

881215

9
24

UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA
CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



VINCE IN BONO MALUM

PROCEDIMIENTOS PARA EL MEJORAMIENTO DE SUELOS DE CIMENTACION

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
MARCO LEOPOLDO SILVA HOLT

MEXICO, D. F.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1988.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	P A G.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I	SUELOS COLAPSABLES
I.1	Mecanismo de Colapso..... 10
I.2	Métodos de Cuantificación del Colapso..... 13
I.3	Identificación de Suelos Colapsables..... 15
I.4	Cimentaciones en Suelos Colapsables..... 18
I.4.1	Densificación de Suelos por medio de Explosivos..... 22
I.4.1.1	Explosivos y su Uso..... 24
I.4.1.2	El Suelo por Densificar..... 27
I.4.1.3	Estratigrafía General y Geometría del Depósito..... 29
I.4.1.4	Instrumentación y Evaluación del Método..... 31
CAPITULO II	SUELOS EXPANSIVOS
II.1	Mecanismo de Expansión y su Cuantificación..... 35
II.2	Identificación de Suelos Expansivos..... 40
II.3	Cimentaciones en Suelos Expansivos..... 44
CAPITULO III	ZONAS MINADAS
III.1	Investigación de Cavidades..... 53
III.2	Estabilidad de Terrenos Minados..... 62
III.3	Cimentaciones en Terrenos Minados..... 68
III.3.1	Relleno de Cavidades e Inyección..... 69
III.3.2	Excavación y Relleno Compactado.....
III.3.3	Refuerzo de Bóvedas y Protección Contra Intemperismo..... 82
CAPITULO IV	RELLENOS HETEROGENEOS Y BASURAS
IV.1	Cimentaciones en Materiales de Relleno..... 85
	89

	PAG.	
CAPITULO V	SUELOS BLANDOS Y DE BAJA COMPACTIDAD.	92
V.1	Cimentaciones en Suelos Blandos	95
V.1.1	Procedimientos de Drenado.....	105
V.2	Cimentaciones en Suelos de Baja compactad.....	110
V.3	Aplicación de la Vibroflotación a Suelos Cohesivos.....	122
V.4	Procedimientos Aplicables a Suelos Sueltos y Blandos.....	124
CAPITULO VI	METODOS DE ESTABILIZACION	142
VI-a	METODO DE ESTABILIZACION CON CEMENTO.	146
VI-a.1	Tipos de Mezcla Suelo-Cemento	
VI-a.2	Requerimientos de Cemento.....	150
VI-a.3	Pruebas de Laboratorio.....	151
VI-b	METODO DE ESTABILIZACION CON CAL	163
VI-b.1	Tipos y Grados de la cal.....	166
VI-b.2	La importancia del tamaño de los particulas y de la relación Superficie-Volumen.....	167
VI-b.3	Efectividad del Tratamiento con cal.....	168
VI-b.4	Areas de aplicación.....	174
VI-b.5	Recomendaciones.....	179
VI-b.6	Importancia de las Pruebas de Laboratorio en Suelos Estabilizados con Cal y Cemento Portland que también contienen aditivos alcalinos, salinos y otros.....	180
VI-b.7	Pruebas de Laboratorio en Especímenes Estabilizados con Cal..	182
VI-c	METODO DE ESTABILIZACION CON ASFALTO	185
VI-c.1	Materiales Bituminosos	187
VI-c.2	El Arte y la Ciencia de la Estabilización Bituminosa.	193
VI-c.3	Pruebas de Laboratorio para Suelos Estabilizados con Betón....	198
VI.1	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	202
VI.1.1	Disgregación.....	203
VI.1.2	La Fase de Mezclado.....	206
VI.1.3	Compactación.....	211
VI.1.4	Curado.....	214
RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		215

INTRODUCCION

Cuando el hombre primitivo adoptó una tendencia sedentaria y al mismo tiempo empezó a formar civilizaciones, entonces se dieron las condiciones propicias para el desarrollo de técnicas de construcción de viviendas, templos y todo tipo de edificaciones en general, que indiscutiblemente tenían que descansar sobre el suelo.

Con el tiempo, el hombre llegó a darse cuenta de la influencia que tiene el terreno de apoyo sobre las construcciones, desde entonces, la capacidad de los suelos para soportar cargas y su comportamiento a través del tiempo, ha sido una cuestión fundamental para poder tratar con el problema de las cimentaciones de una manera racional.

En la actualidad, gracias a la Mecánica de Suelos y a todas las aportaciones que al respecto han hecho diversos grupos técnicos afines a la Geotecnia y a la Ingeniería, se ha hecho posible una mejor comprensión de los factores que definen el comportamiento del suelo y la determinación de sus propiedades mecánicas como fundamento para las aplicaciones ingenieriles, ya que es a partir de estas últimas que se establece la diferencia entre un "buen" suelo de cimentación y uno "malo", refiriéndose a términos de estabilidad y deformación en el proyecto y comportamiento de una estructura y de su cimentación.

El objetivo de esta tesis es el de hacer una exposición acerca de los principales tipos de suelos de cimentación que presentan problemas, de su identificación y de los diferentes procedimientos constructivos y de tratamiento con los que se cuenta en la actualidad para mejorarlos; ésto con el fin de proporcionar un panorama general de problemas y soluciones alternativas, para brindar orientación y facilitar al ingeniero recién egresado la toma de decisiones. El desarrollo del tema está enfocado a las mejorías que pueden lograrse directamente sobre las propiedades del suelo y no al uso de estructuras complejas de cimentación como alternativas para contrarrestar sus deficiencias.

El trabajo se encuentra conformado por seis capítulos, que corresponden a seis grupos de suelos que presentan problemas para la estabilidad y buen comportamiento de las edificaciones apoyadas sobre ellos, más un sexto capítulo conteniendo tres métodos de estabilización química, por ser ésta aplicable a varios de los grupos.

En cada uno de los capítulos se hace una breve descripción del comportamiento del suelo, de los problemas o peligros que pueda provocar en la cimentación de su origen y los métodos de identificación; posteriormente se describen los métodos de mejoramiento, así como su aplicación y evaluación.

En la última parte, que corresponde a las conclusiones, se presenta una tabla que conjuga a los seis grupos de suelo de cimentación, cada uno con los métodos de mejoramiento que le sean aplicables.

El presente trabajo de tesis, pretende ser una guía sencilla rápida y accesible, para la aplicación de soluciones a los problemas que se presentan con suelos de cimentación en el campo.

CAPITULO I
SUELOS COLAPSABLES

Se denominan suelos colapsables aquellos que tienen la propiedad de que al aumentar su porcentaje de humedad, sufren una pérdida importante de la resistencia al corte, en forma más o menos súbita, acompañada de deformaciones cuya magnitud dependerá de las cargas que esté soportando el suelo, y de sus propias características, como son relación de vacíos, distribución granulométrica, composición mineralógica, historia de esfuerzos, etc.

El origen de este tipo de suelos es muy variado desde el punto de vista geológico. Se encuentran suelos colapsables en depósitos eólicos, aluviales, coluviales, corrientes de lodos; de suelos residuales e inclusive en rellenos artificiales.

Pueden dividirse según su origen, en dos categorías:

1) arenas; 2) limos y loess

ARENAS

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

Suelos de origen eólico, con alta relación de vacíos, no saturados, ligeramente cementados por deposiciones entre las superficies de contacto de las partículas; pueden sufrir colapso bajo saturación o bajo carga y saturación.

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

LIMOS Y LOESS

El depósito clásico representativo de este tipo de suelos, que cubre extensas áreas de Europa, Asia y América del Norte es el "loess", que es un limo transportado por el viento y depositado en estado suelto, el cual presenta una ligera cementación que se anula al saturarse, bajo carga o ambas.

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

Como se puede observar, los orígenes de los suelos colapsables son muy diversos, así como los climas donde se presentan, aunque tienden a ser más frecuentes en las zonas áridas del planeta.

Específicamente en las ciudades de Hermosillo y Ciudad Obregón en el Estado de Sonora, existen suelos colapsables. Se sabe además de la presencia de ellos en otras partes de la República, como Mazatlán, Ahome, Escuinapa y Rosario, del estado de Sinaloa.

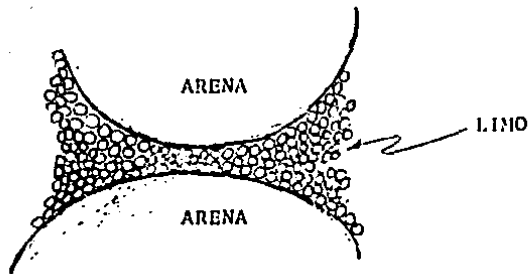
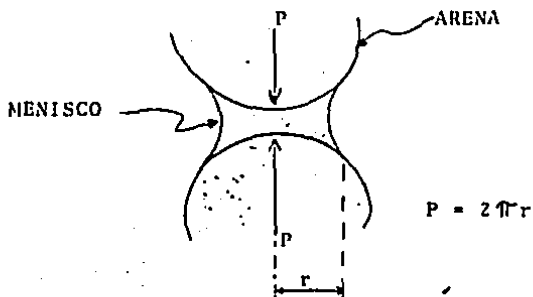
En la mayoría de los casos las partículas que constituyen este tipo de suelos son redondeadas y del tamaño del limo, pero pueden presentarse casos en los cuales existen arcilla y hasta boleos.

Para que un suelo sea colapsable, se requieren, entre otras, dos condiciones, una estructura abierta y un contenido de agua menor que el de saturación. Qué tan abierta debe ser la estructura y que tan parcialmente saturado ha de estar el suelo, son factores que varían de un depósito a otro según su origen y de acuerdo a los procesos geológicos a que haya estado sometido.

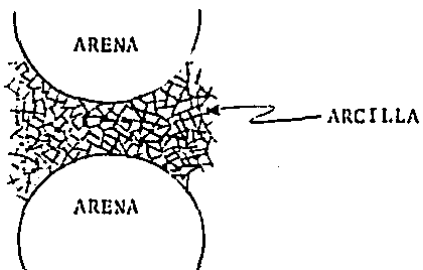
La estructura abierta es posible, a causa de que entre las partículas de suelo existen fuerzas capaces de mantenerlas en equilibrio formando estructuras del tipo de panal. Estas fuerzas ante la presencia de agua desaparecen o disminuyen provocando el colapso de la estructura.

Las fuerzas de liga entre partículas pueden deberse a varios factores. Uno de ellos es la tensión capilar que provocan los meniscos formados al evaporarse el agua, despues de llegar el suelo a su limite de contracción, los cuales se desarrollan en los huecos dejados por partículas, ya sea de arena o limo.

Es posible también que su origen esté en los cementantes químicos como óxidos férricos, carbonatos, que pudiera haber en los suelos.



Cuando existen arcillas, las fuerzas de liga originadas por atracciones moleculares, fuerzas de Vander Waals y osmóticas pueden ser importantes, propiciando la formación de estructuras flocculadas que llegan a envolver a los granos de mayor tamaño.



El tipo de estructura que presente un depósito influirá en la magnitud del colapso y dependerá del proceso de formación del suelo. Por ejemplo: los de origen eólico, dependiendo de su granulometría, deberán su estructura a la acción de las fuerzas de tensión capilar, a las ligas entre partículas de arcilla, o bien como es frecuente, a cementantes químicos introducidos inclusive después de haberse depositado.

La presencia de la arcilla en los suelos colapsables puede tener dos orígenes: por autogénesis o por depositación. Por autogénesis, cuando por ejemplo, en los suelos residuales la alteración de feldespatos en presencia de agua produce partículas de arcilla que establecen contactos iónicos

agrupándose éstas paralelamente y llegando a establecer fuertes ligas cuando se secan los depósitos. Estos mismos depósitos pueden sufrir efectos de lavado al infiltrarse el agua y propiciar arreglos de las partículas arcillosas en forma de castillo de naipes, entre los granos de mayor tamaño, lo que junto con los efectos capilares establece las ligas colapsables.

Cuando por ejemplo la depositación de los sedimentos se hace bajo condiciones de alto contenido de agua, como es el caso de los depósitos de llanura de inundación o inclusive en la base de abanicos aluviales, las partículas más gruesas quedan envueltas en arcilla que al secarse presenta estructuras abiertas.

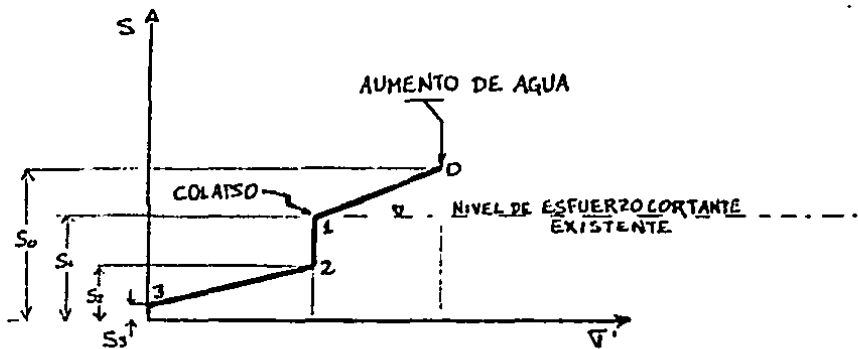
Este tipo de depósitos de llanura de inundación es frecuente en la zona noroeste de la República, en la que también existen depósitos de origen eólico. Aunado a lo anterior, las condiciones climáticas, áridas y semiáridas, que prevalecen en la zona y que provocan la resequedad de los suelos es de esperar la existencia de otras áreas con problemas de suelos colapsables, además de las mencionadas anteriormente en los estados de Sonora y Sinaloa.

MECANISMO DE COLAPSO

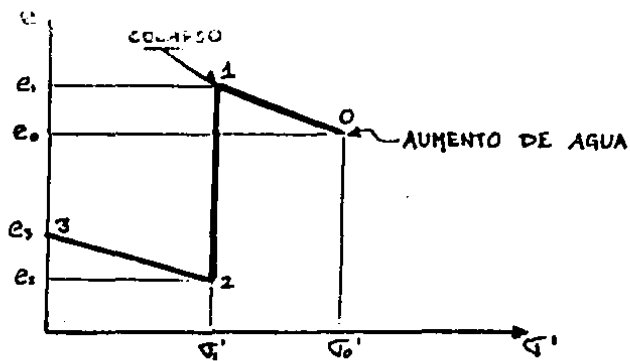
El colapso de la estructura de estos suelos se produce por saturación o disolución del cementante y por efecto de las cargas aplicadas.

En el caso de que la cohesión entre partículas de arena o limo sea proporcionada por arcilla sujeta a un proceso de contracción por secado, la resistencia al esfuerzo cortante de esta arcilla estará dada por la ordenada S_0 que se muestra en la figura 1.1. (a) correspondiente a un esfuerzo normal efectivo γ_0^1 el cual puede ser menor o igual a la carga de preconsolidación desarrollada en un período de intensa sequía. Al aumentar el contenido de agua, se provocará un proceso de expansión en la arcilla de 0 hacia 1 (fig. 1.1 (b)) que producirá una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de S_0 hacia S_1 .

El colapso se verificará cuando la resistencia al esfuerzo cortante S_1 en la arcilla, sea igual al esfuerzo cortante producido por las cargas impuestas y el peso propio. En ese instante se perderá la cementación de los granos de limo y arena que formaban la estructura de ponal y éstos se reagruparán en una estructura simple en estado suelto con una relación de vacíos $e_2 < e_1$ lo cual ocasionará un hundimiento súbito de la superficie del terreno y una disminución de la resistencia de S_1 a S_2 .



(a)



(b)

FIGURA No. 1.1

Otra posibilidad de falla de los contactos entre partículas sería por tensión, al quedar atrepsado aire dentro de la arcilla en el momento de la saturación.

Jiménez Sales menciona que en suelos limo-arcillosos cementados con yeso, la disolución del yeso por el agua puede ser la causa del colapso.

Reginatto y Ferrero han demostrado que el colapso puede también ocurrir cuando los líquidos que saturan el suelo tienen propiedades dispersivas de la fracción arcillosa, por lo que es importante investigar la naturaleza de los iones disueltos en el agua de saturación.

MÉTODOS DE CUANTIFICACION DEL COLAPSO.

Desde 1957 se ha estado usando la prueba doble de consolidación, en la que el suelo se somete a compresión confinada en estado inalterado, bajo 2 condiciones de humedad: en estado natural y en estado saturado. En la figura 1.2 se observa que no se llega a la misma relación de vacíos final cuando se carga la probeta y luego se satura que cuando se satura la muestra y posteriormente se carga, lo cual quiere decir que el fenómeno depende de la trayectoria de esfuerzos. Por otra parte, de acuerdo con el inciso sobre el mecanismo de colapso, se produce por falla de cortante, principalmente, lo cual ha sido comprobado por Zur y Wiseman.

De lo anterior se concluye que sería conveniente efectuar pruebas de consolidación triaxial anisotrópica e isotrópica a la misma relación de vacíos, en condición de humedad natural y saturando las mismas probetas, variando la relación de esfuerzos principales $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ y manteniendo constante el esfuerzo permisible por aplicar, en función de los hundimientos aceptables por la obra de que se trate.

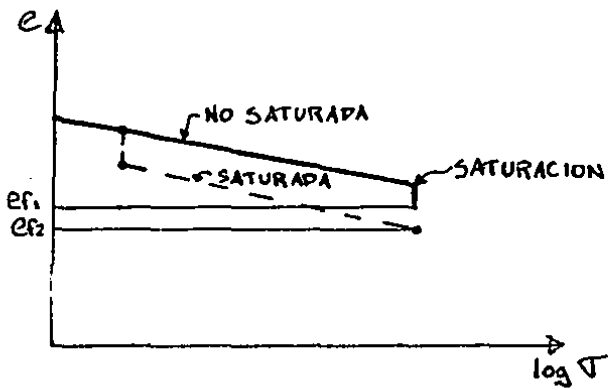


FIGURA No. 1.2

IDENTIFICACION DE SUELOS COLAPSABLES.

Los suelos colapsables no tienen apariencia especial; tienen apariencia de suelos limosos o arenosos y engañan a los arquitectos e ingenieros que construyen sobre de ellos con resultados a veces desastrosos debidos a filtraciones de agua que pueden provenir de fugas de cañerías, tuberías de drenaje de agua potable, de riego de jardines, etc.

Según Zur y Wiseman un suelo es susceptible de colapso al saturarse si el grado de saturación es menor del 60% y...

$$\frac{e_s - e_u}{1 - e_s} > 0.1 \quad \dots \quad (1)$$

en donde

e_s = Relación de vacíos "in situ"

e_{LL} = Relación de vacíos en el límite líquido.

El criterio anterior puede ser arreglado en la siguiente forma:

$$\frac{(\gamma_o)_d}{(\gamma_u)_i} < 1.1 \quad \dots \quad (2)$$

en la que

$(\gamma_o)_d$

= Peso volumétrico seco en estado natural

$(\gamma_{LL})_d$

= Peso volumétrico seco en el límite líquido.

La identificación de los suelos colapsables es un problema que se ha abordado bajo diferentes criterios.

Criterio de Bureau of Reclamation.

A partir de la determinación del límite líquido y el peso volumétrico seco, se pueden determinar la susceptibilidad de un suelo a expansión o colapso. Para este último se requiere además determinar la densidad de sólidos. Este criterio se derivó de la experiencia que se obtuvo de la construcción de la zona de canales, aguas arriba, del río Colorado, EE. UU.

La figura 1.3 muestra las zonas de expansión, estabilidad y colapso.

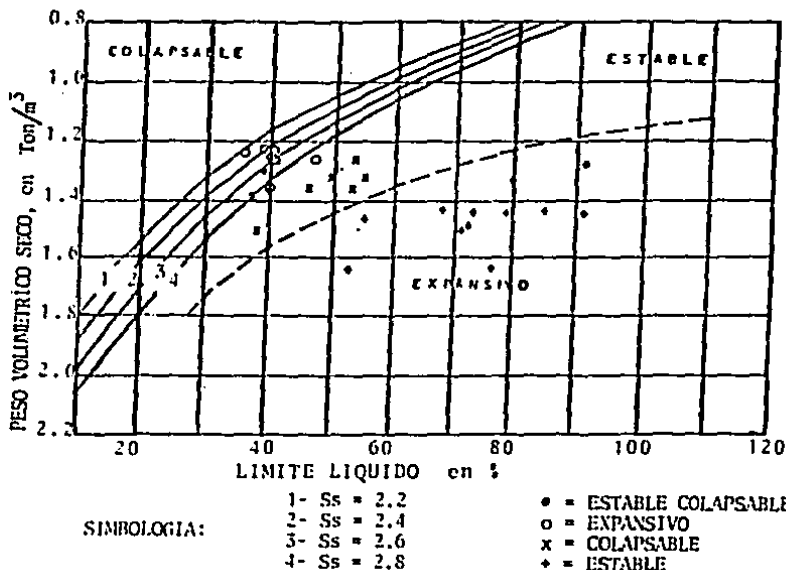


Figura No. 1.3

Criterio de Bureau of Reclamation para identificación de suelos colapsables y/o expansivos.

El de Dudley que establece valores para el contenido de agua, límite líquido y el índice plástico del suelo, para los cuales la probabilidad de colapso es grande.

<u>CONTENIDO DE AGUA %</u>	<u>GRADO DE SATURACION</u>	<u>LIMITE LIQUIDO</u>	<u>INDICE PLASTICO</u>
13 a 39	100%	45	25

Los criterios anteriores llevan a clasificar a los suelos desde un punto de vista cualitativo, y por tanto en ocasiones su aplicación es restringida en vista de la gran variedad de orígenes y características propias de los suelos. El criterio para evaluar cuantitativamente, aunque también con ciertas restricciones, el colapso de los suelos, es el de Jennings que se apoya en la doble prueba de consolidación descrita en el inciso anterior.

Los problemas más graves en este tipo de suelo ocurren en construcciones ligeras, casas habitación, pavimentos, etc., que generalmente, por razones de economía, no se estudian a fondo. Por lo tanto, es muy importante que el ingeniero civil disponga de criterios inmediatos, sencillos y económicos para detectar la presencia de este tipo de suelos, así como de una zonificación a nivel estatal de las posibles zonas problemáticas.

CIMENTACION EN SUELOS COLAPSABLES.

Un problema serio en este tipo de suelos para la construcción es que el suelo que no se humedece mantiene su rigidez y el que se humedece se hunde, de manera que se concentra la deformación y se concentra el esfuerzo, provocando grietas importantes con hundimientos diferenciales.

Es difícil determinar en forma confiable si el suelo sufrirá el colapso sin hacer pruebas de laboratorio, ya que el hundimiento o la compresión de los suelos colapsables es definitivamente proporcional a la magnitud del incremento de presión en la cimentación, al ancho de las zapatas, pues esta dimensión es proporcional a la profundidad del bulbo de presiones, al espesor del estrato, a la cantidad de agua que penetre, a la relación de vacíos y al grado de saturación inicial.

Para la mayoría de las estructuras ordinarias, se debe cuidar de que la presión de contacto no exceda de la presión crítica afectada por un factor de seguridad seleccionado entre 2 y 3.

De este modo, los asentamientos no excederán a aquellos ocurridos en arenas para zapatas y losas correctamente proporcionadas.

Aunque la presión crítica obtenida de esta manera sea relativamente baja, generalmente conduce a diseños económicos.

En ciertos casos se pueden implantar medidas de seguridad en contra de la saturación o aumento en el contenido de agua del terreno y de este modo reducir la magnitud del factor de seguridad para el proporcionamiento de losas y zapatas, basándose en los resultados de pruebas de compresión o consolidación en las que no se admita la entrada de agua.

Si la posibilidad de evitar la infiltración de agua no se presenta y el asentamiento esperado es excesivo, la cimentación deberá establecerse por debajo de la zona de colapso o, de otro modo, deberá inducirse el colapso antes de erigir la estructura, obteniendo así un suelo modificado con mejores propiedades mecánicas.

Se han llevado a cabo mejoramientos de estos suelos induciendo su colapso por medio de inundación del área con el uso de diques de poca altura. Este tipo de tratamiento ha tenido éxito en la cimentación de estructuras de tierra principalmente, dado que éstas proporcionan el total de su carga durante la construcción y generalmente toleran asentamientos moderados.

En algunos casos, no se ha logrado inducir el colapso por simple inundación, sino que puede presentarse además la necesidad de una sobrecarga; aún más que ésto, inclusive

cuando el colapso ocurriese por la inundación, deben esperarse asentamientos posteriores al ser aplicada la carga por la estructura.

También puede que la penetración del agua en el terreno sea demasiado lenta como para el tiempo con que se cuenta para hacer el mejoramiento, o que dicha penetración no ocurra de manera uniforme, provocando así asentamientos irregulares posteriores a la construcción.

De aquí que sea necesario determinar las circunstancias bajo las cuales sea aplicable este procedimiento.

Ocasionalmente, tratamientos especiales de estabilización han llegado a ser apropiados en depósitos eólicos de arenas muy finas con el uso de una solución de silicato de sodio y cloruro de calcio con la que se inunda el terreno, creando así un suelo mejor cementado capaz de resistir el colapso por saturación.

Se ha dado solución a estructuras sobre suelos colapsables con cimentaciones profundas, pero se ha encontrado que en ocasiones es inadecuado debido a que la subsecuente infiltración de agua en el suelo provoca asentamientos de las superficies que rodean la estructura, causando distorsiones en las instalaciones urbanas como drenajes y banquetas.

En estos casos se deben capacitar dichas instalaciones para soportar las distorsiones con el mínimo de daños. El mismo fenómeno ocurre en pisos apollados sobre el suelo colapbsable. por lo que éstos deben proveerse de soporte estructural.

DENSIFICACION DE SUELOS POR MEDIO DE EXPLOSIVOS

El mejoramiento de las propiedades de un suelo y especialmente la eliminación de deformaciones bruscas bajo cargas accidentales, es la razón del uso de los explosivos. El principio básico consiste en generar acciones accidentales similares a las que ocurrirían durante la vida útil de la estructura para propiciar su acomodo antes de la construcción.

El fenómeno consiste en excitar la estructura del suelo mediante un incremento relativamente uniforme y repentino de presión de aire, el cual lo genera el explosivo, transmitiéndolo a través de la fase fluida y sólida del suelo. Esta excitación debe estar comprendida entre dos fronteras: debe superar la energía mínima que se requiere para romper el equilibrio en la estructura del suelo, pero no debe volarlo. Se entiende por volar, destruir totalmente la estructura del suelo, formando cráteres alrededor de las cargas. Por lo tanto debe existir una energía óptima que cumpla con las condiciones de solución al problema. En la figura 1.4 se muestra una relación cualitativa entre la energía del explosivo y la variación en relación de vacíos.

Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que la generalización del incremento de presión de poro no debe extenderse

en áreas de gran amplitud ya que de este modo se produciría precisamente, el fenómeno que queremos evitar. En la estructura de la fase sólida, se provocará inestabilidad para alcanzar estados más compactos y en la fase fluida se generará por lo tanto, presión de poro que deberá disiparse por fronteras de permeabilidad mayor que el suelo afectado, para que el método resulte eficiente.

Existen tres aspectos que se deben tomar en cuenta para que el uso de esta técnica sea adecuado:

- El explosivo
- El suelo o estrato de suelo por densificar
- La estratigrafía general del sitio.

Además de estudiar los tres aspectos anteriores, se debe pensar en un sistema de instrumentación que permita medir los efectos de cada ensaye para determinar las condiciones óptimas de trabajo y evaluar la mejoría de las propiedades del suelo.

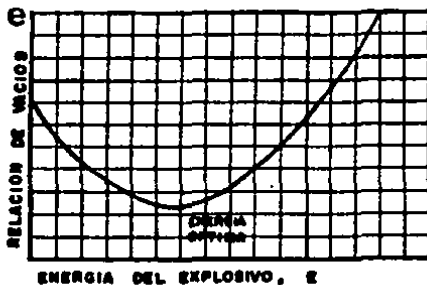


Figura No. 1.4 Gráfica que muestra la energía óptima en la densificación de un suelo, usando explosivos.

EXPLOSIVOS Y SU USO

Los explosivos se dividen en dos grupos, dinamitas y agentes explosivos.

Las dinamitas son mezclas de una substancia llamada sensibilizador y de un medio que desarrolle energía. El sensibilizador es el compuesto que al verse activado por una cápsula, excita el medio que desarrolla la energía y se produce la explosión. El sensibilizador puede ser nitroglicerina. Existen también otros tipos de dinamitas que utilizan nitrato de amonio como explosivo principal en combinación con algo de nitroglicerina. Estas no se inician tan fácilmente como las dinamitas regulares y son menos sensibles al choque y a la fricción. El agente explosivo es un compuesto químico consistente en un combustible y un oxidante, en el cual ninguno de sus componentes está clasificado como explosivo, pero puede hacerse detonar con un cabo explosivo de alta potencia. Los agentes explosivos se dividen a su vez en otros que no se incluyen en el alcance de este trabajo.

Un grupo de cargas explosivas puede activarse con diferencias de milisegundos, lo cual hace variar los efectos y magnitud de la explosión.

Los componentes de los explosivos mencionados anteriormente pueden combinarse en una multitud de proporciones, encontrándose en el mercado algunos explosivos de proporciones fijas de nitroglicerina o nitrato de amonio. Además se les adicionan diversas sustancias que eliminan en algunos casos los vapores tóxicos, o bien, que los hacen resistentes a la acción del agua.

Como se ve, pueden hacerse multitud de combinaciones para resolver problemas específicos cambiando las mezclas tradicionales por mezclas nuevas y experimentando en la obra.

Por lo anterior, es muy importante que un experto en explosivos participe en el desarrollo del problema, basándose en las siguientes consideraciones: El suelo es una estructura de partículas sólidas cuya cohesión es muy pequeña y que puede perder el equilibrio en que se encuentra para alcanzar estados más densos. La excitación que produzca el explosivo debe estar comprendida entre los valores límites descritos anteriormente.

Adicionalmente debe tomarse en cuenta que para cada aplicación se deberá seleccionar el tipo de explosivos más adecuado, así como su distribución y colocación en la masa de suelo, en función de las condiciones de transporte a la obra, condiciones de saturación de la masa de suelo, ventilación del lugar de explosión, características de dureza y densidad del suelo.

Desde el punto de vista práctico, se ha visto que cuando la concentración de carga por unidad de volumen se distribuye lo más uniforme posible, la excitación sobre la masa de suelo es homogénea. Por otro lado el efecto de densificación de cargas iguales sobre una misma zona produce para cuatro cargas sucesivas: 60% de asentamiento en la primera tronada, 25% en la segunda, 10% en la tercera y 5% en la cuarta; sin embargo en la figura 1.5 se presenta un caso en que los asentamientos para cada carga colocada, son prácticamente constantes, por lo que se considera conveniente utilizar varias cargas tronadas consecutivamente, en lugar de una sola explosión.

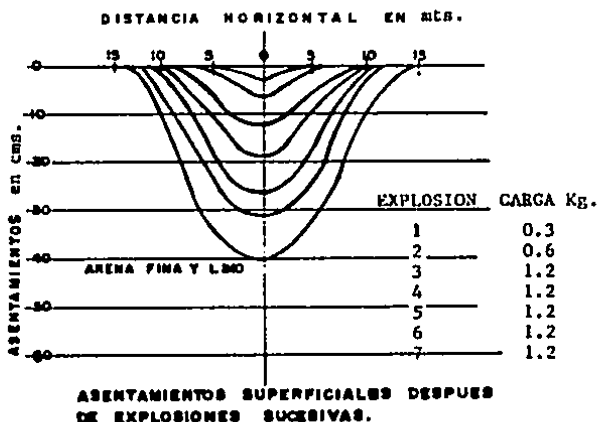


Fig. No. 1.5 Asentamientos Superficiales después de explosiones sucesivas.

EL SUELO POR DENSIFICAR

El estrato que es motivo del uso de los explosivos está compuesto por definición, por un suelo granular en estado suelto, que la mayoría de las veces se encuentra saturado.

Los suelos en que el proceso de densificación es más efectivo, son aquellos donde el porcentaje del limo es menor de 20% o el porcentaje de arcilla es menor de 5%. El tamaño de las partículas, puede variar desde gravas hasta arenas finas, pero a medida que disminuye la permeabilidad, es decir, que la arena se hace más fina, el método pierde eficiencia, sin embargo, se encuentran reportados casos de arenas limosas donde el procedimiento ha funcionado. Cuando el suelo es arcilla, la redistribución del equilibrio de la estructura es nula y sus cambios en la resistencia solo se localizan en un radio muy pequeño cercano a la zona de la carga.

Para poder realizar una evaluación de la aplicabilidad del método en el suelo que se pretende mejorar, es indispensable obtener información sobre propiedades índice, tales como granulometría y plasticidad. Asimismo, es de vital importancia conocer la posición del nivel freático. A continuación se exponen los factores que afectan al fenómeno.

Granulometría y Plasticidad.

Los suelos de tamaño uniforme, como es el caso del "loess" son los que pueden tener asentamientos más bruscos y por lo tanto, mayor sensibilidad al proceso de vibración, provocado por la explosión. Además deben tener bajo porcentaje de finos, menos de 20% de limos o menos de 5% de arcilla.

Saturación.

