

sist. 29457



TESIS
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:

GERMAN MONDRAGON QUIROZ

"suelos expansivos"



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Dedico esta Tesis con todo respeto y -
afecto al Ing. Gabriel García Altamirano,
por su invaluable ayuda e innumerables -
consejos en la dirección de la misma.

Al Ing. F. Humberto Juárez, por su -
inapreciable ayuda en la concepción de
esta Tesis.

A mis maestros y compañeros.

Como una muestra de agradecimiento a quienes todo debo.

A aquellos que con sus consejos, me forjaron el carácter y la decisión para ser algo en la vida.

A quienes con solo lograr mis anhelos, sentirán pagados sus desvelos.

Con todo mi amor, a Germán y Lupita, mis padres.

A mis hermanos:

Elvira
Javier
Isidra
Lupe
Carmen
Caridad
Rudy

A mi amigo:

A mi novia:

Juanita

SUELOS EXPANSIVOS

INDICE

Página

CAPITULO I. ANTECEDENTES	1	
CAPITULO II. CRITERIOS PARA IDENTIFICAR SUELOS EXPANSIVOS		
a) Mineralogía de las arcillas	9	
b) Pruebas índice	22	
c) Análisis químico y difracción de rayos X	38	
d) Climatología	46	
CAPITULO III. DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE EX- PANSION Y PRESION DE EXPANSION. PRUEBAS DE LABORATORIO		51
CAPITULO IV. PROBLEMAS DE CIMENTACION EN ESTRUCTURAS LIGERAS		
a) Naves industriales	83	
b) Casas habitación	89	
c) Aeropistas	95	
d) Bordos en canales	99	
e) Pavimentos flexibles	119	
f) ANEXO Presas de almacenamiento.		
CAPITULO V. CONCLUSIONES	126	

CAPITULO I

ANTECEDENTES.

Después de medio siglo de haber reconocido el fenómeno de la expansión de los suelos, el número de países que reportan áreas con suelos expansivos se ha incrementado notablemente, de tal forma que hoy en día el problema ha adquirido importancia mundial.

Siendo México un país que debido a su posición geográfica presenta áreas con éste fenómeno y encontrándonos los mexicanos ante el reto que significa traspasar los umbrales del subdesarrollo, la presente tesis tiene por objeto presentar un problema al cual el ingeniero se encuentra comúnmente y el que deberá resolver cuando proyecte y realice obras de diversa índole, llámense sistemas de transporte, obras de interés social, sistemas de riego, presas etc.

Con el fin de unificar criterios será conveniente establecer qué es un suelo expansivo.

El término suelo expansivo está asociado a los suelos con partículas finas (más de la mitad del material pasa -

- la malla 200), cuya característica fundamental es que en su mayor parte tienen un comportamiento determinado por reacciones fisico-químicas, en éste sentido, se puede decir que un material con tales características se refiere a un suelo arcilloso, lo cual ha dado lugar a que en el campo de la ingeniería se hable en términos concretos de arcillas expansivas.

Con ésto se puede definir una arcilla expansiva en términos generales, de la manera siguiente :

ARCILLA EXPANSIVA .- ES UN SUELO FINO CON COMPOSICION MINERALOGICA TAL QUE LO HACE SUSCEPTIBLE A SUFRIR APRECIABLES CAMBIOS DE VOLUMEN COMO CONSECUENCIA DE CAMBIOS EN EL CONTENIDO DE AGUA.

El objetivo de ésta tesis es, presentar los criterios más utilizados para su identificación cualitativa primeramente, para con ello, tener una idea del potencial de expansión del suelo en estudio.

Los criterios que se presentan para éste fin son : Mineralogía de las arcillas, identificación por medio de pruebas índice, análisis químico, difracción por medio de rayos X y climatología.

Posteriormente se presentan los métodos más usados para -

determinar la expansividad de una manera cuantitativa, por medio del cálculo de la presión de expansión y del porcentaje de expansión.

Finalmente se alude a problemas típicos a los que se enfrenta el ingeniero como son :

Naves industriales

Bordos en canales

Casas habitación

Aeropistas

Pavimentos flexibles

Presas de almacenamiento

En la república Mexicana se han detectado áreas más ó menos extensas donde el suelo está constituido por arcillas con potencialidad a la expansión. Entre otros se pueden mencionar sitios como : Mexicali, B.C. ; una zona relativamente grande en la costa de los estados de Sonora y Sinaloa desde Guaymas hasta Mazatlán, en los estados de Querétaro, Guanajuato, Michoacán, Chihuahua, Tamaulipas, Veracruz, Chiapas y Campeche.

Cuando el ingeniero se encuentra con suelos denominados activos, cuya característica principal es, como ya se dijo antes sufrir cambios de volumen cuando varía su con -

- tenido de humedad ó al ser aliviado de cargas preactuantes. Un estudio del subsuelo en caso de sospechar la presencia de suelos expansivos en cualquier tipo de obra -- consistiría en :

