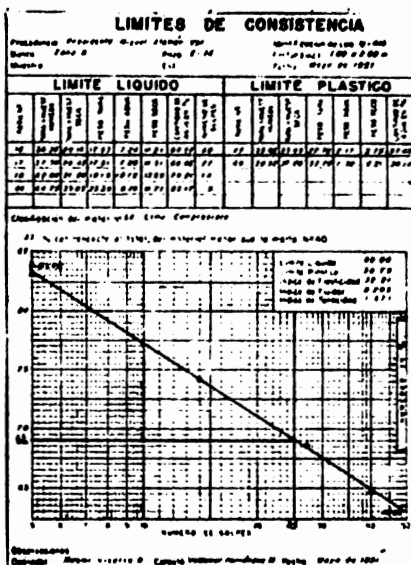


Fig. B.13.- "Curva de Fluidez", en donde se observa que el Límite Líquido correspondiente a 25 golpes es de 69 %.

APENDICE T

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (LP).

El Límite plástico "LP", lo fija el contenido de agua - con el que comienza a agrietarse un rollo o cilindro formado con el suelo, de aproximadamente 3.2 mm. (1/8") de diámetro (Fig. F.1), al rodarlo con la mano sobre una superficie lisa, no absorbente que puede ser una placa de vidrio (Fig. -- F.2).

La determinación del LP se lleva a cabo con' aproximadamente 15 gr. de la muestra ya preparada (que también sirve - para el LL), mezclándola y rolándola sobre una placa de vidrio (Figs. F.3 y F.4), hasta formar un cilindro de aproximadamente 15 cm. de largo y 3.2 mm. de diámetro. Se amasa la tira y se vuelve a rodar, repitiendo la operación tantas veces como se necesite, para reducir gradualmente la humedad - por evaporación, hasta que el cilindro se empiece a endurecer y agrietar (Fig. F.5). El límite plástico se alcanza -- cuando el cilindro se agrieta al ser reducido aproximadamente a 3.2 mm. de diámetro.

Posteriormente se divide el cilindro y se ponen los pedazos en vidrios de reloj (Fig. F.6) para determinarles su - contenido de agua de la misma forma en que se determinó el - LL.

Las operaciones anteriores se repiten 3 o 4 veces y los resultados se promedian para obtener un LP más real.



Fig. F.1.- *Diámetro que debe tener el rollo o cilindro formado con la muestra de suelo.*



Fig. F.2.- *Placa de vidrio que sirve para formar el cilindro con la muestra de suelo.*



Fig. F.3.- Amasado de la muestra de suelo ya preparada que se utilizará en la determinación del límite Plástico.



Fig. F.4.- Retiro del cuantro de la muestra de suelo, cuyas dimensiones se muestran en la figura F.1.

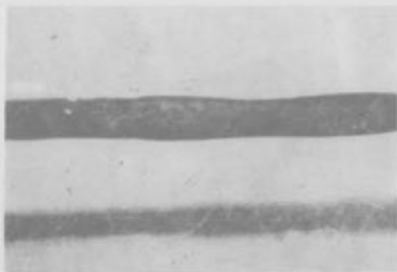


Fig. F.5.- Agrietamiento del cilindro formado con la muestra de suelo que -- nos indica que se ha alcanzado el límite Plástico.



Fig. F.6.- Colocación de los fragmentos del cilindro obtenido en el paso anterior, en dos vidrios de reloj para meterlos al horno y determinar su contenido de agua.

APENDICE "C"

DETERMINACION DEL LIMITE DE CONTRACCION (LC).

La determinación del Límite de Contracción en el laboratorio, es un proceso un poco largo pero sencillo a la vez. En este caso voy a tratatar de resumir al máximo el procedimiento.

Para comenzar, se toman 200 gr. de material seco que ha ya pasado por la malla No. 4 (4.69 mm.) y se desmoronan los grumos en un mortero, procurando no romper los granos de are na y se criba el material en la malla No. 40 (0.420 mm.) has ta obtener aproximadamente 100 gr. de material seleccionado, que se ponen en una cápsula en donde se prepara una pasta -- (añadiendo un poco de agua), de consistencia un poco más flu ida que la que se define en el Límite Líquido, como se puede ver en la siguiente figura:



Fig. C-1.

Posteriormente, con la pasta preparada, se llenan las cápsulas Petri (préviamente calibradas y que se observan en la figura anterior) golpeando el conjunto sobre un cojín protector especial, con el objeto de remover las posibles burbujas de aire como se muestra en la figura G.2:



Fig. G-2.

Una vez que se han removido todas las burbujas y se ha llenado totalmente el Petri, se enrasa utilizando una espátula de cuchillo, y se limpia perfectamente como se aprecia en la siguiente figura G.3:



Fig. G-3.

Por Último, se determina el contenido de agua de las -- muestras, pesando las cápsulas Petri con la muestra húmeda - (Fig. G-4a), metiéndola 24 horas en el horno a 110 °C y volviendo a pesarlas con la muestra seca. Las etapas de con- - tracción de una muestra, se aprecian claramente en la figura G-4b.



Fig. G-4a.

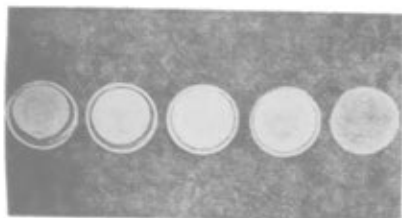
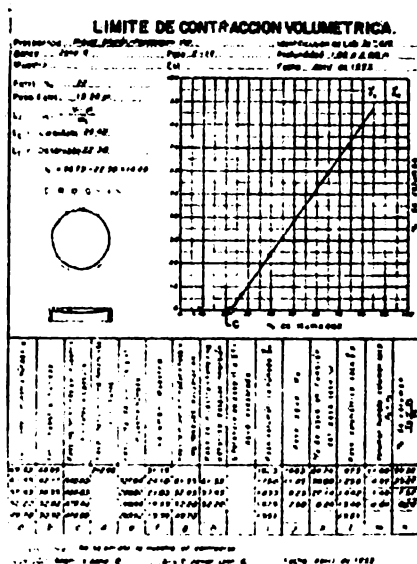


Fig. G-4b.

El Límite de Contracción se determina con los porcentajes de agua de la columna "k" (en la tabla de la figura G.5), y los porcentajes de cambio de volumen de la columna "n". Con estos datos se construye una gráfica en un cuadrícula natural, colocando en el eje de las ordenadas los porcentajes de cambio de volumen y en las abscisas los porcentajes de agua. Se traza una línea uniendo los puntos donde hay variación de volumen y otra que une los puntos donde la variación de volumen es casi nula; el valor de la humedad en porcentaje que corresponda al cruce de la línea que une los puntos de variación de volumen con el eje de las abscisas, es el correspondiente al Límite de Contracción.



El Límite de Contracción también puede obtenerse analíticamente empleando la fórmula siguiente:

$$LC = w_L - \frac{(V_L - V_f)}{W_s} \times 100$$

En donde:

LC : Límite de contracción en %;

w_L : Porcentaje de humedad del suelo antes de contraerse;

V_L : Volumen inicial de la pastilla de suelo;

V_f : Volumen final de la pastilla (suelo seco); y

W_s : Peso de los sólidos.

----- 0 -----

A la relación $R = \frac{W_s}{V_f}$, se le llama "Relación de Contracción" y es igual, en valor, al peso volumétrico seco máximo - que puede alcanzar un suelo al contraerse.

Se define como cambio volumétrico "CV", al cambio de volumen (en porcentaje del volumen referido al material seco), -- que ocurre cuando el contenido de humedad de la muestra, se reduce de la humedad de campo (H.C.), hasta el límite de contracción; y se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$CV = (H.C. - LC) R$$

La "Contracción Lineal" (CL) de un suelo, a partir de un contenido de humedad dado; es la disminución de una de sus dimensiones, expresada como porcentaje de la dimensión original. La Contracción Lineal, cuando el contenido de humedad se redu

te de la humedad de campo (H.C.) al límite de contracción,
se calcula con la siguiente expresión:

$$CL = 100 \left[1 - \sqrt{\frac{100}{CV + 100}} \right]$$

APENDICE "B"

LA CARTA DE PLASTICIDAD

El principal uso de la carta de plasticidad, está en situar en ella un suelo desconocido, por medio del cálculo de los dos parámetros que definen su plasticidad, (LL e IP); la colocación del suelo en uno de los grupos definidos, indicará que participa del conjunto de propiedades mecánicas e hidráulicas características de ese grupo; así, y más si se cuenta con una cierta dosis de experiencia, se tiene un modo simple, rápido y económico de adquirir valiosa información básica sobre el suelo en cuestión.

Los estudios realizados por el Dr. Artur Casagrande en la Universidad de Harvard, condujeron a tener una representación de los suelos en una carta de coordenadas LL-IP, tal y como se muestra en la figura H-1, en donde los suelos finos no adoptan una distribución caprichosa, obra de azar, sino que se agrupan de un modo específico, de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas.

Los suelos cuyas partículas finas exhiben mayores características de plasticidad, son aquellos situados en líneas inclinadas en la parte superior de la gráfica; los suelos con alto contenido de materia orgánica, así como aquellos que contienen finos de baja plasticidad, se sitúan en las zonas bajas. Esto dió origen a que se fijara una línea que sirviera de frontera entre los grupos de suelos mencionados.

Esta línea, así empíricamente obtenida, pasa por los puntos de coordenadas (0,20) y (50,22) y es comunmente conocida como "Línea A". Esta línea y la vertical trazada por -

el punto (0,50) "Línea B", según el criterio anteriormente citado, dividen a la gráfica en 4 zonas que son las que fundamentalmente se consideran hoy en día en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

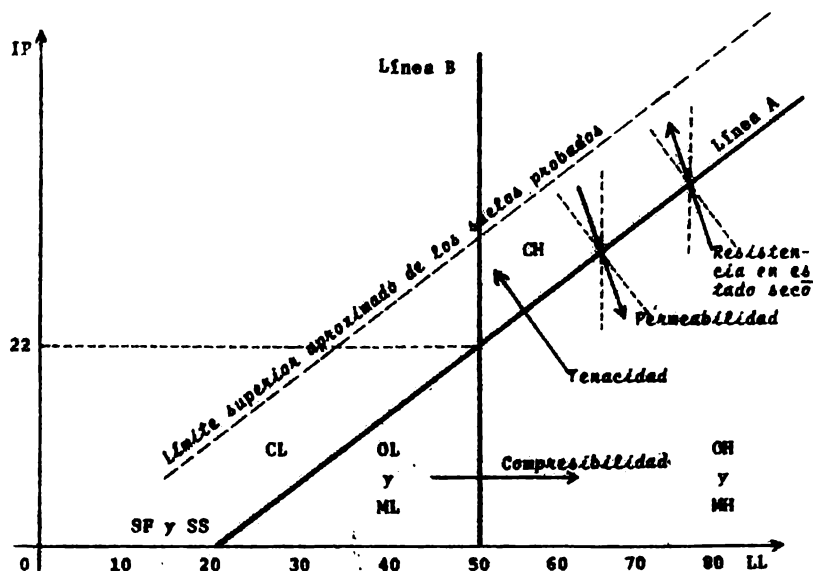


Fig. H-1.- Carta de plasticidad, como se usó en el Sistema de Aeropuertos que dio origen al S.U.C.S.; y dirección de variación de algunas propiedades físicas de los suelos.

En las zonas que quedan sobre la Línea A, se sitúan las arcillas inorgánicas; estas arcillas se simbolizan genéricamente con la letra C (del inglés "clay"). Bajo la Línea A quedan colocados los limos inorgánicos, con símbolo genérico M (del sueco "mo" y "mjala", términos usados en ese idioma para nombrar a los suelos de partículas finas y poco o nada plásticas); también caen bajo de la Línea A, los suelos finos con apreciable contenido de materia orgánica, para estos suelos se usa el símbolo O.

En todos estos grupos se distinguen los suelos de alta compresibilidad de los de mediana o baja, para los primeros se añade al símbolo genérico la letra H (del inglés "high -- compressibility"); en los segundos se añade la letra L (también del inglés, "Low compressibility"). Así resultan los seis grupos que aparecen situados en sus respectivas zonas en la gráfica de la figura anterior.

Originalmente el Dr. Casagrande añadió a los anteriores grupos dos más: el SC y el SF; significando el primero "arena con excelente cementante arcilloso o de otra categoría, en tal proporción, que el material prácticamente carece de contracción o expansión"; el segundo se refiere a "arenas con finos que no califican como SC". (En la simbología anterior, la letra S proviene del inglés "sand"; la C, de "clay" que a su vez se deriva del vocablo "cementation"; y la F, de "fines"). La ubicación de estos dos grupos se muestra en la gráfica de la figura anterior y actualmente ya no se usan debido a las modificaciones que se le han hecho a esta carta, conocida como "Carta de Plasticidad".