Para que la estimulación de la masa del suelo sea homogénea es conveniente que el suelo esté 100% saturado o casi seco, ya que en caso de estar parcialmente saturado las bolsas de gases amortiguarán el efecto de la tronada y los meniscos que se desarrollan por efecto de la tensión superficial también pueden disminuir la acción del explosivo. Estos efectos negativos pueden eliminarse si se inunda la zona de prueba, hasta lograr la saturación.

ESTRATIGRAFIA GENERAL Y GEOMETRICA DEL DEPOSITO.

Entre los factores más importantes en la densificación de un suelo por medio de explosivos, están las condiciones de frontera del depósito. Es indispensable que los suelos por densificar tengan fronteras de mayor permeabilidad, sobre todo en la parte superior del depósito, ya que las presiones de poro que se generen tenderán a drenar hacia arriba. El efecto del explosivo es nulificado o sensible-- mente disminuido cuando las fronteras del depósito son de menor permeabilidad. En este caso, la zona de mayor oque-- dad o la zona suelta se transfiere de una parte del depósi-- to a otra.

Cuando la heterogeneidad del depósito incluye lentes arcil-- losas que envuelven a las zonas sueltas, el método deja de ser aplicable.

Para eliminar la frontera superior impermeable en caso de que ésta se presente, se puede retirar el material si el estrato es de pequeño espesor, o bien, agrietarlo previamen-- te para que el drenaje ocurra.

Teniendo en cuenta que los factores que intervienen en el fenómeno sólo se pueden evaluar en forma cualitativa y considerando la experiencia obtenida en obras anteriores, se puede estimar el éxito en la aplicación del método en

tres grados: nula, de dudosa utilidad o francamente útil.

En el primer caso es inútil continuar la valuación y se desecha el método. En los dos últimos casos se continúa con pruebas cuyos fines son:

- Decidir sobre la aplicación del método en caso de duda.

- Definir la densidad de carga, ésto es, número de barrenos por unidad de área, tipo de explosivo, etc.

INSTRUMENTACION Y EVALUACION DEL METODO.

Para lograr una correcta evaluación del problema es indispensable contar con una instrumentación que proporcione la información necesaria. En la etapa de prueba, la instrumentación deberá contar con bancos de nivel superficial y bancos de nivel profundo. Los bancos de nivel profundo deberán colocarse en donde se tengan cambios estratigráficos significativos y en los estratos inferiores que se suponga quedarán totalmente libres del efecto de los explosivos. Es frecuente que los bancos de nivel superficial se suelten del terreno por efecto de la explosión dando resultados de hundimiento erróneos, por lo que se sugiere colocar "muertos" debidamente empotrados en el suelo.

Se deberán instalar preferentemente, piezómetros abiertos en los estratos de mayor permeabilidad. Es importante tomar en cuenta que este tipo de instrumentos tienen que ser metálicos para evitar su rotura. Los piezómetros deberán ser de diámetros pequeños para que su respuesta sea máxima. Se recomienda el uso de tubos de plástico transparentes sobre la superficie del terreno, para observar visualmente la variación de niveles inmediatamente después de la explosión.

Es recomendable instalar piezómetros cerrados hidráulicos o neumáticos, sólo cuando se tenga un sistema de adquisición

de datos de registro automático y de rangos de medición muy amplios ya que en el momento de la explosión la presión de poro alcanza valores tan altos, que pueden dañar el sistema de medición.

Se deberá hacer una evaluación inmediata con base a las mediciones en los bancos de nivel, ya que estos indicadores son los que dan mayor confiabilidad en la eficiencia del método. Se complementará la evaluación del método, con la interpretación de las lecturas en los piezómetros.

Pueden emplearse también métodos complementarios comparativos como son la prueba de penetración estándar, o modificaciones de ella, el medidor nuclear de pesos volumétricos, etc.

CAPITULO II
SUELOS EXPANSIVOS

La presencia de suelos expansivos representa un serio problema en cuanto al comportamiento de cimentaciones en las zonas Noroeste y Sureste de la República Mexicana. El comportamiento de este tipo de suelo, está caracterizado por grandes cambios volumétricos (expansiones y contracciones), originados por la variación en su contenido de humedad "w".

Los suelos expansivos son representados por las arcillas montmoriloníticas aunque existen otros tipos de arcilla expansiva. Los países que han reportado su presencia son: Argentina, Australia, Canadá, Cuba, Etiopía, España, Estados Unidos, Ghana, Israel, Irán, México, Marruecos, Rodesia, Sudáfrica, Turquía y Venezuela.

Los problemas y pérdidas económicas causadas por las arcillas expansivas y las causas físicas del suelo involucradas han sido estudiadas con interés, desde que la construcción de caminos de bajo costo y la estabilización de suelos comenzaron a ser transformadas de un arte a un proceso tecnológico altamente reglamentado con secuencias establecidas y procesos repetitivos, coincidiendo lo anterior con la creciente expansión de asentamientos humanos hacia zonas semiáridas y aquellas con climas tropicales y alternantes estaciones de lluvia y secas.

Los suelos que exhiben mayor cambio volumétrico del estado seco al húmedo, usualmente poseen un porcentaje considerable de arcilla montmorilonítica o del análogo mineral de arcilla de tres capas (ver figura 2.1).

Suelos susceptibles a expansión (y contracción), no cuentan con un esqueleto granular continuo con suficiente porosidad intersticial como para acomodar los cambios de volúmenes de las fracciones de suelo arcilloso debidos al aumento o decremento del contenido de humedad.

MECANISMO DE EXPANSION Y SU CUANTIFICACION.

El monto total de la expansión experimentada por un suelo, usualmente expresada como un porcentaje de su volúmen original, representa la diferencia en la suma de los volúmenes de las fases sólida, líquida y gaseosa constituyentes, en el estado inicial y final. Asumiendo el volúmen de los sólidos constituyentes como esencialmente constante, la diferencia es debida al aumento en el contenido de los constituyentes líquidos. El cambio volumétrico puede ser del 5% al 25%, correspondientes a bajo y muy alto. Para lograr una mejor comprensión del mecanismo de expansión de las arcillas, el mejor camino es por medio de la Física de Suelos, que utiliza a algunos conceptos de Minerología, Física y Físico-Química.

Los minerales de los que están compuestas las partículas del suelo, cuyas características químicas favorecen la formación de partículas coloidales, influyen en el comportamiento de las propiedades ingenieriles de dicho suelo.

Esta influencia en su comportamiento, se debe al aumento del efecto de las fuerzas que hay entre las moléculas alojadas en las superficies de las partículas adyacentes, conforme el tamaño de las partículas disminuye.

En una partícula pequeña, las moléculas que forman su superficie constituyen un porcentaje grande del número

total de moléculas que forman la partícula, por lo tanto, las fuerzas que actúan en estas moléculas tienen un efecto importante en el comportamiento de las partículas y por lo tanto, en el comportamiento de la masa del suelo.

Para que las fuerzas de superficie tengan efectos importantes, las partículas deben tener un diámetro menor a una micra (10^{-4} cm) lo que en Físico-Química es el límite superior de los coloides.

Como se dijo anteriormente, la mayor parte de las arcillas se forman por características químicas más que por procesos físicos, y estas características determinan la naturaleza de la arcilla final así como su comportamiento.

No todas las partículas minerales son plásticas al agregarles ciertas cantidades de agua. Aquellas que lo son, se llaman "minerales arcillosos". Dentro de los minerales arcillosos hay varios grupos con diferentes arreglos moleculares.

Los minerales arcillosos son silicatos de aluminio hidratado con estructura cristalina relativamente complicada, aunque anteriormente en 1920 se les creía amorfos.

De acuerdo a su arreglo cristalino se dividen en tres grupos generales, y se ha visto que todos los minerales

arcillosos pertenecientes a un grupo, tienen propiedades ingenieriles similares.

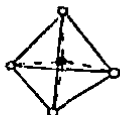
Según Grim estos grupos son: montmorilonita, illita y caolinita, en orden de expansividad, de mayor a menor.

La naturaleza de las ligaduras o uniones que mantienen juntos a los átomos de un mineral arcilloso, es la base fundamental para entender el comportamiento de una partícula arcillosa y por lo tanto de una masa formada por estas partículas.

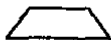
Aunque las estructuras moleculares son complicadas, se ha encontrado que los diferentes minerales arcillosos están hechos principalmente por dos bloques constructivos o unidades estructurales:

- 1) Tetraedro de sílica (SiO_2), consiste en un átomo de Silicio rodeado por 4 átomos de Oxígeno colocados en los vértices de un tetraedro.
- 2) Octaedro de hidróxido de aluminio ($\text{Al}(\text{OH})_3$) que contiene un átomo de aluminio en el centro de un octaedro, en cuyos vértices hay átomos de Oxígeno o radicales OH.

Estructura molecular

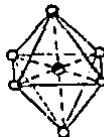


SILICA

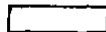


SIMBOLO DE
SILICA

Estructura molecular



GIBSITA



SIMBOLO DE
GIBSITA

o Oxígeno, ● Silicio, ● Aluminio

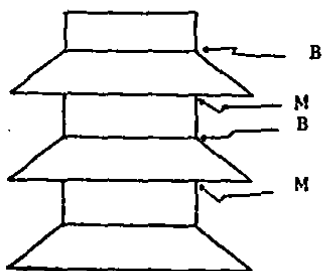
Figura No. 2.1 Unidades estructurales o bloques constructivos que forman los minerales arcillosos.

El mineral de arcilla de tres capas es el que presenta características de mayor expansión, a este grupo pertenecen la Montmorilonita y la Illita. Se les llama de tres capas ya que cada elemento de la partícula de arcilla está formado por la unión de tres bloques constructivos (1 gibsita y 2 silicas); las ligaduras entre capas en la montmorilonita son débiles con respecto a las de la caolinita (que es una arcilla de dos capas por estar formada por 1 sílica y 1

gibsite), por lo tanto las moléculas de agua pueden penetrar entre las diferentes capas de la partícula más fácilmente en la primera; además de que las moléculas de agua tienen características de dimensión y geometría compatibles con los espacios entre ligaduras de este mineral por lo que la montmorilonita tiene fuertes características expansivas y hasta 6 capas de agua se pueden acomodar entre las capas de montmorilonita. Se requieren temperaturas de 200°C a 300°C, para eliminar esa agua.

La admisión de agua dentro de las partículas de arcilla tiene como resultado la expansión de la partícula y por tanto el aumento en el volumen de la masa formada por ellas.

La ligadura entre capas de caolinita es más fuerte, por lo que ésta presenta menores características expansivas.

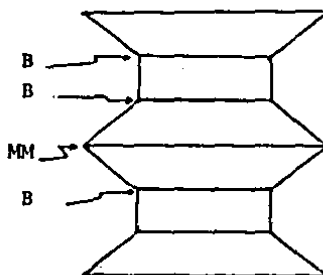


ELEMENTO DE CAOLIN

B= LIGADURA BUENA;

M= LIGADURA MALA;

MM= LIGADURA MUY MALA.



ELEMENTO DE MONTMORILONITA

Figura No. 2.2 Representación simbólica de partículas de arcilla expansiva.

IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS.

Una característica importante de los criterios de identificación de suelos expansivos a través de ensayos índice es la sencillez y economía de los propios ensayos ya que solo se requieren muestras alteradas, complementadas en algunos criterios con la determinación del peso volumétrico en el lugar. En estudios preliminares de evaluación, o complementarios, son un arma eficaz para detectar la presencia de suelos expansivos, máxime que los ensayos se pueden efectuar en el propio lugar, en laboratorios móviles o locales.

Obviamente de estos criterios sólo se obtiene información cualitativa, que debe complementarse con los resultados de ensayos específicos. Así, un suelo clasificado como expansivo puede presentar deformaciones apreciables para las presiones de trabajo, debido a que su grado de saturación es alto.

Dentro de los criterios más conocidos para la identificación de suelos expansivos están los de: Skempton, Altweyer, Holtz y Bureau of Reclamation. Skempton relaciona la actividad de una arcilla (I_p /% partículas menores de 0.002 mm) con su grado de expansión, clasificándolos como inactivas cuando es menor de 0.75, intermedias para valores comprendidos entre 0.75 y 1.50 y activas cuando excede de 1.5.

Altweyer las clasifica como críticas cuando el límite de contracción es menor de 10, marginales cuando está comprendido entre 10 y 12 y no críticas para valores mayores de 12.

Los criterios más empleados de Holtz y del Bureau, correlacionan la expansividad con el índice plástico y el límite de contracción el primero, y con el peso volumétrico seco, la densidad de sólidos y el límite líquido el segundo.

En un estudio previo que abarca más de 100 sitios de la República, se determinó que con el criterio del Bureau se pueden identificar los suelos expansivos con un grado de acierto de 90%, en tanto que el criterio de Holtz difícilmente es aplicado. El estudio correspondiente a C. Obregón confirma la aseveración anterior, ya que con el criterio de Holtz la identificación es incierta en tanto que con el criterio del Bureau el grado de acierto es de 100% en los suelos expansivos y de 86% en los colapsables. Otra peculiaridad de las arcillas de C. Obregón reside en que las expansivas caen en la clasificación CH, las colapsables en la CL y las estables tienen ambas clasificaciones, por otra parte; la relación de vacíos es menor a la unidad en los suelos expansivos, igual en los estables y mayor en los colapsables, con valor medio respectivo de 0.83, 1.00 y 1.14.

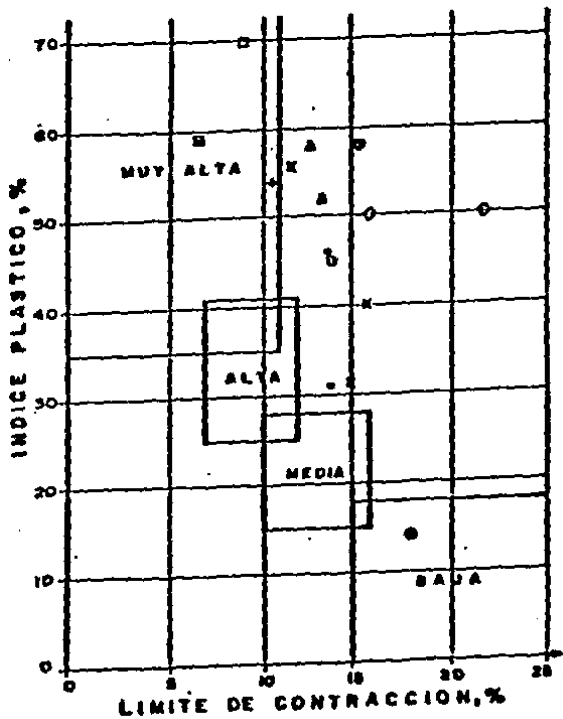
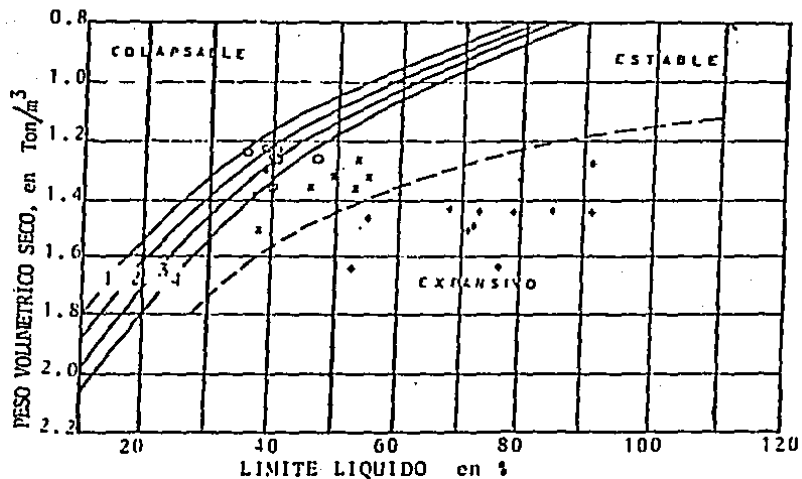


Figura No. 2.3 (a) Criterio de W.G. Holtz para identificación de suelos expansivos.



SIMBOLOGIA:

- 1- Ss = 2.2
- 2- Ss = 2.4
- 3- Ss = 2.6
- 4- Ss = 2.6

- = ESTABLE COLAPSABLE
- = EXPANSIVO
- x = COLAPSABLE
- + = ESTABLE

Figura No. 2.3 (b) Criterio del Bureau of Reclamation para identificación de suelos expansivos y/o colapsables.

CIMENTACIONES EN LOS SUELOS EXPANSIVOS.

El cimentar adecuadamente sobre suelos expansivos significa, junto con otras necesidades imperiosas el controlar los efectos que tienen los movimientos diferenciales, causados por la expansión del suelo, sobre la super-estructura. Dicha expansión se presenta cuando el suelo se ve afectado por variaciones en su grado de saturación.

Para lograr lo anterior es necesario conocer el orden de magnitud de las relaciones entre presiones y deformaciones por variaciones en el grado de saturación de tales suelos. La figura 2.4 muestra esquemáticamente las características de la curva esfuerzo deformación para las condiciones naturales y para las condiciones de saturación.

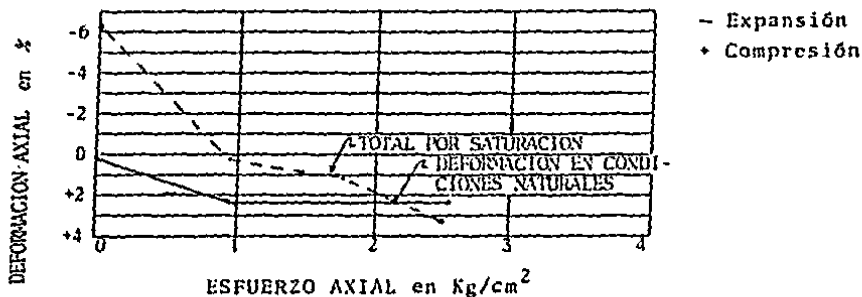


Figura No. 2.4 Características esfuerzo-deformación de un suelo expansivo.

Por otra parte hay que considerar que, en los depósitos de tales suelos, la costra superficial es la más susceptible de sufrir cambios volumétricos importantes por las correspondientes variaciones en su grado de saturación, las que a su vez se deben a la evaporación y a la presencia de agua de lluvia o de riego.

Lo anterior hace pensar que las estructuras del tipo ligero (casa habitación, bodegas, etc.), serán las más afectadas al cimentarlas sobre este tipo de suelos, tanto por que sus cimientos son superficiales como por la baja presión de expansión.

Los casos favorables se pueden presentar con las estructuras pesadas, que además de aplicar fuertes presiones al suelo, sus cimientos generalmente alcanzan profundidades por debajo de la costra superficial y se apoyan sobre estratos protegidos de los cambios de humedad y hasta en ocasiones llegan a la capa dura.

En virtud de tales circunstancias, parece ser que es necesaria mayor atención a las estructuras ligeras, sobre todo en áreas como las urbanas del Noroeste del país con abundancia de suelos expansivos y que tienen un gran porcentaje de estructuras, que normalmente son de dos niveles y excepcionalmente de tres.

Las soluciones aplicables a los problemas provocados por suelos expansivos se pueden dividir en dos grupos:

- 1) En el primer grupo, se encuentran las soluciones que permiten el comportamiento natural del suelo, pero sin que afecte a la estructura.
- 2) En el segundo grupo se encuentran aquellas soluciones cuya tendencia es la de disminuir o nulificar las características expansivas, es decir, se trata de estabilizarlos.

En el primer grupo se puede mencionar el de apoyar los cimientos de la estructura hasta profundidades donde las variaciones del grado de saturación sean mínimas, y por lo tanto se presenten los mínimos movimientos, o llevar la profundidad de desplante hasta el estrato resistente más próximo; si únicamente se compacta el material expansivo se logrará un incremento en su presión de expansión, por lo cual la compactación no cumple con su objetivo. La figura ilustra este tipo de solución.

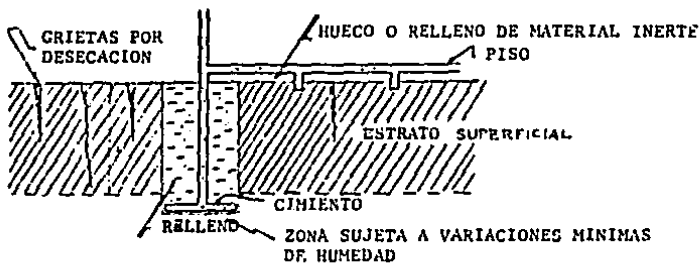
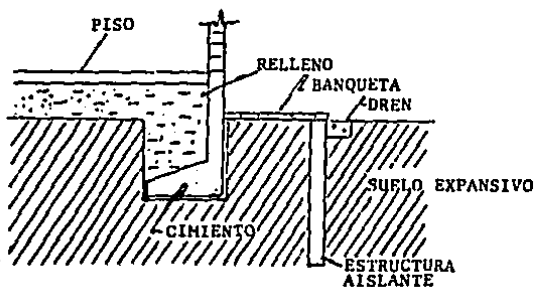


Figura No. 2.5. Cimiento profundizado por debajo de la costra superficial.

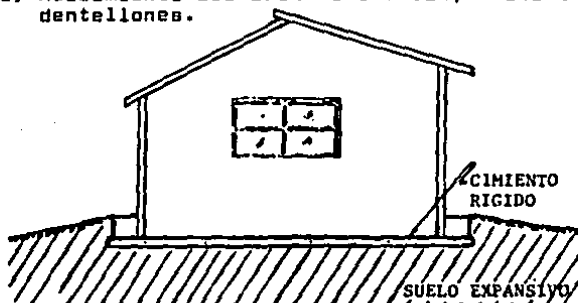
Otra solución puede ser la de aislar la cimentación de aportaciones superficiales de agua, ya sea de riego o de lluvia mediante pantallas impermeables que confinen el área construida.

Como otra alternativa, se puede hablar de una cimentación lo suficientemente rígida que permita un comportamiento monolítico de la estructura.

FIGURA No. 2.6



- a) Aislamiento del área construida, mediante dentellones.



- b) Cimentación rígida sobre suelos expansivos para eliminar movimientos diferenciales.

Otra probable solución es la de excavaciones verticales para permitir la expansión en el sentido horizontal (Fig. 2.7).

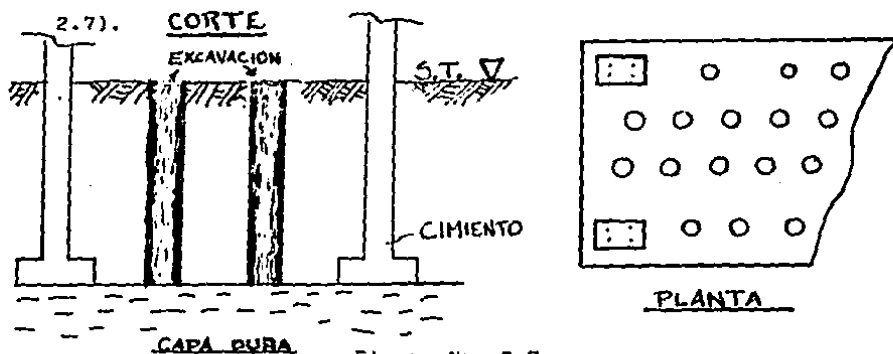


Figura No. 2.7

Tocante al segundo grupo, las estructuras podrán cimentarse una vez que los suelos expansivos hayan sido estabilizados, es decir, después de haber cambiado sus propiedades, mezclándolos en proporciones adecuadas con productos manufacturados, tales como la cal o el cemento, o bien con materiales inertes naturales. El espesor de la capa de suelo por estabilizar dependerá de sus características expansivas.

Las proporciones adecuadas de mezclado, deberán determinarse mediante pruebas de laboratorio.

La implementación de estos métodos se explica al detalle en el Capítulo VI de este trabajo.

CAPITULO III
ZONAS MINADAS

En este capítulo se tratarán aspectos técnicos relacionados con los problemas que se suscitan para cimentación en las zonas minadas, de las cuales, nos son particularmente interesantes las ubicadas dentro de nuestra ciudad capital, en la zona de lomas, al poniente y que se extienden hacia el norte en el Estado de México.

Estas minas, tienen su origen en la explotación de materiales para la construcción (arenas, tepetate ligero o alegría, gravas, pomez y material pumítico en general), que por la facilidad de su explotación y la conveniencia de su localización (en ese entonces cercana a la ciudad, pero fuera de sus límites), eran de particular interés para la demanda y tipo de construcciones del siglo pasado. En ese tiempo se explotaban los materiales para la construcción con el auxilio de herramientas manuales y por métodos rudimentarios ya que no se contaba aún el equipo pesado que ahora se utiliza.

Las razones anteriores obligaban a realizar túneles de explotación en los lomeríos que brindaran el material deseado, partiendo básicamente de los cortes o barrancas, en los que se facilita la localización de las vetas de interés, aunque también existen pero en menor número, túneles de explotación verticales con acceso por la superficie.

La ocupación de las áreas minadas, errática en todos sentidos, incluyendo fraccionamientos y asentamientos humanos irregulares, subestimó o pasó inadvertida por ignorancia o intencionalmente, la presencia de cavidades en el subsuelo, de forma tal que en el presente constituyen un grave peligro en potencia que tiende a acentuarse con el tiempo, dada la influencia ya sea del intemperismo, de la acción del mismo hombre que erige sobre ellas y modifica el terreno, y de otros agentes. Las consecuencias se vienen manifestando por el gran número de fallas de techos de minas, causando daños materiales y en algunos casos críticas pérdidas de vidas, con incidencia comparable a las que produjeren otros fenómenos.

Este problema se torna de cuidado en el momento en que buena parte de estas zonas se ha venido poblando y que no existe ningún antecedente de la localización de las minas, ya que en el tiempo en que fueron explotadas no se elaboraron registros o mapas, porque nunca se pensó que algún día fuera necesario hacer uso de ellas por falta de espacio y por el crecimiento desmedido de la población.

A la fecha y desde 1968, ya no se permite en el Distrito Federal la explotación a base de túneles y debido a la constante ocurrencia de derrumbes las autoridades del D.D.F. tuvieron a bien formar la Comisión de Zonas Minadas, con el propósito de efectuar las investigaciones necesarias

encaminadas a determinar en una forma precisa los posibles puntos de colapso en los que existan construcciones en estado peligroso, con objeto de proceder a tomar las precauciones necesarias para salvaguardar a sus ocupantes, o los terrenos no minados susceptibles de ser destinados en un futuro para fines habitacionales.

A partir de 1974, en que se constituyó la Comisión Federal de Zonas Minadas, se han generado dictámenes sobre las condiciones del subsuelo en 86 colonias de las delegaciones: Alvaro Obregón, Miguel Hidalgo, Cuajimalpa, Coyoacán, Tlahuac e Iztapalapa; de ese número 77 se relacionan con minas subterráneas de las que un 72% se localiza en la primera de las citadas delegaciones, que es la más afectada.

Antes de pasar al tema de la exploración de cavidades, se puede concluir, sobre el origen y naturaleza de las que en particular nos interesan, cuatro puntos, cuyo conocimiento podrá orientarnos mejor a su búsqueda.

Tratándose de las cavidades alojadas en las formaciones volcánicas del poniente de la Ciudad, se puede decir que:

- a) Todas las que son de origen artificial fueron excavadas por el hombre, por lo que sus dimensiones originales debían permitirle su acceso, es decir, del orden de 1.5 a 2.0 m tanto en altura, como anchura; las cavidades debieron tener siempre una entrada o boca en la superficie y desarrollo continuo a partir de ella.
- b) Usualmente las minas arrancan de barrancas o cortes, en cuyas laderas el hombre pudo reconocer aquellos mantos o lentes de materiales útiles para la construcción, tales como grava, arena y pómez, cuyas características hacían factible su empleo más o menos directo sin recurrir a procesos elaborados de trituración o selección.
- c) La explotación se efectuó a través de túneles o galerías cuyo desarrollo variaba desde un solo túnel sencillo, hasta una verdadera red intrincada y compleja, pudiendo estar las galerías alojadas en un mismo manto, o en varios situados a diferentes niveles. Donde los materiales eran particularmente aptos para su explotación, se llegaron a excavar salones de grandes dimensiones horizontales que dependiendo de las características de los materiales de su bóveda podían salvar claros grandes, del orden de 10 m. o más con alturas hasta de 4 m. sin apoyos intermedios, o bien limitar sus tramos sin soporte mediante pilares intermedios labrados.
- d) Con el tiempo los materiales de las bóvedas suelen alterarse y debilitarse, produciéndose derrumbes que más tarde pueden ser arrastrados por agua infiltrada, de donde una o varias porciones de las minas pueden estar parcial o totalmente rellenas por estos derrumbes y sedimentos.

INVESTIGACION DE CAVIDADES.

La importancia de la investigación de las minas es evidente si se considera que, una vez que se localizan y definen la solución de cimentación que se adopte estará siempre regida por los informes obtenidos. Por el contrario, por falta o deficiencia de estudios, casi invariablemente con el tiempo las construcciones experimentan daños que pueden ser desde simples agrietamientos hasta la falla total de las estructuras que implica no sólo las inevitables consecuencias económicas sino a veces pérdidas humanas.

Por lo anterior, no es criterio sano que por falsa economía se eviten o se limiten los estudios indispensables.

La forma de investigar cavidades subterráneas ha ido variando con el tiempo, en función de los avances de la técnica, con objeto de obtener la misma o mejor información a menores costos.

La gran variación de los problemas a resolver en la práctica implica, en general, que el problema debe ser atacado en etapas sucesivas, en las cuales podrá usarse uno o la combinación de dos o más métodos de exploración. En el momento en que todas las minas sean localizadas y definidas, o bien que no se haya encontrado ninguna, la exploración de cavidades se podrá considerar terminada, procediéndose

entonces a los estudios pertinentes para determinar el tipo y las características de las cimentaciones que convenga.

I Reconocimiento Superficial.

Todo estudio del subsuelo en zonas minadas se inicia con un reconocimiento superficial detallado del área en que se localice el predio. La demarcación de dicha área dependerá de las condiciones específicas de cada sitio y de la experiencia y habilidad del ingeniero. Es aconsejable que se delimite en forma preliminar a partir de un recorrido rápido y somero de la zona, afinándose después su extensión conforme se avanza en el reconocimiento.

Es obvio que dicha área siempre será mayor que el predio en estudio, y que resulta criterio sano definirla en exceso y no en defecto, máxime si se considera que muchas minas tienen desarrollos largos y difíciles de prever.

El reconocimiento consistirá en el recorrido detallado del área en cuestión, prestando especial cuidado a las barrancas, cañadas y cortes cercanos al predio, para investigar la existencia de bocas de minas, así como de rellenos, muros o construcciones que pudieran ocultarlas.

También debe observarse en los cortes, la presencia de materiales que hayan o pudieran haber sido objeto de explotación subterránea, anotando su número, espesor medio y profundidad aproximada respecto a la superficie.

Otro aspecto importante del reconocimiento es el examen de evidencias superficiales de colapso o situación precaria de bóvedas de minas. Estas evidencias pueden ser hundimientos y grietas del terreno, así como daños que acusen las construcciones existentes.

A manera de antecedentes e información complementaria, deben recabarse datos entre los habitantes del lugar, sobre la existencia de minas en el área, procurando obtenerlos de las personas que tengan más tiempo viviendo en ese sitio y que sean más o menos confiables. Igualmente útil puede resultar la interpretación de fotografías aéreas antiguas de la zona, en las que se pueden localizar bocaminas y probables frentes de explotación, hoy en día rellenos y ocultos; para este efecto existen fotografías aéreas de la Ciudad, tomadas a intervalos de 2 a 3 años a partir más o menos del año de 1940. Además de la existencia de minas, en el reconocimiento deberá investigarse la ocurrencia de otros problemas comunmente asociados con ellas, como son la presencia de rellenos superficiales, que suelen encontrarse en estado suelto y es posible que sean producto de la demolición de bóvedas de cavidades preexistentes, así como fenómenos de inestabilidad de laderas de barancas y cortes, que pueden originarse en la falla del techo de minas que de ellas arranquen. Por sus importantes implicaciones para efectos de cimentación, estos problemas deben siempre reportarse, sin importar que pueden ser o no objeto en sí del estudio de exploración de cavidades.

En caso de encontrar bocas de minas en el área, deberán inspeccionarse para determinar la posibilidad de diagnóstico de su influencia sobre el predio en base a una medición sencilla o de lo contrario, la necesidad de recurrir a los métodos de exploración de cavidades.

Se recomienda que toda la información obtenida del reconocimiento se presente por escrito, con la inclusión de un croquis que presente la posición de todas las acusaciones encontradas así como fotografías de los detalles más importantes.

II Métodos de Exploración de Cavidades.

Una vez determinado que la zona en cuestión se encuentra minada, deberá determinarse con certeza si estas minas afectan al predio sobre el que se pretende edificar; para ésto, puede recurrirse a uno o la combinación de los siguientes métodos:

- a) **Métodos Directos:** basados en observaciones y mediciones hechas desde el interior de las cavidades o bien en excavaciones o perforaciones de tamaño tal que en ellas penetre un hombre. Constan básicamente del levantamiento del interior de las cavidades y nivelación del piso y clave de las mismas, debiendo contar con puntos de referencia sobre la superficie del predio.