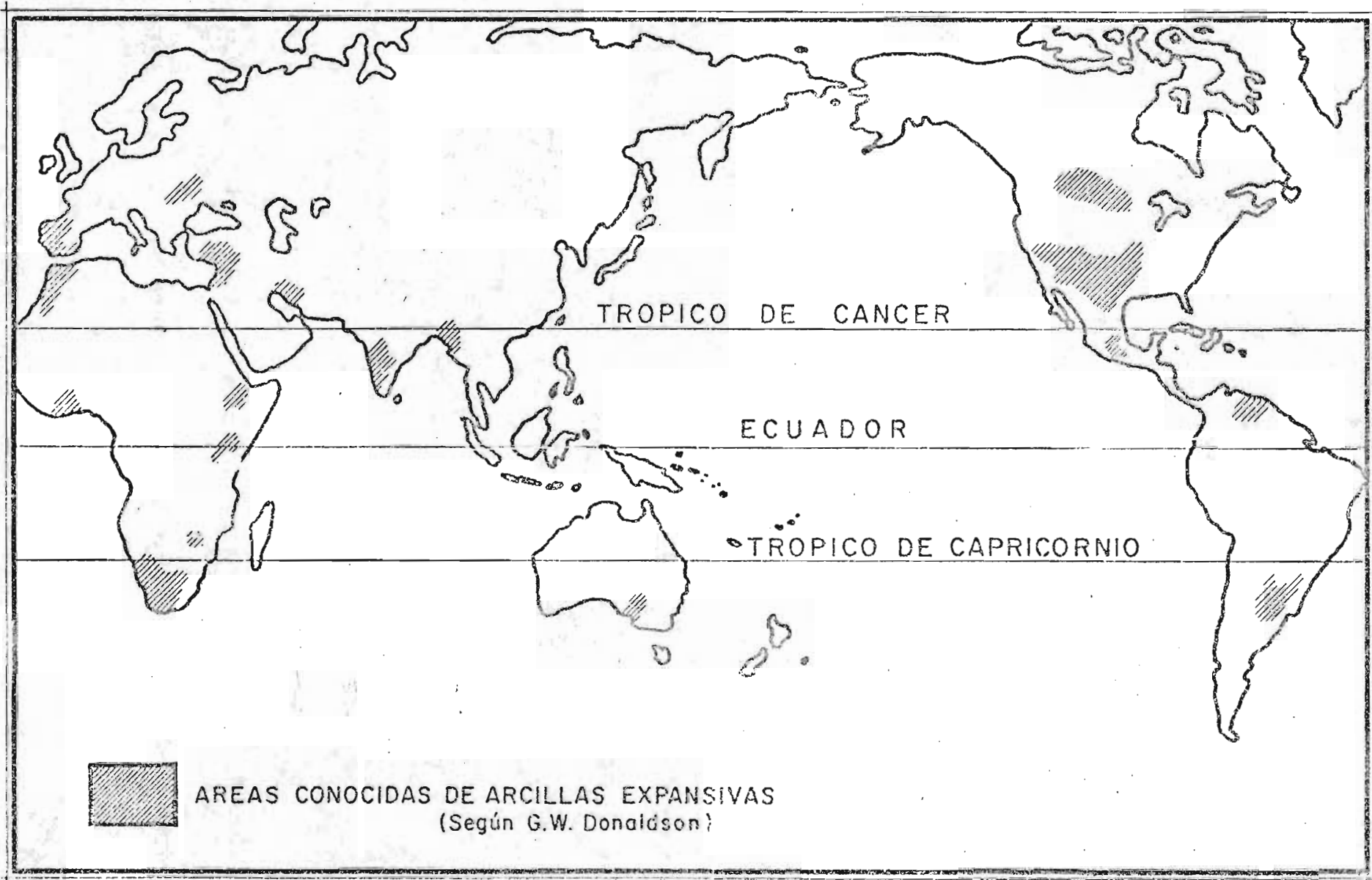
- a) Recopilación de datos acerca del tipo y comportamiento de las cimentaciones empleadas en el lugar, con el fin de detectar problemas de expansividad.
- b) Determinar por medio de sondeos a cielo abierto, la naturaleza y características de la parte superior del subsuelo del sitio y en su caso, la posición del nivel de aguas freáticas.
- c) Estudio definitivo, en caso de comprobar la existencia de suelos expansivos, para determinar sus propiedades índice de interés, con el fin de adoptar las soluciones que eviten daños a las cimentaciones y estructuras proyectadas y que debido a su importancia, por su extensión ó por la magnitud de sus cargas ó cuando se trata de estructuras ligeras y pequeñas, se encuentran sobre suelos expansivos.

Es conveniente hacer notar que las estructuras pequeñas son las más susceptibles al daño ocasionado por el cambio volumétrico.

Finalmente para aplicar las ideas aquí expuestas, es conveniente evaluar los aspectos económicos que en cada caso particular implique y para ello es necesario un estudio completo de todos los factores que intervienen en la estabilidad de las estructuras cimentadas sobre suelos expansivos.

A continuación se presenta una zonificación de áreas con problemas de expansividad tanto a nivel mundial como nacional y algunos de los efectos que los suelos expansivos producen en caminos y casas habitación.

La mayor información al respecto fue proporcionada por W.G. Donaldson en 1969 en la segunda conferencia internacional sobre suelos expansivos efectuada en la Texas A & M University, y por el estudio realizado por el Instituto Mexicano del Seguro Social con la participación coordinada de Soiltec, S. A.



REPUBLICA MEXICANA.

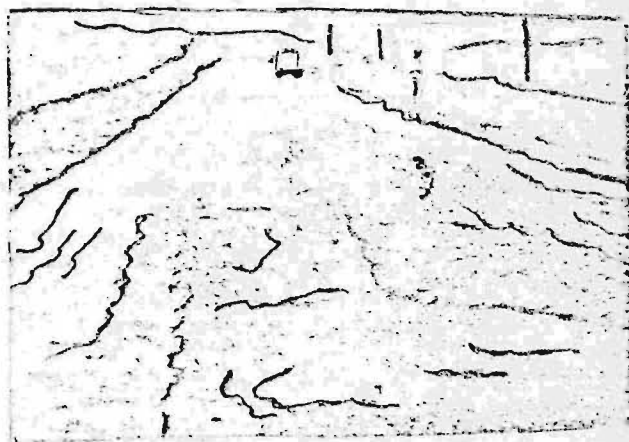


Zonas con suelos
expansivos.
(1969)

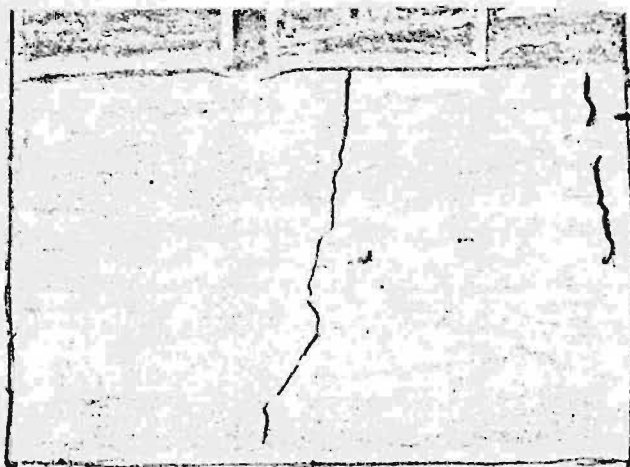




Falla estructural generalizada.