Las modificaciones a la Carta de Plasticidad, fueron introducidas por el S.U.C.S., referente a los siglos arriba de la Línea A con IP comprendido entre 4 y 7, y cambia la clasificación de los suelos que caen en la zona punteada paralela a la Línea A de la fig. H-1. Las modificaciones a la carta de la fig. H-1, se muestran en la carta de la fig. H-2, que

es la Carta de Plasticidad, tal como suele usarse actualmente. Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describirán a continuación en forma un poco más detallada.

Grupos CL y CH

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A, definida por $LL < 50\%$ e $IP > 7\%$.

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por $LL > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con Límites Líquidos de -- hasta 500%, se encasillan en el grupo CH.

A pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran -- cierta reacción a la prueba de dilatación; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas - (tamaño de arcilla), comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la Línea A. Por lo tanto, en algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera -- por lo que se les asignan símbolos dobles CL-ML y CH-MH, dada su proximidad con dicha línea.

Grupos ML y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la Línea A, definida por $LL < 50\%$ y la porción libre la Línea A con $IP < 44$. El grupo MH corresponde a la zona abajo de la Línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos i inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos i

norgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se localizan en el grupo ML. Los depósitos cólicos, del tipo de "Loesa", con $25\% < LL < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras, suelen no ser plásticas, por más que su LL pueda ser mayor que 100%. Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

Los suelos finos que caen sobre la Línea A con IP mayor que 4% pero menor que 7%, se consideran como casos de -- frontera, asignándoseles símbolos dobles ML-CL y MH-CH; como es el caso de las arcillas del tipo caolín, derivadas de los feldespatos de rocas graníticas, etc.

Grupos OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las -- mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, solo que los orgánicos están siempre en lugares próximos a la Línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace -- que el Límite Líquido de una arcilla crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la Línea A.

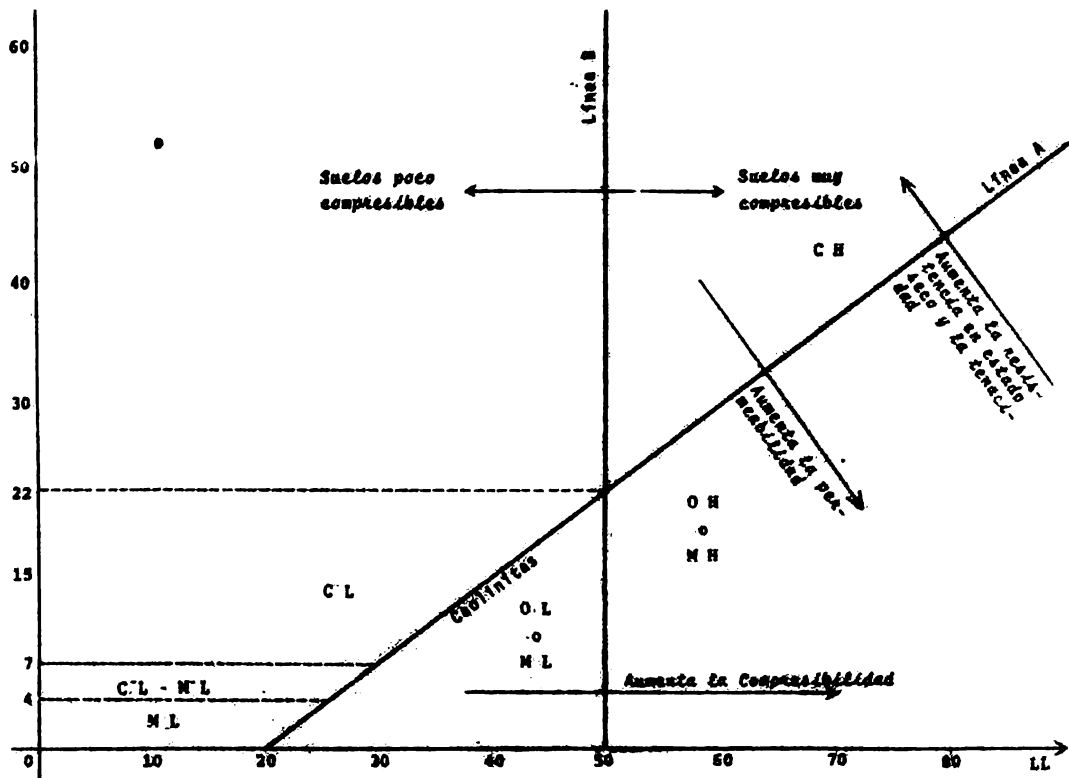


Fig. H.2.- Carta de Plasticidad de A. Casagrande (Modificada).

ANNEXO IV

APENDICE "I"

FENOMENO DE LA CONSOLIDACION

Cuando una masa de suelo fino saturado, se sujeta a un incremento de carga, ésta es soportada inicialmente por el agua que llena los huecos, ya que el agua en comparación -- con la estructura del suelo es prácticamente incomprensible.

La presión en el agua debida al incremento de carga se denomina "Exceso de Presión Hidrostática"; esta agua a presión se disipa a través de los poros del suelo, con el tiempo, el incremento de carga deberá ser tomado gradualmente -- por la estructura del suelo, la transferencia de carga estará acompañada por un cambio en el volumen del suelo igual -- al del agua disipada; a este proceso se le conoce con el -- nombre de "Consolidación".

Por lo tanto, se puede definir a la Consolidación, como el proceso de disminución de volumen de una masa de suelo, debido a la expulsión de agua provocada por una sobrecarga impuesta (generalmente estática), estando el suelo -- completamente saturado.

Hay que tener en cuenta que el desplazamiento de las -- partículas del suelo durante el proceso de consolidación, ocurre en dirección vertical y horizontal, pero como la generalidad de los depósitos de arcilla son de una gran extensión en sentido horizontal en comparación con su espesor, -- se puede decir que las deformaciones horizontales son despreciables por considerarlas insignificantes. Por lo tanto, la Teoría de la Consolidación se estudia en un solo sentido, el vertical; por lo que se le suele llamar a la consolidación, Unidireccional o Unidimensional.

ANALOGIA MECANICA DE TERZAGHI

Karl Terzaghi, para poder explicar más objetivamente - el proceso de la consolidación unidimensional en los suelos finos, propuso un modelo mecánico originalmente sugerido pa ra otros fines por Lord Kelvin. Dicho modelo consiste en un cilindro o cualquier otro tipo de recipiente que está provisto de un pistón de sección recta "A" sin fricción, el -- cual tiene un pequeño orificio con una válvula tal y como - se muestra en la figura I.1. El pistón está siendo soporta do por unos resortes unidos al fondo del cilindro y éste es tá totalmente lleno de un fluido incompresible.

Considerese ahora el mismo recipiente, pero en lugar - de los resortes, aquel se llena de material de un suelo fi- no que está totalmente saturado, tal y como se muestra en - la figura I.2.

Si al modelo de la figura I.1., se le aplica una carga "P" sobre el émbolo manteniendo el orificio cerrado, es evi dente que la carga la soportará el fluido, (que es incompresible) y el resorte no se deformará. Pero si se abre la -- válvula permitiendo que el fluido salga por el orificio, se tendrá entonces que por la acción de la carga "P" sobre el pistón, éste descenderá obligando al fluido a salir, y ha-- brá entonces una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; por lo tanto, entre el interior y el exterior - del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una di- ferencia de presión igual a P/A , que generará el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permi tiendo la deformación del resorte, que tomará entonces la - carga de acuerdo con la Ley de Hooke. La velocidad de trans- ferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido.

Por analogía en el modelo de la fig. I.2., la estructu- ración de las partículas sólidas del suelo, puede conside--

rarse representada por los resortes del primer modelo; el agua intersticial libre en la masa del suelo, por el fluido incompresible de la cámara y los canalículos capilares, por el o los orificios del émbolo o pistón.

Si en este segundo modelo se experimenta aplicando una carga P sobre el pistón, manteniendo el orificio cerrado, - se observará que aquel no desciende, ya que el agua del suelo, que está saturado, soporta toda la carga por ser tam- - bién un fluido incompresible. Pero si se permite que el agua salga libremente por el orificio abierto, el émbolo descenderá por la acción de la carga, tanto como la resis- - tencia del suelo lo permita, ya que éste irá tomando gradual- - mente la carga lo mismo que los resortes, los cuales en un momento dado toman la totalidad de la carga aplicada.

Ahora bien, si la aplicación de la carga es dinámica, el agua en ambos casos será expulsada violentamente tomando toda la carga el suelo o su estructura sólida más bien, y - en el caso del modelo mecánico los resortes. Además el fluido en ambos casos, volverá a sus condiciones anteriores a la aplicación de la carga.

Un ejemplo de un proceso natural de consolidación, se puede observar en los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, - en donde se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. Si eventualmente, el anterior material depositado llega a subyacer en el lugar donde se construya una estructura y se observa el comportamiento ulterior del suelo, podrá no tardarse que los estratos se comprimen aún más, bajo las nuevas cargas que se les comunican.

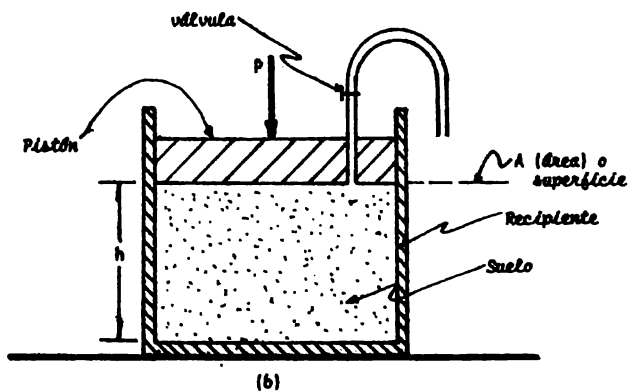
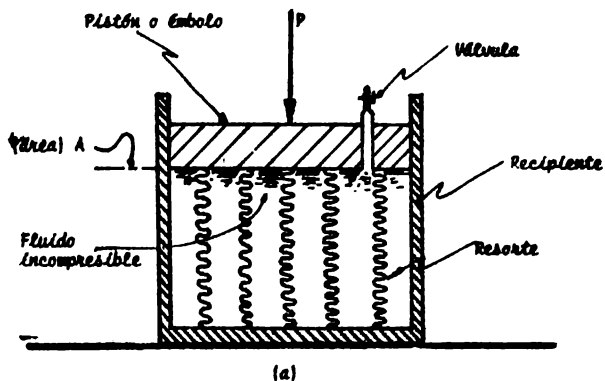


Fig. 1-1.- Modelos de Terzaghi para explicar la consolidación de un suelo.

APENDICE "J"

OBTENCION DE LAS CURVAS DE CONSOLIDACION EN EL LABORATORIO

El realizar una prueba de Consolidación, es obtener datos para saber el comportamiento futuro del suelo y predecir un posible asentamiento.

La prueba de Consolidación, consiste fundamentalmente en someter una muestra de suelo en estudio, a condiciones de esfuerzo y drenaje, tal y como estuviera en el campo; para esto existen unos aparatos llamados "consolidómetros", - los cuales pueden ser de dos tipos, de anillo fijo o de anillo flotante.

El consolidómetro de anillo fijo que se puede apreciar en la siguiente figura, se usa en pruebas de permeabilidad y consolidación simultáneas y consta de las siguientes partes:

- 1.- Placa fijadora superior,
- 2.- Piedras porosas que permiten la circulación de agua,
- 3.- Anillo de consolidación,
- 4.- Base sujetadora,
- 5.- Tubo de drenaje, y
- 6.- Espécimen de suelo (muestra inalterada).

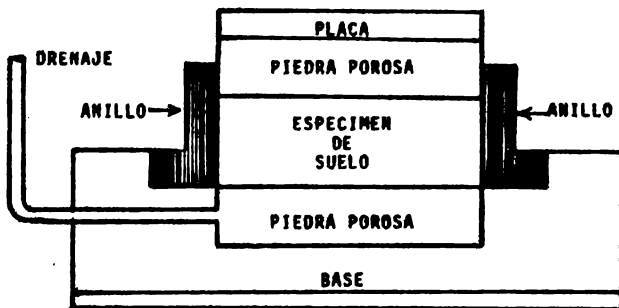


Fig. J-1.- Consolidómetro de anillo fijo.