Simultáneamente, se localizarán y referirán aquellas partes de las minas donde existen derrumbes, rellenos y sedimentos depositados por agua infiltrada, que impidan

físicamente o hagan peligroso el acceso y por tanto, no permitan continuar con el levantamiento. Aunque no es usual en ciertos casos es posible allanar estos obstáculos y proseguir el levantamiento mediante trabajos de excavación y limpieza u obras de protección y además provisionales. Otras dificultades eventuales, como existencia de agua u olores mefíticos en el interior de las minas pueden resolverse empleando bombeo convencional o haciendo que circule aire.

Por otra parte, se inspeccionarán de manera minuciosa las cavidades para conocer las características de los materiales explotados, que en general constituirán las paredes y de los que forman su techo y piso. Especial atención deberá ponerse al establecer, al menos cualitativamente, las condiciones de alteración y fisuramiento del techo y sus elementos de soporte, como son paredes y pilares. Para ilustrar estos aspectos es siempre de gran utilidad recurrir al estudio de fotografías tomadas in-situ.

Si el levantamiento total de las minas o de su parte que afecta al predio no fuera posible, o bien si el reconocimiento previo indicara que persiste la posibilidad de que otras minas no accesibles pudieran interesar a éste, será necesario aplicar los métodos de exploración descritos en los puntos b y c.

- b) Métodos semidirectos: consisten en sondeos de diámetros convencionales, efectuados desde la superficie del terreno, incluyendo las mediciones y observaciones hechas en ellos a partir de esta superficie. Se recomienda que la distribución de los sondeos sobre la superficie del terreno se haga básicamente bajo los elementos de carga de la estructura, así como en los puntos que acusen la probable existencia de una cavidad subterránea (zonas de rellenos, hundimientos, grietas, etc.).

La densidad de sondeos, así como su atinada localización son factores que influyen directamente en la eficacia de la detección de cavidades.

En lo que respecta a la profundidad de los sondeos, se de finirá en cada caso en función de la profundidad del nivel inferior de cavidades probables o existentes en el sitio, dato del reconocimiento superficial, pero sin ex ceder la profundidad máxima de las barrancas o cortes cercanos, en los que se sospecha o conoce que se inician las minas.

En particular, la penetración estándar constituye un procedimiento relativamente económico para investigar la presencia de mantos de materiales comunmente objeto de explotación, pudiendo determinarse después la del resto de los sondeos conforme a la posición de estos mantos, además la utilidad de la resistencia a la penetración para detectar rellenos superficiales y minas derrumbadas y/o rellenas se ha comprobado en algunos casos, pues es común que estos derrumbes o rellenos se encuentren en estado suelto, disminuyendo notablemente su resistencia con relación a la de los materiales naturales intactos, que en general es alta. Si además de investigar la exis tencia de discontinuidades se pretende conocer la estratigra fía y propiedades del subsuelo, será necesario efec tuar sondeos con obtención de muestras.

Los procedimientos de muestreo más usados en sondeos han sido la penetración estándar para recuperar muestras alteradas y el empleo de barriles de gran diámetro, tipo De nison, para obtención de muestras "inalteradas". Cuando los sondeos tengan por único objeto detectar cavidades, podrán hacerse sin recuperar muestras, de preferencia empleando equipo rotatorio y brocas tricónicas de 7.6 cm. (3") de diámetro mínimo del tipo recomendado

para perforar materiales de dureza media. Eventualmente se requerirá del uso de berriles equipados con brocas - de diamante o carburo de tungsteno, para perforar fragmentos de roca dura, como los incluidos en tobas brechoides, aglomerados y depósitos aluviales.

Tratándose de sondeos a rotación, es importante observar la pérdida del agua de perforación y el asentamiento súbito de la máquina perforadora, que deberá estar apoyada en todo momento en el varillaje y broca, y ésta a su vez en el fondo del sondeo. Otros aspectos como la facilidad de avance, velocidad de rotación y presión de los gatos hidráulicos, aunque también deberán observarse, son menos confiables que los anteriores, y el usarlos en forma exclusiva para detectar cavidades ha sido motivo de errores serios en el pasado.

Una vez que se ha registrado una irregularidad en un sondeo será necesario averiguar su causa y tratándose de una cavidad, deberán investigarse sus condiciones de accesibilidad, con miras a efectuar su levantamiento por los métodos directos tratados en el punto a. Para ello puede resultar de gran utilidad el empleo de instrumentos ópticos como periscopios y cámaras de fotografía o cine, introducidos en el mismo sondeo.

Cuando la anomalía se localice a poca profundidad o los rellenos sean de reducido espesor, podrán excavar-se pozos convencionales a cielo abierto, cuya profundidad económica en general es limitada. En caso contrario, se requerirá de perforaciones de unos 0.80 m. de diámetro mínimo, efectuadas por equipo del tipo usado en la construcción de pilas o pilotes, que permiten alcanzar profundidades del orden de 30 m. suficiente para la mayoría de los problemas de la práctica. En ambos casos la utilización de ademes dependerá de las condiciones de estabilidad de las paredes de las excavaciones o perforaciones.

- c) Métodos indirectos: apoyados en procedimientos geofísicos, aplicados desde la superficie o en el interior de sondeos. Estos métodos son apropiados cuando, además de que interesa conocer la estructura geológica del subsuelo es necesario definir las anomalías locales existentes (ocurdades). También es posible obtener información sobre los espesores y a veces la calidad de rellenos superficiales, que pueden ser producto de la demolición de bóvedas de minas o bien ocultar sus bocas.

En particular, para investigar áreas grandes, su empleo representa ventajas técnicas y sobre todo económicas, con relación al de métodos semidirectos. La correcta aplicación de ellos permite delimitar en forma rápida aquellas partes del área que no presentan problemas de cavidades, señalando los sitios de anomalías en donde sí obliga practicar métodos semidirectos, y si fuera necesario los directos.

Dentro de las investigaciones indirectas de exploración pueden distinguirse dos grupos. El primero incluye los métodos de tipo clásico como son la magnetometría, la sísmica (reflexión y refracción), la termometría, la gravimetría, la medida de potenciales naturales y la resistividad. En el segundo, se agrupan aquellos métodos que son relativamente más recientes, por ejemplo la percepción remota, los trazadores radiactivos y medida de densidad por emisión radiactiva.

Los métodos geofísicos, en particular el eléctrico de resistividad, tiene ventajas sobre otros en áreas extensas, explorando a lo largo de líneas que las inscriban, orientadas en forma tal que intercepten la probable trayectoria de las galerías, la cual no necesariamente será normal a las barrancas. Las anomalías deberán verificar

se con barrenaciones, tratando de continuar la investigación de nueva cuenta con métodos directos, pudiendo aumentar, si fuera necesario, el número de tendidas eléctricas. Otros métodos, como el gravimétrico, pueden ser aceptables en el futuro cuando las limitaciones impuestas por la sensibilidad de los aparatos sean superadas; este aspecto no debe perderse de vista por las ventajas técnicas y económicas que ofrece. Su investigación debe promoverse.

Es importante aclarar que el alcance de los métodos semi directos e indirectos está limitado a comprobar la existencia o no de oquedades, ya que no proporciona el detalle necesario de las dimensiones y forma, a menos que fuera a costa de una exploración exhaustiva y muy costosa, que aún así pudiera ser poco eficaz. Por ello se insiste en la necesidad de aplicar en todo lo posible los métodos directos.

En el estado actual del avance de la técnica, el problema de la detección de cavidades dista mucho de estar totalmente resuelto, y no existe un método único, eficaz y seguro para este fin. Por tanto, todos los métodos mencionados tienen sus limitaciones, así como sus ventajas en determinados casos.

ESTABILIDAD DE TERRENOS MINADOS.

En la estabilidad de las cimentaciones intervienen las dimensiones, profundidad y forma de las cavidades, las propiedades y naturaleza de sus techos, pilares y paredes, así como la magnitud de las sobrecargas.

Los mantos en que se localizan las cavidades y por ende sus paredes y pilares, están formados comúnmente por suelos granulares de interés económico para la construcción, tales como arena y materiales pumíticos ligeros, es por ello que su resistencia no garantiza su funcionamiento como elementos de soporte de las bóvedas sobre todo si son de dimensiones reducidas.

Pero la experiencia demuestra que el principal factor está representado por los agentes del intemperismo y erosión especialmente el agua infiltrada que debilita los suelos y provoca fenómenos como el de migración. Al respecto, baste recordar que minas con techos de 20 m han llegado a aflorar en la superficie. Al internarse en galerías que se desarrollan debajo de colonias y asentamientos humanos irregulares, pueden observarse, una tras otra, las descargas de aguas negras de casas y de aguas pluviales naturales o procedentes de fugas, así como las fuertes alteraciones producidas en las paredes y techos, representadas por desprendimiento de bloques, algunos totalmente disgregados, que obstruyen el paso y dificultan el trabajo en su interior.

Con enfoque simplista pueden distinguirse dos condiciones en el desarrollo de galerías:

- a) Galerías aisladas.
- b) Grupo de galerías.

Para fines de esta exposición pueden considerarse como galerías aisladas, aquellas que están separadas de otras la distancia suficiente para que no exista interacción apreciable de esfuerzos. Para este propósito parece razonable considerar separaciones de cinco veces la anchura media de las galerías de centro a centro.

En general se tienen galerías aisladas cuando se construyen accesos a zonas potencialmente mineras, o bien dentro de éstas cuando se buscan áreas de materiales de mejor calidad para ser explotadas, cuando el material comercial se aloja en frentas de anchura y espesor reducidos.

El grupo de galerías se produce en campos minados cuando las galerías provocan interferencias de esfuerzos mutuos, por haberse construido con separaciones menores de cinco veces su anchura media. Esta condición es común en zonas mineras donde el material de interés económico tiene características razonablemente homogéneas. En esta explotación minera es necesario conciliar el volumen de material extraído con los pilares de soporte mínimos que deben permanecer como refuerzo del área.

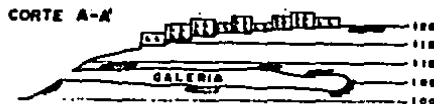
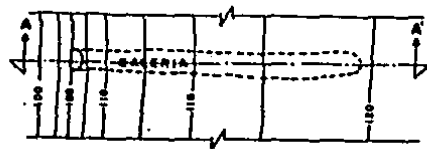


Fig. 3.1 Galería aislada

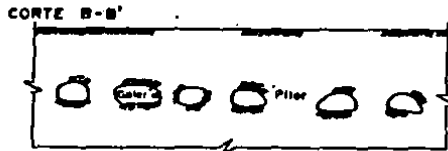
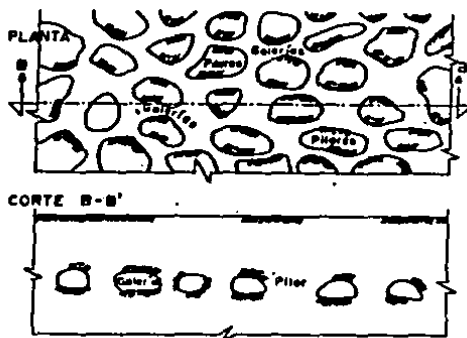


Fig. 3.2 Grupo de galerías.

El análisis de estabilidad de cavidades contempla, por un lado, los asentamientos y desplazamientos que pueden ocurrir en la superficie del terreno y su implicación con las construcciones que allí se encuentren, y por el otro la falla por esfuerzo cortante de bóvedas y pilares con su

consecuente hundimiento local, arrastrando las cimentaciones que eventualmente sean afectadas.

Es indudable que aunque el ataque en "cámaras y pilares" produce asentamientos de la superficie por "debilitamiento del subsuelo", sin embargo, éstos son de menor cuantía y en general causan poco daño en construcciones normales.

En cambio las fallas por esfuerzo cortante de bóvedas y pilares pueden producir graves daños por los hundimientos locales de la superficie que engendran, ya que esto puede arrastrar el apoyo de construcción en forma total o parcial.

El análisis de esfuerzos alrededor de cavidades ofrece una ayuda modesta para el problema aquí tratado ya que en general la geometría de oquedades y la heterogeneidad del subsuelo condicionan fuertemente los esfuerzos en paredes y con ello la estabilidad general.

En el caso de los pilares, donde el análisis parece más sencillo, surge la incógnita del cambio de propiedades del terreno por intemperismo y de la propia sección resistente del pilar por erosión progresiva.

Es indudable que en el caso real deben aplicarse los métodos teóricos como herramienta auxiliar de uso moderado, y basar la solución definitiva del problema en la inspección ocular directa y un buen criterio ingenieril.

La complejidad geométrica de las galerías y salones, la evaluación de las propiedades mecánicas de los suelos, la estructura secundaria de las formaciones, la influencia de los agentes del intemperismo y la imposibilidad de predecir otros factores, dificultan y hacen impracticable, si no imposible, cualquier análisis tendiente a determinar el estado de esfuerzos y deformaciones, salvo casos excepcionales. Sin embargo, el conocimiento teórico facilita el entendimiento físico del problema y los mecanismos de falla, de utilidad en la toma de decisiones, que dependerá de modo fundamental del criterio del ingeniero. Esta situación obliga, en general, a soluciones conservadoras.

Migración de Cavidades.

El fenómeno de migración es el resultado del desplazamiento de una cavidad hacia la superficie del terreno, en forma de arco, por desintegración progresiva de la bóveda que la cubre. Este fenómeno adquiere importancia en materiales deleznable y se acelera cuando éstos sufren alteraciones como las provocadas por filtraciones.

La altura que una cavidad puede alcanzar por migración suponiendo que el material desprendido queda en el lugar en donde cae, puede estimarse con la expresión.

$$h = H \left(\frac{\gamma_1}{\gamma - \delta_1} \right)$$

donde h = altura total de migración,
 H = altura libre de la cavidad original.
 δ_1 = peso volumétrico del material desprendido
 γ = peso volumétrico del material que forma la bóveda en estado natural.

Si el valor medio aproximado de γ es de 1.70 ton/m³ y el de δ_1 es de 1.50 ton/m³, se obtiene: $h = 7.5H$

Esto significa que si H es igual a 2 m la altura que puede alcanzar la cavidad por migración será de 15 m.

Desde luego, este valor es variable pues depende de los valores reales de δ_1 en cada caso.

Es probable que la cavidad se comunique con el exterior si originalmente se localiza a una profundidad igual o menor que la altura de migración. Esto se ha observado repetidamente en las minas del poniente de la Ciudad, donde buen número de ellas se encuentra a poca profundidad.

Sin embargo, en otras más profundas también se ha visto, en particular cuando son amplias, del tipo de salón, en las que el material desprendido se acomoda en un área más extensa al no encontrar confinamiento.

CIMENTACIONES EN TERRENOS MINADOS.

Por lo que respecta a la Ciudad de México la zona de lomas como se le conoce, está catalogada como la de mejor subsuelo en lo que a Ingeniería de Cimentaciones se refiere, dada la ausencia de formaciones arcillosas lacustres de alta comprensibilidad y baja resistencia al corte, y en caso de no estar afectada por cavidades, ajena a los efectos del hundimiento regional.

Por estas razones, las cimentaciones superficiales del tipo de zapatas aisladas o corridas, son por demás las más usadas en la zona de lomas. Su comportamiento ha sido satisfactorio en terrenos minados debidamente tratados por cualquiera de las formas mencionadas a continuación:

Para abordar el tema de cimentaciones se ha partido del hecho de que se conoce por anticipado y con detalle suficiente la geometría y el estado de las minas subterráneas, la estratigrafía y las propiedades del subsuelo, conforme a lo tratado anteriormente.

Para resolver el problema de cimentaciones en terrenos minados se han aplicado diversos procedimientos de acuerdo a las condiciones propias de cada caso y a las posibilidades del criterio de quienes lo han hecho. Esta situación como se demuestra a partir de un gran número de casos reales

conocidos, conduce a que los procedimientos aplicados y los resultados obtenidos, aun para aquellos similares, son heterogéneos.

A continuación se describe la metodología general de las formas más usuales de cimentación y tratamiento de terrenos minados, así como los alcances y limitaciones de cada una. Así, se tratan las siguientes formas:

- a) Relleno de cavidades e inyección.
- b) Excavación y relleno compactado.
- c) Refuerzo de techos y protección contra el intemperismo.

RELLENO DE CAVIDADES E INYECCION.

Esta forma de tratamiento del terreno de cimentación consiste en llenar ordenadamente las cavidades, empleando el material más económico disponible en el lugar, pero de resistencia adecuada. Su objetivo principal es reponer a la masa de suelo la continuidad y resistencia que tenía antes de excavar galerías en ella.

Es de esperarse que el relleno e inyección además de llenar toda la cavidad, produciría cierta presión, para que entre en contacto con las paredes y techo de las galerías.

Un efecto importante del relleno es el confinamiento que procura a las paredes y pilares entre salones, aumentando con ello su capacidad de carga, sin embargo esta operación no es suficiente para recibir las bóvedas, ya que es común que el material de relleno se contraiga; es pues necesario complementar el tratamiento con inyección a presión, e inclusive emplear aditivos expansores, en la última fase del llenado, con el objeto de evitar asentamientos diferenciales.

Es claro que la meta ideal mencionada es susceptible de adaptarse a la economía y seguridad que deben alcanzarse en cada obra. En terrenos destinados a jardines, campos deportivos y vías públicas, los requerimientos de estabilidad en el subsuelo son menores que en zonas habitacionales.

Etapas del tratamiento.

En el proceso de relleno e inyección de cavidades se distinguen las siguientes cuatro etapas:

- 1) Limitar el área por rellenar. En esta etapa hay que formar diques para lo cual pueden emplearse costales de yute llenos de arena o grava, piedra acomodada a mano o juntada con mortero, en fin elementos capaces de constituir represas o muros de retención que eviten la fuga de los materiales fluidos colocados en etapas

subsecuentes. La colocación de estos muros es posible, por ejemplo, a través de pozos de gran diámetro (60 a 100 cm), que permitan el acceso al personal).

- 2) Colocar la mayor cantidad posible de material inerte en bloques acomodados sobre el piso de las galerías y dejando entre ellos espacio de suficiente amplitud para que fluya el relleno (siguiente etapa).

Para ésto pueden emplearse los materiales inertes y sanos producto de derrumbes que se encuentren en el interior de la cavidad, o bien que sean fáciles de introducir y acomodar. En todo caso, conviene emplear materiales de resistencia adecuada y que permanezcan estables a través del tiempo. Deben removerse del interior de la galería todos aquellos materiales como basura, lodo, materia orgánica y otros rellenos sueltos que no cumplan con los requisitos mencionados.

- 3) Verter desde el exterior un relleno fluido, que al fraguar adquiriera la resistencia decuada, procurando que ll_g ne primero las partes más profundas y bajas de las galerías.

En esta etapa se efectúa el relleno masivo de la galería utilizando mezclas de gran fluidez que al fraguar alcan- cen la resistencia especificada. Las propiedades del fluido deben ser acordes con el equipo y métodos de co-

locación. Si se emplean bombas, los agregados deben ser finos y de baja viscosidad, por el contrario, si se transportan con carretilla y se acomodan a mano pueden incluir agregados gruesos como boleas y fragmentos de roca. En esta etapa se requiere extremar los cuidados al seleccionar el material más económico, ya que su alto volúmen de consumo repercute en forma directa en el costo global de la rehabilitación del terreno.

Entre los materiales que pueden mezclarse con agua en diferentes proporciones para fabricar mezclas fluidas se tiene: cemento, cal, puzolana, mortero, grava, arena, tepalcates, suelo del lugar, bentonita, aditivos fluidizantes, etc. Las proporciones entre los distintos componentes suelen establecerse por peso, si bien es más común determinarlas por volúmen aparente, por ejemplo:

MATERIAL	PESO (KG)	VOLUMEN APARENTE	VOLUMEN REAL
Agua	583	583	583
Cemento	150	100	50
Bentonita	15	10	7
Arena	900	600	360
			1000

Para un mejor control de la proporcionalidad debe conocerse la densidad de los sólidos por emplear, el peso volumétrico aparente y el porcentaje de humedad de los ma-

teriales. Por otra parte, además de la resistencia final de la mezcla, hay que controlar su viscosidad y estabilidad, conforme a las pruebas usuales.

Una vez que se han elegido los materiales más económicos para rellenar las cavidades, deberá planearse cuidadosamente el método para su introducción y acomodo, para lo cual se requiere conocer la topografía de las galerías, en altimetría y planimetría, para localizar las perforaciones por las que se hará bajar el material y las lumbreras auxiliares o través de las que se controlará el proceso.

En la superficie del terreno se localizarán zonas para el almacenamiento de materiales y para el cementante o aditivos, protegiéndolos contra la intemperie.

Será necesario contar con equipo de mezclado adecuado a los materiales por manejar y con dispositivos para su do aificación por volumen o peso. Para su envío a la galería puede emplearse una bomba, ya que en general se recorre una cierta distancia horizontal desde el sitio de mezclado hasta la perforación alimentadora. En el interior de las galerías pueden requerirse manguetas para conducir el fluido a los puntos más bajos y así facilitar el acomodo de la mezcla inyectada.

- 4) Inyección a presión de lechadas con aditivos expansores, para sellar los huecos más pequeños dejados por el relleno no fluido al contraerse.

La cuarta etapa se lleva a cabo una vez que el relleno haya fraguado y experimentado la contracción inherente a este proceso. Pueden emplearse entonces lechadas estables de gran fluidez, con aditivos expansores, colocadas a presiones que no excedan apreciablemente las debidas al peso propio del terreno, a fin de no ocasionar en él, desplazamientos y agrietamientos.

La figura 3.3 presenta un croquis del procedimiento de llenado de una galería desde la superficie, haciendo énfasis en las cuatro etapas descritas. En la figura 3.4 se esquematiza un procedimiento de relleno cuando el acceso de la galería es lateral.

El proceso de relleno e inyección debe supervisarse en todo momento en sus cuatro etapas, y los resultados del tratamiento comprobarse mediante perforaciones que confirmen la consecución de los objetivos trazados. Cuando el piso de las galerías es sensiblemente horizontal, conviene separar las diversas áreas por rellenar mediante muros de retención, como ya se indicó a fin de llevar un control apropiado.

Las lumbreras de acceso deben localizarse en puntos estratégicos donde concurren dos o más galerías; su fun-

ción, además de permitir inspeccioner y verificar el proceso, es dar seguridad al personal que trabaja en el interior de las galerías, proporcionar ventilación y facilitar la instalación de servicios como luz y teléfono.

La figura 3.5 representa un esquema de los aspectos prácticos para las diferentes etapas del procedimiento.

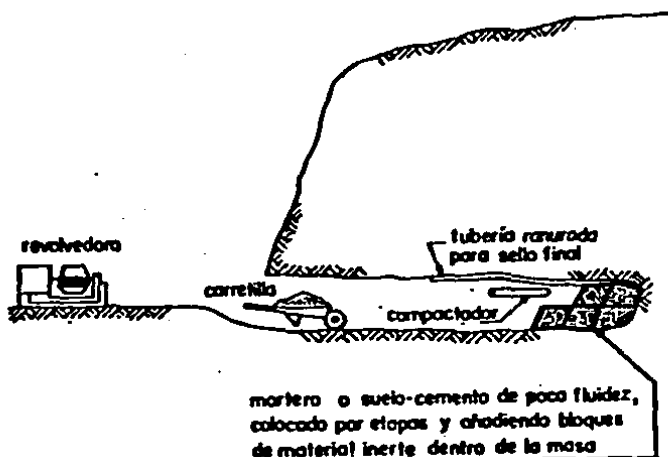


Figura 3.3 Relleno de galerías con acceso a nivel.

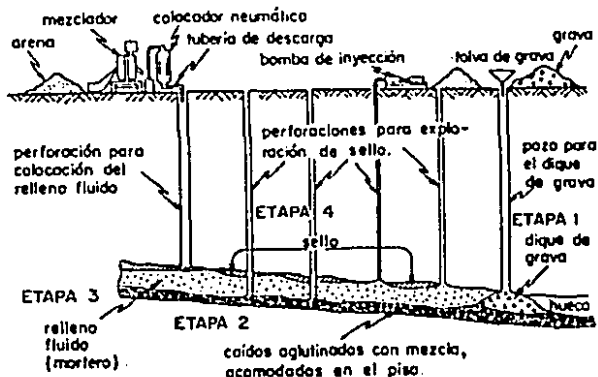


Fig. 3.4 Sección transversal de una galería en la que se muestra el método de relleno a base de una mezcla de cemento y arena, inyectada a través de perforaciones

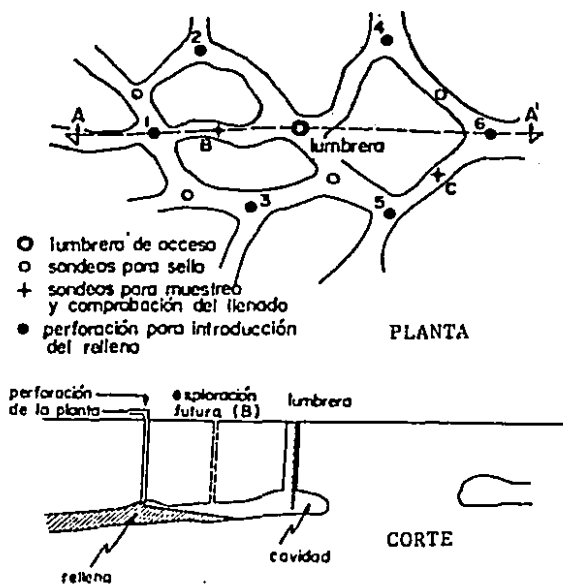


Fig. 3.5 Aspectos prácticos del relleno de cavidades.

EXCAVACION Y RELLENO COMPACTADO.

Otra de las medidas aplicadas para regenerar terrenos minados, consiste en derrumbar los techos de las cavidades y rellenar el espacio comprendido entre el piso de ellas y la superficie del terreno, empleando material compactado; sin embargo debe tenerse especial cuidado en llevar a cabo apropiadamente los procedimientos constructivos, ya que si éstos llegaran a tener alguna deficiencia, se daría lugar a un mal comportamiento de las cimentaciones apoyadas en estos rellenos. Por este motivo conviene tratar la solución con mayor detalle.

Etapas del Procedimiento.

El procedimiento utilizado con frecuencia consiste en derrumbar los techos empleando maquinaria, normalmente tractores equipados con arado. La secuela general es la siguiente:

- 1) Localización topográfica de las cavidades en planta y perfil.
- 2) Despalme del predio.
- 3) Trazo en la superficie del contorno de las cavidades.
- 4) Excavación con tractor, colocando el material extraído a un lado del área de cavidades. Deberá analizarse previamente el riesgo de que el equipo caiga en la cavidad al disminuir su techo, si es alto se empezará por excavar una pequeña fracción del área hasta alcanzar el piso de la cavidad, procediendo a continuación a demoler el techo de abajo hacia arriba, con ataque frontal o según convenga.

También se han utilizado explosivos para derrumbar bóvedas en este caso se requiere estudiar el número de barrenos y la cantidad de explosivos, lo que dependerá de la dureza del material. Este procedimiento requiere que no existan construcciones cercanas que pudieran dañarse, así como contar con los permisos especiales que el uso de explosivos exige.

En términos generales, para las tobas cementadas que comúnmente se encuentran en la zona de lomas, una carga de 300 g/m³ es suficiente para provocar el derrumbe de techos, si se utiliza dinamita al 60%. Sin embargo, la carga puede variar desde 100 g/m³ para "aflojar el terreno" hasta 800 g/m³ en conglomerados bien cementados.

- 5) Colocación y compactación del material de relleno en capas, a partir del piso limpio de las minas. En general en la zona de lomas el material producto del derrumbe de techos, es de buena calidad para usarse como relleno, no obstante deberá investigarse su calidad mediante las pruebas de laboratorio apropiadas. Lo correcto es que los valores obtenidos de estas pruebas satisfagan los requisitos que fijen las especificaciones de la obra conforme al uso del suelo, de no ser así, por lo menos deben cumplir con los aplicables a terracerías, limitando el grado de compactación a un valor mínimo de 95% de la prueba Proctor que especifica la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Sin embargo, las exigencias podrán ser mayores si los rellenos fueran a soportar estructuras pesadas.

Como ya se mencionó uno de los problemas que suelen presentarse en las estructuras desplantadas sobre rellenos, es el debido a hundimientos diferenciales por insuficiencia en la compactación. También es probable que las estructuras queden desplantadas parte en relleno y parte en terreno natural, causando movimientos diferenciales. Entre mayor sea el grado de compactación alcanzado en los rellenos, menores serán los asentamientos.

En el caso de rellenos de mala calidad la solución más efectiva para evitar este problema, consiste en desplantar los cimientos bajo los rellenos, ligándolos con traveses cuando se trate de soportar las cargas transmitidas por muros o columnas intermedias, trabajando en forma de puentes como lo ilustran las figuras 3.6 y 3.7.

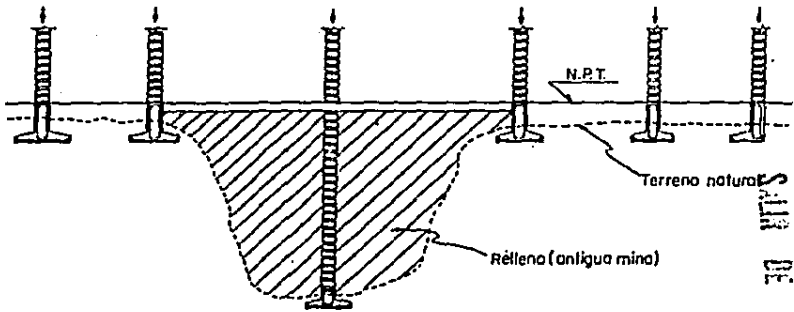


Fig. 3.6 Desplante de una zapata bajo el relleno.

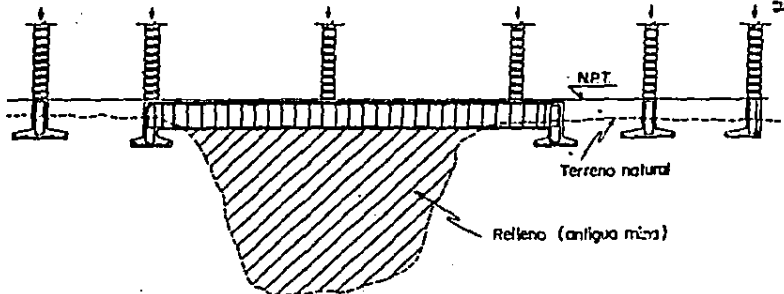


Fig. 3.7 Trabe utilizada como puente para librar el relleno.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Rellenos Suelos y Heterogéneos.

Existen terrenos minados en los que el desnivel en la superficie producido por techos fallados en forma natural o artificial, ha sido relleno con basura o materiales en forma inadecuada. Son frecuentes los rellenos formados por bloques desprendidos del techo original, superpuestos y con grandes huecos entre ellos, cubiertos por basura y otros materiales heterogéneos. El croquis de la figura 3.8 ilustra esta irregularidad.

Ante estas condiciones nunca será aconsejable desplantar estructuras sobre estos materiales, pues los rellenos sujetos a la acción de filtraciones, del intemperismo y otros agentes, sufren alteraciones que se traducen en enjuntamientos y, por tanto, en hundimiento de la superficie y de las estructuras que se encuentren apoyadas en ésta. En ocasiones esta situación se ve agravada por el arrastre de partículas finas, provocado por el agua infiltrada. Las soluciones adoptadas cuando se encuentra este tipo de problemas son las citadas en el Capítulo IV de esta misma tesis.

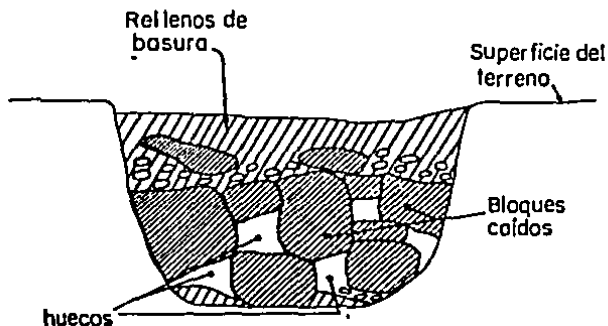


Fig. 3.8 Relleno heterogéneo y suelto que con frecuencia se encuentra en las zonas minadas.

Alternativa de Excavación Sin Relleno.

En predios baldíos de gran extensión destinados en el futuro a uso habitacional, que abarquen una loma o parte de ella, donde las minas subterráneas se encuentren a poca profundidad y representen en planta un porcentaje alto del área total, puede convenir abatir la superficie original por lo menos hasta el piso de ellas sin el empleo subsecuente de rellenos compactados. Esta alternativa está condicionada a una configuración topográfica apropiada y a cumplir con los requisitos del proyecto urbanístico previsto, así como al tiempo requerido para desalojar en forma económica los fuertes volúmenes del material excavado. La solución puede implicar cortes de gran altura en el perímetro, cuya estabilidad debe estudiarse.

REFUERZO DE BOVEDAS Y PROTECCION CONTRA INTEMPERISMO.

En ocasiones, cuando se trata de galerías angostas o salones sostenidos por pilares del mismo material, se ha optado por reforzar la bóveda mediante un arco de concreto reforzado, o mediante muros de mampostería combinados con un recubrimiento para prevenir la intemperización de paredes y techos de galerías.

Formas de refuerzo.