Grietas longitudinales y distorsiones locales.



Agrietamiento transversal
nótese que la expansión
motiva que la grieta se
abra hacia arriba.



Agrietamiento en muro.

CAPITULO II.

CRITERIOS PARA IDENTIFICAR SUELOS EXPANSIVOS.

- a) Mineralogía de las arcillas.
- b) Pruebas índice.
- c) Análisis químico y difracción de rayos X.
- d) Climatología.

a) MINERALOGIA DE LAS ARCILLAS.

De acuerdo al estado actual, el mejor camino para tratar de explicar el mecanismo de expansión de las arcillas es por medio de la físico-química de los suelos, que utiliza algunos conceptos de Mineralogía.

Cuando las partículas del suelo son pequeñas, los minerales de las que están compuestas, influyen en el comportamiento de las propiedades ingenieriles del suelo.

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

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 Fisicoquímica es el límite superior de los coloides.

La mayor parte de las arcillas, se forman por reacciones químicas, mas que por procesos físicos, y estas reacciones determinan la naturaleza de la arcilla final así como su comportamiento.

No todas las partículas minerales pequeñas son plásticas al agregarles ciertas cantidades de agua, aquellas que lo son se llaman "minerales arcillosos".

Dentre de los minerales arcillosos hay varios grupos con diferentes composiciones químicas.

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 semejantes.

Según Grim, éstos grupos son:

Grupo de la Caolinita.

Grupo de la Illita.

Grupo de la Montmorillonita.

La naturaleza de las ligaduras ó uniones que mantienen juntos al átomo de un material arcilloso, es la base fundamental para entender el comportamiento de una partícula arcillosa, y por lo tanto de una masa formada por estas partículas.

Aquellos elementos que son capaces de combinarse químicamente, no tienen un número completo de electrones en sus órbitas exteriores. Un átomo se une con otro átomo por adición de electrones en sus órbitas exteriores ó por pérdidas de ellos, para llegar a una configuración estable. Generalmente los procesos de combinación involucran la pérdida ó adquisición del más diverso número de electrones en la órbita exterior. Entonces, si un átomo tal como el Sodio tienen un solo electrón en su órbita exterior, sin un posible complemento de ocho en esa órbita. Esta circunstancia lo hace capaz de combinarse con Cloro, que tiene siete electrones en la órbita exterior y de esta forma el átomo de Sodio pierde un electrón en lugar de adquirir siete.

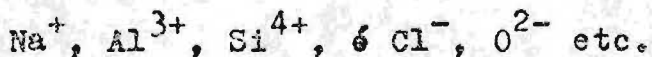
De esta manera para que se forme un compuesto estable la combinación química de un átomo de Sodio y de un átomo de Cloro involucra la pérdida de un electrón del átomo de Sodio y la adquisición de un electrón por el átomo de Cloro.

Sin embargo, la pérdida de un electrón no deja al átomo de Sodio en un estado eléctricamente neutral, por la pérdida ha alcanzado un estado de carga positiva unitaria.

Por otra parte, el átomo de Cloro ha ganado una carga eléctrica negativa unitaria por la obtención del electrón, los átomos que han ganado ó perdido electrones en esta forma son llamados iones, y las fuerzas que las enlazan son llamadas ligas iónicas. El átomo de Sodio se convierte en un ión positivo ó catión, el átomo de Cloro es un ión negativo ó anión, y la combinación resulta en una molécula, generalmente el proceso se representa con la siguiente notación:



Los átomos pueden dar ó recibir varios electrones, y al ión resultante se le da la notación:



Debido al intercambio de electrones los átomos individuales en un cristal no son eléctricamente neutros.

Si a dos átomos les falta uno ó más electrones en sus órbitas exteriores, ellos pueden combinarse compartiendo uno ó más pares de electrones. Una liga tal es llamada covalente y se puede ejemplificar por las ligas que mantienen juntos átomos de Oxígeno en una molécula de Oxígeno.

En un sistema arbitrario de medida tanto las ligas iónicas como las covalentes son eslabonamientos fuertes.

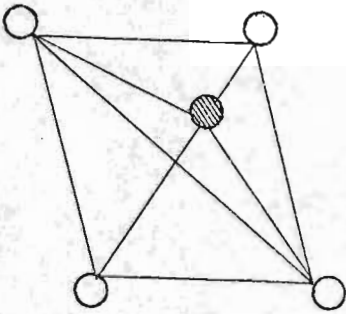
La combinación de un átomo de Oxígeno con un átomo de Hidrógeno da como resultado un ión de Hidroxilo el cual puede unirse con un ión de Oxígeno por medio de una liga débil entre el catión de Hidrógeno y el ión de Oxígeno, en este caso el ión de Hidrógeno conecta los dos iones de Oxígeno en una liga débil. Ocasionalmente dos ó más unidades de Hidroxilos ocurren cerca una respecto a la otra, pero con las posiciones atómicas invertidas, en estas circunstancias, una liga relativamente débil puede formarse entre los iones adyacentes positivos y negativos. Estas ligas pueden ocurrir entre las placas vecinas de una retícula de minerales cristalinos, y dan lugar a una conexión relativamente débil sujeta a otras subsecuentes.