----- o -----

El consolidómetro de anillo flotante se denomina así - porque se puede desplazar durante la prueba; se puede ver - en la figura y consta de las siguientes partes:

- 1.- Placa superior fijadora.
- 2.- Piedras planas porosas cilíndricas.
- 3.- Base o cazuela.
- 4.- Anillo de consolidación de
- 5.- Espécimen de suelo.

----->

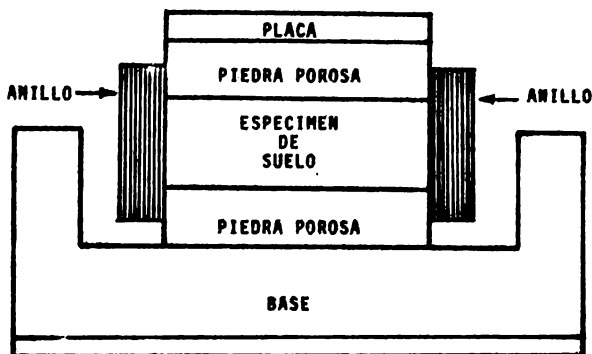


Fig. J-2.- Consolidómetro de anillo flotante.

-----o-----

J.a.- PRUEBA DE CONSOLIDACION

Para la prueba de consolidación se siguen los siguientes pasos:

- 1.- El volumen de la muestra o espécimen se forma según las dimensiones del anillo, procurando mantenerla lo máximo de inalterada.
- 2.- Se monta la muestra en el consolidómetro.
- 3.- Se somete a una serie de incrementos de carga (W_1 , W_2 , W_3 , ----- W_n) permitiendo el drenaje. La selección de cargas se realiza para cada carga a partir de la primera, el doble para la siguiente y así sucesivamente.

Después de aplicar todas y cada una de las -- cargas a la muestra en prueba, es necesario esperar el tiempo requerido para permitir un total asentamiento a cada carga aplicada.

- 4.- Posteriormente aplicada la carga W_n a la muestra, ésta se saca, se seca y se pesa.
- 5.- Al mismo tiempo de hacer el primer incremento de carga W_1 , se realiza la curva de consolidación 1 (tiempo de formación).
- 6.- Al tiempo de hacer el incremento de carga W_2 , se realiza la curva de consolidación 2, y así hasta la aplicación de la carga W_n .
- 7.- Con los datos de la muestra:

W = Peso,

A = Arca transversal,

Z = Espesor,

y V = Volumen;

y con lo obtenido durante la operación de secado y pesado de la muestra, se obtiene y calcula lo siguiente:

W_s = Peso de sólidos

S = Peso volumétrico de sólidos

V_s = Volumen de sólidos = $\frac{W_s}{S}$

P = Presión = $\frac{W_n}{A}$

e = Relación de vacíos = $\frac{V}{V_s - 1}$

- 8.- Con los datos señalados anteriormente, se procede a realizar las curvas de compresibilidad " $e + P$ " y " $e + \log P$ ".

La información obtenida de la prueba, se presenta en forma gráfica, mediante curvas de consoli

dación y compresibilidad; en las gráficas se muestran - curvas típicas para arenas (Ver figuras J.3a y J.3b), y arcillas (Figs. J.4a y J.4b).

9.- En las curvas de consolidación (Figs. J.5a y J.5b), se distinguen dos fases:

9.1. Una primera fase llamada Consolidación Primaria, - debida al tiempo en que es disipada el agua de los poros.

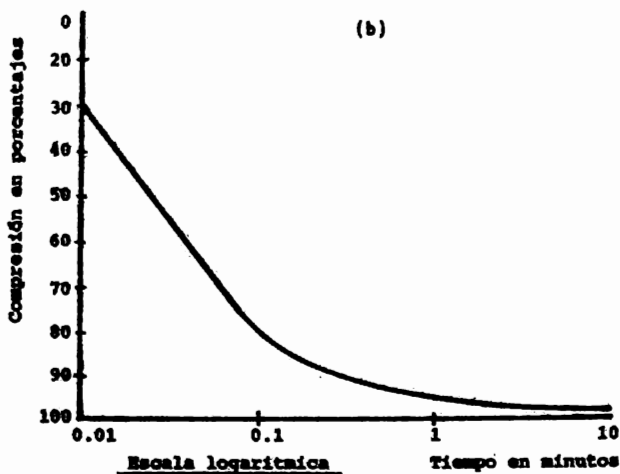
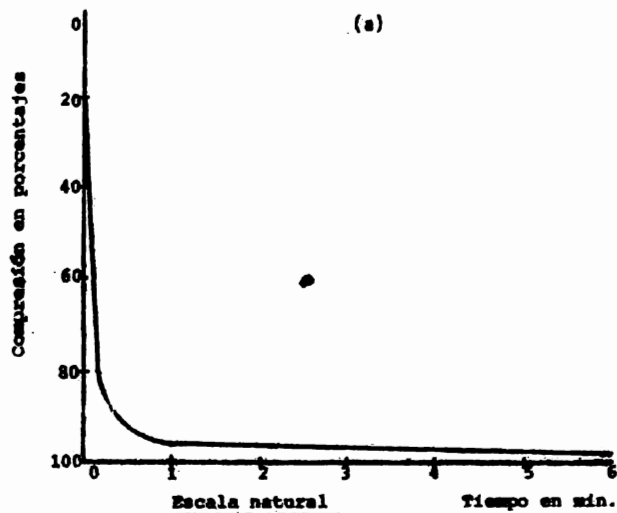
9.2. Y una segunda fase llamada Consolidación Secundaria, el cual es un fenómeno que se ha interpretado como reacondo de las partículas del suelo.

Los tipos de consolidación anteriormente señalados, se presentan de la siguiente manera; si ocurre la primaria casi es imperceptible la secundaria, pudiendo decir lo mismo si ocurre en primer lugar la secundaria.

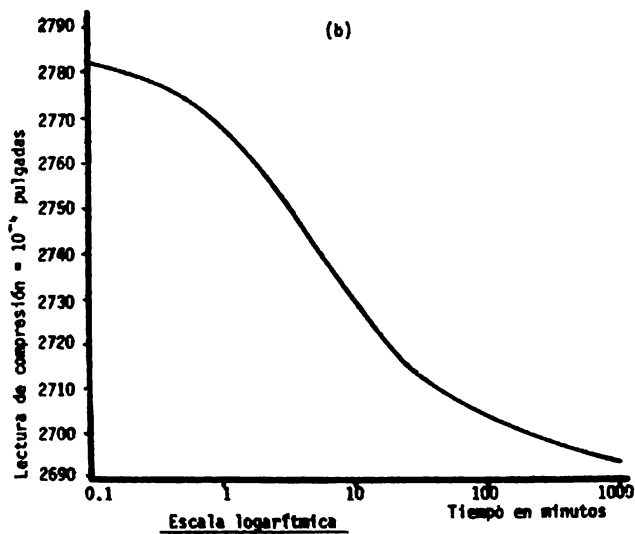
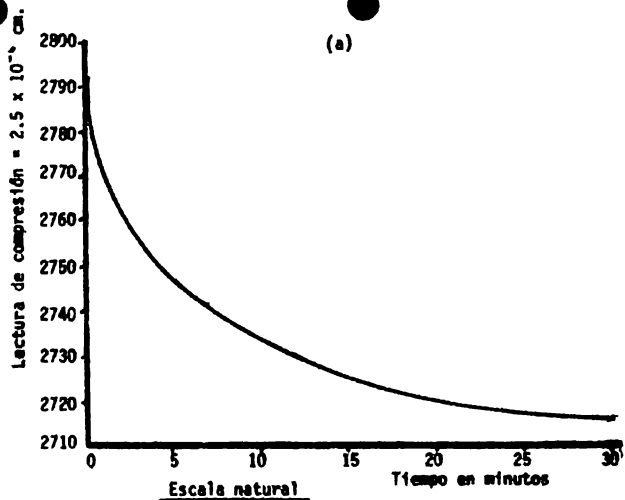
Como comentario, se presenta la figura J.6., donde se observan los 3 tramos diferentes de la curva de consolidación. El tramo (AB) que se denomina "rama de recompresión", indica las presiones a las que ha estado sujeta la muestra; un tramo casi recto (BC) llamado "rama virgen", que indica presiones a las que nunca ha estado sujeta la muestra o espécimen; y un tercer tramo (CA) conocido como "rama de descarga" donde se muestra una cierta recuperación del suelo - al ser liberado de la carga que lo sometía.

Si se sometiese la muestra de suelo a otro ciclo de -- carga, se obtiene otra curva semejante a la anterior (ABCD), la cual se muestra en la figura con sus tres ramas bien definidas. La rama A' que es la de recompresión, La rama B' que es la rama virgen y la rama C' que es la de recupera-- ción.

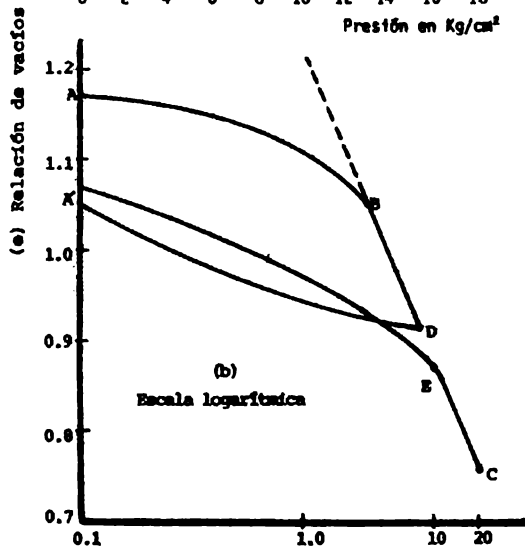
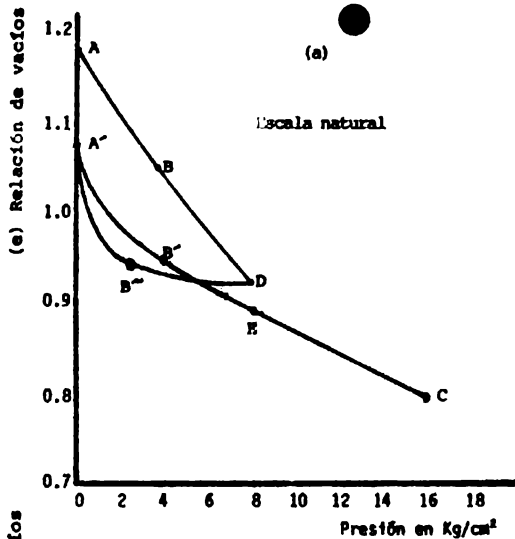
Una vez realizada la prueba de consolidación es posible determinar la magnitud del asentamiento, así mismo es -



Figs. J-3a. y J-3b.- Curvas de consolidación para un incremento de cargas en arenas.



Figs. J-4a. y J-4b.- Curvas de consolidación para incrementos de carga en arcillas.



Figs. J-5a. y J-5b.- Curvas de consolidación.

(Diagramas de compresión para arcillas).

e predecir el tiempo que éste tardará, para tal efecten diversas teorías de consolidación y la más desada y usual, es la de TERZAGHI.

n esta teoría, si el exceso de presión hidrostática -ativa, se denomina expansión; si es positiva se deno-nsolidación. Dichos procesos están gobernados por:

- .- Las ecuaciones de equilibrio para un elemento de -suelo.
- .- Las relaciones deformación-tiempo.
- .- La ecuación de continuidad para el fluido de los -poros.

omo se ha mencionado anteriormente respecto a la exisde la consolidación, es conveniente dividirla en dos

4 La consolidación que ocurre cuando las presiones -hidrostáticas se disipan. Este proceso avanza con el tiempo conforme la teoría de consolidación y es llamada consolidación primaria.

.- La consolidación lenta que continua después de que el exceso de presión hidrostática ha sido disipado sustancialmente, se ha llamado consolidación secundaria.

Esta ocurre porque las relaciones entre la oquedad (relación de vacíos) y la presión efectiva, son usualmente dependientes del tiempo.

La importancia relativa de la consolidación secundaria depende del tiempo requerido para la disipación de las presiones hidrostáticas y por lo tanto del espesor y tipo de suelo.

Se ha establecido que la consolidación secundaria es un fenómeno muy complejo por lo que actualmente

se está tratando de estudiar mediante modelos geológicos muy complicados.