Fundamentalmente existen tres formas de estructuración para recibir las cargas:

a) Muros de mampostería:

Estos tienen por objeto reducir el claro libre de las cavidades para incrementar la capacidad para soportar cargas impuestas por las estructuras y la propia bóveda. Los muros se desplantan en terreno firme bajo el piso de las cavidades; en su parte superior debe garantizarse un buen contacto con la bóveda, pudiendo lograrse a base de rajuela de piedra y mortero con aditivo expansor. Como parte de esta solución se requiere recubrir las paredes y clave para evitar la acción del intemperismo lo cual es posible lograr mediante muros de tabique losas precoladas en el techo, o bien con concreto lanzado. La solución a base de muros de mampostería se empleó en una de las construcciones del Instituto Nacional de Protección a la Infancia (I.N.P.I.), ubicado en la calle Joaquín Pardavé de la Colonia Oliver del Conde.

b) Refuerzos de pilares naturales.

En salones sostenidos por pilares se ha utilizado con éxito concreto o mampostería para reforzarlos, según se muestra en la figura 3.9. En esta solución también es indispensable recubrir paredes y bóvedas para evitar que se alteren.

c) Recubrimiento con concreto lanzado.

Es posible que si la galería es profunda no afecte la estabilidad del terreno y de las construcciones si se protege contra la acción del intemperismo para evitar el fenómeno de migración. En este caso, será posible recurrir al empleo de un recubrimiento a base de concreto lanzado, reforzado con una malla de acero.

La práctica permite establecer que son suficientes espesores de 5 a 10 cm. del recubrimiento para proteger apropiadamente las paredes y techo contra el intemperismo.

El empleo de un recubrimiento de concreto lanzado tiene limitaciones, razón por la cual antes de usarlo es necesario investigar las características del material de las paredes y clave de la cavidad, basándose en pruebas hechas "in-situ".

También se requiere que las paredes de la cavidad sean capaces de soportar el impacto del concreto al momento de lanzarlo, y por otro lado, espacio suficiente para realizar esta operación.

Un obstáculo adicional en el empleo de esta solución lo representan las condiciones de flujo de agua a través

del terreno, si las hay o llegaran a presentarse, ya que pueden producir el arrastre de materiales o una carga adicional por saturación del suelo que forma el techo de las galerías.

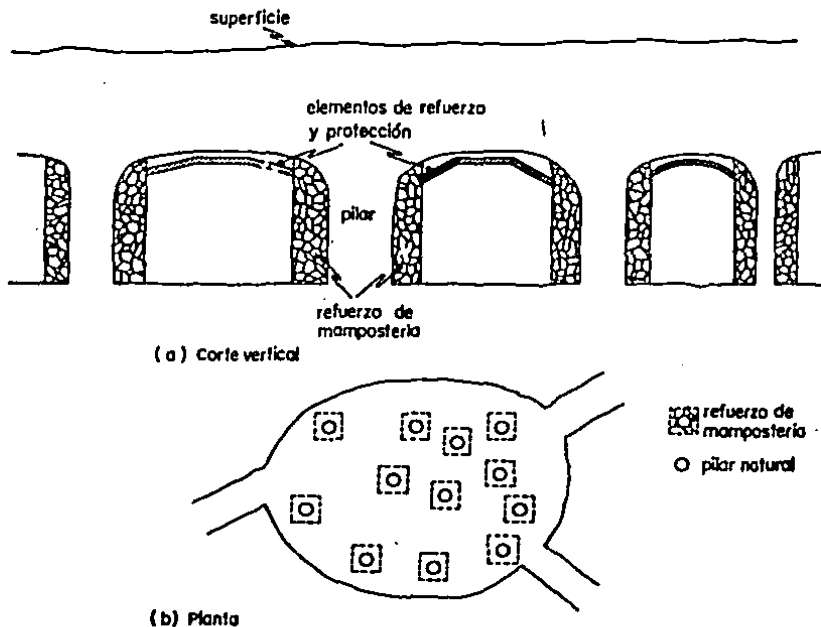


Fig. 3.9 Refuerzo de pilarea con mampostería.

CAPITULO IV

RELLENOS HETEROGENEOS Y BASURAS

Existen a la fecha operaciones que el hombre realiza para cumplir con requisitos sanitarios y para corregir la topografía de la corteza terrestre que producen problemas cuando utilice dichas áreas para construir nuevas estructuras. De estos problemas, los que serán tratados en este capítulo lo constituyen los rellenos construidos sin control de su colocación y su compactación y las basuras que se acumulen en áreas previamente seleccionadas.

Es una práctica muy común utilizar los desperdicios de construcciones o de los materiales que no se utilizan durante el proceso constructivo de una nueva estructura, sea ésta el suelo que se excava para construir una cimentación del tipo parcial o totalmente compensada, los materiales excedentes de los cortes que se efectúan en las construcciones de caminos o de túneles, o también durante las operaciones de dragado que se aplican en las obras marítimas para rellenar depresiones que existan en la corteza terrestre o bien depositarlos en áreas previamente autorizadas.

La práctica común es rellenar de preferencia las depresiones del terreno o bien construir terrazas en zonas planas depositando el material por volteo y sin aplicarle ningún tratamiento para su distribución y compactación, por lo cual, dada la heterogeneidad de los diferentes materiales que se depositan en la forma señalada, se pueden distinguir fundamentalmente dos tipos de inconvenientes en el procedimiento que se sigue para producir tal tipo de relleno:

- a) heterogeneidad de los materiales que lo forman, y
- b) deficiente compactación de los mismos.

A los anteriores inconvenientes, se puede añadir el desconocimiento de su distribución tanto en planta como en elevación, por lo cual su estudio, para utilizarlo como terreno de cimentación, requiere de una información más amplia que en el caso de suelos naturalmente depositados.

Desde luego pueden existir depósitos de rellenos hechos por el hombre, que debido a su edad han sufrido acomodos o cambios en su naturaleza que a la fecha permiten tratarlos como depósitos prácticamente naturales.

En ocasiones el Ingeniero se enfrenta al problema de utilizar los rellenos construidos sin control alguno prealocado además por limitaciones económicas, como en el caso de la construcción de conjuntos habitacionales de tipo popular, por lo cual, para poder decidir su aceptación, o rechazo como terreno de cimentación, su estudio deberá enfocarse a los siguientes aspectos:

- a) Su distribución en planta y en profundidad.
- b) Conocimiento de los materiales que lo forman
- c) Conocimiento de sus propiedades físicas y mecánicas

Del conocimiento de su distribución en planta y en profundidad se podrá establecer si es conveniente dejarlo en el

área por utilizar, ya que de preferencia, cuando su espesor sea de poca importancia, lo más conveniente será eliminarlo para apoyar la estructura sobre un suelo natural de mejor calidad.

A partir del conocimiento de los materiales que lo forman se podrá decidir sobre su empleo, ya que pueden existir rellenos formados por suelos limo-arcillosos que hayan recuperado parte de su estructura por efecto de las cargas que le aplican los depósitos superiores y tener una masa sensiblemente uniforme, en cuyo caso se podrá aceptar su empleo como terreno de cimentación, siempre que satisfaga características físicas y mecánicas que permitan predecir un comportamiento satisfactorio de las estructuras que sobre él se apoyen.

En el caso de suelos granulares o bien en el caso de depósitos formados por fragmentos producidos por demolición de antiguas construcciones de tabique, concreto, ladrillo, etc., su comportamiento puede ser más difícil de predecir principalmente en áreas situadas en regiones de intensa sismicidad.

En el caso de las basuras sabemos que por razones sanitarias se acostumbra localizar los tiraderos de basuras alejados de las áreas urbanas y empleando de preferencia depresiones naturales del terreno que al ser rellenadas, se deberán cubrir con depósitos naturales que impidan la transmisión de

malos olores o bien la proliferación de insectos que pongan en peligro la salud de la población. Desafortunadamente el crecimiento de las áreas urbanas ha llegado a invadir estos lugares destinados a basureros y existen a la fecha ciudades de nuestro país donde están construyéndose nuevos centros de población en que se ha planteado el problema de cimentar estructuras sobre antiguos depósitos de basura. Este problema resulta más complicado que el de los rellenos que forma el hombre con los desechos de los materiales de construcción, ya que a los problemas que presentan aquellos, debe agregarse en forma muy importante el que constituye la descomposición de los residuos y despojos de origen orgánico que generalmente forman las basuras.

CIMENTACIONES EN MATERIALES DE RELLENO.

El conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que forman los rellenos servirá para decidir si es factible utilizarlos como apoyo de las estructuras por construir, siendo esta decisión la que deberá tomarse principalmente en el caso de rellenos de importante espesor, ya que a partir del conocimiento de aquellos se podrá recomendar el tipo de mejoramiento indicado para cada caso.

a) Rellenos formados por materiales cohesivos.

Aplicación de sobrecarga equivalente a la que producirá la estructura por construir, principalmente en el caso de estructuras ligeras. Esto se puede lograr utilizando parte de los mismos rellenos superficiales, colocándolos convenientemente sobre las áreas por construir durante un período adecuado. (véase método de precarga-capítulo V, inciso V.1 cimentaciones en suelos blandos).

Sustituyéndolo parcialmente con material granular convenientemente compactado y colocado en forma de cilindros, como es el procedimiento llamado "Pilotes de Arena".

b) En suelos granulares de origen natural (arenas y gravas).

Se puede compactar en espesores importantes, utilizando el procedimiento de Vibroflotación, empleo de explosivos, el hincado de pilotes o bien cambiar su composición por inyección de productos diversos. (ver capítulo V y II).

c) En el caso de depósitos de relleno producto de la demolición de estructuras, su mejoramiento resulta más difícil de lograr por lo que de preferencia deberán de eliminarse de las áreas en que se localicen o bien no depender de ellos para transmitir las cargas de las estructuras.

d) Rellenos formados por basura.

Definitivamente en presencia de este tipo de depósitos, una vez cumplidos los dos primeros requisitos especificados para el estudio de los rellenos y certificada la naturaleza de los depósitos, se recomienda eliminarlos y sustituirlos por materiales que garanticen un buen comportamiento como terreno de apoyo, si bien debe tenerse especial cuidado en no confiar en las basuras como elementos confinantes, ya que a corto o largo plazo sufrirán cambios importantes en su naturaleza y producirán por consecuencia deformaciones en los suelos que en ellas se apoyan.

Cuando no puedan por la importancia de su espesor eliminarse del área en que se localizan, se deberán utilizar para cimentar estructuras, elementos estructurales que transmitan las cargas atravesándolas hasta encontrar depósitos inorgánicos de características convenientes.

En ocasiones, cuando el espesor del relleno no es considerable, se ha logrado apoyar estructuras ligeras que

transmiten presiones de 2.5 a 5.0 ton/m² por medio de zapatas corridas apoyadas sobre un depósito compactado de suelo controlado (generalmente granular), de espesor mínimo de 1.5B.

Los métodos de mejoramiento mencionados anteriormente se explican con más detalle en los capítulos respectivos al suelo de que se trate, dentro de esta misma tesis.

CAPITULO V

SUELOS BLANDOS Y DE BAJA COMPACIDAD

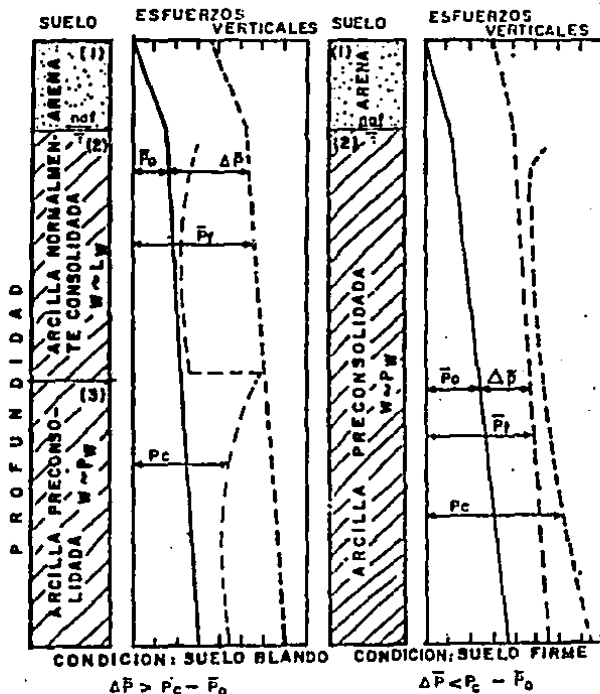
En este capítulo se caracterizan los procedimientos establecidos para mejorar la estructura, las propiedades mecánicas y el comportamiento de los suelos de cimentación que en los estudios geotécnicos previos al diseño o en el análisis esfuerzo-deformación, para el desplante de una obra, se han clasificado como: blandos, sueltos o muy compresibles.

Es conveniente poner en claro los términos "blando" aplicable a los suelos cohesivos y "suelto" para los suelos granulares. En el estudio geotécnico previo al diseño, es de vital importancia, tratándose de un suelo cohesivo, el determinar si éste es "blando" o "firme", ya que la condición "firme" indica que los problemas de estabilidad y deformación serán mínimos en el proyecto de una cimentación o estructura de tierra, lo que por el contrario, la condición "blando" implica la necesidad de un mejoramiento del suelo de cimentación. El mismo criterio es aplicable a los suelos friccionantes en sus condiciones "compacto" y "suelto" respectivamente.

En suelos cohesivos los términos blando o firme se definen en función de la relación entre el incremento neto de esfuerzo transmitido por la estructura, $\overline{\Delta P}$ y la diferencia entre el máximo esfuerzo de preconsolidación P_c , y el esfuerzo efectivo existente previamente a la construcción de la estructura, $\overline{P_0}$.

En otras palabras, estas condiciones dependen de si el suelo en cuestión, en algún momento de su historia geológica, se vio sometido a una carga mayor e la que experimentará al completarse la construcción, ésto es $\Delta\bar{P} < (P_c - \bar{P}_0)$ o si por el contrario $\Delta\bar{P} > (P_c - \bar{P}_0)$, entonces se implica la necesidad de un mejoramiento.

La figura 5.1 ilustra el concepto más claramente.



El problema en suelos granulares "suelos" se orienta a determinar su potencialidad al colapso con las cargas en proyecto, fundamentalmente cuando están saturados y sometidos a variaciones de esfuerzos cíclicos como en el caso de sismos, lo que podría provocar un fenómeno de licuación.

Las condiciones de compacidad se determinan mediante, la aplicación del criterio de resistencia a la penetración estándar, aunque en este caso también convendría asociar los términos suelto y compacto con criterios asociados a las tendencias al cambio volumétrico (o generación de presión de poro) bajo la aplicación de esfuerzos cortantes impuestos por la estructura.

CIMENTACIONES EN SUELOS BLANDOS

Un método efectivo y relativamente barato para el mejoramiento de las propiedades ingenieriles de suelos de cimentación es la "precarga".

Se designa como "precarga" al sistema de aplicar carga a los suelos de cimentación, previas a las cargas normales de operación de las estructuras en proyecto, teniendo como objetivo el cumplir dos metas principales.

- 1) Las sobrecargas temporales son utilizadas para eliminar asentamientos que, de otra manera, ocurrirían después de completada la obra (disminución de la compresibilidad)
- 2) Aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo por medio de densificación, reduciendo la relación de vacíos y el contenido de agua.

Las precargas usuales en la práctica del mejoramiento de suelos, son: con tierra a base de terraplenes o plataformas; usar la estructura y su carga de operación en aplicación controlada, la prueba hidrostática de recipientes y el abatimiento del nivel de aguas freáticas en el sitio de proyecto, para incrementar los esfuerzos efectivos, al reducir la presión de poro.

En la práctica Europea y en Japón se ha combinado la aplicación de precargas con el uso de drenes verticales a base de perforaciones, rellenas de arena o con la colocación de cartón o plástico, teniendo como objetivo el de acelerar el flujo de agua en el proceso de consolidación y reducir el tiempo del mejoramiento.

La precarga es de máxima efectividad en depósitos normalmente consolidados a ligeramente preconsolidados de tipo arcilloso, limoso y orgánico. Si los depósitos son profundos y sin lentes permeables intermedios es probable que sea necesario el uso de drenes como se mencionó anteriormente.

La cantidad de asentamiento eliminado por medio de precarga, se recomienda sea el 100% de consolidación primaria, considerando que los asentamientos por consolidación secundaria, posteriores a la terminación de la obra, sean despreciables o se encuentren dentro de los límites de tolerancia. Normalmente, la sobrecarga utilizada será mayor al peso estimado de la estructura propuesta, de modo que los asentamientos posteriores a la construcción sean despreciables. Normalmente se experimentará recuperación y recompresión al remover la sobrecarga y aplicar la carga de la estructura.

Son necesarias pruebas de resistencia al esfuerzo cortante antes y después de la aplicación del método para evaluar las mejoras obtenidas. Los resultados más confiables se

pueden obtener en probetas inalteradas recuperadas por medio de tubo de pared delgada y llevadas a la falla en comprensión simple y triaxial.

La experiencia más frecuentemente manifestada en la aplicación de precarga en México es la de tierra, por su facilidad de ejecución, el menor riesgo de fallas de estabilidad y las pocas consecuencias de los asentamientos producidos. Además la utilización del material en las obras programadas y la omisión de una etapa de renivelado en el caso de desplante de grandes tanques de almacenamiento en la industria del petróleo, donde se han tenido varias experiencias de este método en México. Las desventajas del procedimiento son las de requerir una mayor área de trabajo y en algunos casos en los que no se usa el material con que se formó la precarga, un mayor costo.

Al realizar un diseño de precarga se requiere conocer la estructura u obra por cimentar, sus limitaciones de comportamiento esfuerzo-deformación, tiempo requerido para que opere, programa de construcción, las propiedades de los suelos de cimentación, la estabilidad de la obra desplantada en éstos y las deformaciones que ocurrirán con el tiempo, así como todas las condiciones de carga.

Para la decisión de un mejoramiento de suelo de cimentación del tipo cohesivo en el que su consolidación es a largo

plazo, el análisis de deformación con el tiempo es un paso definitivo ya que el estudio del proceso de consolidación definirá las posibilidades de mejoramiento de la resistencia con el tiempo y de disminución de la deformación para llevarla a extremos tolerables en la operación de la obra. En la estimación de asentamientos con los métodos elásticos, cuando el medio terreno es considerado como homogéneo, los que se aplican en la distribución de esfuerzos provocados por las cargas aplicadas con las expresiones de la teoría de la elasticidad para la estimación de los asentamientos de este tipo. Para los asentamientos por consolidación se estime su magnitud debido a deformación volumétrica de los suelos de cimentación, partiendo de resultados de laboratorio como los que proporcionan las pruebas de consolidación unidimensional e integrando sus efectos al espesor del estrato compresible con expresiones como:

$$\Delta H = \int \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

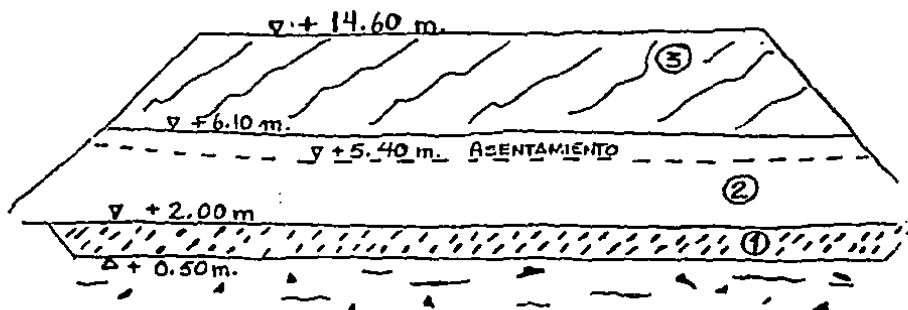
La ampliación del método en diferentes regiones de la República proporciona una experiencia que se proyecta a señalamientos de atención a las diferentes etapas de la ejecución de un estudio geotécnico así como a la importancia de un adecuado reconocimiento geológico en donde la secuencia estratigráfica constituye una información necesaria, complementada con la identificación. Toda esta información tiene proyección en la clasificación del suelo como "blando" o "firme" y en la determinación de su magnitud de precompresión $P_c - \bar{P}_0$. El desarrollo de programas de precarga hasta

el momento se ha orientado a las regiones sedimentarias para el mejoramiento de suelos de formación reciente de origen fluvial, palustre, lacustre o de estuario.

Las precargas con tierra son un proceso constructivo desarrollado a base de terraplenes o plataformas en las áreas en donde se pretende mejorar los suelos de cimentación. En la planeación de los mismos debe elegirse un banco de la región que cuantitativamente proporcione el volumen requerido y sus materiales sean de la calidad establecida por las normas de terracerías. La geometría de la plataforma o terraplen es una función de la proyección en planta de la estructura por cimentar, de la homogeneidad en cuanto a secuencia, espesor y propiedades mecánicas de los suelos y de las limitaciones del asentamiento diferencial de la estructura en proyecto. Su altura depende de los pesos específicos previstos para el material que constituya el terraplen o plataforma, a manera de proporcionar una precarga como la establecida en las predicciones de estabilidad y de normas por cumplir.

En la mayoría de las experiencias de precargos en México, éstas se proyectan en dos etapas, la primera, la constituye un terraplen estructural, construido con las especificaciones propias a su fin, previendo que el mismo incremente el factor de seguridad a la falla general o local de la estructura en proyecto; la siguiente etapa es propiamente la

precarga que por facilidad y economía se forma con los suelos colocados al volteo y bandeados hasta la elevación máxima prevista (ejemplo figura 5.2).



- 1) Saneamiento del suelo contaminado con materia orgánica, raíces etc.
- 2) Terraplén estructural formado por arena producto de excavación compactada a 95% de su peso volumétrico seco Proctor modificado.
- 3) Terraplén de precarga a volteo.

En la explotación de bancos para obtener los materiales con que formar el terraplén, se utilizan los equipos apropiados para corte, carga y acarreo; los bancos utilizados han sido preferentemente de suelos granulares limpios por lo que en la explotación el equipo usual es el traxcavo en el corte y carga a los vehículos de transporte, camiones de volteo o tolvas para bancos arenosos arriba del nivel de aguas freáticas. Para bancos abajo del nivel de aguas freáticas se usa la draga de arrastre hasta profundidades

limitadas a -3 m y la de succión después de esta profundidad estibando el material a manera de permitir su drenaje y su posterior colocación en los terraplenes de precarga; el acarreo ha sido por los mismos medios expresados en el procedimiento anterior.

La formación de los terraplenes de precarga se inicia con el saneamiento del área de desplante de los mismos hasta profundidades variables de 0.50 m a 3.00 m, con objeto de eliminar los suelos superficiales contaminados de materia orgánica, procedimiento que se desarrolla a base de bulldozer o draga de arrastre.

Una vez definido el nivel de desplante se inicia el tendido en capas del material para formar el terraplen estructural, compactándose en atención a las normas o especificaciones generadas para el mismo, ya sea con duopactor o con rodillos neumáticos vibratorios, hasta llegar a la elevación requerida, considerando una sobre elevación que cubra los asentamientos esperados en la precarga; a partir de este punto se realice propiamente la precarga con material colocado a volteo y bandeado con tractor. Se ha intentado formar rellenos por bombeo depositando directamente el producto de excavación de la draga de succión, sin embargo se ha eliminado el procedimiento por inapropiado dada la estructura y gran contenido de agua de dicho producto de excavación.

Las pruebas hidrostáticas como precarga, tienen en el proyecto de cimentación de tanques de almacenamiento algunas ventajas sobre las de tierra, como son: menor costo y tiempo de construcción, ya que se usa la misma estructura de proyecto y requieren de menos área para su ejecución. Sin embargo, presentan desventajas como la de un mayor riesgo en el caso de fallas o colapsos y la necesidad de nivelaciones en el fondo, una vez ejecutadas las pruebas. El procedimiento consiste en ejecutar el llenado del tanque con una velocidad de carga como la determinada en los análisis para preconsolidar los suelos y aumentar la resistencia de los mismos sin provocar fallas (véase figura 5.3).

Por otro lado el abatimiento del nivel de aguas freáticas constituye una experiencia repetida en la ejecución de excavaciones y un procedimiento, en nuestro medio, de preconsolidación de suelos. En el mejoramiento de suelos de cimentación de tanques de almacenamiento, también se ha planteado su uso combinado con precargas de tierra, de agua o provocando totalmente los esfuerzos efectivos requeridos para la preconsolidación, sin embargo, no se ha usado por representar mayores costos que la precarga de tierra y el requerimiento de un equipo especializado.

La historia de aplicación de la precarga como procedimiento de mejoramiento se remonta a la ejecución de las primeras obras de vías terrestres e hidráulicas en México, ya que las mismas se ejecutan con sobrecargas con el objeto de lograr con el tiempo la elevación de rasante o corona deseada.

En los tanques de almacenamiento de petróleo o sus derivados, la falla operacional del fondo del primer tanque por asentamiento diferencial y su rehabilitación, proporciona la experiencia práctica de diseño por mejoramiento de suelos de cimentación con control de carga de operación o hidrostática y renivelaciones de fondo como se muestra en la figura 5.3. Este procedimiento con el tiempo se mejora al evitar la pérdida del fondo, planeando renivelaciones de la plantilla de apoyo por medio de inyecciones de morteros o lechadas y se extiende posteriormente el análisis de asentamientos y su evolución con el tiempo, recomendando pruebas de carga controlada de agua usando la misma estructura o membranas flexibles en el fondo a manera de evitar las renivelaciones en la operación de los tanques.

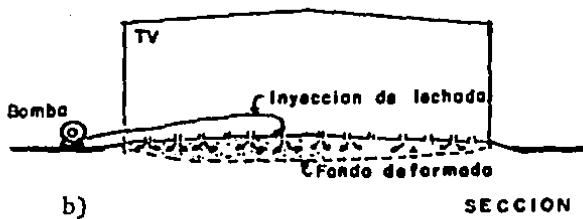


Figura 5.3. Prueba hidrostática de recipientes.

En la experiencia mundial registrada y publicada, el mejoramiento de suelos de cimentación con precarga se ha desarrollado para toda la gama de estructuras o equipos por cimentar, ya sea como un método complementario correctivo o como solución final a un problema de desplante. El diseño de mejoramiento masivo de suelos de cimentación en el estado actual del conocimiento en México se ha limitado a estructuras u obras en donde la tolerancia de asentamientos es más liberal, como los proyectos de desplante de grandes tanques de acero con fondo plano para almacenamiento de hidrocarburos o de sus derivados y a las estructuras de tierra; en donde los sistemas correctivos en operación pueden ser tolerables y en aquellos casos en que la planeación y construcción de obras permite ampliar los programas en el tiempo.

PROCEDIMIENTOS DE DRENADO

Cuando se coloca el terraplén de precarga sobre un depósito de suelo cohesivo saturado, se aumenta la distancia de drenado 'H' y dado que la distancia 'H', afecta al tiempo de consolidación, ésta debe ser lo más corta posible.

Cuando el nivel freático se encuentra cercano a la superficie se puede colocar una capa de grava sobre el terreno previa a la colocación del terraplén y de este modo el agua liberada por la superficie del estrato compresible correrá

por la capa de grava lateralmente hasta la orilla del terraplén, acelerando así el proceso de drenado, debido al alto coeficiente de permeabilidad de la grava.

Este concepto puede extenderse instalando drenes verticales formados por columnas de grava o arena, colocados a intervalos seleccionados dentro del suelo.

Estos drenes son generalmente de 50 cms. de diámetro colocados en un patrón en planta cuadriculada o triangular con un espaciamiento de 3.00 a 5.00 m.

Bajo el gradiente hidráulico producido por el terraplén de carga, el agua fluye de un potencial energético más alto a uno más bajo. Debido a que el flujo de agua es más rápido por los drenes que por el suelo existente, las columnas de arena se convierten en puntos de potencial energético bajo y éstos trabajan conjuntamente con la capa de arena superior maximizando la velocidad de flujo.

Los drenes verticales pueden ser instalados inclusive cuando el estrato a consolidar se encuentre a cierta profundidad de la superficie para acelerar el proceso. En estos casos es posible que no sea necesario el uso de la capa de grava superficial.

La evaluación del procedimiento se hace en base a la teoría de consolidación. El tiempo de consolidación se estima por medio de la ec. $t = \frac{T H^2}{C_v}$ para el porcentaje de consolidación deseado.

El factor adimensional T se estima entre 0.948 y 0.197 para el 90% y 50% de consolidación respectivamente. El coeficiente de consolidación - C_v - se obtiene generalmente de una prueba de consolidación, resolviendo la ecuación mencionada o también es computable por medio de la ec.

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

Para el drenaje radial de los drenes verticales, el coeficiente de permeabilidad K en la ecuación anterior, sería el valor de la permeabilidad en el sentido horizontal, que frecuentemente es 4 o 5 veces mayor que el vertical.

La teoría de drenaje radial hacia los drenes verticales debe tomar en cuenta el efecto de la adherencia del material cohesivo en las paredes del dren vertical, distorcionando así la permeabilidad de dichos drenes. Dicha teoría ha sido presentada por los autores Barron (1948) y Richart (1959).

Para propósitos prácticos, habiendo determinado la magnitud de 'k'; el tiempo de consolidación de un estrato puede computarse del siguiente modo:

- 1) Tomar $H = \frac{1}{2}$ de la distancia entre drenes.
- 2) Computar usando el coeficiente de permeabilidad horizontal.
- 3) Usando el valor apropiado de T para el porcentaje de consolidación deseado.
- 4) Resolver la ec. $t = \frac{TH^2}{Cv}$

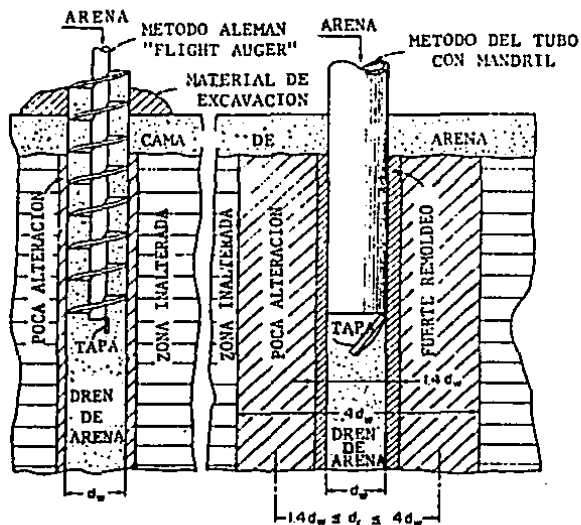
El tiempo de consolidación tendrá errores debidos al drenaje vertical dentro del estrato compresible, dependiendo éstos de la presencia de lentes de arena fina; si el drenaje se efectúa por una o dos caras; la comparación de H con el espesor del estrato de arcilla, etc.

Se pueden instalar drenes de arena por varios procedimientos en diámetros comprendidos entre los 150 y 750 mm. Los más comunes son:

- 1) Hincando tubos con mandril- se hinca el tubo con el mandril cerrado. Se vacía arena dentro del tubo, la cual a su vez sale por el fondo de éste, cuando es extraído y de este modo, forma el dren. Puede usarse aire a presión para asegurar la continuidad y la densidad de la arena.
- 2) Hincando tubos-para después expulsar el suelo de su interior por medio de chiflones de agua y procediendo al llenado con arena de acuerdo al método anterior (1)
- 3) Perforación rotatoria-para después rellenar la perforación vaciándole arena.
- 4) El método alemán "continuous Flight-hollow auger" que es una sofisticada combinación de 1 y 3. La figura 5.4 -- muestra una clara descripción de los métodos.

Un buen drenaje favorece la maximización del asentamiento de un suelo en precarga, y mientras más grande sea el asentamiento obtenido después del tratamiento, menor será el que afecte a la estructura después de terminarla. El drenado

también está relacionado al cambio en el contenido de humedad natural, debido a que se disminuye el porcentaje de vacíos y de este modo se experimenta un cambio permanente en el contenido de agua para un suelo saturado.



d_s = zona de remoldeo con el hincado del tubo con mandril

Figura 5.4 Dos métodos para construir drenes.

CIMENTACIONES EN SUELOS DE BAJA COMPACIDAD.

El estudio geotécnico para el mejoramiento de los suelos granulares limpios, sueltos y saturados o sumergidos, se orienta a la determinación de la probabilidad de la ocurrencia de colapso estructural y en la ocurrencia de cargas cíclicas como en el caso de sismos o sea la determinación de su potencialidad de licuación, la cual se ve favorecida en el caso de arenas finas con un coeficiente de permeabilidad ($K < 10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$), donde el incremento en la presión de poro no se disipa rápidamente, permitiendo una pérdida rápida en su resistencia al corte.

Otros problemas que se presentan, si la arena se encuentra en estado suelto con compactación relativa ($D_r < 0.33$), son los de asentamientos y capacidad de carga.

En las exploraciones, la penetración estándar en sondeos continuos constituye una prueba de gran utilidad para la clasificación de los suelos y tipificación de su secuencia de depositación; es el índice usual en los suelos friccionantes para calificar la probabilidad de licuación.

Se puede aumentar la capacidad de carga de estos suelos densificándolos por medio de compactación, aumentando así su peso volumétrico seco γ_d y reduciendo la susceptibilidad a la licuación.

Dos de los métodos más usuales para llevar a cabo la densificación de suelos granulares sueltos con menos del 20% de limo o 10% de arcilla son la Vibroflotación y la Vibrocompactación los cuales se describen a continuación.