Se ha encontrado que los diferentes minerales arcillosos están hechos principalmente por dos bloques constructivos ó unidades estructurales:

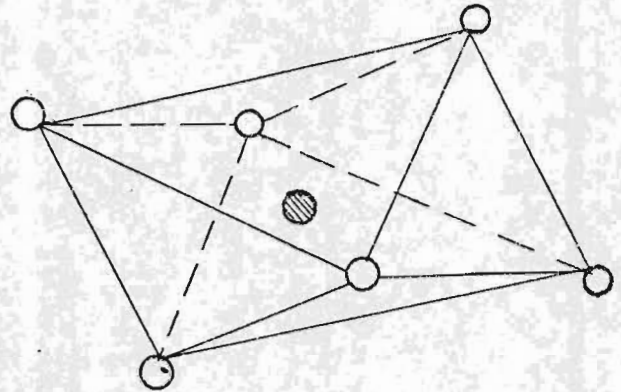
- 1) Tetraedro de Sílica (Si O_2) .- Consiste en un átomo de Silicio rodeado por cuatro átomos de Oxígeno colocados en los vértices de un tetraedro.
- 2) Octaedro de Hidróxido de Aluminio Al (OH)_3 .- Contiene-

-un átomo de Aluminio en el centro de un octaedro, en cuyos vértices hay átomos de Oxígeno ó radicales OH.

ESTRUCTURAS MOLECULARES.



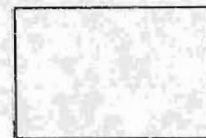
Sílica (Si O₂)



Gibsita Al (OH)₃



Símbolo de Sílica.

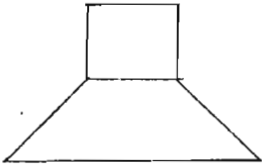


Símbolo de Gibsita.

Atendiendo a las anteriores estructuras moleculares y según la clasificación hecha por Grim, que divide a los minerales arcillosos en tres grupos generales, tenemos lo sig:

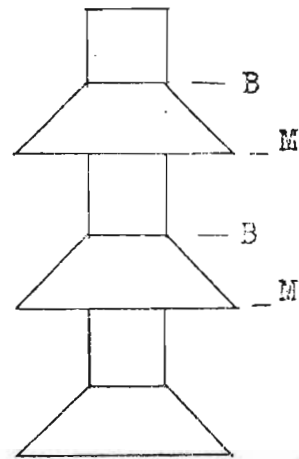
GRUPO CAOLIN. ($Al_4 Si_4 O_{10} (OH)_8$).

Debido a que las valencias de los átomos de Oxígeno en la parte superior de una lámina de Sílica, y a su espaciamento, es posible que se una a una lámina de Gibsita para formar una capa eléctricamente neutra que es una lámina de mineral arcilloso llamado Caolín.



Elemento de Caolín.

- B.- Ligadura buena.
- M.- Ligadura mala



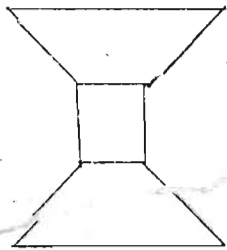
Partícula de Caolín.

Las diferentes formas de estibar o sobreponer las capas de Caolín da origen a diferentes minerales arcillosos del grupo general y se les llama minerales polimorfos de Caolín.

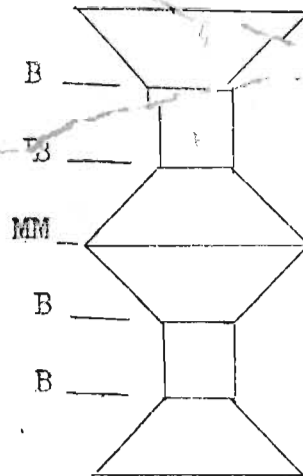
A pesar de que láminas de Sílica y Gibsita pueden sobreponerse indefinidamente, las partículas de Caolín se encuentran en la naturaleza en forma de placas hexagonales con diámetros del orden de 0.5 a 1.0 micras y de 0.05 micras de espesor.

GRUPO MONTMORILONITA. $(Si_4 O_{10}) (OH)_2 Al_2$

Si la Sílica y la Gipsita se sobreponen de la manera indicada en la figura, se obtiene el mineral arcilloso llamado Montmorilonita, constituido por tres elementos primarios. Láminas sucesivas de Sílica y Gipsita pueden sobreponerse en forma distinta, resultando las variaciones polimorfas de la Montmorilonita.



Elemento de Montmorilonita.



Partícula de Montmorilonita.

B.- Ligadura buena.
MM.- Ligadura muy mala.

La ligadura entre capas es entre iones de Oxígeno que son débiles, con respecto a las capas de Caolinita, donde se unen oxígenos con oxidrilos por lo tanto, las moléculas de agua pueden entrar entre las diferentes capas de Montmorilonita y además, las moléculas de agua tienen las dimensiones y geometría adecuadas, por lo que la Montmorilo-

-nita tiene fuertes características expansivas y hasta seis capas moleculares de agua se pueden meter entre las capas de Montmorillonita.

Debido a la compatibilidad geométrica entre la Montmorillonita y las moléculas de agua, se requieren temperaturas de 200°C a 300°C para eliminar esa agua.

En la Montmorillonita es posible que algunos tetraedros tengan un arreglo en el que la base esté hacia abajo y el vértice hacia arriba y otros tetraedros tienen la base hacia arriba y el vértice hacia abajo, en vez de que todos tengan la base hacia abajo y el vértice hacia arriba como en la Caolinita.

Debido a la ligadura tan débil entre capas adyacentes de Oxígeno, generalmente las capas de Montmorillonita son sumamente pequeñas, y se encuentran en la naturaleza formando placas con un diámetro del orden de 0.05 micras y con un espesor 400 veces menor, ó sea 0.000125 micras.

Como en la Caolinita, las plaquitas tienen cargas negativas en la superficie y cargas positivas y negativas en los bordes rotos.