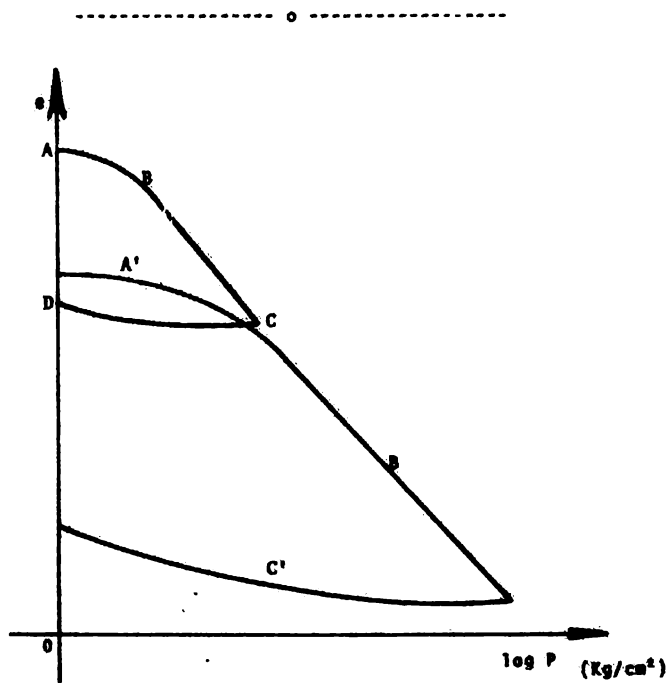


Fig. J.6.-Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

APENDICE "K"

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

Se entiende por asentamiento, al hundimiento que sufra una estructura sobre la masa del suelo con respecto a la superficie.

Los análisis o estudios sobre asentamientos, se basan en la Teoría de la Consolidación y la de la Elasticidad, ya que se hacen hipótesis basadas en la Teoría elástica y considerando al suelo como un medio homogéneo, isótropo y elástico, aunque en la realidad no lo sea.

Como casi todas las fórmulas para calcular los asentamientos están basadas en la teoría de la consolidación, es conveniente tener en cuenta las siguientes hipótesis para el estudio de los asentamientos de las estructuras y cimentaciones.

- 1º Los espacios vacíos están llenos de agua (saturados) $\Rightarrow s = 1$.
- 2º El agua y los constituyentes sólidos del suelo, son incompresibles.
- 3º La Ley de D'Arey es completamente válida.
- 4º El coeficiente "k" de permeabilidad es constante.
- 5º El tiempo de consolidación es debido a la permeabilidad del suelo, en donde si ésta es baja, el proceso de consolidación es retardado.
- 6º El flujo de agua en la consolidación, así como la -

deformación se consideran unidimensionales.

- 7ª La distancia "H" por recorrer durante la consolidación de una partícula de agua más alejada de un medio compresible y permeable colindante con un estrato también permeable, se considerará de la siguiente forma:

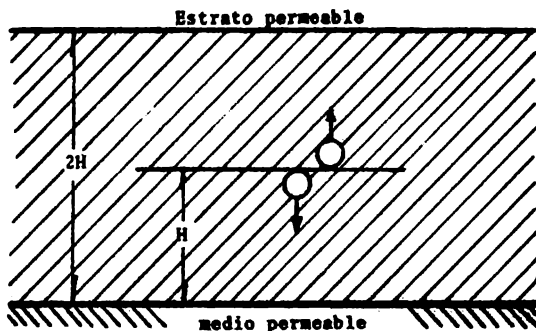


Fig. K-1.- Estrato compresible drenado por ambos costos.

Si el estrato colinda con otro pero impermeable, la distancia por recorrer de la partícula más alejada del medio permeable se considerará de la siguiente manera:

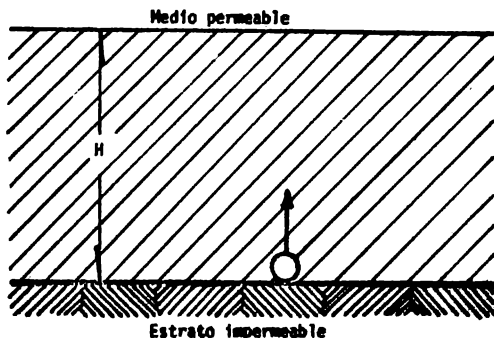


Fig. K-2.- Estrato compresible drenado sólo por una carga.

También es conveniente repasar las fórmulas de los coeficientes de la teoría de la consolidación, ya que en el estudio de fórmulas para asentamientos, se usarán como instrumentos básicos.

Si se tiene una masa de suelo con una relación de vacíos " e " y se le aplica un incremento de carga " ΔP ", - habrá también un incremento en la relación de vacíos - " Δe ", a ésta relación de incrementos se le denomina -- coeficiente de compresibilidad " a_v "

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P}$$

Si se tiene una muestra de suelo como se muestra esquemáticamente en la figura K-3., a la relación $\frac{\Delta e}{\Delta P}$ se denomina "Cambio de variación volumétrica" y se le representa por el signo " a_v ".

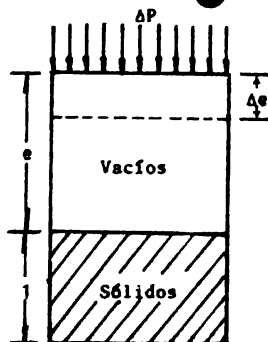


Fig. K-3.

$$\therefore a_v = \frac{\frac{\Delta e}{\Delta P}}{1 + e} \text{ pero como } \frac{\Delta e}{\Delta P} = a \quad \Rightarrow \quad a_v = \frac{a}{1 + e}$$

Al símbolo "Cv" se le denomina coeficiente de consolidación y está definido como sigue, por la siguiente expresión:

$$C_v = \frac{k (1 + e)}{a_v \gamma_w}$$

en donde:

k es el coeficiente de permeabilidad del suelo y γ_w es el peso volumétrico del agua.

$$\text{pero como } a_v = \frac{a}{1 + e} \quad \Rightarrow \quad C_v = \frac{k}{a_v \gamma_w}$$

El coeficiente de consolidación Cv, también se puede expresar en términos del tiempo "t", una distancia "H" que es la distancia que recorre una partícula de agua que está más alejada de un medio permeable colindante con el estrato en -

cuestión, y un factor de tiempo "T".

Por lo tanto se tiene que:

$$C_v = \frac{T H^2}{t}$$

en donde T se puede expresar de la siguiente manera:

$$T = \frac{C_v t}{H^2} \quad \text{o} \quad T = \frac{k t}{\alpha_v H^2} \quad \text{o} \quad T = \frac{k (1 + e) t}{H^2 \alpha_v \gamma_w}$$

El grado o porcentaje de consolidación "U", se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$U = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} (u_z) dz$$

en donde u_z , se define como el "grado o porcentaje de consolidación a una profundidad z y en un tiempo t; p.l.q.

$$u_z = \Delta P \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \left[\bar{E}(n, z, H, k, e, \alpha_v, t) \right]$$

y se puede representar como un cociente de incrementos de relaciones de vacíos.

$$\Rightarrow u_z = \frac{\Delta e}{\Delta e_{\max}}$$

$$\therefore U = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} \frac{\Delta e}{\Delta e_{\max}} dz = \frac{\Delta H}{\Delta H_{\max}} \quad (100)$$

$$\text{o} \quad U = \left(1 - \frac{u_z}{\Delta P} \right) 100$$

El factor de tiempo "T", también se puede expresar en términos del grado de consolidación o porcentaje de consolidación "U" con la siguiente expresión:

$$T = \frac{\pi}{4} U^2$$

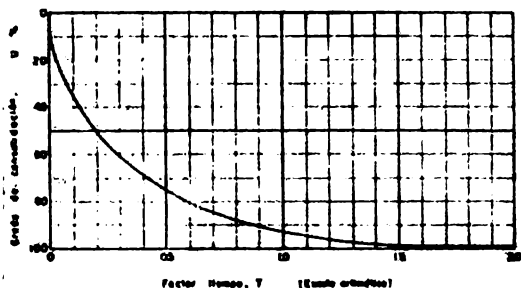
La "relación teórica" entre el grado de consolidación en % y el Factor de tiempo T, se puede ver en la siguiente tabla.

TABLA K.1.

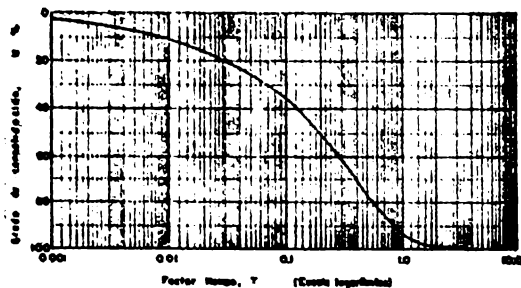
Relación Teórica U (%) — T

U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	-

T y U, están ligados íntimamente en las gráficas llamadas "Curvas de Consolidación Teóricas" en donde las ordenadas están representadas por U en % y las abscisas por T o $\log T$.



(a)



(b)

Figs. K-4a y K-4b.- Curvas teóricas de Consolidación.

Por último, se tiene que el coeficiente de permeabilidad k se puede escribir:

$$k = \frac{a_v H^2}{5 (1 + e) t_m} = \frac{a_v H^2}{5 t_m}$$

en donde:

t_m representa el tiempo transcurrido al 50% de consolidación.

También el coeficiente de permeabilidad k correspondiente a la temperatura a la que se efectúa la prueba de consolidación, se puede escribir en función del factor tiempo:

$$k = \frac{T H^2 a_v}{t (1 + e)} = \frac{T H^2 a_v}{t}$$

k está dado en cm/seg.

-----o-----

Con las fórmulas y definiciones anteriores, se puede encontrar una fórmula que nos indique el grado de asentamiento que sufre el suelo debido a una carga aplicada sobre su superficie. Esta sobrecarga generalmente se debe a las cimentaciones que soportan las estructuras, por lo que existe una íntima liga entre el análisis de asentamientos y las cimentaciones.

La fórmula que nos permita obtener el asentamiento de un estrato compresible en función de la relación de vacíos y del espesor del estrato, se puede deducir de la siguiente manera:

Supóngase que se tiene una muestra de suelo o más bien dicho, un estrato de espesor H , al cual se le aplica una -- carga repartida; entonces se le puede representar esquemáticamente como un volumen de sólidos más un volumen de vacíos, tal y como se muestra a continuación:

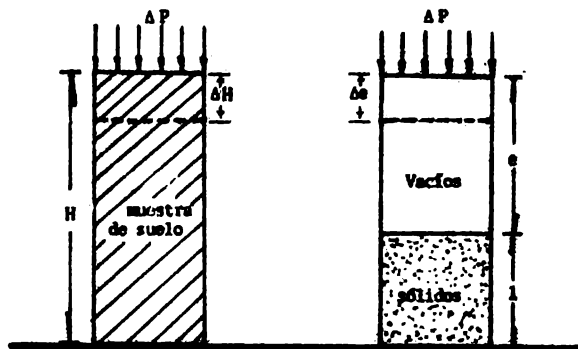


Fig. K-5.

Haciendo una relación entre la supuesta disminución de el espesor del estrato (ΔH) y el decremento de la relación de vacíos (Δe), se puede ver que:

$$\frac{\Delta H}{\Delta e} = \frac{H}{1 + e}$$

de donde

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H$$

Esta fórmula, permite el cálculo de asentamientos cuan-

do el incremento de presión es constante y la relación $\frac{\Delta e}{1+e}$ no varía apreciablemente a todo lo alto del estrato,

En el caso contrario en que el incremento de presión - y la relación $\frac{\Delta e}{1+e}$ también varíe a todo lo alto del espesor del estrato, entonces se pueden suponer pequeños asentamientos diferenciales para pequeñas profundidades.

Sea entonces

$$H = \Delta z = dz$$

$$\Delta H = \Delta dz$$

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1+e} dz$$

pero como varía también el incremento de presiones, entonces se puede escribir:

$$\Delta dz = m_v \Delta P dz$$

ya que:

$$m_v = \frac{\frac{\Delta e}{1+e}}{\frac{\Delta P}{(1+e)\Delta P}} = \frac{\Delta e}{(1+e)\Delta P}$$

por lo que integrando tenemos:

$$\int_0^H \Delta dz = \int_0^H m_v \Delta P dz$$

operando:

$$\Delta z \Big|_0^H = m_v \Delta P z \Big|_0^H$$

finalmente:

$$\Delta H = m_v \Delta P H$$

Si se pretende conocer los asentamientos en un suelo normalmente consolidado, se pueden obtener a partir de las curvas de compresibilidad, partiendo de la ecuación de pre-consolidación para la rama virgen de la curva de la gráfica siguiente:

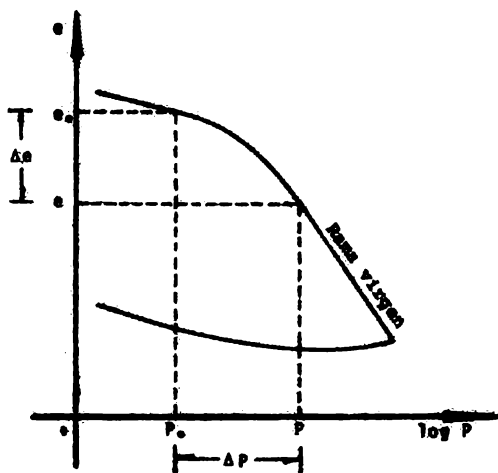


Fig. K-6.- Curva típica de compresibilidad.

en donde:

- e_0 = relación de vacíos inicial de un elemento de suelo situado a la profundidad Z (o de la muestra extraída de dicha profundidad).
- P_0 = presión efectiva del elemento de suelo a la profundidad Z .