El método de vibroflotación fué descrito por primera vez en 1936 por Steuerman en una revista rusa y más tarde se desarrolló el sistema por el propio inventor en E.U.A., con el auxilio de la Compañía Parsons. Actualmente la patente americana es operada por la Vibroflotation Foundation Company. La pieza central y clave del sistema, es el "Vibroflot" (según la patente americana) especie de vibrador gigante similar a los utilizados para el concreto.

Tiene 40 cm. de diámetro (16") y 183 cm. de longitud (6') pesa del orden de 2 ton. y mediante su masa excéntrica interna puede desarrollar una fuerza horizontal de 10 ton. a 1800 rpm, desplazándose lateralmente del orden de 2 cm. (3/4").

Para facilitar su operación de hincado y en general su funcionamiento, lleva chiflones de agua tanto en su parte inferior como superior, con los cuales puede suministrar agua a razón de 4 a 5 lts/seg (60 a 80 gpm) con una presión de 4 a 6 kg/cm² (60 a 80 psi).

El proceso de densificación, en un punto dado de una cuadrícula seleccionada previamente, se inicia con el hincado del Vibroflot en el terreno arenoso, merced al chiflón inferior operado a toda su capacidad. El vibrador cuelga libremente de un cable operado por una draga ligera y su velocidad de penetración en el terreno es del orden de 1 a 2m (3 a 6 pies) por minuto.

El agua se introduce a un gasto mayor del que pueda drenarse libremente en el suelo, lo cual crea una condición momentánea de arena movediza, facilitando que el artefacto penetre por su peso propio hasta la profundidad deseada.

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

La densificación propiamente dicha, empieza cuando el vibroflot se le hace funcionar su masa excéntrica e inicia el retorno a la superficie por intervalos de 30 a 40 cm (1 pie), alcanzando en cada etapa la densidad especificada. Simultáneamente se va agregando material granular por el borde del cono que se forma en la superficie, para ocupar el volumen extra, resultante de la densificación y para reemplazar el suelo "barrido" por los chiflones.

Así se compactan tanto el suelo del lugar, como el que se va agregando.

En suelos arenosos limpios deben agregarse del orden de 0.3 a 1.9 m³ por metro (3 a 20 pies³/pie).

En arenas limpias gruesas, el incremento en la densidad ocasiona un correspondiente aumento en el consumo de energía del motor, sirviendo ésto como norma para el control del proceso relacionando el potencial en volts con la intensidad de corriente en amperes para lograr la compactación específica.

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

Con este procedimiento se forman columnas de 2.4 a 3.0m. (8 a 10 pies) de diámetro en cada penetración del vibrador). Lógicamente el grado de compactación es máximo al centro de la columna y decrece radialmente.

En arenas limpias, el radio de influencia es del orden de 1.8m (6 pies) y decrece a 0.6 a 0.9 m. (2 a 3 pies) en arenas con más del 20% de finos.

La experiencia indica que el proceso de densificación, es más eficiente en suelos arenosos limpios, de preferencia gruesos. Algunos investigadores consideran que los suelos de partículas gruesas mejoran la transmisión de vibraciones al suelo y por lo tanto los recomiendan para ir llenando el hueco.

Según la Vibroflotation Foundation Company, pueden procesarse suelos con tamaños de partículas del orden de 0.1 mm hasta 10 mm, aceptando que menos del 20% pase la malla 200,

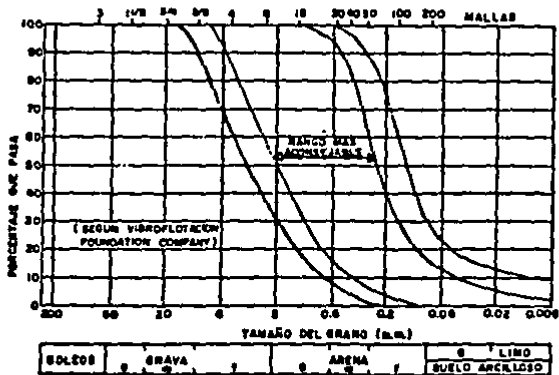


Figura No. 5.5

Por el contrario cuando los materiales por densificar contienen apreciable cantidad de finos, se reduce la eficiencia del método. Según Tachebotarioff aparentemente la reconsolidación por vibración de los suelos menos permeables después de que fueron aflojados por el chiflón, no ocurre suficientemente rápido. Sin embargo hay autores que reportan haber tenido éxito para suelos con 30% de finos en arenas muy finas, arenas finas con bolsas de arcilla y limos y arenas con capas de arcilla de pocos metros de espesor.

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

Las profundidades de tratamiento varían entre 3.4 y 12 m, y el espaciamiento entre inserciones es de 1.7 a 3.7 m, siendo en promedio de 2.2. m.

D'Appolonis, Miller y Ware han encontrado que:

- 1) La densidad relativa, no pase del 70% en puntos situados más de 0.9 m (3 pies) de un punto compactado por Vibroflotación.
- 2) El traslape es pequeño, cuando los puntos de vibrado están separados más de 2.4 m (8 pies).
- 3) Espaciamientos menores de 1.8m (6 pies) dan densidades relativas mayores del 70% dentro del área compactada.

- 4) Se pueden superponer los efectos de compactaciones adyacentes.
- 5) Distribuciones triangulares y cuadradas dan más o menos los mismos resultados, pero se prefiere la triangular porque da un mayor traslepe.

La ubicación del nivel freático no afecta la aplicabilidad del método, dado que éste introduce suficiente agua en el terreno de la zona por tratar como para asegurar una completa saturación del material.

Según Webb y Hall, la acción del vibroflot puede reducir la resistencia a la penetración de capas de arena densas y debilitar las capas arcillosas, algo que debe tomarse en cuenta en depósitos estratificados.

Hay poca información en la literatura con relación a la influencia que tienen la frecuencia y magnitud de la fuerza vibratoria en la densificación alcanzada. Watanabe al conducir ensayos de laboratorio en arenas sueltas secas y saturadas, usando frecuencias similares a las desarrolladas en campo por el vibroflot, encontró que la densidad obtenida aumentaba con la aceleración pico hasta un valor cercano a 0.5 g, después del cual ya no aumentaba notablemente.

La Vibrocompactación se aplica principalmente a suelos granulares, sueltos y con alto contenido de agua o mejor aún saturados.

No todas las arenas son adecuadas para la vibrocompactación; se ha notado que las arenas, aún aquellas saturadas, no se prestan a este procedimiento si contienen un porcentaje alto de partículas finas (por ejemplo 50% que pasa la malla No. 120, o partículas menores que 0.15 mm).

Deben efectuarse pruebas 'in situ' para cada trabajo donde se crea que el método es aplicable.

El método ha sido aplicado con éxito hasta profundidades de 10 a 15 m, pero no hay razón para que no pudiera ser usado, con un vibrador poderoso, hasta 20 m.

Un vibrador de especificaciones adecuadas (frecuencia de 15 a 25 hz) es usado para hincar y extraer a intervalos regulares un elemento metálico, el cual puede ser un ademe (generalmente de 700 a 800 mm de diámetro) un par de tablestacas soldadas espalda con espalda, un perfil de viga, etc. Para cada forma de elemento se recomienda soldar en el exterior bandas o varillas de refuerzo, para mejorar la transmisión de vibración al suelo.

El espacio de la retícula se determina solo después de haber realizado varias pruebas, pero también depende de la técnica que sea aplicada por el contratista. Algunos contratistas de hecho prefieren hincar y extraer el elemento

más bien rápidamente, permitiendo no más de 3 a 4 minutos de vibración en cada punto de la retícula, en este caso el espaciamiento de la retícula es a menudo reducido a 1.5 x 1.5 m.

Otras compañías creen que sus resultados son mejores cuando se le permite vibrar al elemento por 15 minutos en cada punto, incrementando consecuentemente el espacio, a 2.8 x 2.8 m por ejemplo. Con ambos métodos el volúmen horario tratado es más o menos el mismo, para una profundidad de 10 m, es posible un volúmen de 300 m³ por hora.

El proceso puede ser finalmente resumido de la siguiente manera:

a) Estudio del suelo:

- tipo de suelo
- compacidad inicial
- análisis granulométrico
- resistencia a la penetración estandar
- contenido de agua
- nivel freático
- profundidad del suelo por compactar
- dimensiones totales del área de trabajo

b) Prueba en el lugar para determinar el espaciamiento de retícula y el tiempo de vibración requerido para cada punto.

c) Vibrocompactación

d) Verificación posterior con número de golpes en penetración estándar dinámica.

El grado de compactación debe ser verificado inmediatamente después de que el suelo ha sido vibrado (por ejemplo al día siguiente) y una medición de la resistencia con penetrómetro debe ser efectuada para cada 10 o 20 puntos de la retícula (dependiendo de la homogeneidad del suelo), y comparada con las mediciones originales en la misma área. De esta manera pueden tomarse acciones correctivas, si se necesitan, mientras el equipo no ha sido movido todavía demasiado lejos.

Los resultados logrados con este método pueden ser resumidos como sigue:

- Los primeros 1 a 2 m no se densifican generalmente y deben ser compactados más tarde con un equipo superficial;
- Si el suelo incluye capas limosas o arcillosas (o más generalmente, capas de suelos cohesivos), no sufre compactación al nivel de esas capas;
- En todos los otros niveles, la resistencia de punta se incrementa de un 50 a un 100%. La compacidad relativa requerida (entre 60 y 80% y aún en algunos casos 100%) se alcanza, el suelo se asienta de 7 a 10%.

Recientemente, con el desarrollo de los martillos vibrohincadores aplicados a pilotes, tablestacas, etc., se ha puesto en funcionamiento un nuevo método alternativo para densificar suelos arenosos, la compactación con martillos vibradores.

En este proceso se combina un martillo vibratorio con un elemento metálico columnar, el cual se va introduciendo verticalmente en cada sitio prefijado, siguiendo un patrón establecido.

En la versión Francesa con "Vibrofonceur de Procèdes Techniques de Constructions", el elemento columnar está formado por dos perfiles metálicos en forma de "U" unidos espalda con espalda.

En la versión Americana Terra-Probe, de Foster se emplea un ademe tubular circular.

En la compactación con los sistemas de Vibrohincadores, adosados a elementos columnares, VIBROFONCEUR, TERRAPROBE, no se usa agua durante el hincado del sistema, aunque si se aconseja agregarla previamente para saturar el suelo.

Dado que las vibraciones transmitidas al elemento columnar son básicamente verticales, el hincado se realiza normalmente sin ayuda de chiflones de agua.

Al terminar de densificar una zona, la superficie del terreno desciende y para restituir el nivel debe agregarse nuevo material o bien puede colocarse previamente antes de efectuar el tratamiento del terreno.

La aplicación del método está dirigida a suelos granulares limpios. Según la L.B. Foster Company, puede aplicarse en suelos con tamaños de partículas del orden de 0.7 mm hasta 60 mm. aceptando que menos del 25% pase la malla 200. (figura 5.6).

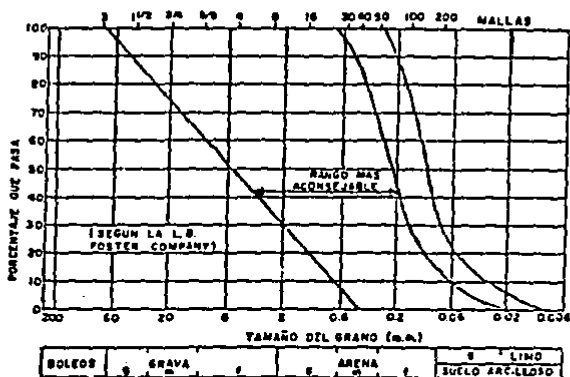


Figura No. 5.6

APLICACION DE LA VIBROFLOTACION A SUELOS COHESIVOS.

Columnas de piedra Vibroflotadas.

En suelos cohesivos blandos y en depósitos orgánicos, se ha usado con éxito el método de Columnas de grava formadas por vibroflotación; variante del proceso original que permite aplicarlo a suelos blandos.

En este variante, el Vibroflot forma un agujero vertical a través del terreno blando, el cual posteriormente es llenado con grava o piedra quebrada, además de ser compactado por el propio vibrador.

Las columnas de arcilla y piedra formadas de esta manera llegan a ser del orden de 1.0 m de diámetro.

Su arreglo en planta es triangular a separaciones de 1.5 a 2.5 m.

Encima de las "columnas" se coloca un relleno granular de 0.6 a 0.9 m. de espesor a fin de auxiliar la distribución de las cargas además de servir como drenaje.

La primera aplicación del método fué en arena fina con poco contenido de arcilla y limo, pero posteriormente se ha aplicado con éxito a arcillas blandas, arcillas orgánicas, limos y turbes.

De acuerdo con Luce las columnas actúan originalmente como pilotes, pero a medida que la carga vertical se incrementa se ensanchan y desarrollan empuje pasivo en el suelo blando que quedó entre las columnas.

Al mismo tiempo las columnas actúan como drenes de la arcilla, acelerando su consolidación y movilizandó mayor resistencia del conjunto.

El método permite aplicar cimentaciones del tipo superficial donde de otro modo se hubiesen requerido pilotes.

PROCEDIMIENTOS APLICABLES A SUELOS SUELTOS Y BLANDOS.

La compactación dinámica es un método para mejorar las propiedades ingenieriles del subsuelo, tanto por encima como por debajo del nivel freático, y es aplicable tanto en tierra como en el mar. La compactación dinámica también ha sido utilizada con éxito para reducir el potencial de licuación de arenas y limos sueltos durante fuertes desplazamientos del suelo.

Básicamente el método consiste en aplicar grandes impactos de energía en la superficie del suelo, al dejar caer masas de acero de unas 10 a 50 tons. de peso, desde una altura que varía de los 12 a los 35 Mts. En cualquier tipo de suelo no saturado, las ondas de impacto causan compactación como en un ensayo "Proctor".

En el caso de los suelos sumergidos, la onda de compresión causa primeramente licuación parcial o completa y luego la onda transversal y la onda Raleigh reacomoda la estructura granular de los suelos hasta llegar a un estado más denso.

Más adelante se da una explicación más detallada del procedimiento aplicado a diferentes tipos de suelo.

Los bases desarrolladas en 1969 por el inventor del método de compactación dinámica de suelos granulares, el ingeniero francés Luis Menard, fueron posteriormente adaptadas para tratar suelos cohesivos bajo el nombre de consolidación dinámica.

La variedad de los suelos que han sido tratados con éxito es sorprendentemente amplia. Se ha logrado un mejoramiento efectivo en suelos que varían desde enrocamientos hasta limos arcillosos y desechos de construcción o basura doméstica.

La granulometría no constituye ni un límite inferior ni superior a la técnica. Es igualmente posible tratar terraplenes formados por enrocamientos, que las arcillas de contenido de agua superior al 80%; el proceso de apisonado debe ser adaptado, evidentemente, a cada tipo de material.

Una supervisión y observación constante del comportamiento en el campo se requieren para poder adaptar el sistema de tratamiento, tanto en la energía aplicada como en la secuencia de los golpes y los intervalos de los mismos, con el objeto de lograr los resultados deseados.

Cuando se requiere tratar una amplia superficie, la compactación dinámica puede resultar muy económica, comparada con los tratamientos de cimentaciones combinadas, tales como

cimentaciones profundas y otros métodos de compactación en profundidad cuando pueden aplicarse.

Algunos proyectos típicos son: patios de tanques, grandes bodegas con losas muy cargadas, terraplenes de atracaderos y muelles en nuevos puertos, aeropuertos, autopistas, así como desarrollos urbanos y edificios.

El apisonado se efectúa por medio de masas de acero de varias docenas de toneladas levantadas con grúas de gran capacidad o con maquinaria construida especialmente para este efecto. La elección del peso del pisón "M" y de la altura de caída "h", depende en primer lugar del espesor "H" de la capa a compactar.

Al principio del desarrollo del procedimiento, Luis Menard descubrió que la profundidad del mejoramiento máximo es aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada de la energía desarrollada por cada golpe (peso de la masa multiplicada por la altura de la caída libre).

$$h \cdot M \sim H^2$$

Los valores de "h" y "H", están medidos en metros y el de "M" en toneladas.

La energía por golpe M.h es un parámetro esencial, varía en la práctica corriente de 150 T m a 500 T m, pero puede alcanzar excepcionalmente 1,000 a 2,000 T m.

Independientemente de que haya que tomar en consideración las condiciones de suelos y nivel freático, para tratar un área de suelo blando a 10 mts. de profundidad se necesita por lo menos una masa de 12 tons. con caída libre desde 12 mts.

Debido a la creciente necesidad para tratar capas de suelo cada vez de mayor espesor hasta de 35 mts. las grúas convencionales, aún modificadas, no son adecuadas. Hubo que diseñar equipos nuevos. La inclinación actual es la usar una estructura metálica en forma de tripie con un malacate hidráulico de un diseño completamente nuevo. Masas de 50 tons. pueden entonces soltarse en caída libre desde 35 mts. de altura. Posteriormente se desarrolló, de acuerdo con los mismos principios, un equipo único para dejar caer una masa de 200 tons. desde una altura de 24 mts. para compactar un terraplén suelto de 13.5 mts. de espesor que sobreyace a un depósito blando de 26 mts. de profundidad en el sitio donde se proyecta construir el nuevo aeropuerto de Niza en la Rivera Francesa.

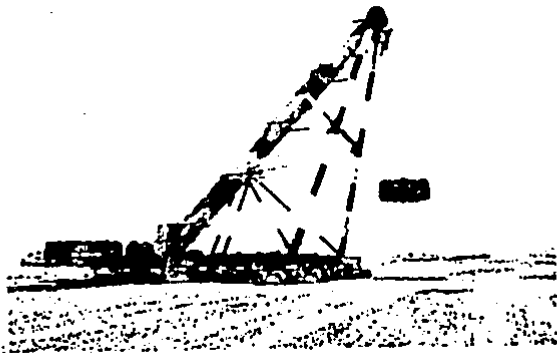


Figura No. 5.7 a)
La máquina Giga en el Aeropuerto de Niza, Costa
de Azur (200 toneladas cayendo desde 24 mts.).

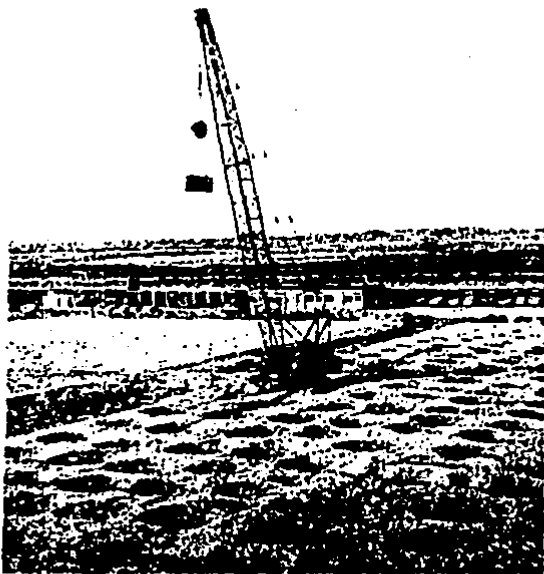


Figura No. 5.7 b)
Un ejemplo típico: el material de elevación y la
distribución de puntos de impacto.

El proceso parece implicar la fase gaseosa de los llamados suelos saturados. Esto explica el asentamiento inmediato que ocurre al momento del impacto. El gas bajo forma de micro burbujas es primeramente comprimido para luego actuar como un gato de presión y expulsar el agua fuera del suelo.

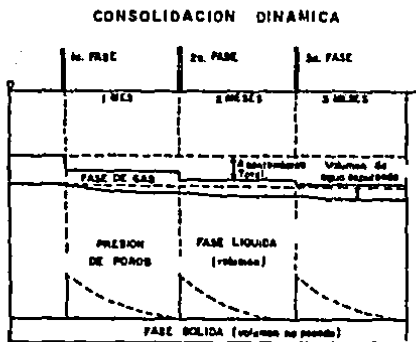


Figura No. 5.8

Interacción entre las fases gaseosa y líquida en el suelo durante las fases de consolidación dinámica.

Las observaciones hechas demuestran que la presión de poro se disipa en mucho menos tiempo que cuando se somete al suelo a una carga estática. Esto puede deberse a las grietas de tensión que se forman en el suelo con cada golpe; mismas que se desarrollan en forma radial desde el punto de impacto, formando conductos de drenaje preferenciales a través de los cuales circula el agua. También podría ser cierto que la licuación aumenta la permeabilidad de la estructura del suelo.

Por lo que a la licuación se refiera, el golpe induce varias ondas de impacto en el suelo. (Fig. 5.9).

- La onda de compresión viaja básicamente a través de la fase líquida y sacude el esqueleto del suelo aumentando y disminuyendo sucesivamente la presión de poro hasta dislocar el esqueleto. La onda de corte así como la onda Raleigh viajan a menor velocidad y subsecuentemente reacomodan los granos dislocados volviéndolos a un estado más denso.

Por consiguiente, ambos tipos de ondas juegan su propio papel y en los suelos sumergidos las ondas transversales son las ondas densificadoras.

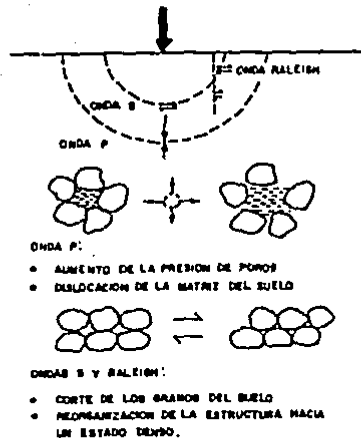


Figura 5.9 Efecto de las ondas de choque durante la consolidación dinámica.

En la consolidación dinámica el asentamiento crece paralelamente con la energía unitaria aplicada por unidad de superficie, pero a partir de un cierto umbral, caracterizado por un nivel de energía y de asentamiento, el terreno se comporta rigurosamente como un material incompresible.

Paralelamente a este asentamiento, se observa en todos los niveles de terreno un crecimiento de la presión intersticial y de presión horizontal, cuando se alcanza el umbral de saturación energético, éstos llegan a igualarse a la presión vertical; lo que implica alcanzar las condiciones de fluidez.

En cuanto al concepto de resistencia aparente, se nota en principio una fuerte caída de los valores, el mínimo, frecuentemente muy bajo, se alcanza cuando el terreno está fluidificado. El esqueleto del material está entonces completamente desarticulado, el agua adsorbida (agua sólida) que juega un papel importante como rigidizador de la estructura, está parcialmente transformándose en agua libre o gravitacional.

La segunda particularidad observada en una obra de consolidación dinámica es la rapidez de disipación de la presión intersticial, que bruscamente sometida a un gradiente elevado de presión, no tiene ningún obstáculo en abrir la estructura previamente licuada bajo el efecto de las ondas de choque, y crear así por dislocamiento interno del material, una verdadera red de drenaje con preferencia, en general, perpendicularmente a la dirección de las tensiones más débiles. Concentrando la energía de apisonado en los vértices de rotura, regularmente repartidas alrededor de los puntos de impacto, los surtidores que en ciertas condiciones geológicas aparecen algunas horas después del apisonado, en la proximidad de los crateres, son provocados y alimentados por esta red de drenaje.

Ahora bien, a medida que la presión intersticial se disipa, el material se reestructura y se vuelve a las condiciones de desplazamiento de granos en un líquido (ley de STOKES).

Por otra parte las superficies de contacto se vuelven a cerrar tan pronto como la presión intersticial llega a ser inferior a las presiones de confinamiento.

La técnica de consolidación ha permitido volver a dar al valor que tiene a una característica física de los suelos de cimentación que se podría llamar la permeabilidad en gran escala, función de la macro estructura del terreno y que depende estrechamente de las condiciones de fluidificación (más precisamente de la relación de la presión intersticial a la presión total).

En fin, se diría que las ondas de choque, al transformar el agua adsorbida (verdadera agua sólida) en agua libre, favorecen al aumento de sección de los canales capilares, el fenómeno inverso se produce cuando el terreno se vuelve a solidificar bajo la influencia de fenómenos tixotrópicos.

En consecuencia, los tiempos entre fases de apisonado cada vez mayores, en resumen, la permeabilidad decrece con la compactación pero durante la aplicación de los impactos ésta crece.

Es importante hacer un reconocimiento de las características del suelo in-situ para determinar el número óptimo de los golpes consecutivos en un mismo sitio o punto de impacto,

el espaciamiento óptimo entre dichos puntos, así como el tiempo necesario entre cada fase. Una fase consiste en aplicar el método en todos los puntos de impacto que se han definido en el sitio. Entre dos fases consecutivas el sitio es renivelado, colocando un nuevo relleno o utilizando un buldozer entre los puntos.

Posteriormente, es necesario llevar a cabo un control detallado consistente en medir las características del suelo in-situ entre cada fase para descubrir las áreas locales que aún requieran de un tratamiento adicional. Para la última fase, se reduce la energía aplicada por impacto y se utiliza una cuadrícula de tratamiento traslapándose con la anterior para compactar el suelo a poca profundidad.

Cuando se empezó a trabajar con este sistema se utilizaban pisones en forma de cajón de acero relleno de concreto. Con el paso del tiempo ha ido cambiando la forma de la masa y ahora existe un dimensionamiento óptimo. Ahora se usan pisones cuadrados de 2 x 2 m con los que se logra una mayor rapidez en el trabajo y una mayor eficiencia en el tratamiento.

<u>ESPESOR POR COMPACTAR</u>	<u>DIMENSIONES DEL PISON</u>	<u>ALTURA DE CAIDA</u>
m	m	m
6-10	2 x 2	20
12-20	3 x 3	40
30-40	4.5 x 4.5	25

Existe una gran variedad de placas base, con diversas características geométricas y se usan varias de ellas en un solo trabajo, intercambiándolas.

Por razones prácticas los trabajos se realizan siempre sobre una plataforma permeable con el fin de permitir la salida de agua. Vendo al límite, se puede decir que si el primer impacto el pisón penetra 10 m. en el suelo, entonces el trabajo habrá concluido.

Por diferentes razones de orden práctico, económico y técnico la tendencia actual es acrecentar las alturas de caída, además se observa una importante mejora del rendimiento energético cuando la velocidad del choque sobrepasa la de transmisión de la onda en el terreno en trance de licuación.

El rendimiento depende, así mismo, muy íntimamente de la buena observación de las reglas, fundamentalmente por razones geotécnicas:

- Necesidad de una presión estática mínima de 2 a $3t/m^2$, a la profundidad correspondiente al nivel superior del nivel freático.
- Consolidación progresiva de las capas comenzando por las más profundas y terminando en la superficie mediante una distribución adecuada de los impactos.
- Finalmente, el rendimiento es función de la forma y dimensiones de la masa, de la altura de caída, del tiempo de reposo entre las fases, etc.

La Consolidación Dinámica permite tratar diariamente con cada máquina una superficie que varía entre 300 y 600 m², según las energías requeridas, éstas dependen de los espesores a tratar, de las cargas de trabajo requeridas y de la naturaleza de los materiales. En el caso de los terrenos finosaturados, veremos que conviene proceder en varias fases, si bien la energía por cada fase es menor, el rendimiento global, incluyendo todas las fases conjuntas, es, no obstante, del orden de 300 a 500 m² por cada máquina. Un reposo de varias semanas es necesario entre cada fase para permitir una disipación conveniente de la presión intersticial lo que obliga a proveer una superficie mínima para el tratamiento si quieren evitarse inmobilizaciones costosas del equipo. En el caso de terrenos arcillosos, los reposos usuales entre fases son de tres semanas, teniendo en cuenta un rendimiento diario por cada fase de 1000 a 2000 m² es preciso tratar una superficie mínima de 15000 a 20000 m² en cualquier operación que se efectúa sobre este tipo de terrenos. Como consecuencia se pone de manifiesto que esta técnica es esencialmente válida para amplias realizaciones (zonas industriales, áreas de almacenamiento, etc).

El terreno a consolidar debe ser acondicionado previamente aún cuando no sea más que para obtener la resistencia mínima necesaria para soportar el peso de la máquina de episonado (60 a 120 tm), es preciso protegerle contra las inclemencias atmosféricas si es sensible a las aguas de lluvia

(limo y arcilla) y en fin favorecer la evacuación de las aguas que suban a la superficie durante el proceso de consolidación, mediante zanjas periféricas de evacuación, drenajes, etc. Por otra parte, la presencia de máquinas de movimiento de tierras (buldozer o tractorcargador) puede ser necesaria durante los periodos de lluvias para rellenar los cráteres con tierra, inmediatamente despues del apisonado.

Bajo la influencia de las presiones de consolidación las aguas remontan a la superficie e inundan los puntos bajos, suevacuación puede ser favorecida por bombeo de los cráteres. En ciertos casos, terrenos arcillosos saturados desde la superficie es útil realizar ante todo drenajes horizontales, que más frecuentemente están constituidos por zanjas de 2.00 a 3.00 m. de profundidad que se rellenan de arena y grava tras colocar en su base tuberías de plástico perforadas.

La técnica de la Consolidación Dinámica permite paliar los defectos eventuales como la existencia de limo compresible en el seno de un relleno de arena; es suficiente compactarlos especialmente con una energía más grande y reducir así la heterogeneidad de los asentamientos que ellos sufrirán normalmente como consecuencia de la obra.

En el caso de un relleno por volteo, la consolidación dinámica no se justifica únicamente cuando se trata de

materiales selectos, los materiales de desecho y los escombros de demolición urbana pueden ser tratados también, con tal de que estén exentos de restos orgánicos.

Un relleno efectuado, sea por volteo o bombeo, si está bien planificado y controlado, permite en ciertos casos, reservar para las capas de superficie los materiales más adecuados y reducir así el costo de los cimientos y pavimentos en general.

Los resultados obtenidos con el tratamiento de compactación dinámica son dramáticos e inmediatos. El asentamiento superficial típicamente es de 2 a 5% o más, del espesor del suelo tratado en cada fase. La presión de poro sube instantáneamente llegando a veces en forma de burbujas hasta la superficie y se disipa rápidamente. La resistencia, en términos de capacidad de carga es en general mejorada de 2 a 4 veces la inicial. La compresibilidad en términos de asentamiento total o diferencial puede ser reducida de 1/3 a 1/10.

La capacidad de carga del terreno crece con la energía de apisonado, pero más allá de los valores siguientes a los que se limita en general, el costo de consolidación llega a ser demasiado elevado.

<u>SUELO</u>	<u>CAPACIDAD DE - CARGA MEJORADA</u>
- Arcillas y limos arcillosos	1.5
- Limos	2.0
- Arenas limosas	2.5
- Arenas	3.0
- Gravas	4.0

Cabía temer, cuando se comenzó a desarrollar la técnica, un cierto efecto de descompactación del terreno en los meses (o años) siguientes a la operación. Las medidas sistemáticas de nivelación y las campañas geotécnicas efectuadas con esta intención no han señalado tal fenómeno.

La reducción de los asentamientos obtenidos gracias a la Consolidación Dinámica es todavía más clara que el aumento de la capacidad de carga. El apisonado provoca un verdadero pre-asentamiento " A_c " de los terrenos, y que vé más allá del asiento " A_o " que sería el producido por el peso propio de la obra sin que ninguna consolidación previa hubiera sido realizada.

La relación A_c/A_o medida después de la consolidación Dinámica, varía entre 2 y 3 en comparación a los valores 0.8 y 0.9 habitualmente obtenidos en el caso de una carga estática previa según el método tradicional.

No obstante, para obras del tipo de depósitos de petróleo o de terraplenes de autopistas, se acepta por razones económicas, una relación del orden de 1.2 a 1.8. Asentamientos residuales más importantes son aceptables en estos casos particulares.

En la medida estadística estimada sobre un centenar de obras, el asiento inmediato por efecto del apisonado, es del orden de 40 a 50 cm. (sea 4,000 a 5,000 m³/hectárea) pero se alcanza valores superiores en el caso de aluviones arcillo-limosas depositadas sobre un gran espesor de rellenos recientes (70 a 120 cm). Estos valores de asentamiento instantáneo so netos, es decir que las pérdidas eventuales de terreno, por desplazamiento lateral hacia la periferia de la zona, no se tienen en cuenta en los valores medidos: corresponden pues a las variaciones efectivas de volúmen de terreno tratado.

Las vibraciones provocadas por los impactos son relativamente importantes y pueden impedir el empleo de la técnica de Consolidación Dinámica en zonas urbanas.

Se han logrado experiencias bastante completas sobre este problema dotando sistemáticamente a las obras de aparatos sísmicos, que permitan medir las amplitudes y la frecuencia a diferentes distancias de los puntos de caída del pisón. El estudio de los resultados obtenidos ha permitido destacar los puntos siguientes:

- Las frecuencias normales para las vibraciones causadas por el episonado varían entre 2 y 12 Hertz y parecen estar influenciadas por el sub-estrato: el valor más frecuente es del orden de 3 o 4 Hertz.
- La velocidad de la onda (onda de Raleigh) es muy débil en la zona licuada por el episonado, aumenta cuando se aleja y llega a ser normal a gran distancia.
- A 30.00 m. de distancia del punto de impacto, las velocidades verticales y horizontales de desplazamiento de las partículas de terreno permanecen muy inferiores al valor de 5 cm/seg admitido como límite aceptable para una construcción habitada.
- La amplitud de las vibraciones está débilmente influenciada por la altura de la caída de un mismo pisón pero crece sensiblemente con el aumento de la superficie de impacto de éste.
- A condición de proveer aparatos de control de tipo extensómetro en las obras, es posible aproximarse de 5.00 a 6.00 m. de una pila o de un estribo de un puente, a 10.00 m. de un depósito de petróleo a 15.00 m. de un edificio normal de concreto armado. A la inversa la simple visión de la caída del pisón desde una gran altura y el ruido que acompaña al impacto puede influenciar el comportamiento psicológico de personas no prevenidas que ocupen viviendas situadas a distancias entre 15.00 y 50.00 m.