Generalmente éstos elementos no son eléctricamente neutros debido a sustituciones de $(Al)^{+3}$ por $(Si)^{+4}$ que ocurren en los tetraedros y sustituciones de $(Mg)^{+2}$ por-

-(Al)⁺³ y (Fe)⁺² por (Al)⁺³; que ocurren en láminas de octaedros, por lo tanto hay un exceso de carga negativa en diferentes lugares de la partícula, la cual se trata de equilibrar con cationes intercambiables que se localizan entre los elementos de arcilla ó en superficies externas. Los cationes en el agua como el Sodio Na⁺, Ca⁺, K⁺ etc. son atraídos a las placas de arcilla que tienen carga negativa, y hay un intercambio. Clasificando a algunos de los cationes más comunes en orden decreciente de acuerdo a su actividad tenemos:

Sodio

Litio

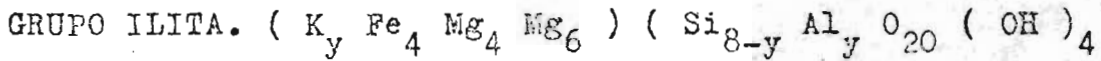
Potasio

Calcio

Magnesio

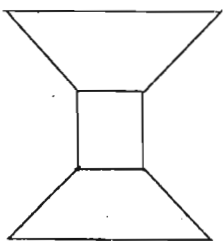
Oxidrilo

Por lo que la cal, yeso y cemento portland, así como el Cloruro de Calcio líquido, reducen la actividad y estabilizan al suelo al substituir al Sodio por el Calcio.



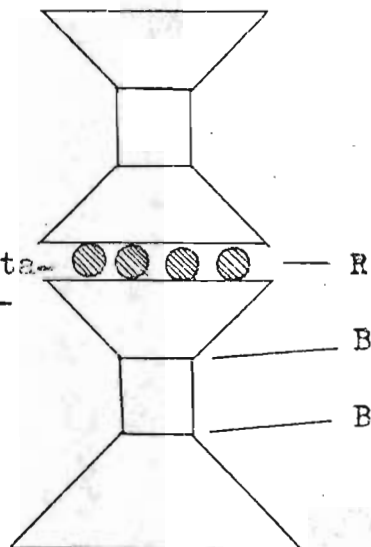
Es similar a la Montmorilonita, pero más átomos de Silicio han tenido cambios isomorfos con Aluminio, por lo tanto, hay una carga neta negativa mayor, que en su mayor parte está balanceada por iones no intercambiables de Potasio, que ocupan el espacio entre átomos de Oxígeno adyacentes, en los planos de las bases, por lo tanto, las dos capas de mineral están más fuertemente ligadas que la montmorilonita, por lo que la Ilita no se expande tanto en presencia de agua como la montmorilonita, aunque se expande más que la Caolinita.

Este mineral se encuentra en la naturaleza formando partículas que tienen un diámetro del orden de 0.5 micras y un espesor 50 veces menor.



Elemento de Ilita.

Iones de Potasio no intercambiables.



Partícula de Ilita.

B.- Ligadura buena.
R.- Ligadura regular.

Resumiendo podemos decir que el tipo y distribución de cationes intercambiables en la solución entre elementos, afecta las propiedades físicas y mecánicas de la arcilla.

Cambios en la composición de los iones intercambiables de la solución externa, pueden ejercer profundos cambios en la expansividad y otras propiedades físicas de las masas arcillosas.

A través de un microscopio electrónico de Barrido, las arcillas no expansivas se ven con sus superficies planas y son relativamente gruesas, como generalmente se supone que son.

Las arcillas expansivas como la montmorilonita, tienen un aspecto arrugado, como hojuelas tostadas de maíz (corn flakes) encimadas unas con otras.

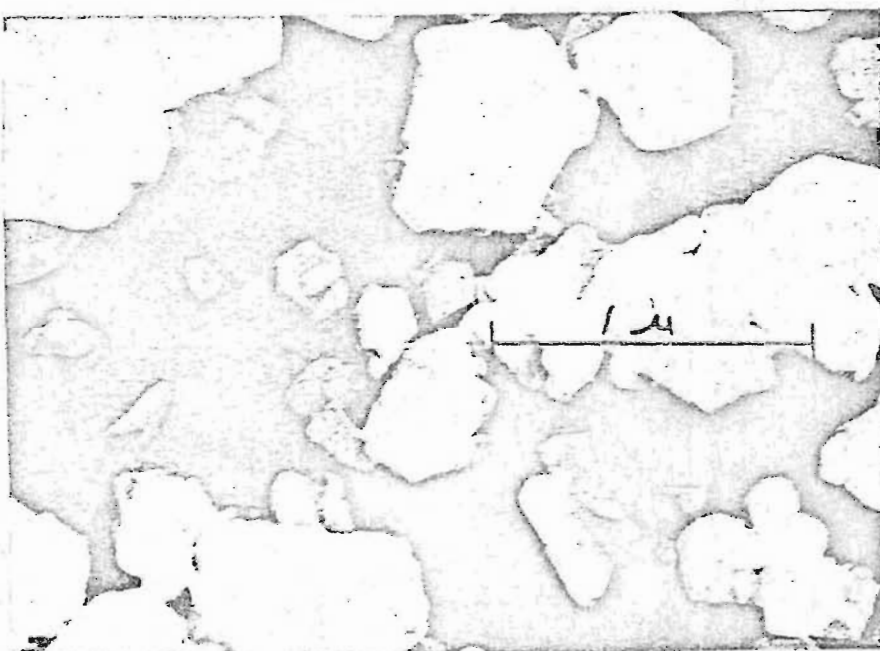
Las Ialitas tienen un aspecto intermedio algo más cercano a la Montmorilonita.

La Montmorilonita saturada con diferentes cationes, tiene diferentes grados de arrugamiento y curvatura en las plaquitas de las hojuelas.