Ahora bien, se dice que un suelo es "normalmente consolidado"

lidad", cuando la carga que soporta en la actualidad es la mayor que ha soportado desde que se formó, es decir, la carga soportada por el suelo corresponde a la carga de preconsolidación.

Por lo tanto, la rama de recompresión de una curva de compresibilidad, puede representarse en base a la figura -- K-6 mediante la ecuación:

$$e = e_o - C_s \log \frac{P}{P_o}$$

y para la rama virgen:

$$e = e_o - C_c \log \frac{P}{P_o}$$

en donde:

C_s , se denomina "índice de descarga"; y

C_c , índice de compresión o de compresibilidad, que representa la diferencia de la relación de vacíos, - entre los límites de un ciclo de una escala logarítmica; por lo que:

$$C_c = \frac{e_o - e}{\log \frac{P}{P_o}}$$

pero como:

$$e_o - e = \Delta e$$

entonces:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{P}{P_o}} \quad \Rightarrow \quad \Delta e = C_c \log \frac{P}{P_o}$$

sustituyendo en la ecuación anterior:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H$$

se tiene que:

$$\Delta H = \frac{1}{1 + e} (Cc \log \frac{P}{P_0}) H$$

de donde:

$$\Delta H = \frac{Cc}{1 + e} (\log \frac{P}{P_0}) H$$

pero:

$$\Delta P = P - P_0 \rightarrow P = P_0 + \Delta P$$

entonces finalmente:

$$\Delta H = \frac{Cc}{1 + e} H \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

Como todos los asentamientos ocurren un lapso de tiempo después de haber hecho la cimentación, y en el estudio de asentamientos siempre se trata de determinar en cuanto tiempo después puede ocurrir ese asentamiento, se ha tratado de obtener una fórmula en términos del tiempo que nos permita localizar en cualquier instante, el grado de asentamiento por consolidación del suelo. Dicha fórmula se puede escribir de la forma siguiente:

$$S_t = f = f U$$

en donde:

S_t , es el asentamiento ocurrido en cualquier tiempo --
" t ",

$p = \Delta H$ = magnitud del asentamiento; y

$U = \%$ de consolidación = $(1 - \frac{u}{\Delta p})$

en donde " u " es el exceso de presión hidrostática
y Δp es la presión que transmite la cimentación so-
bre el estrato.

por lo tanto, δ puede escribirse:

$$\delta = \Delta H \left(\frac{U}{100} \right)$$

que es el asentamiento ocurrido en un tiempo " t ".

Si se quiere calcular el tiempo o fecha en que se cons-
truyó una estructura por medio del estudio de la consoli-
dación de suelos, se procede a relacionar el porcentaje de --
consolidación " U " con el factor de tiempo " T ".

$$\text{Sean } U = \sqrt{\frac{4 T}{\pi}} \quad \text{----- (a)}$$

$$\text{y } T = \frac{t C_v}{H^2} \quad \text{----- (b)}$$

entonces:

$$U = \sqrt{\frac{4 t C_v}{H^2}}$$

elevando al cuadrado:

$$U^2 = \frac{4 t C_v}{H^2}$$

de donde:

$$t = \frac{U^2 H^2}{4 C_v} \quad \text{en función de } U.$$

Si se quiere tener el tiempo "t" en función del factor de tiempo "T", de la ecuación (b) se deduce que:

∴

$$t = \frac{T H^2}{C_v}$$

----- o -----

Todo lo anterior del tema en cuestión, se ha referido exclusivamente a los asentamientos por consolidación, sin mencionar la Teoría Elástica, que nos permitirá el cálculo de asentamientos siempre y cuando se considere al suelo como un medio homogéneo, isótropo y elástico, o sea, que cumple con la Ley de Hooke. Pero como la relación de Poisson es muy difícil de medir en la práctica, a veces se hace imposible el cálculo de asentamientos por elasticidad.

Cabe mencionar que los asentamientos por elasticidad son tan poco significativos con relación a los asentamientos por consolidación, que se pueden considerar despreciables. Por lo tanto, no se tratarán y se hará, mejor, una breve descripción de lo que son las cimentaciones, ya que estas, están íntimamente ligadas a los asentamientos, como ya se había dicho anteriormente.

Las cimentaciones se dividen en dos tipos; las superficiales y las profundas.

Las superficiales son aquellas en las que la estructura transmite inmediatamente la carga sobre la superficie -- del suelo, y se pueden clasificar a su vez, en compensadas y no compensadas.

Las compensadas son aquellas en que la carga que trans

mite la estructura se equilibra excavando en la masa - del suelo, un volumen de igual peso al de la estructura en cuestión.

Las cimentaciones no compensadas, pueden ser de tres - tipos:

- a).- De Zapatas aisladas;
- b).- Zapatas corridas; y
- c).- Losas de cimentación.

Las cimentaciones profundas, son de varios tipos, destacándose las de "pilotes", pero como esto se sale del tema que se está tratando, no se hablará más del asunto.

----- o -----

Como comentario al tema de los asentamientos, solo fai ta agregar que las fallas en las cimentaciones, se pueden o casionar por la incapacidad del suelo para resistir esfuerzos y cargas.

Se dice que existe una falla, cuando el asentamiento - es mayor que el previsto. Estas fallas se conocen con el - nombre de "fallas de proyecto" y pueden ser de dos tipos:

Falla por asentamiento y falla por deslizamiento.



A N B X O V

APENDICE "I"

TECNICAS CONSTRUCTIVAS DE LOS PAVIMENTOS TIPO TELFORD Y MACADAM

L-1.- PAVIMENTO DE TIPO TELFORD

Se deja la carretera o camino en forma de que la subrasante quede en corte, debiendo ser la profundidad de la caja, igual al espesor que se va a dar al pavimento. Conviene consolidar el fondo de la excavación compactandola con rodillos de fierro.

Algunas veces se dejan unos bordillos o sardineles - contruidos con piedras de dimensiones apropiadas.

Posteriormente, se coloca una capa de pedra grande, entre 25 y 30 cm. de espesor, acomodada a mano. Deben usarse piedras duras, no siendo conveniente la utilización de piedras calizas ni areniscas blandas.

Colocada la primera capa denominada "encachado", se procede a romper las puntas salientes y se rellenan los hugcos con piedras más pequeñas, para que quede una superficie más o menos continua, sobre la que se pasa un compactador -- de rodillos lisos de fierro que pese entre 12 y 15 toneladas. Por lo general para dejar una superficie bien compactada, se necesitan de 80 a 100 pasadas de rodillo.

Conseguida la consolidación del encachado, se pone una segunda capa o capa intermedia, de 2½ a 4 cm. en un espesor de entre 10 y 12 centímetros y se compacta lo suficiente para impedir la ascensión del agua por capilaridad.

Para la capa superior o superficie de rodamiento, se emplean materiales finos que pueden ser: Gravilla, arena arcillosa o simplemente tierra limpia no orgánica mezclada -- con cal. Estos materiales cumplen la función de relleno -- ~~que siempre~~ que siempre quedan entre las piedras apisonadas

y deben ser forzados a penetrar entre ellas, por la acción combinada del riego y la compactación.

En total el espesor que tienen estos pavimentos, varía entre 30 y 50 centímetros.

Finalmente, a la superficie de rodamiento hay que darle una pendiente transversal entre 2 y 1 %, para facilitar el escurrimiento y evacuación del agua de lluvia.

L-2.- PAVIMENTO TIPO MACADAM.

Lo fundamental de este sistema está en la utilización de solo una capa de piedra partida, con un espesor de 20 a 25 cm.

La AASHO, recomienda, para esta capa, cualquiera de las tres granulometrias indicadas en la siguiente tabla:

Material que pasa la malla	A	B	C
	%	%	%
4"	100	-----	-----
3/4"	90-100	-----	-----
3"	-----	100	-----
2 1/4"	25-60	90-100	100
2"	-----	35-70	95-100
1 1/2"	0-15	0-15	35-70
1"	-----	-----	0-15
3/4"	0-5	0-5	-----
1/2"	-----	-----	0-5

El procedimiento a seguir en este tipo de construcción es el siguiente: Excavada la caja con el bombeo correspondiente, que será igual a la que habrá de tener el pavimento en la superficie, es compactado a la mayor densidad posible. Se procede luego a esparcir el material, lo que por lo general

se hace con un esparcidor mecánico.

La compactación se hace por capas con espesores de 15 - cm. aproximadamente utilizando equipos que pesen de 10. a 15 toneladas. Por lo general, con estos compactadores, se reduce el espesor del material vertido de un 15 a 20 %.

En los casos en que sea posible, deben usarse redillos vibratorios para la compactación, recomendándose aquellos que tienen entre 2,800 y 3,000 vibraciones por minuto, ya que con estos equipos, se logran compactaciones más altas en menos tiempo, sobre todo en los materiales granulares que son los que se usan en este tipo de pavimentos.

Después de compactadas las primeras capas, se procede a poner la superficie de rodamiento, que como en el caso del pavimento Telford, estará constituida por polvo de roca, gravilla fina, arena arcillosa o simplemente tierra, que se fuerza a penetrar por la acción combinada del equipo de compactación y del riego de agua. Esta última capa, no debe de tener un espesor mayor de 2.5 centímetros.

Debido a la adición del agua para humedecer la mezcla, este tipo de pavimento también se conoce con el nombre de: Macadam hidráulico.

L-3.- FALLAS

La casi totalidad de las fallas que presentan las superficies de estos pavimentos, Telford y Macadam, se deben a fallas en los cuerpos de los terraplenes que se transmiten a las subrasantes, y que pueden evitarse mejorando o estabilizando éstas y aquellos por los procedimientos ya conocidos y los que se han hecho referencia a lo largo de este trabajo.

L-4.- CONSERVACION

Cuando se produce una falla, se procede a llenar la oquedad que se haya formado, con materiales semejantes a los que se han usado para construir el pavimento y se apisonan ya sea utili

zando un pisón de mano o equipo mecánico ligero, añadiendo y usando siempre agua para facilitar la labor de compactación.

Un defecto inherente a este tipo de pavimentos, es la formación de polvo, por carecer en su superficie de suficiente cohesión como para poder resistir satisfactoriamente el tránsito de vehículos. El remedio a este problema, es la utilización de un paliativo de polvo, entre los cuales se pueden citar los siguientes:

- A) El mantenimiento de la humedad en la superficie, lo que puede conseguirse con la aplicación de un riego de $1/2$ a $3/4$ de litro de agua por metro cuadrado. Si el viento y el calor del sol son significativos, la cantidad de agua por m^2 , debe aumentarse.
- B) El uso del cloruro de cal, por su condición de sal higroscópica, tiene buenos resultados. Su aplicación, se hace rociando las escamas del $CaCl_2$ sobre la superficie del pavimento en una proporción de 0.65 a 0.90 Kg/m^2 , en la primera aplicación y haciendo aplicaciones sucesivas cada 8, 15 y 30 días, dependiendo de la intensidad del tránsito y las condiciones climáticas, con la mitad de la cantidad referida. También puede aplicarse el cloruro de calcio, por medio del riego con una solución que se haga de 1 kilo de $CaCl_2$ por cada 10 litros de agua, aplicando el riego en cantidad tal, que quede la misma proporción de sal que se ha indicado anteriormente, por metro cuadrado.

Quando se haga el riego no debe permitirse que se formen charcos, pues con el paso de los vehículos y el tiempo, seguramente se formarán baches.

- C) El riego con diferentes productos bituminosos, ya sean asfaltos líquidos o emulsionados o alquitranes, redundará en una mejor protección para la capa superior y en general para la mejor conservación de las demás capas del pavimento.

APENDICE "M"

GUIA DE CAMPO PARA LA ESTABILIZACION DE SUELOS, CON AYUDA - DE ADITIVOS ESTABILIZADORES Y COMPONENTES DE FLEXIBILIDAD - HIDRAULICA. (CEMENTOS, CAL HIDRAULICA NATURAL Y CAL GRASA)

Los tratamientos de estabilización que a continuación se verán, se refieren a 4 tipos de suelos:

- I).- Suelo arcilloso.
- II).- Suelo normal no arcilloso no saturado.
- III).- Suelo normal no arcilloso saturado.
- IV).- Suelo heterogéneo repleto de agua.