CAPITULO VI

METODOS DE ESTABILIZACION

- VI a) Con cemento
- VI b) Con cal
- VI c) Con mezclas asfálticas

Estabilización de suelos es un término que puede utilizarse indistintamente para cualquier método físico, químico o biológico, o combinación de ellos, empleados para mejorar ciertas propiedades del suelo natural, con el fin de servir adecuadamente a un propósito ingenieril.

Debe tomarse en cuenta que los diferentes usos del suelo determinan los distintos requerimientos de resistencia, tanto al esfuerzo como al medio ambiente.

La estabilización de suelos comprende:

- 1) Diagnósis de las propiedades mecánicas del suelo en cuestión, así como la evaluación del mejoramiento que requieran dichas propiedades, según la función de servicios.
- 2) La traducción de dichos requerimientos a materiales y procesos disponibles y la decisión para el uso de un método específica, en base a su factibilidad práctica y económica.
- 3) La construcción consiste normalmente en:
 - a) disgregación
 - b) mezclado con el material estabilizador
 - c) densificación
 - d) curado
- 4) Consideraciones económicas relativas al costo total, compuesto por el costo de construcción y por el del mantenimiento de la estructura durante su vida útil.

Para propósitos de estabilización los suelos se han subdividido en:

I Aquellos que en estado compacto poseen un esqueleto granular resistente, constituido por partículas con un diámetro mayor a 0.075 mm.

II Aquellos que no poseen dicha estructura.

Los primeros pueden contener material limo-arcilloso (menor a 0.075 mm), fluctuando desde cero hasta un máximo que queda definido por: el volumen de la fracción del limo y arcilla, más el del agua normalmente requerida para satisfacer su capilaridad y capacidad de absorción, no debe exceder a aquel de los poros dejados por la estructura granular continua; y la relación entre el tamaño del grano más pequeño de la estructura granular continua y el de la partícula más grande de arcilla, debe ser tal que no interfiera en el contacto entre los granos que constituyen dicha estructura. De este modo es la oquedad del esqueleto resistente y el tamaño de los poros que se pueden formar con la fracción granular del suelo en relación con su composición granulométrica lo que determina el punto de transición entre un suelo común con esqueleto granular resistente y otro que no lo tiene.

Suelos en estado denso que posean un esqueleto granular resistente, poseen también estabilidad volumétrica y propie-

dades de resistencia por fricción interna; pueden requerir de cementantes o aglutinantes, así como también, disminución de permeabilidad o de capacidad de almacenamiento de agua, si éste fuese deficiente en finos. Desde este punto de vista, los suelos granulares estabilizados pertenecen al basto grupo de los sistemas colaméricos (colla-adherente o cementante, meros = partículas).

La concepción de este hecho pone a la disposición de la estabilización de suelos la gran cantidad de información ya existente para otros miembros de esta importante categoría de materiales de construcción. De acuerdo a la terminología de la ciencia de materiales, este tipo de suelos estabilizados con cementantes pertenecen a la categoría de los concretos si es que su T.M.A. es mayor a la abertura en la malla No. 4, y a la categoría de los morteros si las partículas más grandes son del tamaño de la arena. Suelos con suficientes constituyentes granulares como para formar un esqueleto resistente y con suficiente limo y arcilla para proporcionar una cohesión bajo ambas condiciones, húmeda y seca, son frecuentemente encontrados en la naturaleza y solo requieren de densificación con contenido óptimo de humedad para rendir estructuras con la estabilidad mecánica satisfactoria. Son comúnmente llamados "arcilla-arena" o "grava estabilizada". Pueden ser producidas artificialmente combinando suelos granulares que sean deficientes en aglutinante arcilloso con suelos arcillosos deficientes en constituyen-

tes granulares.

Este es el método más antiguo de estabilización de suelos. Algunas veces, los suelos naturales tienen una combinación de cantidad y actividad de constituyentes limo arcillosos que exceden ligeramente las tolerancias de un esqueleto resistente estable. En estos casos, el tratamiento con pequeñas cantidades de materiales cementantes o impermeabilizantes pueden disminuir el poder de expansión de la fracción limo-arcillosa suficientemente como para evitar el peligro de inestabilidad bajo condiciones húmeda.

Por otra parte, si hubiese poca fracción de relleno aglutinante como para obtener la cohesión deseada así como la baja permeabilidad, ésto puede remediarse añadiendo un material aglutinante como lo es el limo-arcilla.

METODO DE ESTABILIZACION CON CEMENTO

Características de la mezcla suelo-cemento.

Suelo-cemento es el resultado de la reacción de una íntima mezcla de suelo disgregado y cantidades proporcionadas de cemento portland y agua, compactados a alta densidad. Al hidratarse el cemento la mezcla se convierte en un fuerte material estructural muy durable. El suelo-cemento endurecido tiene la capacidad de puentear la resistencia entre puntos débiles locales de una sub-base.

Cuando la estabilización se lleva a cabo adecuadamente, el suelo no se "suaviza" cuando expuesto a ciclos de humedecimiento y secado o congelación y deshielo.

TIPOS DE MEZCLA SUELO-CEMENTO.

Existen tres tipos generales de mezcla suelo-cemento reconocidos en la construcción de caminos: suelo-cemento compactado, suelo-cemento plástico y suelo modificado con cemento.

- 1) El suelo-cemento compactado contiene suficiente cemento para producir un material fuerte y durable, y solo la humedad suficiente como para satisfacer los requerimientos de hidratación del cemento y el suelo, y para proveer la

lubricación suficiente para el compactado de la mezcla a la máxima densidad.

El material resultante tiene una resistencia bien definida al clima y a las sollicitaciones mecánicas.

Se han desarrollado métodos estándar para permitir la predicción del comportamiento de la mezcla en servicio, a partir de pruebas de laboratorio.

- 2) El suelo-cemento plástico también resulta en un producto endurecido pero contiene, al momento del tendido, suficiente agua como para producir una consistencia similar a la mezcla de yeso para aplanado. Esto permite su tendido en áreas empinadas o irregulares en donde puede ser difícil, o inclusive, imposible el uso de equipo para construcción de camiones.
- 3) El suelo modificado con cemento es una mezcla no endurecida o semiendurecida de suelo y cemento. Relativamente pequeñas cantidades de cemento Portland son agregadas al suelo con el objeto de modificar propiedades químicas o físicas del suelo en estado natural. En la mezcla habrá suficiente cemento como para interactuar con las fracciones de limo y arcilla, y privarlas de su afinidad con el agua, pero no la suficiente como para cementar sus partículas en un sistema coherente. El resultado es un suelo mejorado en lugar de un nuevo material de construcción con propiedades estandarizadas, como lo es el primer tipo.

Para fines de aplicación del método, se puede dividir a los suelos en tres grupos: gravas arenosas con contenido de finos variable entre 10 y 35%, suelos arenosos deficientes en finos y suelos limo-arcillosos.

El tratamiento y la cantidad de material varía con cada grupo.

En el primer grupo están los suelos con esqueleto granular y suficiente contenido de finos como para rellenar parcialmente los intersticios entre las partículas de mayor tamaño ésto sin interferir con el contacto entre dichas partículas. Estos suelos generalmente requieren de menor cantidad de cemento para lograr un endurecimiento adecuado.

En este grupo se pueden incluir las arenas y gravas depositadas por el agua, los depósitos glaciares y casi cualquier material granular que contenga un 55% o más de partículas que pasen a través de la malla No. 4.

Si se trata de un suelo bien graduado, éste puede contener hasta un 65% de grava retenida en la malla No. 4, y aún así contar con suficientes finos para un aglutamiento efectivo. Este grupo de suelos por lo regular es fácilmente disgregado y mezclado, y trabajado bajo gran variedad de climas.

Los suelos arenosos deficientes en finos, como lo son algunas arenas de playa, glaciares y depósitos eólicos,

requieren ligeramente más cemento que los del primer grupo para lograr resultados comparables de endurecimiento. Las propiedades físicas de este grupo son tales que resulta difícil el manejo de equipo de construcción sobre ellos. Se recomienda entonces, que la arena se mantenga mojada para una mejor tracción así como la utilización de equipo de tracción de orugas. La naturaleza "suave" de estos suelos en el tendido inicial, antes del endurecimiento, requiere de un cuidado extra en el apisonado final y el terminado, para asegurar una superficie tersa y densa.

Los suelos limo-arcillosos pueden producir una mezcla satisfactoria suelo-cemento, pero aquellos con alto contenido de arcilla son difíciles de disgregar y pueden resultar en sistemas con excesivas propiedades de encogimiento. En general, si un suelo puede ser disgregado, es más fácilmente utilizable el método de estabilización con cemento.

El contenido requerido de cemento aumenta con la cantidad de arcilla contenida en el suelo así como con su afinidad con el agua. Las condiciones climáticas afectan a este grupo bastante más que a los dos anteriores, cuyo esqueleto granular no es afectado por los cambios en el contenido de humedad.

Existen limitaciones prácticas en la susceptibilidad de los suelos a la estabilización con cemento, derivadas de los

requerimientos de agua durante la compactación y el período de endurecimiento. El sistema debe contener suficiente agua para la hidratación del cemento y los constituyentes limo-arcillosos, así como para la trabajabilidad apropiada del suelo en cuestión. En la trabajabilidad del suelo, el agua actúa como un lubricante entre partículas. Mucha de esta agua se pierde al irse secando el sistema, y ésta pérdida resulta en agrietamientos por encogimiento. La magnitud del fenómeno aumenta en proporción al grado de afinidad con el agua del suelo. Esto marca un límite natural a los tipos de suelo que pueden ser estabilizados con cemento Portland de una manera práctica. Existe también un límite económico, debido a que la cantidad de cemento requerida en la mezcla, normalmente aumenta en proporción a dicho afinidad con el agua del suelo. Los problemas de encogimiento pueden ser aliviados o superados combinando al cemento Portland con cal hidratada.

REQUERIMIENTOS DE CEMENTO.

La información siguiente es una ayuda para la estimación de los requerimientos de cemento en varios tipos de suelo.

En general, un suelo bien graduado que contenga grava, arena gruesa y arena fina con o sin pequeñas cantidades de finos, requerirá de un 5% o menos de cemento, medido en

peso. En suelos mal graduados o de graduación uniforme con un contenido mínimo de finos se requerirá aproximadamente un 9% de cemento, medido en peso.

Los suelos arenosos restantes requerirán generalmente de un 7% de cemento, medido en peso.

Los limos no plásticos o moderadamente plásticos requerirán normalmente un 10% de cemento, medido en peso, y los suelos arcillosos plásticos un 13% o más.

Basta con que el agua usada en la hidratación de la mezcla esté relativamente limpia y libre de cantidades perjudiciales de sales, álcalis y ácidos o materia orgánica. Ha habido casos en los que se ha trabajado satisfactoriamente con agua de mar en lugares en los que no ha sido posible la obtención de agua dulce.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Debido a la variedad de reacciones encontradas con diferentes suelos, inclusive pertenecientes a un mismo grupo, es necesario el realizar pruebas preliminares con muestras de suelo para determinar los contenidos apropiados de humedad y cemento, la necesidad de utilización de algún aditivo y el grado de compactación al que habrá que atenderse.

La preparación de los especímenes de prueba en el laboratorio deberá representar, en pequeña escala, los pasos y procesos que de hecho se emplean en la construcción. Estos comprenden la disgregación de grumos de material cohesivo o la homogeneización del no cohesivo, con la extracción de las partículas de sobretamaño; la adición de las cantidades indicadas de cemento y agua, asegurándose de que esta última sea suficiente como para satisfacer los requerimientos de hidratación y trabajabilidad antes mencionados, todo con un mezclado completo pero no excesivo; compactación a máxima densidad con el contenido de humedad óptimo; finalmente el curado y prevención de pérdidas de agua.

En las figuras 6.1 a 6.3 y 6.4 a 6.6 se indican los requerimientos promedio de cemento para diferentes tipos de suelo y las densidades promedio de las mezclas, respectivamente.

El tamaño de los especímenes y la manera de determinar el contenido óptimo de humedad y máxima densidad para el suelo y la mezcla suelo-cemento, son los de la prueba Proctor. El tamaño del molde (4" de diámetro por 4.6" de espesor), propone dos restricciones a los constituyentes del espécimen; el tamaño máximo del agregado debe ser de 3/4" y solo debe contener un máximo de 45% de partículas retenidas entre la Malla No. 4 y la 3/4". Si la muestra de suelo tuviese partículas mayores a 3/4", éstas deberán ser trituradas a tamaños dentro del rango de las Mallas No. 4 a la 3/4" y devueltas a la fracción > No. 4 hasta lograr un total de 45% nuevamente.

TABLA 6.1 REQUERIMIENTOS DE CEMENTO DE LOS GRUPOS DE SUELO DE AASHO

GRUPO DE SUELO SE-GUN AASHO	RANGO USUAL DE REQUERIMIENTO DE CEMENTO.	CONTENIDO ESTIMADO DE CEMENTO Y AQUEL USADO EN LAS PRUEBAS DE HUMEDAD-DENSIDAD.	CONTENIDOS DE CEMENTO PARA LAS PRUEBAS DE HUMEDECIMIENTO Y SECA DO, CONGELACION Y DESHIELO.	
	Porcentaje Por Vol.	Porcentaje Por peso	Porcentaje en peso	Porcentaje en peso
A-I-a	5-7	3-5	5	3-5-7
A-I-b	7-9	5-8	6	4-6-8
A-2	7-10	5-9	7	5-7-9
A-3	8-12	7-11	9	7-9-11
A-4	8-12	7-12	10	8-10-12
A-5	8-12	8-13	10	8-10-12
A-6	10-14	9-15	12	10-12-14
A-7	10-14	10-16	13	11-13-15

TABLA 6.2 REQUERIMIENTOS PROMEDIO DE CEMENTO DE LOS HORIZONTES B Y C DE SUELOS ARENOSOS.

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA No. 4	MATERIAL MENOR A 0.05 MM.	CONTENIDO DE CEMENTO, PORCENTAJE EN PESO.						
		DENSIDAD MAXIMA TON/m ³ .						
PORCENTAJE	PORCENTAJE.	1.6-1.7-	1.7-.1.8-	1.8-1.9-	1.9-2.0-	2.0-2.1-	2.1 o +	
0-14	0-19	10	9	8	7	6	5	
	20-39	9	8	7	7	5	5	
	40-50	11	10	9	8	6	5	
15-29	0-19	10	9	8	6	5	5	
	20-39	9	8	7	6	6	5	
	40-50	12	10	9	8	7	6	
30-45	0-19	10	8	7	6	5	5	
	20-39	11	9	8	7	6	5	
	40-50	12	11	10	9	8	6	

TAOLA G.3 REQUERIMIENTOS PROMEDIO DE CEMENTO DE LOS HORIZONTES B Y C DE SUELOS LIMOSOS Y ARCILLOSOS.

INDICE DE GRUPO DE AASHO.

MATERIAL ENTRE 0.05 Y 0.005 MM. PORCENTAJE.

CONTENIDO DE CEMENTO, PORCENTAJE EN PESO

DENSIDAD PARA TON/M³

1.4-1.5- 1.5-1.6- 1.6-1.7- 1.7-1.8- 1.8-1.9- 1.9-2.0- 2.0 o +

INDICE DE GRUPO DE AASHO.	MATERIAL ENTRE 0.05 Y 0.005 MM. PORCENTAJE.	CONTENIDO DE CEMENTO, PORCENTAJE EN PESO						
		1.4-1.5-	1.5-1.6-	1.6-1.7-	1.7-1.8-	1.8-1.9-	1.9-2.0-	2.0 o +
0-3	0-19	12	11	10	8	8	7	7
	20-39	12	11	10	9	8	8	7
	40-59	13	12	11	9	9	8	8
	60 o más	-	-	-	-	-	-	-
4-7	0-19	13	12	11	9	8	7	7
	20-39	13	12	11	10	9	8	8
	40-59	14	13	12	10	10	9	8
	60 o más	15	14	12	11	10	9	9
8-11	0-19	14	13	11	10	9	8	8
	20-39	15	14	11	10	9	9	9
	40-59	16	14	12	11	10	10	9
	60 o más	17	15	13	11	10	10	10
12-15	0-19	15	14	13	12	11	9	9
	20-39	16	15	13	12	11	10	10
	40-59	17	16	14	12	12	11	10
	60 o más	18	16	14	13	12	11	11
16-20	0-19	17	16	14	13	12	11	10
	20-39	18	17	15	14	13	11	11
	40-59	19	18	15	14	14	12	12
	60 o más	20	19	16	15	14	13	12

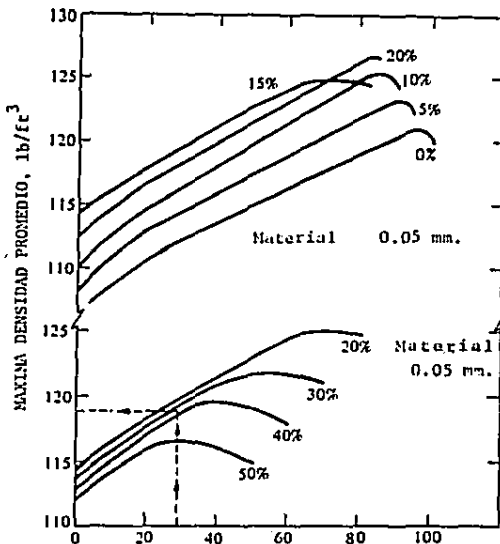
CLASIFICACION EN GRUPOS DE SUELOS DE LA AASHO, BPR Y HRB

CLASIFICACION GENERAL	Materiales granulares (35% menos pasa el tamiz No.200)			Matrs. Finos limoarcillosos (+ del 35% pasa el tamiz 200)				
	Grupos	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7
Porcentaje que pasa el tamiz: No. 10								
No. 40	50 máx.		51 min					
No. 200.....	25 máx	35 máx.	10 máx	36 min	36min	36min	36 min	
Características del material que pasa el tamiz No. 40:								
Límite líquido.....								
Índice de plasticidad	6 máx		NP	40 max 10 máx	41min 10máx	40 max 11 min	41 min 11 min	
Índice de grupo.....	0	4 máx	0	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx	
Terreno de fundación..	Excelente a bueno			Regular a malo				

CLASIFICACION EN GRUPOS Y SUBGRUPOS DE SUELOS
DE LA AASIO, BIRI Y IRIU.

CLASIFICACION GENERAL	MATERIALES GRANULARES (35% o menos pasa el tamiz No. 200)						MATERIALES LIMOSARCILLOSOS (Más del 35% pasa el tamiz No. 200)				
	(A - 1)		(A - 2)				A-3	A-4	A-5	A-6	A-7
SUBGRUPOS	A-1a	A-1b	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7					A-7-5 A-7-6
Porcentaje que pasa el tamiz: No. 10 No. 40 No. 200	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	51 mín. 10 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	30 mín.
Características del material que pasa el tamiz No. 40											
Límite Líquido			40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	N.P.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.	6 máx.								16 máx. 11 mín.	20 máx.
Índice de Grupo	0	0	0	0	3 máx.	4 máx.	0	8 máx.	12 máx.		
Tipo de material	Fragmentos de piedra, grava y arena.		Gravas y arenas limosas y arcillosas				Arena fina	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Terreno de fundación	Existente a bueno		Excelente a bueno		Regular		Excelente a bueno	Regular a malo			

El índice de plasticidad de los Suelos A-7-5 es igual o menor a su límite líquido menos 30, y el de los A-7-6 es mayor que su LI-30.



PORCENTAJE DE MATERIAL DE TAMAÑO COMPRENDIDO ENTRE LA MALLA NO. 4 Y LA NO. 60

Figura No. 6.4 a Densidades máximas promedio de mezclas suelo-cemento que no contengan material retenido en la malla No. 4

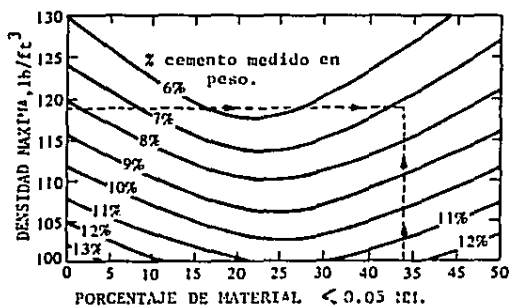


Figura No. 6.5 Contenido indicado de cemento, en mezclas suelo-cemento que no contengan material retenido en la Malla No. 4

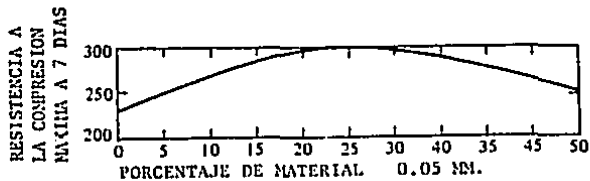


Fig. 6.6 a Resistencias a la compresión mínimas a 7 días requeridas para mezclas suelo-cemento que no contengan -- material retenido en la malla No. 4

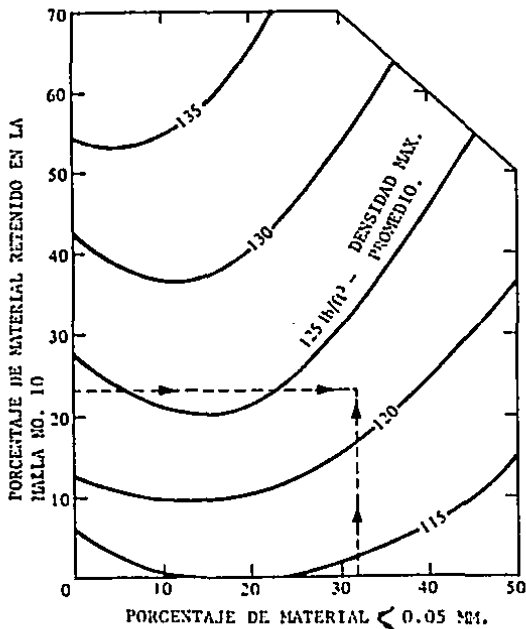


Figura 6.4 b Densidades máximas promedio de mezclas suelo-cemento que contengan una fracción de material retenido en la malla No. 4

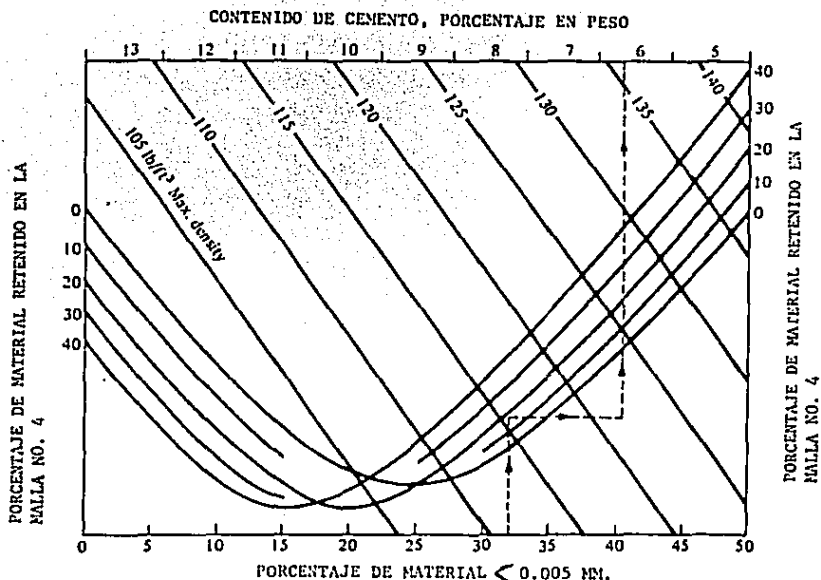


Figura 6.5 b Contenido de cemento indicado en mezclas suelo-cemento que contengan una fracción de material retenido en la Malla No. 4

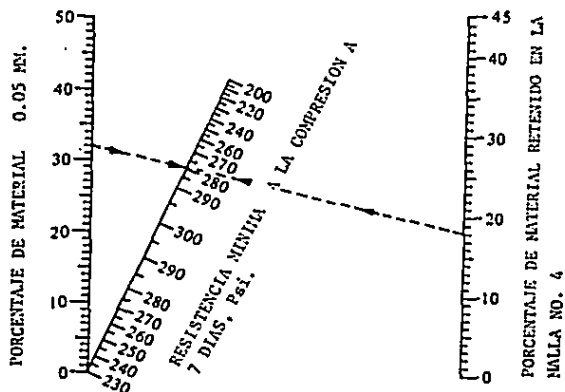


Figura 6.6 b Resistencia minima a la compresion a 7 días requerida para las mezclas suelo-cemento que contengan una fracción de material retenido en la Malla No. 4

Los pasos comprendidos en la mezcla, diseño y preparación de los especímenes de prueba son: (1) preparar el suelo para las pruebas; (2) determinar las relaciones: contenidos de humedad-densidad para el suelo y para la mezcla suelo cemento indicados por las tablas 6.1 a 6.3; (3) moldeado de los especímenes Proctor, con los contenidos de cemento escogidos para los contenidos óptimos de humedad a los máximas densidades previamente determinadas.

Las pruebas de control de calidad primarias se basan en los efectos destructivos de 12 ciclos mojado y secado (W-D) y de congelación y deshielo (F-T), aplicados, respectivamente, en dos juegos de especímenes después de 7 días de curado. Estas pruebas son designadas respectivamente por la ASTM como D559-57 y D560-57, mientras que por la AASHTO serían la T135-57 y T136-57.

Después de cada ciclo (W-D) o (F-T) los especímenes son cepillados con un cepillo de alambre de acero y la pérdida de material se registra. La cantidad de pérdida de material permitida después de 12 ciclos depende de la composición de tamaños del suelo y disminuye con el creciente contenido de finos.

Estas pruebas pueden tomar hasta un mes, pero son esenciales para una aplicación exitosa. Debido a este requerimiento de tiempo, se han desarrollado métodos secundarios de prueba basados en la experiencia práctica acumulada, que pueden llevarse a cabo en 1 día o en 7 días, si es que se incluyen las pruebas de resistencia a la compresión. Estas últimas generalmente se hacen con especímenes de 2" de diámetro por 2" de altura (especímenes Dietert), compactados al óptimo contenido de humedad para la mayor densidad determinada por el método Proctor y curados por 7 días.

El método simplificado es especialmente aplicable a los suelos arenosos. Después de 7 días de curado y saturación, las arenas limpias deben tener una resistencia a la compresión de por lo menos 16 Kg/cm². Con el creciente contenido de finos, la resistencia a la compresión requerida también aumenta a un máximo de 21 kg/cm² para un contenido de finos de aproximadamente 25%. A partir de este punto, la resistencia disminuye con el aumento del porcentaje de finos hasta 17.5 kg/cm² para un 50% de contenido de finos.

Los criterios utilizados en las pruebas primarias y secundarias, de clima y compresión respectivamente, han sido desarrollados en base a la experiencia obtenida en el campo de suelos estabilizados exitosamente en condiciones naturales. Es por eso que las diferentes fases de la preparación de muestras, su curado y probado, están relacionadas con

dichos factores físicos y químicos, como energías y tipos de inter-acción química posibles en el sistema, temperatura, conductividad termal, permeabilidad al agua y al aire, etc.

METODO DE ESTABILIZACION CON CAL

Los cementos hidráulicos son polvos minerales del tal composición química, que reaccionan con el agua formando sistemas fuertemente cementados. Los cementos hidráulicos comunes son mezclas de silicatos de calcio y aluminatos, incluyen a los cementos Portland, natural, de escoria y de alumina. Los rangos de componentes químicos:

(SiO_2 ; CaO ; $\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$), de éstos cementos se muestran en la figura 6.7, la cual también muestra los rangos de composición de cal viva, cal hidratada y cemento puzolánico.

De acuerdo a la localización de sus respectivos rangos de composición, se puede concluir que es posible hacer cemento Portland a partir de una mezcla de cal hidráulica y puzolana. Debe recordarse que el cemento Portland se ha definido legalmente, no solo por su composición elemental, sino que también por la formación definida de componentes, silicatos de calcio y aluminatos, a temperaturas medianas, como también por la pulverización del duro clinker hasta cierto tamaño.

Dentro de esta definición de composición del cemento Portland caben varios tipos de cementos utilizados para propósitos particulares. Estos tipos de cemento se muestran en la figura No. 6.8.

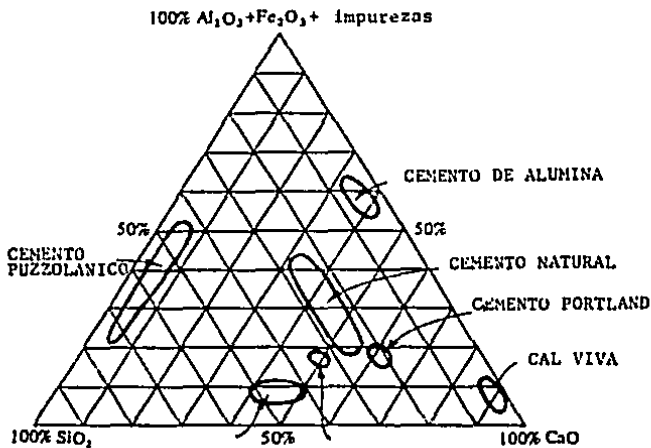


Figura No. 6.7 Composición de los cementos por peso

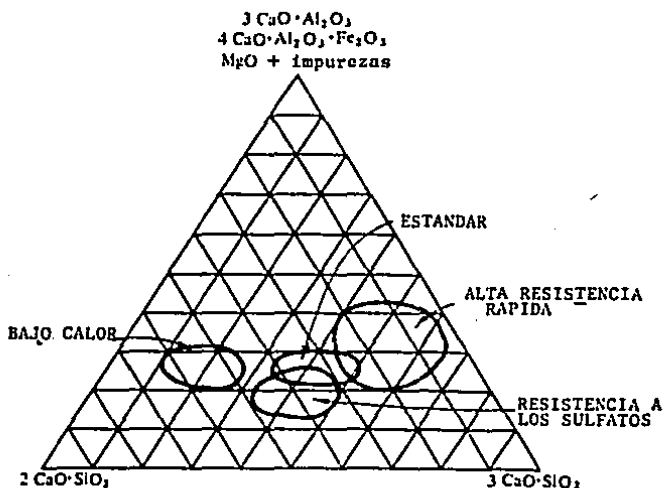


Figura No. 6.8 Composición de los cementos Portland, Estandar y Especiales, por peso.

A este punto podemos estipular que:

- 1) La variación de composición del cemento Portland nos da por resultado el más deseable producto, en reacción con el agua.
- 2) El legalmente definido cemento Portland, conteniendo los componentes químicos adecuados y el tamaño estandarizado de sus partículas, logrará las propiedades de resistencia y durabilidad deseadas en unos cuantos días o máximo en unas semanas;
- 3) De acuerdo con la Termodinámica el equilibrio final de el producto depende solo de la composición, incluyendo las concentraciones respectivas y de las condiciones de presión y temperatura del sistema, pero los tiempos requeridos para alcanzar dicho equilibrio pueden variar tremendamente dependiendo de los componentes que forman el sistema inicial.

De aquí que, dándole el suficiente tiempo, los productos de hidratación del cemento Portland pueden duplicarse combinando, a temperatura ambiente, 2 o más de los componentes primarios, i.e., óxidos de calcio (CaO), SiO_2 , Al_2O_3 (Fe_2O_3) en las proporciones adecuadas, dentro de un sistema acuoso.

Ya que la mayoría de los suelos contienen sílica y aluminosilicatos, la simple adición de cal viva o hidratada puede

ser suficiente como para establecer la composición deseada. La pregunta crítica es: ¿Será la velocidad de reacción suficientemente rápida como para que los componentes cementantes finales se formen dentro de un período de tiempo razonable?

La experiencia ha contestado esta pregunta en forma afirmativa para mezclas de ciertos suelos arcillosos con cal viva o hidratada en la presencia de agua, y de éste modo ha fundado la base de la estabilización de arcillas con cal, ya sea con o sin la mezcla de componentes silícicos reactivos como lo son las puzonales y ciertas cenizas.

TIPOS Y GRADOS DE LA CAL

En construcción se reconocen los siguientes tipos de cal:

TIPO	FORMULA
Calcia (cal viva de alto contenido de calcio).	CaO
Cal hidratada de alto contenido de calcio	Ca(OH) ₂
Cal dolomítica	CaO+MgO
Cal dolomítica normalmente hidratada o monohidratada.	Ca(OH) ₂ +MgO

TIPO

FORMULA

Cal dolomítica
hidratada o deshidratada
a presión. $\text{Ca(OH)}_2 + \text{Mg(OH)}_2$

A mayor contenido de magnesio de las calces viva o hidratada será menor su afinidad con el agua y el calor producido a su mezcla con ésta. Tanto la cal viva como la hidratada absorben drásticamente el agua y reaccionan con el bióxido de carbono del aire formando CaCO_3 . Esta ya no es utilizable para la fabricación de mortero común para la reacción alcalina con sílica finamente dividida para la producción de cementos hidráulicos.