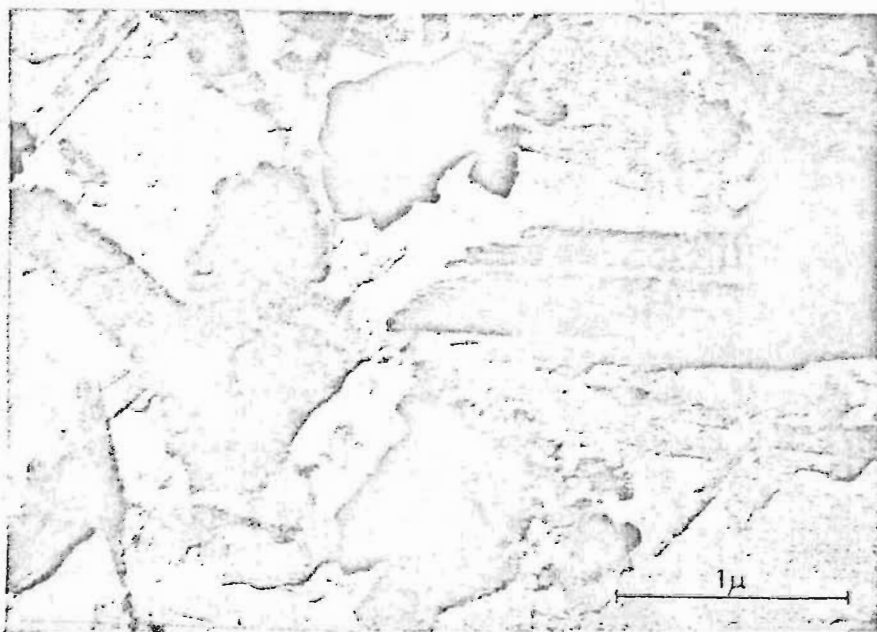
A continuación se muestran fotografías de Ialitas, Caolinitas y Montmorilonitas, tomadas con un microscopio electrónico.



Montmorillonite de
Yavapai County, Arizona.



Kaolinite de Mesa
Alta New México.



Illite de Skytop,
Pennsylvania.

b) PRUEBAS INDICE.

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

Obviamente, de estos criterios solo se obtiene información cualitativa, que debe complementarse con los resultados de ensayos específicos. Así, un suelo clasificado como expansivo puede presentar deformaciones despreciables para las presiones de trabajo, si su grado de saturación fue alto (mayor del 90 %), y no sufre cambios en el contenido natural de agua.

Diversos autores han realizado notables esfuerzos para determinar la naturaleza, estructura y propiedades índices de los suelos expansivos.

Conclusión común es que la susceptibilidad de algunos suelos a aumentar de volumen por el solo incremento de

-grado de saturación, depende de los siguientes factores :

- Cantidad y tipo mineralógico de la arcilla contenida.
- Estructura del suelo.
- Contenido de agua inicial y su posterior incremento.
- Naturaleza y concentración tanto de los iones absorbidos como de los existentes en el agua intersticial.
- Estado inicial de esfuerzos y sus cambios posteriores.

Ha sido de especial interés el lograr la identificación de estos suelos a través de sencillos y rápidos ensayos - índice de laboratorio : Los criterios mas aceptados se mencionan a continuación ;

CRITERIO DE SKEMPTON.

Skempton, propuso un criterio de clasificación, con base en la actividad de la arcilla según la siguiente fórmula ;

$$\text{ACTIVIDAD} = \frac{\text{Indice plástico}}{\% \text{ de partículas menores de 2 micras}}$$

Según este criterio los suelos se clasifican de acuerdo a la tabla II-1.

TABLA II-1

Actividad	Categoría de suelo
Menor de 0.75	Suelo inactivo
0.75 - 1.25	Suelo normal
Mayor que 1.25	Suelo activo

De acuerdo a la anterior clasificación las Montmorillonitas y las Bentonitas resultan ser activas, las Illitas normales y las Caolinitas inactivas.

CRITERIO DE ALTEWEYER.

Alteweyer las clasifica de acuerdo a la siguiente tabla basado en la contracción lineal en la cual se supone que el potencial de expansión está relacionado con la propiedad contraria de contracción lineal, medida con una prueba muy simple. En teoría resulta que las características de la contracción de las arcillas deberían ser un índice confiable y consistente para el potencial de expansión.

En 1955 Alteweyer propuso como una guía para la determinación del potencial de expansión para diversos valores de límites de contracción, tal como se muestra en la tabla II-2.

TABLA II-2.

Límite de contracción	Categoría del suelo
Menor que 10	Crítico
Entre 10 y 12	Marginal
Mayor que 12	No crítico

CRITERIO DEL BUREAU OF RECLAMATION DE LOS E.U.A.

El Bureau of reclamation de los E. U. A. realizó un estudio para clasificar a las arcillas desde el punto de vista de la intensidad de su potencial de expansión. Se toma en cuenta para definir este último el llamado grado de expansión. Que es un porcentaje de expansión de una muestra de suelo secada al aire y colocada después en un consolidómetro, anegada en agua y bajo una presión-