Para cada tratamiento, es necesario realizar todo o -- parte de una serie de operaciones sucesivas numeradas del 1 al 15. En cada caso de tipo de suelo, se indican para el - tratamiento, las operaciones a realizar por el número de o- peración. Estas se especificarán en la 2ª parte en donde - bastará consultar la página correspondiente a las operacio- nes para saber el modo de operación. La 1ª parte consiste en referir el tipo de suelo y secuencia de las operaciones en el tratamiento de estabilización.

ADVERTENCIAS PRELIMINARES

- a).- La naturaleza y la dosificación de los componentes uti- lizados, deben de estar previamente determinados por - el laboratorio.
- b).- Los suelos ricos en arenas y gravas, son los más apro- piados para tratarse con cemento.
- c).- Los suelos muy plásticos (suelos arcillosos y limo-ar-

cillosos), requieren en general un tratamiento de cal grasa.

- d).- En todos los casos intermedios, el laboratorio determi
nará el componente más apropiado a utilizar.
- e).- Un tratamiento mixto (cal y cemento), puede a veces --
ser necesario, o aún puede ser la solución más favora-
ble, que un tratamiento sólo de cal hidrúlica na
tural.
- f).- Posteriormente a toda operación de mezclado, el inge--
niery, sobrestante o jefe de frente, deberá asegurarse
que:
 - 1) El suelo natural haya sido desembarazado de hierbas,
raíces, trozos de madera, hojas de árboles, tierra
vegetal, etc.
 - 2) El terreno haya sido perfilado.
 - 3) Los terraplenes hayan sido bien compactados.

LISTA DE LAS OPERACIONES SUCESIVAS

- Operación 1: Abertura del suelo.
- Operación 2: Paso de la mezcla sobre 10 cm. de profun-
didad ante incorporación de agua.
- Operación 3: Paso de la mezcla sobre el espesor del la
cho a estabilizar por secamiento del sue-
lo.
- Operación 4: Cerramiento del suelo al término de cada
jornada.
- Operación 5: Adición de la cal grasa.
- Operación 6: Adición de la cal viva.
- Operación 7: Mezclado de la cal grasa.
- Operación 8: Dejar obrar a la cal.
- Operación 9: Agregar el agua.

- Operación 10: Adición del cemento.
Operación 11: Mezclado del cemento.
Operación 12: Compactación; ante la incorporación de -
la cal.
Operación 13: Compactación (secuela).
Operación 14: Arreglo del suelo compactado.
Operación 15: Gurado.

I.- TRATAMIENTO TIPO DE UN SUELO ARCILLOSO.

Operaciones sucesivas que se deberán hacer al aplicar -
el método o tratamiento.

- 1: Abertura del suelo; haciendo incisiones con escarificadores o utilizando ripper.
- 5: Abono de la cal grasa; porcentaje por m² indicado por el laboratorio e incorporación de agua si es necesario, -
pues la cal no obrará si el suelo está seco.
- 7: Mezclado de la cal; número de pasos de mezcla, determinados sobre la marcha.
- 8: Dejar actuar la cal; de 24 a 48 horas.
- 12: Compactación de la mezcla.

II.- TRATAMIENTO TIPO DE UN SUELO NORMAL NO ARCILLOSO SIN - SATURAR.

El contenido de agua, está por debajo del óptimo Proctor.

Operaciones sucesivas.

- 1: Abertura del suelo; haciendo incisiones con escarificadores o utilizando ripper.

- 10: Adición del cemento; peso por m² indicado por el laboratorio.
- 11: Mezclado del cemento; número de pasos de mezcla a determinar sobre la marcha, escarificado graduado o rayado y compactación ligera.
- 2: Paso de mezcla sobre 10 cm. aproximadamente de profundidad.
- 9: Incorporación de agua; número de litros por m² indicado por el laboratorio de campo. Remezclado.
- 13: Compactación; número de pasadas a determinar sobre la marcha para alcanzar 95% del óptimo Proctor normal.
- 14: Escarificado o rayado en grados; del suelo mezclado y compactado.
- 15: Curado; productos de curado para un plazo breve.

III.- TRATAMIENTO TIPO DE UN SUELO NORMAL NO ARCILLOSO SATURADO.

Teniendo en cuenta un contenido de agua ligeramente a rriba del óptimo Proctor.

Operaciones Sucesivas.

- 1: Abertura del suelo; haciendo incisiones con escarificadores o utilizando ripper.
- 3: Dejar secar el suelo durante la jornada.
- 4: Volver a certar el suelo al fin de la jornada.
- 3: Al día siguiente, reabrir el suelo, medir el contenido de agua y comenzar los pasos de mezcla sobre el espesor del lecho a estabilizar. Dejar secar el suelo antes de añadir el cemento.

- 10: Adición del cemento; peso por m² previsto por el Laboratorio.
- 11: Mezclado del cemento; número de pasos de mezcla a determinar sobre la marcha y rayado en grados.
- 13: Compactación; número de pasos a determinar sobre la marcha para alcanzar el 95% del óptimo Proctor.
- 14: Rayado en grados o escarificado ligero; del suelo compactado.
- 15: Curado; utilización de productos de cera en el menor tiempo posible.

IV.- TRATAMIENTO TIPO DE UN SUELO COMPLETAMENTE SATURADO DE AGUA.

Operaciones sucesivas.

- 1: Abertura del suelo; haciendo incisiones con escarificadores o utilizando rippers.
- 6: Adición de cal viva; porcentaje en peso por m² indicado por el laboratorio.
- 12: Compactación; debido a la incorporación de la cal, la compactación debe hacerse antes y después.

----- o -----

A continuación se verán detalles de las diferentes operaciones a efectuar en el tratamiento de estabilización de suelos en el lugar.

Dichas operaciones se enlistaron en la hoja

OPERACION "1"

Apertura del suelo; haciendo incisiones con escarificadores o utilizando ripper.

Cuando se traten de estabilizar suelos muy compactos, suelos arcillosos o limo-arcillosos y suelos limosos, es recomendable abrirlos a fin de facilitar el trabajo ulterior de adición y mezclado y de mezcla respecto al eje vertical para aumentar su rendimiento.

Por otra parte, esta operación permite descubrir la presencia de bloques de piedra y guijarros de diámetro superior a los 80 mm., los cuales serán sacados para facilitar las operaciones de trabajo y éstas puedan proseguir sin ningún riesgo de deterioro al sistema de fuerza de la maquinaria empleada.

Lo que no se debe hacer:

Evitar abrir el suelo cuando amenace lluvia o tormenta, ya que si ésta última se abate sobre el suelo, el contenido de humedad aumentará rápidamente en proporciones muy variables, frecuentemente más allá de los límites del óptimo - - Proctor que rige generalmente las operaciones de estabilización.

OPERACION "2"

Pasos de mezcla sobre 10 cm. de profundidad ante incorporación de agua.

El paso de mezcla del eje vertical sobre 10 cm. de pro

fundidad aproximadamente, facilitará la penetración del agua incorporada por medio de un tanque o camión cisterna. El agua debe ser la necesaria para atender el contenido de humedad definido por el óptimo Proctor. La abertura se hará generalmente con un solo paso.

Sin embargo, si la transformación del suelo es insuficiente para la libre circulación del camión cisterna, la incorporación del agua se hará sin abertura previa del suelo en trabajo.

Es muy aconsejable trabajar el suelo en una profundidad mayor de 10 cm. a fin de evitar el hundimiento del vehículo.

OPERACION "3"

Paso de mezcla sobre el espesor del lecho a estabilizar por secado del suelo.

El paso de mezcla en eje vertical sobre el espesor del lecho a estabilizar, permitirá aerar el suelo para que el viento y el sol provoquen una rápida evaporación.

El hecho de remezclar el suelo muchas veces en la jornada, acentuará la evaporación del agua.

Si después de medir el contenido de humedad, se encuentra por encima del porcentaje deseado, se podrá volver a empezar al día siguiente con las mismas operaciones, siempre y cuando se efectue la siguiente operación.

OPERACION "4"

Volver a cerrar el suelo al final de la jornada.

El suelo no deberá jamás permanecer abierto durante la noche. Se volverá a cerrar por medio de una compactación ligera al final de la jornada, a fin de facilitar el escurrimiento de agua en caso de lluvia.

OPERACION "5"

Adición de la Cal Grasa.

(Peso por m², indicado por el laboratorio).

Por regla general, el porcentaje de cal grasa se sitúa en un rango comprendido entre 3 y 5% de peso de suelo seco.

Ejemplo 1:

Sea un suelo limo-arcilloso en el que la densidad media es de 1.8; si se ha estabilizado ese suelo para obtener un lecho compacto de 20 cm. de espesor, el peso de suelo por m² será de 360 Kg. Para una dosificación del 3%, la cantidad de cal a expandir, será de 11 Kg. por m².

En principio, el jefe de frente no tendrá que intervenir en este género de cálculos, pero es conveniente que tenga conocimiento del porcentaje de dosificación y la cantidad de suelo estabilizado. En todos los casos, el laboratorio deberá indicarle el peso de cal grasa a esparcir por m².

Partiendo de esta directriz, solo le bastará conocer la cantidad en peso del tipo de esparcido utilizado en el campo.

Ejemplo 2:

Tomando el caso de un esparcido de 3 toneladas, y suponiendo una dosificación de cal de 11 Kg/m^2 , las 3 ton. deberán ser esparcidas sobre una superficie de aproximadamente 270 m^2 .

El esparcido de la cal no se debe hacer cuando amenace una lluvia fuerte, ya que el agua puede arrastrar la cal e impedir su acción en la mezcla de suelo. Ahora bien, si la mezcla ya ha sido compactada, se puede permitir lluvias ligeras que ayudarán al humedecimiento del suelo estabilizado.

OPERACION "6"

Agregado de la Cal Viva.

(Dosificación por m^2 , indicado por el laboratorio).

Cuando el suelo está saturado, es decir, que su contenido de agua rebasa el límite de liquidéz, la utilización de la cal viva permitirá rebajar la saturación de agua debido a la fuerte elevación de temperatura que acompaña la reacción en la hidratación con agua evaporada. (El tratamiento con cal apagada, no permite reducir en gran proporción el contenido de agua, como con la cal viva).

Conociendo el contenido de agua del suelo, el ingeniero podrá evaluar la dosificación de cal por m^2 . Se admite generalmente que se puede esperar un descenso de 1.5 del peso contenido en agua por cada 1% de cal viva empleada.

En el caso de un suelo arenoso, el comportamiento del éste, será generalmente suficiente para permitir el esparcido de la cal viva mecánicamente con un esparcidor. En el caso de un suelo fino, el peso de un esparcidor mecánico está supeditado al comportamiento del suelo, por lo que se aconseja esparcir la cal viva manualmente repartiéndola en -

sacos por todo el terreno y vaciándolos, extendiendo el pro
ducto con rastras y otro sistema.

OPERACION "7"

Mezcla de la Cal Grasa.

*(Número de pasos de mezclado a determinar sobre el te-
rreno).*

El número de pasos de mezcla para obtener una buena re
partición de la cal gruesa en el suelo, está estrechamente
ligado con la naturaleza del mismo.

- a) Se determinará sobre la marcha, a fin de que la li-
ga aparente de cada partícula de suelo, quede debi-
damente envuelta, en todo el espesor a tratar.
- b) Los cortes verticales efectuados sobre el grueso --
del lecho a estabilizar, se hacen por medio de una
pala de mano; esto permitirá apreciar la homogenei-
dad de la mezcla.
- c) No es necesario pulverizar totalmente el suelo a --
tratar, pero si es necesario que no haya partículas
mayores de 5 cm. de diámetro.
- d) Salvo si la naturaleza del suelo lo permite, no se
debe mezclar directamente la cal sin haber escarifi
cado previamente el suelo.

En la operación 8, se verá que poco más o menos 24 ho-
ras después de la incorporación de la cal al suelo y remez-
clado éste con cemento, los gránulos de diámetros grandes,
se rompen o desmenuzan en partículas más finas.

OPERACION "8"

Dejar actuar la Cal entre 24 y 48 horas.

La incorporación de la cal grasa tiene por objeto hacer a los suelos plásticos menos sensibles al agua permitiendo compactarlos en buenas condiciones y por ende, hacer los más tratables.

Cuando el contenido de agua es elevado, el tratamiento con cal viva, es particularmente indicado puesto que a la disminución del contenido de agua que es apresada por la cal viva en su hidratación, se añade el agua que se evapora por la fuerte elevación de temperatura que acompaña a la reacción.