LA IMPORTANCIA DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS Y DE LA RELACION SUPERFICIE -A-VOLUMEN.

Los átomos, iones y moléculas pueden reaccionar entre sí, si se pueden tocar, ésto es, si están accesibles. Por esta razón, las partículas sólidas solo pueden reaccionar en su superficie y sus respectivos grados de reacción son proporcionales a su relación superficie/volumen. Esta relación es inversamente proporcional al tamaño lineal de las partículas. Bajo condiciones correspondientes, la velocidad de reacción, e.g., la cantidad de CaSiO_3 formada por unidad de tiempo y volumen, será proporcional al porcentaje de componentes de silicio de menor tamaño del suelo,

i.e., el contenido de partículas de arcilla o coloides de SiO_2 . También a mayor proporción de sílica, y menor de las fracciones más pequeñas de sesquióxidos de aluminio y hierro, mayor será su tendencia a la reacción con Ca(OH)_2 .

Solubilidad del Hidróxido de Calcio.

Debido a que la velocidad de reacción es función de la concentración de componentes y ya que la reacción considerada ocurre en un medio acuoso, la solubilidad del hidróxido de calcio (Ca(OH)_2) en el agua es importante.

La solubilidad es relativamente pequeña: alrededor de 1.65 gramos de Ca(OH)_2 por litro, a temperatura normal.

En un suelo arcilloso normal, esta cantidad de hidróxido de calcio en solución será rápidamente agotada para la satisfacción de la capacidad de cambio de cationes de la fracción de arcilla, sino existieran algunos excesos de hidróxido de calcio sólido almacenados en el sistema, que continuamente reemplazan a los extraídos de la solución por las superficies silíceas.

Para asegurar un mayor grado de posibilidad de solución de los sólidos de hidróxido de calcio, éste debe encontrarse dispersado en estado coloidal.

En observación a la cantidad de cal hidratada requerida para la estabilización de suelos arcillosos, parecen existir cantidades mínimas específicas, por debajo de las cuales poca, si no es que ninguna, estabilización real es

posible y también existen cantidades límite por encima de las cuales no se obtiene un aumento significativo de la calidad del sistema. Los valores límite inferiores, usualmente recaen entre 1 y 2% de Ca(OH)_2 basados sobre el peso seco del suelo arcilloso.

Existe otra consideración válida al respecto de estos valores límite en el caso de estabilización de suelos por este método que se basa en el mezclado. Es muy difícil mezclar uniformemente menos del 2% de un polvo cualquiera con un material como el suelo. La ocurrencia de valores similares al 2% para estabilizaciones, sugiere que el factor-mezclado es realmente significativo.

En cualquier rango, difícilmente puede ser justificado el añadir menos del 2% de agentes cementante inorgánico a un suelo y esperar, de éste, un efecto uniforme y duradero.

El efecto de la temperatura en la Reacción.

La velocidad de reacción no sólo depende de la concentración efectiva de reactivos, sino también de la temperatura del sistema.

La solubilidad del hidróxido de calcio decrece con el aumento en la temperatura, mientras que la del bióxido de silicón, aumenta. La velocidad de reacción del total de la mezcla es influenciado en mayor grado por la concentración efectiva de sílica más que de la del hidróxido de cal-

cio. Esto queda ejemplificado en el campo relacionado con la manufactura de ladrillos de cal y arena, en donde de un 4 a un 10% de hidróxido de calcio es mezclado con arena de cuarzo y llevada a la reacción a una presión de vapor de 10.5 kg/cm² lo que denota una temperatura de aproximadamente 185.5°C.

Solo se requieren unas cuantas horas de tal tratamiento a elevada temperatura para producir ladrillos de una resistencia que es del orden de 280 kg/cm². Inclusive, mayores resistencias fueron obtenidas por Pollet (1970) con una mezcla húmeda compacta de 15% de arcilla, 30% de limo, 20% de arena fina y 26% de cal hidratada horneada en una cámara presurizada de vapor a 2000°C y con un subsecuente tratamiento de calor a 350°C. En conexión con este trabajo, son especialmente importantes los de Mateus (1964), quien estudió el efecto de la temperatura en la velocidad de endurecimiento y resistencia a compresión final de especímenes hechos de 6% de cal, 17.5% de cenizas, y 76% de suelo arenoso, empleando temperaturas de curado de 10, 22, 40, 60 y 120°C y tiempos de 3, 7 y 28 días respectivamente. Mientras los especímenes fabricados con cal de alto contenido de calcio y una ceniza competente fallaron después de ser inmersos en agua, cuando curados a 10°C; los que fueron curados a 120°C mostraron resistencia a la compresión de aproximadamente 170-160 y 135 kg/cm². respectivamente, para tiempos de curado de 28, 7 y 3 días. Estos resultados muestran la posibilidad de desarrollar métodos

acelerados de curado por medio de vapor a presión, así como también los deseos de llevar a cabo la estabilizaciones con cal en la temporada de clima cálido, para asegurar así un desarrollo suficiente de resistencia antes de que comience la época de frío.

La Provisión de Reactivos para un Balance Apropriado.

Si un suelo no cuenta con minerales de alto contenido de silicio finamente subdivididos que sean capaces de reaccionar con la cal, entonces dicho material puede ser añadido a la mezcla en forma de cenizas volcánicas (puzzolana, sentorin), cenizas volátiles de alto contenido de silicio, etc. Considerando que el producto de la reacción es "tobermorita", $3\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot 2\text{SiO}_2$, la reacción de hidróxido de calcio/silica reactiva es de 1.82:1. En las relaciones prácticas de cenizas volátiles a cal, se encuentran valores del rango de 3:1 a 5:1 indicando que la mayor parte de estas cenizas actúan como un "filler" inerte.

Tomando en consideración las grandes diferencias en composición de las cenizas volátiles y calces disponibles localmente, es obvio que las reacciones óptimas así como las cantidades absolutas deben ser determinadas mediante pruebas con el suelo a ser tratado.

EFFECTIVIDAD DEL TRATAMIENTO CON CAL

La estabilización con cal viva o hidratada es especialmente efectivo en el mejoramiento de las propiedades ingenieriles de suelos básicamente arcillosos o de suelos granulares que, debido a la gran afinidad con el agua de su fracción limo-arcillosos están lejos de tener un esqueleto granular que se comporte de manera independiente.

De acuerdo a la experiencia obtenida en los tratamientos con cal, este procedimiento es más efectivo para:

- 1) Estabilización de gravas arcillosas utilizadas como base para pavimentos. De 2 a 4% de hidróxido de calcio, medido en peso, es lo usualmente utilizado para éste propósito.
- 2) Estabilización de suelos básicamente arcillosos utilizados como bases (5 a 10% de cal) o sub-bases (1 a 3%) para pavimentos.

El tratamiento con cal ha resultado menos efectivo para estabilización de suelos limosos y no se recomienda para suelos arenosos, excepto en combinación con arcilla añadida, cenizas volátiles u otros constituyentes puzzolánicos, que tienen un doble propósito, el de mejorar la graduación y reactividad del suelo, así como un reactivo hidráulico. El tratamiento con cal, (especialmente con cal viva) puede servir como un auxilio importante en la construcción para

el tratamiento de caminos de acceso a zonas de desarrollo y para el propio desarrollo de estas zonas si éstas llegaron a tener problemas de tipo climático.

Cambios Físicos Sumarizados.

De acuerdo con el manual de construcción para la estabilización con cal, ARBA, los cambios físicos efectuados por medio del tratamiento con cal de suelos arcillosos pueden ser compilados como sigue:

- 1) El índice de plasticidad baja considerablemente por un factor de 3 o más en algunos casos.
- 2) El límite plástico generalmente aumenta y el límite líquido disminuye.
- 3) El contenido de adherente del suelo disminuye sustancialmente.
- 4) La contracción lineal así como la dilatación decrece considerablemente.
- 5) El agua mezclada con la cal acelera la desintegración de los grumos de arcillo durante el proceso de disgregación. Los suelos se desmoronan y pueden ser trabajados fácilmente.
- 6) La resistencia a la compresión simple aumenta considerablemente (o veces hasta 60 veces).

- 7) Los valores de capacidad de carga aumentan sustancialmente.
- 8) En zonas con contenidos de humedad mayores al óptimo la aplicación de las ventajas de la cal como secante de suelo son de gran valor.
- 9) Las bases o sub-bases estabilizadas con cal forman una barrera resistente al agua, evitando así la penetración de agua de escurrimiento y propician la rápida evaporación de la humedad existente. La arcilla estabilizada con cal repele efectivamente el agua de lluvia, minimizando así los retrasos en la construcción.

AREAS DE APLICACION

El Subcomité del Departamento de Investigación sobre Carreteras de la República Federal Alemana define la estabilización de suelo como sigue:

"La incorporación de cal a un suelo y la densificación con contenido óptimo de humedad para la construcción de bases y sub-bases, o como un tratamiento previo a la subsecuente estabilización con cemento Portland o materiales bituminosos".

La estabilización de suelos con cal debe considerarse:

- 1) Como medida de preparación para la subsecuente estabilización de suelos arcillosos con cementos o asfaltos y agentes impermeabilizantes. Después del tratamiento previo con cal, generalmente los suelos plásticos o de alta afinidad con el agua pueden ser estabilizados frecuentemente con cementos orgánicos o inorgánicos así como con materiales impermeabilizantes. También, dicho tratamiento previo hace posible facilitar el proceso de disgregación y mezclado de suelos pesados con los respectivos agentes estabilizadores.
- 2) Como medida adicional para el mejoramiento de la estabilización de suelos granulares, controlando la plasticidad del material de relleno y aumentando las propiedades adherentes de dichos materiales.
- 3) Para el mejoramiento de sub-bases. En adición al aumento a la capacidad de carga, los subsuelos estabilizados con cal interrumpirán el movimiento del agua capilar, previniendo así la infiltración de agua capilar en las capas de suelo que se encuentran inmediatamente debajo del pavimento.

Capas de suelos estabilizadas con cal, pueden servir también como superficie de trabajo en conjunto con la construcción de caminos, haciéndolas así menos dependientes del clima y acelerando su progreso.

- 4) Como bases estabilizadas bajo cualquier tipo de pavimento.
- 5) Como pavimentos independientes para caminos secundarios y terciarios. Como quiera que sea, debido a su relativamente baja resistencia a la abrasión, los tratamientos superficiales con materiales bituminosos se recomiendan en todos los casos. Especialmente importante es el uso de cal en caminos de acceso a zonas de construcción, particularmente en zonas húmedas así como también el mejoramiento de suelos limo-arcillosos en la construcción de presas. Para este propósito usualmente son necesarias pequeñas cantidades - (i.e., 1 a 3% medido con respecto al peso seco del suelo). En el caso de este tipo de caminos la capa estabilizada con cal puede utilizarse inmediatamente sin ser necesario el tratamiento con betún.

La figura No. 6.9 muestra el efecto estabilizador general de la cal en diferentes tipos de suelo y la figura No. 6.10 muestra cantidades recomendadas de cal para la estabilización de bases y sub-rasantes (NLA, 1972).

TABLA 6.9 COMPARACION APROXIMADA DE ESTABILIDAD
SEGUN DATOS OBTENIDOS EN ESPECIMENES TRATADOS
Y NO TRATADOS CON CAL.

TIPO DE SUELO	NO TRATADO				TRATADO CON CAL*					
	TRIAxIAL	VRS	VALOR R	VALOR K	COHESIO- METRO.	TRIAxIAL	VRS	VALOR R	VALOR K	COHESIO METRO.
ARCILLA CH	5.5	2	20	100	-	3.2-3.5	15-30	55-69	250-350	350-850
ARCILLA CL	4.5	5	35	150	-	2.9-3.4	20-40	60-75	300-400	450-700
ARCILLA ARENOSA	3.7	12	50	200	-	2.4-3.0	35-60	65-80	400-500	550-850
SUELO GRANULAR	3.2	30	65	250	-	1.5-2.7	50-75	70-80+	400+	650+
IP-3 o más GRAVA ARCILLOSA IP-6 A 10	2.6	50	75	400	-	1.0-1.6	70-100+	80+	500+	800+

* BASADO EN EL USO DE UN 4 A UN 6% DE CAL PARA SUELOS ARCILLOSOS Y 2 A 4% PARA SUELOS GRANULARES Y GRAVAS ARCILLOSAS. LOS VALORES DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES Y DE COHESIOMETRO ESTAN BASADAS APROXIMADAMENTE EN 10 DIAS DE CURADO EN EL LABORATORIO. VRS EN 4 DIAS DE CURADO (SUMERGIDA) Y EL VALOR R EN 2 DIAS DE CURADO. LOS VALORES DE ESTABILIDAD DE LOS ESPECIMENES TRATADOS CON CAL AUMENTAN CONSIDERABLEMENTE CON UN CURADO MAS PROLONGADO O ACELERADO, EJEMP; CURAR LOS ESPECIMENES PARA LA PRUEBA VRS POR 2 DIAS A 120° F DE TEMPERATURA, PREVIAMENTE A SU IMERSION, AUMENTARA SU RESISTENCIA CASI AL DOBLE. ESTE CURADO ACELERADO CORRESPONDERIA APROXIMADAMENTE AL DE 30 A 45 DIAS DE CURADO EN EL CAMPO.

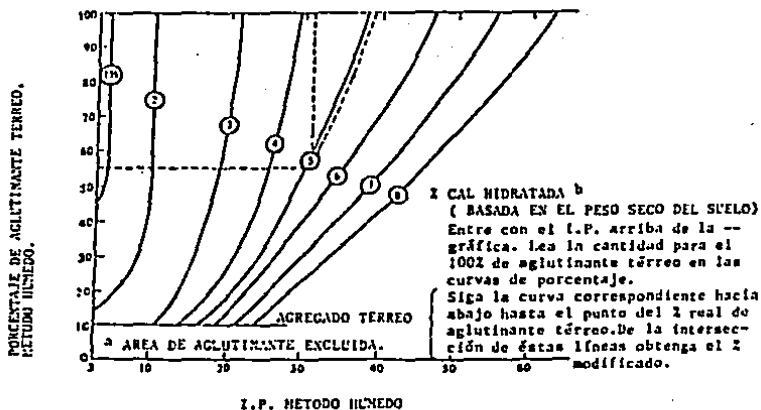


FIGURA 6.10 CANTIDADES RECOMENDABLES DE CAL EN LA ESTABILIZACION DE BASES Y SUBRASANTES
 SEGUN LA NATIONAL LINE ASSOCIATION; ESTOS PORCENTAJES DEBERAN SER APOYADOS POR METODOS
 APROBADOS POR LA NATIONAL LINE ASSOCIATION.

NOTAS:

- a EXCLUYENDO EL USO DE LA GRAFICA PAR SUELOS CUYA FRACCION DE MATERIAL QUE PASA LA MALLA NO. 40 SEA MENOR AL 10% ASI COMO POR SUELOS NO COHESIVOS (I.P. < 3)
- b EL PORCENTAJE RELATIVO DE PUREZA DE LA CAL GENERALMENTE SERA DE 90% O MAS DE HIDROXIDOS DE CALCIO O MAGNESIO Y EL 35% O MAS DEBERA PASAR LA MALLA NO. 200

LOS PORCENTAJES MOSTRADOS SON PARA LA ESTABILIZACION DE BASES Y SUBRASANTES EN LAS
 QUE SE DESEEN EFECTOS DURADEROS. ALGUNAS VECES SE PUEDEN OBTENER EFECTOS SATISFACTO-
 RIOS TEMPORALES USANDO LA MITAD DE LOS PORCENTAJES SEÑALADOS EN LA FIGURA.
 CUANDO SE UTILIZABAN LOS TERMINOS "EFECTOS DURADEROS" Y "EFECTOS TEMPORALES" SE --
 IMPLICA REFERENCIA A LA RESISTENCIA CEMENTANTE.

RECOMENDACIONES

Debido a la complejidad de los sistemas suelo-cal en la casi completamente empírica naturaleza de nuestros conocimientos actuales, mezclas de prueba deben hacerse antes de realizar el trabajo en el campo, sobre todo en áreas donde no se cuente con experiencia previa. Como quiera que sea, inclusive antes de realizar las mezclas de prueba, es importante que el ingeniero a cargo recopile la experiencia de campo pertinente, aunque ésta haya sido obtenida en diferentes regiones y con diferentes suelos y condiciones de clima.

La mayor cantidad de experiencia de campo con suelo-cal ha sido desarrollada por el Departamento Estatal de carreteras de Texas, bajo el comando del señor Mc Dowell. En la estabilización con cal de suelos arenosos, normalmente son utilizadas mezclas de cantidades relativamente grandes de constituyentes puzzolánicos (15 a 20%). Obviamente, su efecto en la granulometría del sistema y en las propiedades ingenieriles del sistema que dependen de ella, pueden ser tomadas en cuenta.

Además de las áreas en las que la estabilización con cal ha probado ser de mayor importancia, son posibles significativos desarrollos posteriores en el caso de combinación de la cal con otros tipos de tratamiento de estabilización para la construcción de bases, así como el uso de la cal

para la estabilización de capas más profundas de cimentación con pilotes de cal o inyección de suspensiones de cal. Parece que ha llegado el tiempo de realizar un extenso análisis teórico de los aspectos químicos y fisicoquímicos involucrados en todos los usos de la cal en construcción.

Una cantidad considerable de trabajos se han logrado con la combinación de cal con otros materiales estabilizadores como el cemento Portland y mezclas bituminosas de asfalto; de éstas últimas, son especialmente importantes los trabajos realizados en los Estados Unidos y Alemania en la construcción de caminos.

IMPORTANCIA DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO EN SUELOS ESTABILIZADOS CON CAL Y CEMENTO PORTLAND QUE TAMBIEN CONTIENEN ADITIVOS ALCALINOS, SALINOS Y OTROS.

Por razones económicas se acostumbra tomar en cuenta ideas para estabilización con materiales nuevos o mejoramiento de los ya existentes por medio del probado de pequeños especímenes en el laboratorio, antes de proceder con pruebas de mediana y gran escala en el campo. Para lo anterior, comunmente se emplean procedimientos de prueba que han sido previamente desarrollados y correlacionados con el comportamiento en el campo para el mismo tipo de estabilizador. Esto puede ser una práctica peligrosa si el nuevo estabilizador, o el aditivo que se supone benéfico al antiguo estabilizador, cambia radicalmente el rango de control del proceso, como

sería en el caso de que éste, disminuya considerablemente la permeabilidad del sistema, causando discrepancias en los resultados de las pruebas. Gran cantidad de tiempo se ha desperdiciado como resultado del uso de aditivos salinos y alcalinos en la estabilización suelo-cemento y suelo-cal.

Puede estipularse que el papel principal de los aditivos salinos y alcalinos en la estabilización de suelos con cal o con cemento, es el de catalizadores, para aumentar la velocidad de las variadas reacciones del cemento involucradas. Esto solo vale la pena si la calidad final del sistema no es afectada. Este peligro existe en todos los sistemas que contengan iones de alcali y de sílica reactiva en un medio alcalino. Esto es bien sabido por la tecnología del concreto así como también lo es el hecho de que, bajo condiciones de temperatura normal, pueden tomar años antes de que el daño sea evidente. También es bien sabido por la tecnología del concreto, que varios tipos de aditivos tienen su lugar en la práctica de la construcción. Por esta razón, el uso de aditivos no es generalmente condenado y tampoco puede ser avocado sin la evidencia convincente de mejoramiento de trabajo que la disponible hasta ese momento.

PRUEBAS DE LABORATORIO DE ESPECIMENES ESTABILIZADOS CON CAL

Los porcentajes recomendados de cal para pruebas de laboratorio así como para construcción varían del 2 al 10%. Estos son de 2, 3 y 5% para suelos gruesos (gravas arcillosas, caliche, suelos arenosos), que tengan menos del 50% de fracción de limo y arcilla, y 5, 7 y 10% para suelos con más del 50% de fracción limo-arcillosa.

Para suelos intermedios 3, 5 y 7% de cal, es lo indicado. Donde prevalezcan condiciones severas de congelación y deshielo, los porcentajes de cal recomendados son de 8 a 12%. En combinación con cenizas volátiles, 3, 5 y 7% de cal es utilizada en combinación con contenidos normales de éstas cenizas que normalmente varían entre el 10 y el 20%. Mientras no exista razón fundamental por la cual los métodos de evaluación y prueba desarrollados para el suelo-cemento no sean aplicables al suelo-cal (quizás con la utilización de un curado acelerado con vapor a presión a una temperatura elevada estandarizada), algunos métodos han sido de uso práctico; e.g., el método de compresión triaxial del Departamento de Carreteras de Texas, el CBR, y el método del estabilómetro de Hveem.

Las ventajas de éstos métodos se basan en su correlación directa con el espesor del pavimento. Para el presente

propósito, basta con dar las bases del método de Texas, que es probablemente el más utilizado.

Después de haber determinado el contenido óptimo de humedad y la densidad máxima de las mezclas suelo-cal, con los contenidos de cal indicados por la experiencia previa, 6 especímenes cilíndricos de 15 cm. de diámetro y 20 cm. de alto son labrados con contenidos óptimos de humedad para máxima densidad. Los especímenes son almacenados en un cuarto húmedo por 7 días. Subsecuentemente, son secados por 8 horas a una temperatura de 60°C; posteriormente son enfriados por lo menos durante 8 horas y sometidos a la prueba de absorción capilar con duración de 10 días. Después de esto los especímenes son sometidos a la prueba triaxial. Todos los pasos incluyendo el probado triaxial son estandarizados completamente y controlados cuidadosamente. Los resultados anteriores son postrados como se muestra en la figura 6.11. La gráfica resultante permite la clasificación del suelo tratado con relación a su calidad como material para bases o sub-bases. No se considera necesaria la prueba triaxial si el espécimen cuenta con una resistencia a la compresión simple por encima de los 7 kg./cm².

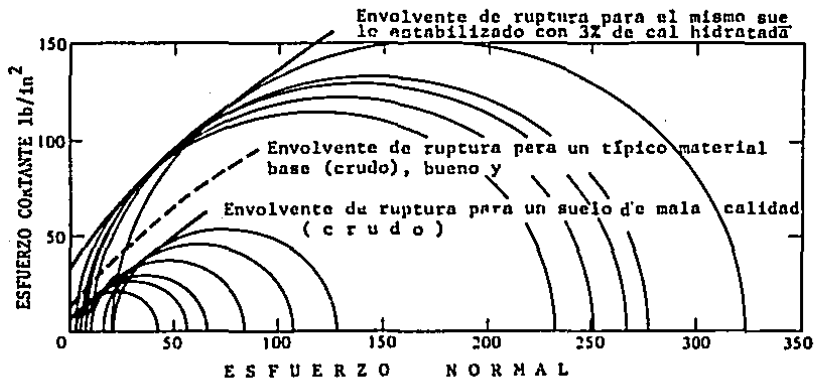


Figura 6.11 Diagrama de Mohr de esfuerzos graficados para un suelo de mala calidad y para el mismo suelo tratado con un 3% de cal hidratada. La línea interrumpida representa la -- envolvente de ruptura para un material base, bueno y flexible. El criterio de una mezcla satisfactoria suelo-cal es aquel en que su envolvente de ruptura se grafica por encima de la línea interrumpida, como se indica en el ejemplo. Especimen de prueba: suelo arcillo-arenoso, $L_3L = 30$; I.P. = 9 esfuerzo compresivo - 13.26 pie-libra/pulgadas del volúmen del espécimen.

METODO DE ESTABILIZACION CON ASFALTO

Los suelos cohesivos, frecuentemente poseen capacidades de carga satisfactorias bajo condiciones favorables de humedad. El propósito de la incorporación de betún a dichos suelos es el de impermeabilizarlos para conservar su favorable condición de contenido de humedad y por tanto su alta capacidad de carga.

En el caso de material granular no cohesivo, el betún sirve como agente aglutinante o cementante.

Dependiendo de la composición granulométrica y de las propiedades físicas del suelo en cuestión, así como de la función del betún incorporado; existen cuatro tipos de suelo-betún en uso común en la ingeniería de caminos.

1) Suelo-betún (propio). Sistema de Suelo Cohesivo impermeabilizado.

Se han obtenido resultados óptimos con suelos que entran bajo el rango de los siguientes límites de granulometría TMA $< 1/3$ del espesor de compactado; o el mismo espesor de la capa compactada, si este último es una fracción del espesor total de la base, 50% del material pasa la malla No. 4; de 35 a 100% pasa la malla No. 40; de 10 a 15% pasa la malla No. 200. Los requerimientos de betún asfáltico en estos casos son de 4 a 7% del peso seco "Wd" del suelo.

2) Arena-betón. La arena deberá ser de playa, duna, río, mina o material del camino existente, sustancialmente libre de materia vegetal, limo o grumos de arcilla o películas adherentes de arcilla.

La arena puede requerir la adición de "filler" (material de relleno) para alcanzar los requerimientos de estabilidad mecánica.

La arena natural o mezcla de material de relleno y arena, debe contener por lo regular menos del 12% de partículas que pasen la malla No. 200.

Pero en caso de depósitos eólicos, hasta un 25% de partículas que pasan la malla No. 200 es aceptado, siempre y cuando que de la porción de arena o mezcla de material de relleno y arena, que pasa la malla No. 40, tenga un contenido de humedad "insitu" menor al 20% y un coeficiente de contracción lineal menor al 5%.

El contenido de betón asfáltico para estos casos varía entre el 4 y el 10%; el contenido óptimo será determinado por pruebas de compactación, de resistencia al esfuerzo y de resistencia al agua, y no deberá exceder el espacio dejado por los poros de la mezcla mineral compactada.

3) **Concreto arcilloso impermeabilizado.**

Sistema en el que un suelo que posee buena graduación de partículas constituyentes y poseyendo una densidad de partículas constituyentes y poseyendo una densidad potencial alta, es impermeabilizado por la distribución uniforme de pequeñas cantidades (1 a 2%) de betún asfáltico. Para las graduaciones recomendadas de suelo y agregados refiérase a las figuras 6.12 y 6.13.

4) **Tierra sellada.** Una superficie de suelo, consistente de material limo-arcilloso reforzado para resistir abrasión y erosión del agua, por medio de un curado lento de emulsiones bituminosas regadas en dos o tres aplicaciones a un gasto promedio de 4 lts/m² de superficie de suelo.

MATERIALES BITUMINOSOS.

El término betún designa un material orgánico de color oscuro soluble en CF₂, ya sean obtenidos naturalmente (asfálticos) o producidos por destilación destructiva (pirogénica), de materias orgánicas (chapopotes y residuos de destilación). Las sustancias bituminosas consisten casi enteramente de carbón e hidrógeno, con muy poco contenido de oxígeno, nitrógeno y azufre.

Estos materiales varían en consistencia desde un aceite ligero crudo, hasta materiales de naturaleza sólida como la asphaltita. Los materiales de mayor utilización son los betunes asfálticos obtenidos de los residuos del refinamiento de aceites crudos de base asfáltica.

Se producen en variados rangos de consistencia, medidos por viscosidad estándar y/o pruebas de penetración, y son llamados cementos asfálticos (A.C.); Son identificados por su rango de penetración o viscosidad. Los materiales A.C. son semi-sólidos y deben de ser calentados antes de su uso.

Para trabajar en temperaturas bajas, son diluidos con solvente (suspensiones) o emulsificados en agua. A mayor proporción de solventes, menor es la viscosidad; entre más volátil sea el solvente, menor será el tiempo de curado, o el tiempo en el que el solvente escapa. Dependiendo del solvente, se pueden hacer diferenciaciones entre:

- a) Rebajados de curado rápido-IR-naphta o petróleo diésel.
- b) Rebajados de curado medio-FM-keroseno
- c) Rebajados de curado lento-FL-combustóleo.

Las suspensiones son identificadas más adelante por grados de viscosidad. En el caso de las emulsiones el tiempo requerido para su aplicación o fluidificación determina el grado de curado. La tipificación y graduación de los productos líquidos asfálticos es análoga a aquella empleada para las suspensiones y emulsiones asfálticas.

TABLA 6.12 TIPOS DE MEZCLAS SUELO-BETUN Y -
 CARACTERISTICAS DE SUELOS, QUE EMPÍRICAMENTE
 SE HAN CONSIDERADO ADECUADOS EN SU FABRICA-
 CION.

ANALISIS DE TAMAZO	SUELO BETUN %	ARENA BETUN ARENA % BETUN	ESTABILIZACION GRANULAR IMPERMEABLE		
			%		
			A	B	C
1 1/4 "			100		
1"			80-100	100	
3/4"	b		65-85	80-100	100
No. 4	> 50	100	40-65	30-75	80-100
No. 10			25-50	40-60	60-80
No. 40	35-100		15-30	20-35	35-50
No. 100			10-20	13-23	20-35
No. 200	10-50	< 12; < 25 ^{c,d}	8-12	10-16	13-30

CARACTERISTICAS DE LA FRACCION QUE PASA LA
 MALLA NO. 40.

LIMITE LIQUIDO	< 40			
INDICE DE PLASTICIDAD	< 18		< 10; < 15	< 10; < 15
HUMEDAD DE CAMPO EQUI- VALENTE		< 20 ^a < 5 ^b		< 10; < 15 ^b
CONTRACCION LINEAL				

- a PROPRIA O GENERAL
 b TAMAZO MENOR QUE 1/3 DE ESPESOR DE LA CAPA, SI COMPACTADO EN VARIAS CAPAS, NO MAYOR QUE EL ESPESOR DE UNA DE ELLAS.
 c LOS VALORES SON MENORES PARA UN MATERIAL CON UN RANGO MAS AMPLIO DE TAMAZOS DE ARENA QUE PASA UNO MAS CERRADO.
 PARA UN CONTENIDO DE FINOS MAYOR AL 12% SE HARA USO DE RESTRICCIONES, COMO SE INDICA EN HUMEDAD DE CAMPO EQUIU Y -
 CONTRACCION LINEAL.
 d UN PORCENTAJE DE TMA < # 200 O MATERIAL DE RELLENO ES DIRECTAMENTE REQUERIDO PARA PASAR LA PRUEBA SUPLEMENTARIA.
 e VALORES ENTRE 10 y 15 SON PERMITIDOS EN CIERTOS CASOS.

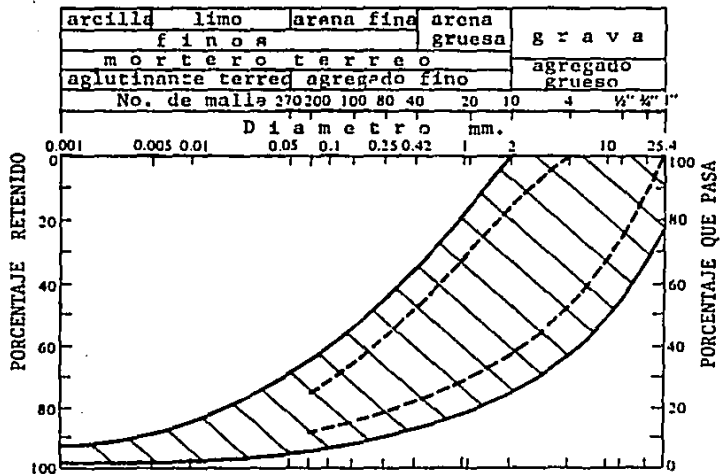


Figura No. 6.13 Banda de graduación para bases establecidas mecánicamente.

CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE SUELO-BETUN.

El análisis racional de la clasificación anterior de tipos de suelo-betún, que se dice empíricamente desarrollado, llevó a la elaboración del siguiente sistema de clasificación científicamente discernible para los posibles tipos de suelos-betún, que en su mayor parte ya han sido realizados.

1) Sistemas con esqueleto granular como principal factor de resistencia, ya sea abierto (sin contenido de finos) o con contenidos bien graduado de éstos.

a) Esqueleto resistente: agregado grueso con o sin arena. Agregado de grano grueso y fino, con los poros rellenos con betún limo-arcilloso, concreto arcilloso impermeabilizado o suelo granular impermeabilizado, estabilizado mecánicamente como lo desarrollara por primera vez McLeod en Canadá, 1946.

Gravas de río o de banco, aisladas con betún, con o sin pequeñas proporciones de finos, como las usadas en la construcción de bases en Alemania Occidental, similares también a las usadas en la mezcla de tipo abierto para caminos en los Estados Unidos. Agregado grueso (grava o piedra triturada) de rango granulométrico cerrado, aislada con betún y utilizada para la construcción de drenes para caminos.

b) Esqueleto resistente: arena

Arena-betón con material de relleno de limo arcilla, o similar, como el desarrollado en Florida y California.

Arena aislada con betón (o betón-resina) sin material fino de relleno, como el desarrollado para los establecimientos militares en la playa.

2) Sistemas sin esqueleto de grava o arena:

Materiales limo arcillosos impermeabilizados.

a) El material natural tiene poca o ninguna cohesión, es predominante limoso y contiene, como máximo 20% de arcilla, basado en el volumen total.