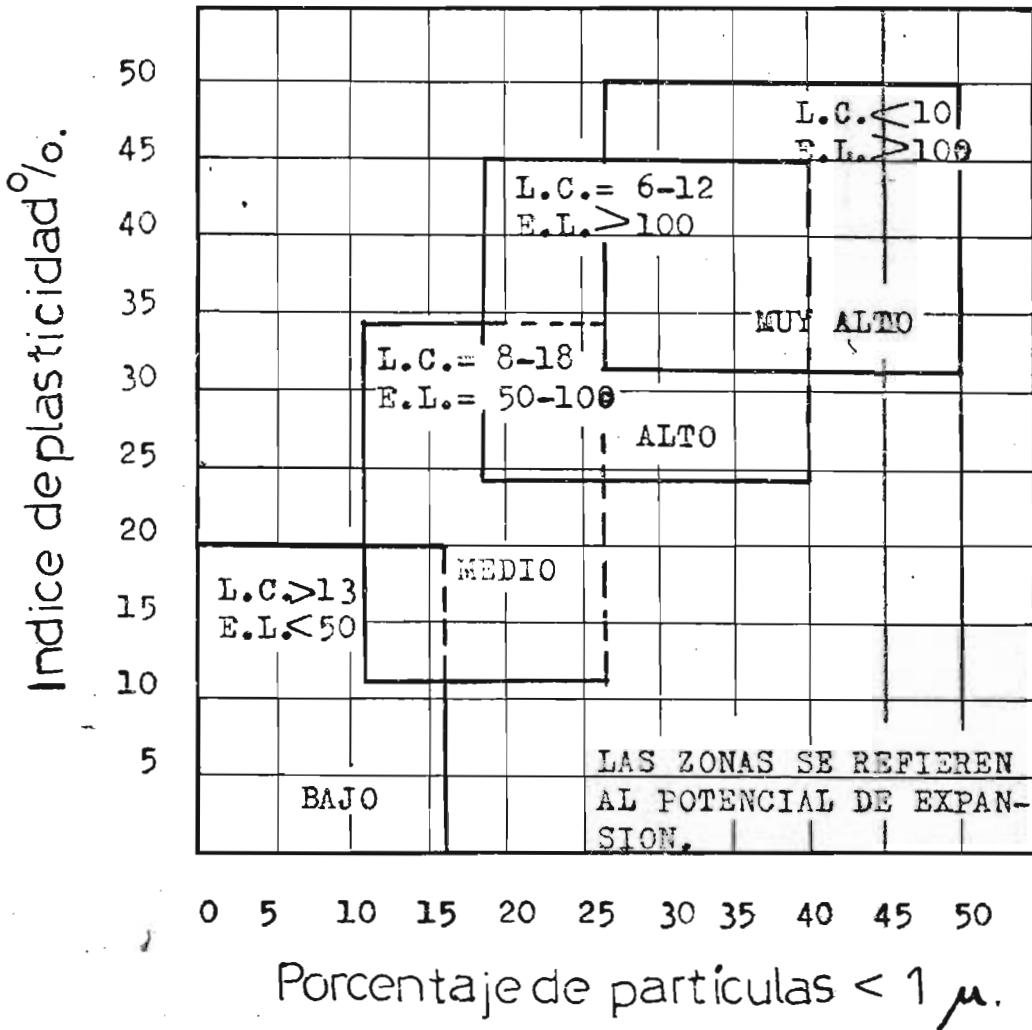
-vertical de 0.07 kg/cm^2 (1 lb/plg^2). El potencial de expansión se define en términos de otras características de la arcilla, además del grado de expansión. De las más importantes son el Límite de contracción, el índice de plasticidad, el porcentaje de partículas menores que una micra y la expansión libre. Según esto tenemos la tabla sig:

TABLA II-3

Potencial de Expansión.	Expansión en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kg/cm^2 %	Límite de contracción. %	I.P. %	%de partículas menores que una micra. %	E.L. %
Muy alto	> 30	<10	> 32	>37	> 100
Alto	20-30	6-12	23-45	18-37	> 100
Medio	10-20	8-18	12-34	12-27	50-100
Bajo	< 10	> 13	< 20	< 17	< 50

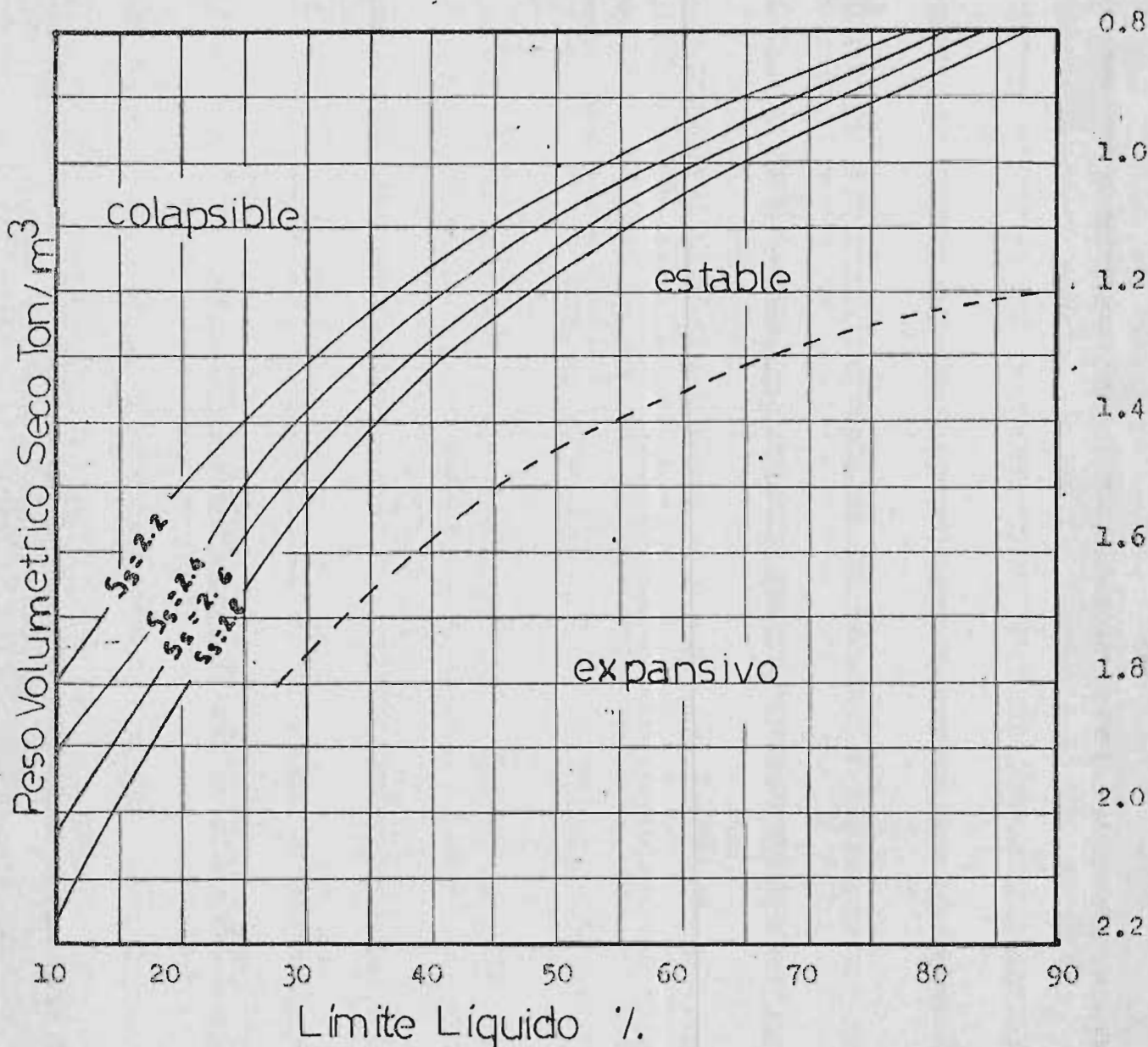
Si los datos anteriores los representamos gráficamente en la fig. II-1, tendremos representados los datos analizados por el Bureau of Reclamation.