Los fenómenos de floculación, es decir, la transformación de las partículas de arcilla en partículas de naturaleza diferente, son iguales para dosificaciones en peso de cal, ya sea ésta apagada o viva, permitiendo que las mezclas de material se vuelvan mucho más manejables.

Estos fenómenos de modificación son bastante rápidos; así un suelo tratado con cal en el día, podrá ser tratado con cemento después de 24 o 48 horas. En el momento del tratamiento con cemento tras del mezclado, las partículas de suelo deben ser reducidas a una dimensión inferior a 15 mm. En caso contrario, se debe recurrir al laboratorio el cual juzgará y tomará la decisión de cuando y como seguir las operaciones.

No se debe jamás al cemento inmediatamente después de haber efectuado el tratamiento con cal. Con la cal viva, se arriesgaría a provocar una inflamación o hinchamiento del terreno ya compactado y los fenómenos de floculación no tendrían tiempo de producirse. Por lo tanto, las partículas de suelo nos reducirían a dimensiones inferiores a los

15 mm. de diámetro por lo que la mezcla de suelo-cemento - no podrá ser trabajable y mucho menos utilizable.

OPERACION "9"

Agregado de Agua.

(Número de litros por m², indicado por el laboratorio).

El agregado de agua a las mezclas de suelo-cal y suelo-cemento, se efectúan por medio de camiones cisterna o pipas. Se debe tener en cuenta la temperatura ambiente.

La cantidad de agua a derramar sobre el suelo puede variar en grandes proporciones por lo que el laboratorio indicará los litros de agua a derramar por m² para alcanzar el grado óptimo. Para ésto, se efectúa un estudio del contenido de agua del suelo natural el día del tratamiento. Conociendo el peso volumétrico seco del material compacto, se -determina el contenido de agua óptimo de ese suelo y se calcula el número de litros faltantes a derramar por m², en -- función del espesor a tratar.

No se debe derramar el agua sobre un suelo que no haya sido abierto y mezclado por lo menos en 10 cm. de profundidad, ya que el agua no penetrará y se chorresará por la superficie. Sin embargo, si la abertura en el suelo es insuficiente a la libre circulación de las pipas, el agregado de agua se puede hacer sin la abertura previa del suelo a mezclar.

OPERACION "10"

Adición del cemento.

(Dosificación en peso por m², indicado por el laboratorio).

Por regla general, el porcentaje de cemento que se aña de al suelo, está comprendido en un rango entre 6 y 10% del peso del suelo seco. En casos particulares, ese porcentaje podrá alcanzar hasta el 15%.

Ejemplo 1:

Si se estabiliza un suelo que tiene una densidad de 1.85 (suelo seco), para obtener un lecho compacto de 20 cm. de espesor, el peso de suelo seco por m² será de 370 Kg. Pa ra una dosificación de 7%, la cantidad de cemento por aña-dir, será de 26 Kg/m².

En todos los casos, el laboratorio deberá indicar el % en peso de cemento a esparcir por m². Partiendo de esta di rectriz, el Ingeniero o jefe de frente, deberá conocer el principio para poder estimar y conocer el contenido en peso del estabilizador a derramar y el tipo de esparcidor que de berá utilizar.

Ejemplo 2:

Sea el caso de un esparcidor de 3 toneladas de capa cidad; suponiendo una dosificación en cemento de 26 Kg/m², las 3 toneladas de cemento deberán ser esparcidas sobre una superficie de: $(3 \times 1\,000 + 26) = 116 \text{ m.}$ Si el expandido - se hace sobre 2 m. de largo, las 3 ton. de cemento serán re partidas en 58 m. de longitud.

No se deberá esparcir el cemento si hay amenaza de llu via o mal tiempo, ya que el agua de lluvia aumentaría consi

derablemente el contenido de agua del suelo, generando una compactación más enérgica, provocada por la inmovilización del compactador por defecto de adherencia de las ruedas sobre el suelo en el que la superficie se volviera resbaladiza. Esta inmovilización del material, arrastraría la pérdida del cemento ya que al humedecerse en demasía, baja el revenimiento de la mezcla y el fraguado normal no se lleva a cabo. Por lo tanto, después de 3 horas de puesto en obra, el cemento pierde rápidamente las propiedades y la posibilidad de recompactar la mezcla, se elimina.

OPERACION "11"

Mezclado del Cemento.

El número de pasos de mezcla en eje vertical para obtener una buena repartición del cemento en el suelo, está estrechamente ligado a la naturaleza del mismo. Los pasos se determinarán sobre la marcha y en la obra a fin de que el aglutinante envuelva cada partícula de suelo y éste adquiera la flexibilidad o rigidez deseada en el espesor a tratar.

Los cortes verticales efectuados sobre el espesor del lecho a estabilizar y realizados con una pala de mano, permitirán apreciar la homogeneidad de la mezcla.

Después de constatar la homogeneidad de la mezcla, la operación de mezclado será considerada como terminada, a -- condición de que cada partícula de suelo sea reducida a una dimensión inferior a 15 mm. En caso contrario, la mezcla - deberá continuarse.

Desde el fin del mezclado y antes de la operación de - compactaje, se ejecutará un rayado graduado (escarificado - superficial), a fin de repartir sobre el camino, el mate---

rial suelto de suelo-cemento que el mezclador tenga tendencia a lanzar fuera del arroyo.

El ingeniero o jefe de frente, observará cuidadosamente la homogeneidad de la mezcla, así como la pulverización de las partículas, ya que una mala mezcla, con partículas mayores de 1.5 cm., darán después de la compactación, un suelo-cemento heterogéneo.

OPERACION "12"

Compactación tras la incorporación de la Cal.

El material producto de la mezcla de suelo y cal, será compactado por medio de equipo compactador de neumáticos y peso mínimo de 11 toneladas, con presión regulable en las llantas.

La compactación de suelos arcillosos o limo-arcillosos con cal, permitirá hacer buenos cerramientos y apretar muy bien el terreno, luego de aplastar los gránulos formados por el paso de mezcla y de facilitar la difusión de la cal en el material.

Durante la operación, no se buscará alcanzar el 95% del Óptimo Proctor, pero sí obtener una buena presión del suelo, para evitar las infiltraciones de agua en exceso debidas a la lluvia, durante procesos intermedios en la operación.

No debe descuidarse cerrar el suelo durante el proceso de compactación al término de cada jornada, ya que si la lluvia sorprende durante la noche, los daños que se ocasionen al terreno pueden ser muy graves y perder todo lo hecho anteriormente.

OPERACION "13"

Secuela de Compactación.

(Número de pasadas a determinar sobre la marcha, para alcanzar el 95% del Óptimo Proctor!).

El equipo con rodillos neumáticos conviene en general para la compactación del suelo-cemento y suelo-cal, para -- tratar de alcanzar un máximo de 95% del Óptimo Proctor con el mínimo de pasadas. Este número de pasadas de neumáticos, será determinado sobre la marcha después de medir en el lugar, la densidad del suelo.

Un densitómetro de membrana, permitirá medir rápidamente esta densidad. Si se comprueba que es inferior a 95%, - la operación debe seguirse hasta alcanzar el 95% óptimo, a fin de definir el mínimo número de pasadas.

Se preguntará ¿Por qué compactar al 95% y no al 100% - que es la compactación óptima?. Pero hay que tener en cuenta que el suelo que se está tratando, no reúne las condiciones necesarias de compresibilidad, estabilidad y permeabilidad, por lo que ha sido necesario estabilizarlo y obtener - los máximos beneficios posibles, y la compactación al 100% del Óptimo Proctor no es una de sus características principales.

En el curso de la jornada, las medidas de densidad en el lugar, serán efectuadas regularmente para controlar la eficacia de la compactación.

La ausencia de vigilancia durante la compactación por parte del ingeniero o jefe de frente, puede ser perjudicial a determinado tiempo en el comportamiento de la estructura del pavimento, ya que, una insuficiencia de compactación, - daría por resultado un suelo vulnerable al agua o al hielo, poco resistente a la circulación de vehículos y se forma-

rían huecos en la masa de suelo (conocidos en el argo de caminos por "nidos de gallina") debido al arrastre de las partículas de suelo por ser éste muy permeable y tener gradientes críticos.

OPERACION "14"

Acabado del Suelo Trabajado. (Escarificado y nivelación).

El compactado del suelo por medio de equipo mecánico, ya sea neumático o de rodillos lisos de fierre, deja irregularidades en la superficie, tal como marcaduras de las ruedas de las aplanadoras y pequeños lomos causados por la separación de las llantas en los neumáticos.

Un rayado de la superficie en grados (escarificado), - permitirá paliar este inconveniente cuando se tenga que trabajar con suelos gruesos. En el caso de suelos finos, una buena graduación de los materiales, redundará en un acabado de la superficie muy plano y de buena textura.

El resultado será más difícil de obtener, si se encuentran elementos o partículas gruesas hundidas a ras en el suelo. Por lo tanto, será necesario verificar que la cuchilla de la motoniveladora (motoconformadora) no remolque estas partículas, a fin de evitar la creación de ranuras más o menos profundas en la superficie.

A fin de no retardar la acción del cemento en el suelo, la nivelación y escarificado de las mezclas de suelo-cal y suelo-cemento, deben seguirse inmediatamente a la operación de mezclado ya que, si la compactación no se hace inmediatamente después de armar la base o tramo, se corre el peligro de que el material desplazado por la cuchilla niveladora, -

quede perdido e inutilizable.

OPERACION "15"

Procedimiento de Curado.

Para proteger al suelo estabilizado, contra una dese-
cación rápida motivada por el viento y el sol, debe asegurar-
se el cierre del suelo con una emulsión ácida de asfalto dil-
uido, a razón de 1 litro por m^2 ; y una adición de arena fi-
na y graduada a razón de aproximadamente 8 litros por m^2 .

Esta operación, se debe ejecutar inmediatamente de ha-
ber obtenido la compactación final deseada. No se debe de-
jar jamás pasar el tiempo de curado, ya que una dese-
cación rápida del suelo, llevará pérdida de resistencia a la ten-
sión y compresión, por el endurecimiento del cemento o la -
cal en todo el espesor del tramo de camino que se está esta-
bilizando.

Como la acción del cemento en el suelo tarda un poco -
en comenzar su absorción, sobre todo en los primeros centí-
metros de la superficie, el suelo estabilizado se debe de -
proteger, curándolo, ya que al mínimo pase de un vehículo,
esta parte del suelo perderá su cohesión.

Por lo tanto, no se debe abrir el camino a la circula-
ción por lo menos durante 14 días, para que los estabiliza-
tes cumplan su cometido y así poder asegurar una mejor re-
sistencia a la circulación vehicular.



BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

PRINCIPIOS DE GEOLOGIA Y GEOTECNIA PARA INGENIEROS.

Dimitri P. Kryniak y William R. Judd.

3a. Edición, Ed. OMEGA Barcelona, España 1972.

MECANICA DE SUELOS. Tomos I y II

Bulacio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.

1as. Ediciones, Ed. LIMUSA México, D. F.

Tomo I - Fundamentos de la Mecánica de Suelos.

Tomo II - Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos..

MECANICA DE SUELOS.

T. W. Lambe y R. V. Whitman.

1a. Edición, Ed. LIMUSA, S. A. México, D. F. 1974.

TRATADO DE CONSTRUCCION.

Propiedades de los Materiales Aglomerantes: Fabricación, aplicaciones y usos.

Antonio Miguel Saad.

6a. Edición, Ed. C.E.C.S.A. Barcelona, España 1971.

EN EL MUNDO DE LA INGENIERIA CIVIL

Neil P. Ruzic.

1a. Edición, Ed. Herrero Hermanos, S. A. México Julio de 1965.

MATERIALES DE CONSTRUCCION.

Félix Orús Asso.

7a. Edición, Ed. DOSSAT, S.A. Madrid, España 1965

PRINCIPLES OF PAVEMENT DESIGN.

E. J. Yoder.

5a. Edición, John Wiley & Sons, Inc.

New York, U.S.A. Febrero 1967.

ASPHALT PAVEMENT ENGINEERING.

Hugh A. Wallace y J. Rogers Martin

McGraw-Hill Book Company New York 1967.

THE GEOMETRIC DESIGN OF MODERN HIGHWAYS.

John Hugh Jones.

E. & F.N. SPON LTD Bds. London 1961.

SOIL STABILIZATION.

Principles and Practice.

O. G. Ingles and J. B. Metcalf.

A Halsted Press Book. Sydney Australia.

1a. Edición, John Wiley & Sons. Toronto, Canada 1971.

EL HUNDIMIENTO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

Nabor Carrillo. Div. de Est. Sup. de la Fac. de Ing.

U.N.A.M. México. Dic. de 1969.