Estabilización del "loess" con pequeños grados de expansión y encogimiento, aún después de largas exposiciones a ciclos de mojado y secado. Utiliza bles no solo para la mezcla con aceites pero incluye para trabajos de sellado.

b) Sistemas con fracción predominante de arcilla, presente en conglomerados secundarios o grumos aún después de la segregación y mezclado con el betón. Se recomienda que dichos suelos sean previamente tratados con 2% o más de cal hidratada. Ver figura No. 6.14

EL ARTE Y CIENCIA DE LA ESTABILIZACION BITUMINOSA

A continuación se hará un breve resumen de los principales puntos que deben tomarse en cuenta en la estabilización con betunes asfálticos.

Como en el caso de la mezcla suelo-cemento y otros métodos al momento de la compactación, las mezclas suelo-bituminosas que contengan cantidades apreciables de arcilla o limo deben tener suficiente humedad como para satisfacer su afinidad con el agua, este contenido de humedad permanece en la vecindad del óptimo obtenido por la prueba Proctor. Si el agua contenida más el betún añadido a la mezcla, que en conjunto comprenden el contenido líquido óptimo para la compactación, resultara en un sistema demasiado pegajoso como para ser mezclado apropiadamente con el equipo disponible, entonces un tratamiento previo del suelo con cal hidratada es indicado, así como lo es para un suelo arcilloso en estado excesivamente mojado. Combinaciones de estabilización bituminosa y con cal son frecuentemente, especialmente ventajosas.

La calidad de un sistema suelo-betún depende en las cantidades y características de sus componentes. Estos componentes son básicamente suelo, betún y agua. En sistemas sin esqueleto granular, la cantidad de betún requerida para un impermeabilizado satisfactorio, en general aumentarán con el creciente contenido de arcilla y coloides.

De todos modos, suelos con cantidades similares de arcilla pueden requerir diferentes cantidades de betún dependiendo de la afinidad con el agua de los finos.

Las cantidades óptimas de betún y agua deberán ser determinadas por pruebas de laboratorio. Mezclas con tendencias al lado líquido del contenido óptimo de agua, aunque sean más problemáticas, producen mejores sistemas suelo-betún después de la compactación y secado que aquellas que tienden al lado seco del contenido óptimo de humedad.

Una intensiva investigación de amplio rango sobre los factores físico-químicos de importancia en la estabilización bituminosa de limo-arcillas, condujo a las conclusiones siguientes:

(Winterkorn y Eckert, 1940).

Influencia del tipo de arcilla a mayor relación del SiO_2 ($Al_2O_3 + Fe_2O_3$) en los minerales de arcilla, mayores serán los requerimientos de betún para una estabilización satisfactoria.

Influencias de los cationes en las arcillas:

- 1) Los requerimientos de betún aumentan con la creciente capacidad básica de intercambio de la arcilla y el suelo.
- 2) Mientras mayor sea la valencia de los cationes de intercambio en la arcilla (Na^+ , Al^{3+} Ca^{2+}) más fácilmente se realizará la estabilización.

3) Entre los cationes monovalentes, Na^+ siempre ocasiona un efecto nocivo, mientras que K^+ puede ser beneficioso en el caso de arcillas illíticas. Esencialmente los mismos efectos de composición arcilloso mineral y tipo predominante de intercambio de cationes permanecen ciertos en estabilizaciones de suelo con resinas (Winterkorn, Chamdrase Khorn y Fehman 1950; Winterkorn y Reich, 1962).

Influencia de la materia orgánica -- El efecto de los constituyentes orgánicos de suelo depende de las condiciones bajo las cuales fueron formados y acumulados. Materia orgánica ácida, de origen boscoso o de fondo de río, parece ser definitivamente nociva, mientras que materia orgánica básica y neutral, de origen árido y semi-árido, no parece tener ningún otro efecto nocivo que aquel producido algunas veces por la presencia de cationes monovalentes.

Influencia del tipo y composición de betún - De los materiales probados, la efectividad de impermeabilización en materiales limo-arcillosos, decreció en el siguiente orden: chapopotes de carbón normal es (de alta temperatura)

> suspensión de asfaltos agrietados > , suspensión de asfaltos no agrietados > chapopotes de baja temperatura.

Separando los materiales asfálticos dentro de sus componentes de grupo- asfaltenos, resinas asfálticas, y aceites, se obtuvo una fuerte correlación de aumento en el poder de estabilización con el creciente contenido de asfaltenos (Winterkor y Eckert, 1940).

Factores importantes en la estabilización bituminosa son buena y permanente adhesión del betún a la superficie interna del suelo y la resistencia del betún a la destrucción por acción microbial y oxidación inorgánica. La literatura patente enlista a muchas sustancias, que se asegura, mejoran las propiedades adhesivas de los materiales bituminosos. Desgraciadamente, estas sustancias frecuentemente actúan efímeramente, i.e., son efectivas solo por algunas semanas, meses o inclusive un año, pero entonces, se pierde su acción protectora. Para un gran número de suelos, la mezcla con jabón ha mostrado buenos resultados iniciales, pero después de períodos de menos de un año estos jabones han sido destruidos por la bacteria y los hongos. Los jabones por lo tanto, deben venir acompañados de sustancias bactericidas si se pretenden utilizar en la estabilización suelo bituminosa (Youngs, 1948). El efecto relativo de varias mezclas en la calidad de los suelos estabilizados con betún en Hagerstown queda ilustrado por varios en la figura 6.14.

Los efectos benéficos de el contenido de humedad para alta compactación y los peligros del sobreénfasis frecuentemente postrado en altas densidades secas ha sido discutido recientemente por Winterkorn.

TABLA 6.14 EFECTOS DE LOS ADITIVOS SOBRE LA ESTABILIZACION CON ASFALTO DEL SUELO DE HEGERSTOWN.

TRATAMIENTO		EVALUACION ^a	
BETUN TIPO	ADITIVO	TOTAL	EXCLUYENDO LAS PRUEBAS DE CONGELACION Y DESHIELO
MC-2			
10%	10% Ca (OH)2	270	330
10%	2.5% Ca (OH)2	188	244
10%	0.24% A2-Fb	135	218
8%	0.24% A2-F	116	191
10%	0.24% tall oil normal	103	174
8%	0.12% A2-F	93	152
8%	0.06% A2-F	89	144
10%	0.24% tall oil alto contenido de resina	85	137
10%	0	75	116
0	1% tall oil 25% neutralizado con NaOH	25	36

^a La evaluación está basada en el promedio de la resistencia a la compresión de especímenes previamente sometidos a pruebas de exposición (congelación y deshielo; humedecimiento y secado; inmersión por 7 días); está expresada como un porcentaje de la resistencia a la compresión de especímenes no tratados ni expuestos, compactados a humedad óptima hasta máxima densidad, dicha resistencia (a compresión simple) fué de 140 psi.

^b A₂-F son las siglas del producto de condensación formado por dos moléculas de ercilla y una molécula de Forfural.

PRUEBAS DE LABORATORIO PARA SUELOS ESTABILIZADOS CON BETUN.

En ausencia de un método universalmente aceptado para el preparado, curado y probado de especímenes estabilizados con mezclas bituminosas, así como de suelo-agregado, se han desarrollado relativamente un gran número de procedimientos que se encuentran en uso en el presente. Los más significativos han sido desarrollados a partir de metodologías ya establecidas para el probado de suelos (CBR, Compresión taxial, etc.), y de las tradicionalmente utilizadas en mezclas bituminosas para pavimentado (Hobbart Fields, el estabilómetro de Hveem el método de Marshall), o en especial, para suelos de grano fino, se utiliza el ventajoso y ahorrativo espécimen cilíndrico de 2" x 2" de implemento Dietert originalmente desarrollado para arenas e introducido a la estabilización de suelos por la PCA para probar la resistencia a la compresión del suelo-cemento.

El uso de un método en particular de probado, incluyendo el tamaño del espécimen de prueba, depende del TMA de la mezcla, sumado a la conveniencia y posibilidades. Una conexión directa entre los resultados y el diseño de pavimento como sucede en los métodos CBR, compresión taxial y el estabilómetro de Hveem es una ventaja deseable).

Todos los procedimientos de prueba utilizados para las mezclas bituminosas, así como para todos los demás tipos pertinentes de estabilización, tienen en común los siguientes conceptos:

- 1) Determinar la composición granulométrica de todo el suelo, así como los límites de Atterberg de la fracción que pase la malla No. 40.
- 2) Determinar el contenido óptimo de humedad y la densidad máxima seca de todo el suelo, para el método de compactación escogido.
- 3) Escoger a partir de la experiencia anterior o teoría, el porcentaje indicado y tipo de betún requerido, así como la determinación del contenido óptimo de humedad y máxima densidad seca para el correspondiente sistema suelo-betún-agua, tomando en cuenta también, la facilidad o dificultad del mezclado y la homogeneidad del espécimen compactado.
- 4) Diseñar la mezcla y fabricar los juegos de especímenes con diferentes contenidos de betún (tres) y el contenido óptimo de humedad encontrado para cada uno de ellos.
- 5) Curado de los especímenes por 7 días de acuerdo a las condiciones encontradas "insitu" (sin pérdida de agua, pérdida parcial de agua, secado al aire) y sometimiento de éstos a condiciones correspondientes a la severidad de la temperatura local y régimen de humedad (absorción capilar de agua, sumergido y ciclos de humedecimiento y secado así como de congelación y deshielo).
- 6) Pruebas mecánicas de los especímenes expuestos, por el método escogido.

Para probar la susceptibilidad de estabilización de suelos de grano fino o de la fracción del relleno de los suelos de grano grueso, el uso del espécimen de tamaño Dietert es muy ventajoso.

Su pequeño volúmen (6.28 in.³, o alrededor de 103 cm³) es menos de 1/9 de un espécimen Proctor y permite la fabricación de un número relativamente grande de especímenes, aún con cantidades restringidas de suelo disponible.

Para cada composición a ser probada, se recomiendan 14 especímenes, numerados y probados en compresión simple de acuerdo con el esquema siguiente:

Nos. 1, 14- Probados inmediatamente después de moldeados, sin pérdida de agua u otros volátiles;

Nos. 2, 13- probados después de 7 días de secado al aire;

Nos. 3, 12- curados por 7 días bajo condiciones de humedad y temperatura apropiadamente escogidos, y luego sumergidos en agua por 7 días;

Nos. 4, 11- sometidos a un ciclo de humedecimiento y secado.

Nos. 5, 10- sometidos a 4 ciclos de humedecimiento y secado;

Nos. 6, 9- sometidos a un ciclo de congelación y deshielo;

Nos. 7, 8- sometidos a 4 ciclos de congelación y deshielo.

Después de la exposición a estos ciclos, los especímenes son sumergidos por un día en agua, su condición anotada, sus dimensiones chequeadas y su peso determinado. Entonces son también probados por compresión simple.

En muchos casos, después de haber probado la resistencia en los especímenes sumergidos por 7 días, es un indicador suficiente para la buena calidad de éstos, entonces las pruebas de los especímenes sometidos a los ciclos mencionados anteriormente pueden ser dispensadas.

La calidad requerida en los suelos estabilizados depende, del régimen de humedad y temperatura en el lugar de aplicación del método, así como del medio ambiente químico (presencia o posible llegada de ácido, alcali o soluciones salinas) y otras propiedades de resistencia mecánica requeridas para el uso pretendido. Las especificaciones presuponen que una relación satisfactoria ha sido establecida empíricamente entre los resultados de las pruebas de laboratorio y el comportamiento "insitu".

El esquema de prueba descrito anteriormente es aplicable "mutatis mutandis" a todos los tipos de mezcla empleada para la estabilización de suelos de grano fino para construcción de bases en las vías de comunicación.

Especificaciones estándar para métodos de prueba han sido desarrollados por AASHTO, ASTM, RRL, y otras agencias y deben ser revisados en sus más recientes publicaciones.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

La construcción de las capas de suelo estabilizado puede lograrse con la ayuda de implementos y fuentes de poder, que van desde simples herramientas de agricultura utilizadas con fuerza de trabajo ya sea humana o animal, hasta el uso de sofisticada maquinaria de estabilización que cumple con el trabajo en una sola pasada. La alternativa depende en el tamaño y la localización del trabajo, del costo y de la calidad disponible de fuerza de trabajo, del estado de desarrollo técnico y de otros factores económicos.

Contemplando los métodos más primitivos se hace referencia a literatura más antigua en cuestión de estabilización de suelos. Para métodos de uso actual, se cuenta con excelentes guías de construcción en los boletines pertinentes y otras publicaciones de la Asociación de Cemento Portland, el Instituto de Asfalto, de la Asociación Nacional de Cal en los Estados Unidos, del Instituto de Cloruro de Calcio, Harvard Research Board, y otras agencias y organizaciones, así como de las manufactureras de equipo de construcción. Información actualizada de lo anterior así como de los productos disponibles puede obtenerse de la Asociación Americana de Constructores de Caminos.

Debido a que sería interminable la discusión de los variados métodos utilizados en el presente, es importante entender la esencia del grosor del proceso en cuestión, básicamente definido por:

- 1) disgregación y/o homogeneización
- 2) mezclado
- 3) compactación y
- 4) curado.

1) DISGREGACION

Estipulando que el horizonte A con su contenido normal de materia orgánica, viva o muerta, ha sido re movido de la superficie hasta el punto del nivel deseado o que el suelo a ser tratado haya sido colocado en uno o más montones después de haberlo despojado de las partículas de sobre-tamaño, el primer paso en el caso de un suelo cohesivo es la disgregación de los grumos de mayor tamaño hasta el punto en el que el 100% pase la malla de 1" y que por lo menos el 85% pa se la malla No. 4. Esto es más fácilmente logrado si el suelo cuenta con el contenido de humedad que lo co loca en el estado favorable, como se muestra en la figura Núm. 6.15 (Baver, 1940)

FORMAS DE
CONSISTENCIA

Duro o Aspero	Suave, friable	Plástico, pegajoso	Viscoso pegajoso
---------------	----------------	--------------------	------------------

en este punto se forman grumos.

condiciones óptimas para trabajabilidad.

en este punto, el suelo se encharca

en este punto el suelo se escurre

—————→
AUMENTO DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Figura 6.15. Variación de la Consistencia del suelo con la humedad.

De hecho el estado de máxima trabajabilidad se encuentra ligeramente por abajo del contenido óptimo de humedad para la prueba Proctor.

Debido a que la disgregación del suelo es el propósito principal del surcado para la preparación del suelo de siembra, mucho de lo fundamental y de importancia práctica puede aprenderse del arte y ciencia de la agricultura.

Energía de Disgregación. La energía mínima teórica requerida para un grado específico de disgregación de suelo cohesivo puede calcularse a partir del incremento de superficie y, de ahí, la energía de superficie; o a partir de datos de resistencia a la tensión (Winterkorn y Schmidt 1971). Comparando dichas energías mínimas teóricas con las realmente utilizadas en construcción se revela un tremendo desperdicio de energía particularmente en el caso de máquinas de disgregación rotatorias, que comparadas con los escarificadores uno solo es 50 veces más efectivo.

Entre las razones para una muy baja eficiencia de las disgregadoras rotatorias y de la mejor, pero aún baja de los escarificadores, se encuentran las siguientes:

- a) Las espas rotatorias de alta velocidad, requeridas para la disgregación de suelos húmedos, no son tan eficientes como un escarificador de movimiento lento.
- b) Una cantidad considerable de energía es desperdiciada en la acción giratoria de las espas rotatorias.
- c) El disgregador rotatorio está diseñado para operar tanto en suelos cohesivos como en no cohesivos, y no para una maximización de eficiencia en un tipo particular de suelo.

Otros factores importantes son: el escarificador solo corta una superficie, formando las otras al arquear el segmento de suelo sobre un radio suficientemente pequeño como para producir tensión local y falla por cortante; las espas rotatorias cortan numerosas capas delgadas, disipando energía con la fricción y adhesión del suelo con el metal en cada corte e impacto de las espas en el suelo y en cualquiera de las gravas o piedras que en él se encuentren; lo relativamente grueso de las espas aumenta la fricción y aquel de los filos cortantes causa una compresión considera-

ble en el suelo antes de cortarlo (Nichols, Reed y Reeves, 1958).

Las pérdidas resultantes de energía por m^3 de suelo disgregado son considerablemente mayores para el cortador rotatorio de movimiento rápido y para el escarificador de movimiento lento, especialmente si éste último fué diseñado para uso en un tipo particular de suelo. Todavía hay bastante que hacer para el mejoramiento de ambos implementos.

2) LA FASE DE MEZCLADO

Aunque el mezclado es una operación de importancia en muchas industrias, su tratamiento científico ha sido bastante superficial, excepto para el mezclado de gases o líquidos de baja viscosidad. Las industrias, aparentemente, han continuado con el método de corta y trata, y por aumentar la potencia del mezclador cuando se atora. Al menos ésta ha sido la regla en el desarrollo de las máquinas estabilizadoras de caminos de "una sola pasada".

Acercamientos científicos han sido usados, hasta cierto punto, en el diseño de mezcladoras para concreto de cemento Portland y para mezclas asfálticas de pavimentación con predominio de materiales gruesos (arena, grava, roca triturada) y líquidos de baja viscosidad (agua, betún de baja viscosidad).

Para dichos sistemas, se han encontrado tiempos óptimos de mezclado, para los cuales un tiempo mayor conduce a una indeseable disgregación.

Sistemas estabilizadores de suelo con predominio de naturaleza granular y consistencia comparable, pueden ser mezclados satisfactoriamente por los equipos disponibles de construcción de caminos o inclusive, por algunos implementos de agricultura.

Un problema real se presenta en el caso de suelos arcillosos de alta plasticidad y contenidos de humedad considerablemente por encima del límite plástico, especialmente si el estabilizador utilizado es altamente viscoso o si forma combinaciones altamente viscosas con el presente sistema suelo-agua.

Ejemplos de dichos estabilizadores son materiales bituminosos monomeros resinosos, soluciones poliméricas y emulsiones y materiales orgánicos similares.

Cuando los suelos son realmente pesados, de húmedos a mojados, ya se presentaron las dificultades desde la fase de disgregación; para poder facilitar dicha disgregación y comenzar la estabilización, lo indicado es introducir al suelo un 3% o más de cal hidratada, dejándola actuar por un día o dos antes de la disgregación final y estabilización

con materiales que son compatibles con cal.

Dichos materiales como los cementos Portland y otros cementos hidráulicos, diluciones asfálticas, sellos y chapopotes. El evitar esto bajo todas las circunstancias, se traduce en desperdicio de energía, destinada para disgregación o mezclado, en deformación plástica del suelo o grumos del suelo. Debe recordarse que el rango de fracaso a que son vulnerables ambos procedimientos, disgregación y mezclado, recae dentro del rango plástico de un suelo cohesivo y avanza hacia contenidos menores de humedad con aumento en el esfuerzo de compresión dentro de la masa de suelo.

De aquí que la disgregación de un suelo cohesivo, inclusive con contenido de humedad óptima, deba ser, ya sea por acción suave como la que ejerce un escarificador que permite el surco romperse en unidades estructurales naturales, o por un cortado rápido en delgadas rebanadas, en el que el corte sucede a tal velocidad que el suelo no tiene tiempo para deformaciones plásticas.

Lo anterior se pretende por medio de los variados tipos de roto-cortadoras o roto-disgregadores. Si una máquina realiza este tipo de disgregación, el problema de mezclado con estabilizador, inclusive uno de tipo bituminoso es enormemente facilitado por medio del rociado del líquido estabilizador sobre las partículas disgregadas, mientras éstas están suspendidas en el aire dentro del compartimento de mezclado.

Este es el principio sobre el cual el diseño de las estabilizadoras de "una sola pasada" está basado.

Lo anterior también corresponde al principio de la fase de mezclado de Benson y Becker (1942).

Los chapopotes de carbón frecuentemente dan una mezcla con betunes asfálticos. También las combinaciones de chapopote residuos y anilinas han hecho posible la estabilización de suelos arcillosos húmedos, que no podrían ser manejados con betunes líquidos por sí solos.

Las siguientes conclusiones se pueden hacer en la observación al disgregado y mezclado de suelos y combinaciones de estabilizadores:

- a) El contenido de humedad del suelo es el factor principal de control en el disgregado y trabajabilidad de suelos cohesivos, suelo-asfalto y mezclas similares.
- b) Los suelos secos pueden ser fácilmente mojados para aumentar su contenido de humedad antes del disgregado; algunas veces, en áreas desérticas, cuando el nivel de agua freática no es muy distante y el tiempo no es crítico, el cubrir la superficie plana con membranas impermeables condensará suficiente agua en la superficie del estrato de suelo como para llevar-

la al contenido óptimo de humedad dentro de un período razonable de tiempo.

- c) Las arenas y gravas mojadas usualmente no presentan mayor problema. Los suelos cohesivos excesivamente húmedos deben, en general, "secarse" por medio de la introducción de cal hidratada para posteriormente ser estabilizados ya sea con cal, con asfalto o chapote.
- d) Un diseño efectivo de la maquinaria, con detenimiento adecuado sobre los filos cortantes, las formas de la herramienta y los arreglos para el montado, puede reducirse en un considerable ahorro de energía y mejoramiento del grado de disgregación, al mismo tiempo que reduce los costos.
- e) La operación de la maquinaria a la menor velocidad posible de sus aspas, compatible con las propiedades de contenido de humedad del suelo, pueden minimizar el consumo de potencia de disgregación.
- f) El arado utilizado en la agricultura, sigue siendo el implemento de disgregación más eficiente para sue los arcillosos pesados.
- g) La mínima cantidad de mezclado necesaria para obtener una completa cobertura de los agregados del suelo con el estabilizador, generalmente produce la estabilización más satisfactoria.
- h) El rociado efectivo de los agregados de suelo con el estabilizador debe reducir el tiempo de mezclado, si

no es que eliminar la necesidad del mezclado del total de la masa.

- 1) Ninguna de las máquinas estabilizadoras comercialmente disponibles son ideales para la disgregación o mezclado de suelos cohesivos, suelos-asfalto y mezclas similares.
- 2) Para suelos arcillosos pesados, la cal y la combinación cal-cemento Portland ofrecen, como estabilizadores, el mínimo de dificultades para su disgregación y mezclado.

3) COMPACTACION

La compactación o densificación es un procedimiento de estabilización muy importante tanto para suelos naturales y mezclas de suelos como para sistemas provistos de mezclas impermeabilizantes y/o agentes cementantes. Existe suficiente información en ambos aspectos, ingenieriles y científicos, de compactación en infinidad de literaturas como para caer en un tratado detallado innecesario de éste aspecto. El mejoramiento de la calidad de los suelos estabilizados con creciente densidad seca para una misma composición material va de acuerdo con:

- a) El concepto de estado sólido y líquido de los sistemas macrométricos (Winterkorn, 1971).

b) La Ley de Feret (1892) que relaciona la resistencia de un sistema granular cementado con la relación del volúmen de cemento contra el volúmen de oquedades i.e. $S = k \left(\frac{c}{1-s} \right)^n$ donde:

S = resistencia a la compresión del sistema cementado.

k = esencialmente la resistencia del cemento, pero influenciado por factores de granulometría y -- del material.

c = volúmen absoluto del cemento

s = volúmen absoluto de los componentes granulares inertes.

n = constante que depende de factores geométricos y de material.

Para la aplicación de esta ley, descubierta en los morteros de cemento y de cal, a la estabilización con resinas de arenas de playa, referirse a la figura 6.16:

c) La menor oquedad, que reduce la cantidad de agua libre que el sistema puede acumular, y que puede hacer que este fluya (como arena movediza) bajo una carga excesiva instantánea;

d) El menor tamaño efectivo de los poros disminuye el grado de fluidez de la humedad dentro del sistema estabilizado bajo condiciones ambientales adversas, especialmente si éstas últimas son de naturaleza periódica.

Para suelos normales se ha encontrado que la diferencia entre la prueba Proctor y la de densidad seca AASHTO modificada para un mismo contenido de humedad, representa aproximadamente un 2% del cemento Portland. De todas maneras se debe tener cuidado de que el sistema contenga suficiente agua como para satisfacer los requerimientos de los minerales del suelo tanto como los del cemento Portland u otros estabilizadores que requieran agua como agente de reacción o como solvente.

También debe tenerse cuidado de que el sistema no sea sobre compactado.

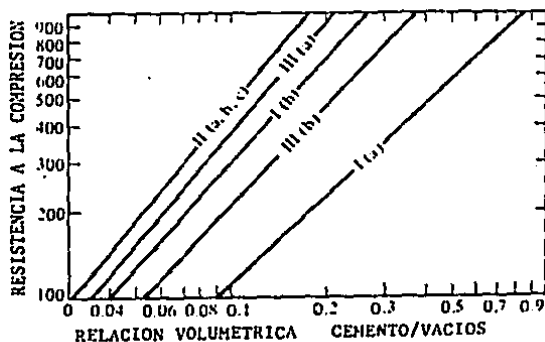


Figura 6.16 Relación volumétrica cemento/vacíos para la resistencia a compresión deseada en varios tipos de arenas.

4) CURADO

Donde el agua es un agente importante de reacción (cal, cemento hidráulico, etc.), y las reacciones son relativamente lentas, debe prevenirse la pérdida de humedad durante el período de reacción. Esto se efectúa de la manera más conveniente por medio del rociado de una película de material bituminoso sobre la superficie terminada. La película debe ser suficientemente gruesa como para prevenir la evaporación de manera efectiva. Si esto se logra, el vapor de agua generalmente proveniente de los estratos inferiores del suelo durante el fresco de la noche, es normalmente suficiente como para la conservación de condiciones apropiadas de curado inclusive en el caso de que cierta cantidad de humedad se pierda por difusión en las orillas de la base estabilizada.

Asumiendo que de esta manera, una cantidad suficiente de humedad es retenida en el sistema, a mayor temperatura ambiente mayores grados de reacción.

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El constante crecimiento de la población y el desarrollo industrial prevaeciente, tiene por resultado una igualmente creciente demanda de servicios, vivienda, vías de comunicación, en fin, estructuras que finalmente descansan sobre el suelo de cimentación.

La concentración de la población en centros de desarrollo cada día limita más el espacio. La reducción de los espacios libres dentro de estos centros de desarrollo casi ha acabado con la oportunidad de "escoger" el terreno que reúna las características apropiadas para la edificación de una estructura determinada y nos ha limitado a la utilización del espacio disponible. Es por ésto, que en la actualidad, el desarrollo y perfeccionamiento de las diferentes técnicas para el mejoramiento de las propiedades ingenieriles de los suelos de cimentación, se ha convertido en un tema de interés a nivel mundial.

Los procedimientos y técnicas expuestos en esta tesis, son ya una práctica cotidiana de la ingeniería de cimentaciones. Algunos de estos procedimientos son más antiguos y por tanto, cuentan con un mayor registro de experiencias, lo que hace más sencilla y sistemática su aplicación (ej.: estabilización, química, excavación y relleno compactado, etc).

Otros son más novedosos y probablemente necesitan varios años más de experimentación para lograr su perfeccionamiento (ej.: compactación dinámica, densificación por medio de explosivos, etc.).

A continuación se presenta una tabla que condensa los resultados de la investigación sobre los métodos que son aplicables a cada uno de los suelos que fueron expuestos en los seis capítulos de esta tesis.

TIPO DE SUELO

MÉTODOS DE MEJORAMIENTO QUE PUEDEN APLICARSELE

COLAPSABLES

- Compactación dinámica
- Densificación por medio de explosivos
- Inducir el colapso por medio de saturación o bajo carga y saturación para obtener un suelo más denso.
- Tratamiento de estabilización con soluciones de silicato de sodio y cloruro de calcio.
- Vibrofotación, de permitirle sus características granulométricas.
- Estabilización con cemento o asfalto

EXPANSIVOS

- Estabilización con cal, con cemento o combinación de ambos métodos.
- Mezclar el suelo con material inerte para disminuir sus características expansivas hasta una profundidad en la que no haya variación en el contenido de humedad.
- Desplante de la cimentación por debajo de la capa sensible a las variaciones en el contenido de humedad; pudiéndose permitir la expansión del suelo en el sentido horizontal por medio de perforaciones verticales que en caso de necesitar ademado, se recomienda que se haga con cartón, pláscito u otro material que ceda bajo la presión de expansión.

ZONAS MINADAS

- Relleno de cavidades e inyección
- Excavación y relleno compactado, en ocasiones llega a ser necesario desplantar los cimientos bajo los rellenos o el uso de traves que "puenteen" las cargas por encima del relleno para evitar asentamientos diferenciales.
- Refuerzo de la bóveda y protección contra el intemperismo; dentro de este método se incluyen los refuerzos de pilares y muros.

RELLENOS HETEROGÉNEOS Y BASURAS

- Este tipo de materiales no son confiables y su mejoramiento es difícil de lograr por lo que de preferencia deberán reemplazarse.
- En algunos casos se ha logrado dar tratamiento a estos rellenos por medio de compactación dinámica
- Otras veces, cuando el espesor del relleno no es considerable, se puede dar solución a la cimentación por medio de zapatas corridas apoyadas sobre una plataforma de material compacto colocada en la superficie y de espesor mínimo de 1.5B.
- Los rellenos formados puramente por materiales cohesivos o granulados se tratan con los métodos aplicables a suelos blandos o sueltos, según el caso.

SUELOS BLANDOS

- Precarga o preconsolidación:
 - a) a base de terraplenes
 - b) utilizando la carga de operación de la estructura en aplicación controlada.
 - c) la prueba hidrostática de recipientes
 - d) abatimiento del nivel de aguas freáticas

En caso de que el estrato por tratar sea profundo o que no haya fronteras permeables, es recomendable el uso de drenes verticales (de grava, arena o inclusive plástico), para acelerar el proceso.

- Consolidación dinámica
- Utilización de columnas de piedra vibroflotadas; en la mayoría de los casos es necesario colocar un relleno granular en la superficie de 60 o 90 cms. de espesor, a fin de auxiliar la distribución de las cargas sobre las columnas, además de servir como drenaje.
- Estabilización con cemento o asfalto, previo tratamiento con cal.

DE BAJA COMPACIDAD

- Vibroflotación
- Vibrocompactación
- Compactación dinámica
- Estabilización con cemento o asfalto
- Estabilización con explosivos

Según lo expuesto a lo largo de toda la tesis, puede notarse la forma en que resalta el aspecto práctico; primeramente en cuanto a que los métodos de mejoramiento se han desarrollado a través de la historia, predominantemente en el campo de la observación, la experiencia y la experimentación. Por otro lado, la experimentación y la observación del comportamiento de los suelos tratados por los distintos métodos de mejoramiento, es el único medio con el que se cuenta para evaluar los resultados obtenidos y la efectividad del método en cuestión.

Al mismo tiempo, la Mecánica de Suelos como ciencia, aparece como fruto de la observación y la experimentación en el laboratorio, y es precisamente en el laboratorio en donde constituye el pilar de apoyo, ubicándonos dentro de cierto rango, para la aplicación "exitosa" de cualquier método de mejoramiento, máxime si se toman en cuenta la naturaleza y heterogeneidad del comportamiento de los suelos en cuestión.

El propio Karl Terzaghi opinaba que..."no es sino la experiencia y la experimentación lo que nos ubica, dentro del contexto de los suelos, en la teoría indicada para cada caso".

Finalmente se puede concluir que los puntos a seguir, para dar solución a las cimentaciones apoyadas sobre suelos "problemáticos", son los siguientes:

- Identificación de los suelos y de sus propiedades por medio de pruebas de laboratorio e 'in-situ'.
- Recopilación del máximo de información por medio de reconocimientos preliminares, observación de las soluciones dadas a las construcciones existentes y la experiencia previa en general.
- Análisis de los posibles métodos de mejoramiento aplicables y toma de decisiones.
- Diseño de las etapas del método en base a los resultados obtenidos en el laboratorio con especímenes de prueba y en base a registros de experiencias anteriores, si es que las hubiera. (tablas, esquemas o métodos de aplicación sistemática).
- Aplicación del método en el lugar.
- Evaluación de los resultados obtenidos, probando en el laboratorio muestras extraídas del lugar.
- Finalmente, observar el comportamiento real del suelo mejorado para establecer las diferencias entre éste y los resultados obtenidos en el laboratorio, lo que servirá de experiencia para aplicaciones futuras.

BIBLIOGRAFIA

LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES.
VOL. 1

Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo
Editorial Limusa.

EL NOROESTE; VI REUNION NACIONAL DE MECANICA
DE SUELOS,

Tomos I y II
Guadalajara 74

VII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS,

Tomo III
Guanajuato 76

MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS

Reunión Técnica, 16 de Noviembre de 1979
México, D.F.
SNMS, A.C.

MECANICA DE SUELOS TOMO I

Fundamentos de la Mecánica de Suelos
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez
Editorial Limusa

MECANICA DE SUELOS TOMO II

Teoría y Aplicaciones
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez
Editorial Limusa

FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN

Joseph Bowles
Editorial McGraw Hill

FOUNDATION ENGINEERING

Ralph B. Perik, Walter F. Hanson and Thomas H. Thorburn
Wiley International Editions

THEORETICAL SOIL MECHANICS

Karl Terzaghi
Editorial John Wiley and Sons

SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING
V.N.S. Murthy
Editorial Dharmat and Sons

APPLETON'S REVISED CUYAS SPANISH-ENGLISH DICTIONARY
Appleton Century Corfts

THE RANDOM HOUSE COLLEGE DICTIONARY
Random House Dictionary