FACTORS THAT INFLUENCE FIELD COMPACTION OF SOILS.

A. W. Johnson and J. R. Sallberg.

Bolletín 272 Highway Research Board.

Washington, D. C. U.S.A. 1960

TECHNIQUES FOR COMPACTION CONTROL.

Eldun J. Yoder. Div. de Est. Sup. de la Fac. de Ing.

U.N.A.M. México. 1976.

DESIGN OF FUNCTIONAL PAVEMENTS.

Mat C. Yang.

McGraw-Hill, Inc.

New York, U.S.A. 1972.

TRANSPORTATION ENGINEERING JOURNAL.

William W. Hay.

John Wiley and Sons, Inc. New York. 1962.

STRESS DISTRIBUTION IN EARTH MASSES.

HRB Bolletín 342. 1962.

PRUEBAS A.A.S.H.O.

Revista Ingenieria. Abril 1965.

LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES.

Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. Tomos I y II.

2a. Edición, Ed. LIMUSA. México, D. F. 1976.

ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS.

Conclusiones del 1er. Seminario de Pavimentos de la Secretaría de Obras Públicas.

México. Febrero de 1975.

Ponentes: Ing. Guillermo Villegas Arreaga.

Ing. Miguel de Jesús Quintero Nárez.

NOTAS SOBRE MECANICA DE SUELOS, APLICADA A LA CONSTRUCCION DE CAMINOS, AEROPISTAS Y VIAS TERRESTRES.

Ing. Enrique Taméz G.

Biblioteca de la Facultad de Ingenieria de la U.N.A.M.

FUNDAMENTALS OF SOIL MECHANICS.

Donald M. Taylor.

John Wiley & Sons, Inc. 9a. Edición.

New York, U.S.A. 1956.

FUNDAMENTAL PRINCIPLES OF SOIL COMPACTATIONS.

R. R. Proctor.

Eng. News-Record. Aug-Sept. 1933.

PROCEEDING OF THE SOIL STABILIZATION.

Massachusetts Tecnological Institute Conference. 1952.

SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE.

Karl Terzaghi y Ralph B. Peck.

2a. Edición, John Wiley & Sons, Inc. New York. 1967.

INGENIERIA DE CARRETERAS Y AEROPUERTOS.

Adrian R. Legault.

Cia. Edit. Continental, S.A. 1a. Edición, México 1962.

TERRAPLENES.

Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cementaciones.

México, D. F. Septiembre de 1959.

COMPACTACION DE TERRENOS, TERRAPLENES Y PIEDRAPLENES.

(Teoría y Práctica).

Francisco Arredondo y Verdú

Francisco Gimenes Martín

José A. Jiménez Salas

Olegario Llamazares Gómez

Gonzalo de Navacerrada Farías

Mariano Sendín y P. Villamil

Edits. Técnicos Asociados. 1a. Edición.

Madrid-España 1970.

INJECTION DES SOLS.
Tomo II Applications.

Henri Cambefert

Editions Eyrolles, Paris, France 1964.

FUNDAMENTALS OF TRANSPORTATION ENGINEERING.

Robert. G. Hennes y Martin I. Ekse.

McGraw-Hill Book Company, Inc. New York, U.S.A. 1955.

EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

Raúl J. Marsal y Marcos Masari.

Fac. de Ingeniería, U.N.A.M. México 1969.

INGENIERIA DE CARRETERAS.

Clarkson H. Olesby y Laurence I. Hennes.

Cia. Edit. Continental, S.A. 2a. Edición. México 1969.

HIGHWAY ENGINEERING.

Robert Ashworth.

Heinemann Educational Book. LTD. London 1960.

INGENIERIA DE LA ARCILLA.

Dresser.

Biblioteca de la Fac. de Ingeniería de la U.N.A.M. México.

MECANICA DE SUELOS.

Instructivo para ensayo de suelos.

Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Dirección de Proyectos del Departamento de Ingeniería Experimental.

Dirección General de Planeación y Dirección de Información.
México, D. F. 1967.

MANUAL DEL ASFALTO.

The Asphalt Institute.

**1a. Edición, Ediciones URMO Ed. Prens. Balboa, España
1973.**

ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION.

Partes Primera, Segunda, Cuarta y Octava.

Secretaría de Obras Públicas.

Cuarta Edición. México. 1971.

APUNTES DE LA CLASE DE CARRETERAS.

Prof. Ing. Bernardo Manuel Sarmiento.

Fac. de Ingeniería, U.N.A.M. México 1975.

CAL Y CENIZAS VOLANTES COMO MEDIOS ESTABILIZADORES.

Ing. Manuel Mateos.

Investigaciones sobre Estabilización de Suelos.

Revista: Ingeniería Internacional; Construcción.

Octubre de 1965.

ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL Y MINERALES DE ARCILLA.

Dr. Raúl V. Felder.

V Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito.

Córdoba, Argentina. Noviembre de 1964.

LIME STABILIZATION CONSTRUCCION.

National Lime Association.

Washington, D. C. U.S.A. 1965.

FLEXIBLE PAVEMENT DESIGN GUIDE.

Chester McDowell.

Bulletin 327 Nacional Lime Asociación

Washington, D. C. U.S.A. 1973.

LAS CARRETERAS MODERNAS.

E. Newmann.

Ed. Labor, Barcelona, España.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

Ventura Escario y J. L. de Justo Alpañés.

Ed. Dossat, S.A. Madrid, España.

PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS MODERNAS.

John Hugh Jones.

**2a. Edición, Cía Editorial Continental, S. A.
México, D. F. 1970.**

PAPERS ON ROAD AND PAVING MATERIALS.

Special Technical Publication N° 309

American Society For Testing and Materials.

Atlantic City, N.J. U.S.A. Junio de 1961.

APUNTES DE LA CLASE DE PAVIMENTOS.

**(Impartida en la División de Estudios Superiores de la Fac.
de Ingeniería de la U.N.A.M.; por el Prof. Ing. Santiago Co
rro Caballero, en el 1er. Semestre de 1976).**

GUIDE DE CHANTIER.

Stabilisation des sols en place a l'aide de liants hydrauliques.

(Ciments, Chaux hydraulique naturelle, Chaux grasse).

**Syndicat National des Fabricants de Ciments et de Chaux.
Paris, France.**

PRONTUARIO DE LA ASIGNATURA DE PAVIMENTOS.

Manuel Enrique Echegaray del Solar.

Fac. de Ingeniería Civil, U.N.I.; Lima, Perú.

Ed. Lumen, S. A. Lima, Perú 1962.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE LA SEGUNDA CONFERENCIA IN-
TERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, Vol. V,
Rotterdam, 1948. *

BASIC PRINCIPLES OF THE SCIENCE AND OF THE ART OF SOIL STA-
BILIZATION.

H. P. Winter-Korn. *

* (Biblioteca de la División de Estudios Superiores de la -
Fac. de Ingeniería de la U.N.A.M.).

PISTA CIRCULAR PARA EL ENSAYE DE PAVIMENTOS.

Santiago Corro Caballero.

Informe N° 202; Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
México, D. F. 1968.

INDICE

INTRODUCCION	I
OBJETIVOS	V
I EL SUELO Y COMO SE FORMA	1
1) Tipos de Suelos	1
2) Suelos Residuales	1
3) Suelos Transportados	2
4) Mecanismos de Ataque	5
5) Suelos Orgánicos e Inorgánicos	7
6) Identificación y Clasificación de los Suelos	7
7) Los Suelos Gruesos	8
8) Los Suelos Finos	10
II PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS	14
1) Propiedades Índice	14
2) Granulometría	22
3) Plasticidad	28
III ESTABILIZACIÓN	35
1) Formas de Estabilización y Estabilización <u>propia</u> <u>te dicha</u>	37
2) Propiedades Mecánicas del Suelo	38
3) Capacidad de Carga	50
IV TEORIAS SOBRE LA MECANICA DE ESTABILIZACION	56
1) Estabilización Mecánica o Física	60
2) Estabilización Química	61

ESTABILIZACION MECANICA	65
1) Introducción	65
2) Compactación	67
3) Compactación de Terraplenes y Bases	79
4) Pruebas de Compactación	83
5) Factores que Afectan a la Compactación Dinámica	93
6) Precarga	94
7) Drenaje	98
 ESTABILIZACION CON CAL	 100
1) Sinopsis Histórica	100
2) Obtención de la Cal, Características y Propiedades	100
3) Acción Pozzolónica	101
4) Estabilización con Cal	102
5) Acción de la Cal en la Fracción Arcillosa del Suelo	106
6) La Cal y Cenizas Volantes (Flyash) como Medio Estabilizador	111
7) Estabilización con Silicatos de Sodio	123
8) Efectos de la Cal en la Estabilización de Suelos	124
 ESTABILIZACION CON CEMENTO	 129
1) Generalidades	129
2) Utilización	131
3) Propiedades	133
4) Aplicaciones	135
5) Construcción y Métodos	136
6) Recomendaciones en el Uso del Suelo-Cemento	140
7) Resumen	143
 ESTABILIZACION CON MATERIALES BITUMINOSOS	 145
1) Los Materiales Bituminosos	145

2) Clasificación de los Materiales Bituminosos	147
3) Tipos de Suelos	152
4) Criterios de Diseños	153
5) Dosificación de los Aditivos en el Suelo	154
6) Problemas, Objetivos y Condiciones para la Estabilización	156
7) Estabilización con Aceite	158
8) Estabilización con Membranas	158
IX ESTABILIZACION CON AGENTES "RETENEDORES DE AGUA"	162
1) Estabilización con Cloruros de Sodio y de Calcio	162
2) Utilización del Cloruro de Calcio	164
3) Uso del Cloruro de Sodio	165
4) Propiedades	165
5) Comportamiento en Suelos Congelados	168
6) Conclusiones	169
X PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	171
1) Generalidades y Principios	171
2) Equipo de Construcción	172
3) Procesos de Construcción	197
4) Estabilización con Cemento y Cal	202
5) Estabilización con Materiales Bituminosos	203
6) Estabilización con Cloruros	203
XI INTRODUCCION A LOS PAVIMENTOS	205
1) Definiciones	206
2) Historia de los Pavimentos	207
3) Clasificación de los Pavimentos	215
4) Estructuración de los Pavimentos	216
5) Principios Básicos de Diseño	231
6) Diseño de Pavimentos Flexibles	246
7) Diseño de Pavimentos Rígidos	265

XII LA ESTABILIZACION Y SU RELACION CON LOS PAVIMENTOS -- 289

1) Pavimentos Estabilizados	289
2) Estabilización por Mezcla de Suelos	290
3) Terraplenes de Arcilla Estabilizados con Cal	294
4) Mejoramiento de los Pavimentos, con Arcilla como A- glutinante	299
5) Procedimientos Constructivos	302
6) Diseño de una Mezcla de Suelos	305
7) Cálculo del Espesor de un Suelo Estabilizado	306
8) Pavimentos Estabilizados con Cal y Cemento, en Cd. Netzahualcóyotl	308

XIII RESUMENES Y CONCLUSIONES 329

1) Los Materiales Constitutivos del suelo y los Aditi- vos Estabilizadores	329
2) Los Pavimentos y su Comportamiento como Estructuras Estabilizadas	339
3) Evaluación Final	350

----- o -----

ANEXO I

Apéndice A: Los Minerales de la Arcilla en el Suelo.---- VII

**Apéndice B: Obtención de los Diámetros de las Partículas
muy Finas de un Suelo, Mediante la Determina-
ción de una Curva Granulométrica por Medio -
del Hidrómetro ----- XVI**

ANEXO II

**Apéndice C: Tablas del Sistema Unificado de Clasifica- -
ción de Suelos (S.U.C.S.) ----- XXIV**

Apéndice D: Cuadros de Clasificación de los Suelos, Propiedades y Usos	XXXII
--	-------

ANEXO III

Apéndice E: Determinación del Límite Líquido	XXXVI
Apéndice F: Determinación del Límite Plástico	XLV
Apéndice G: Determinación del Límite de Contracción --	XLIX
Apéndice H: La Carta de Plasticidad	LV

ANEXO IV

Apéndice I: El Fenómeno de la Consolidación	LXI
Apéndice J: Obtención de las Curvas de Consolidación en el Laboratorio	LXV
Apéndice K: Análisis de Asentamientos	LXXV

ANEXO V

Apéndice L: Técnicas Constructivas de los Pavimentos Tipo Telford y McAdam	XCI
Apéndice M: Guía de Campo para la Estabilización de Suelos, Con Ayuda de Aditivos Estabilizadores y Componentes de Flexibilidad Hidráulica, - (Cementos y Cales)	XCV

----- o -----

XIV BIBLIOGRAFIA	CXIII
------------------------	-------