Fig. II-1



En la fig. II-2 el Bureau of Reclamation clasifica al suelo en estable, colapsible ó expansivo, de acuerdo a su límite líquido y a su peso volumétrico seco, como se indica a continuación.

Fig. II-2.



CRITERIO DE FU HUA CHEN.

CHEN ha realizado miles de pruebas para conocer el potencial de expansión y las propiedades índice.

De los resultados de 321 muestras inalteradas se puede adoptar una curva de regresión como la que se muestra en la figura II-3. La relación entre el potencial de expansión y el índice de plasticidad se puede expresar como sigue.

$$S = Be A (Ip)$$

En donde:

$$A = 0.0838$$

$$B = 0.2558$$

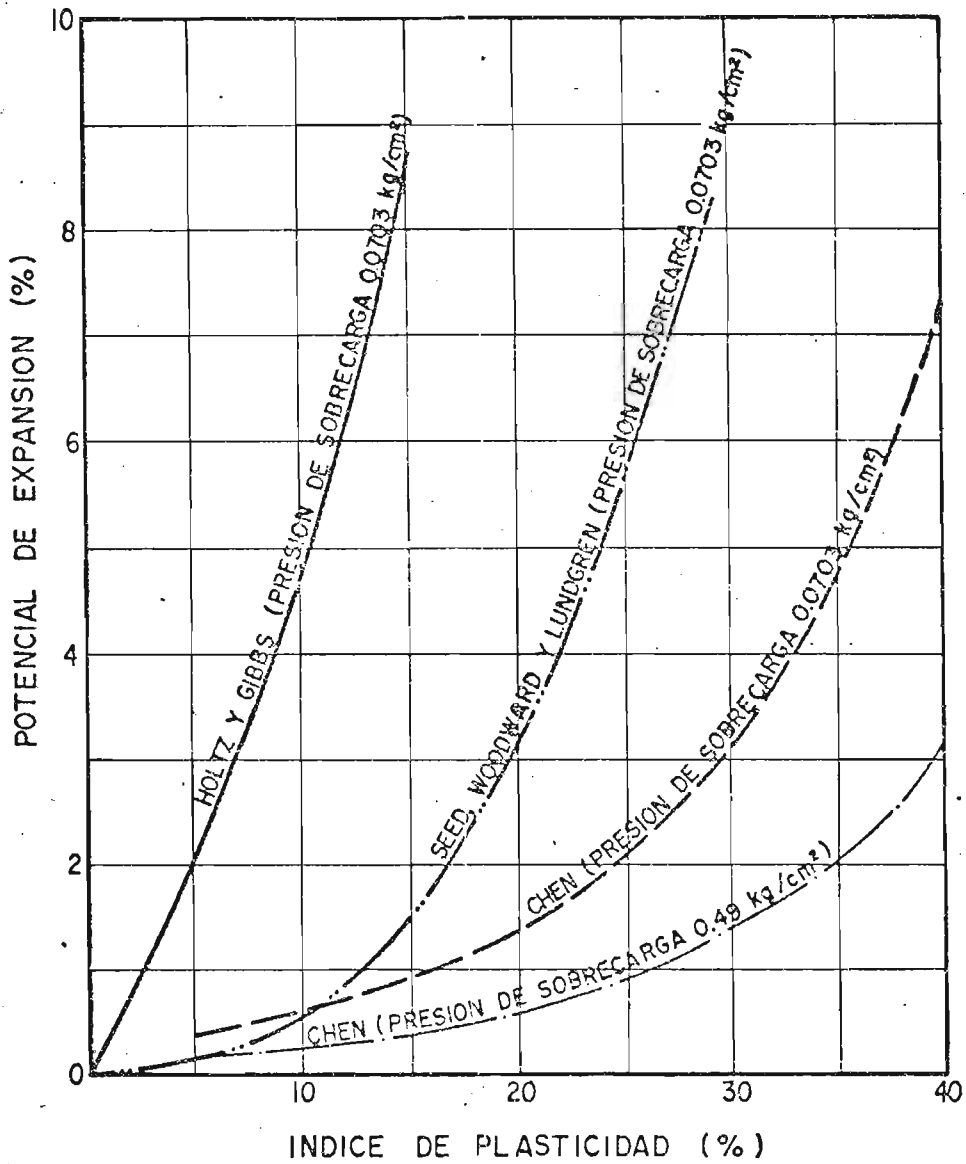


Fig. II-3 - Relación entre el cambio de volumen y el índice de plasticidad según Holtz, Seed y Chen.

CRITERIO PVC.

La determinación del cambio potencial de volumen (PVC) de un suelo, fue desarrollado por T. W. Lambe. Se especificaron muestras remoldeadas; primero se compactó la muestra en un anillo fijo de consolidómetro con una energía de compactación de $268\ 540\ \text{k-m/m}^3$. Luego se aplicó una presión inicial de $14.06\ \text{kg/cm}^2$, y se agregó el agua a la muestra, la cual está parcialmente restringida de la expansión vertical por un anillo de prueba, la lectura del anillo de prueba se tomó transcurridas dos horas. Esta lectura se convierte a presión y se define como el índice de expansión, de la fig. II-4 el índice puede convertirse a cambio potencial de volumen. Lambe estableció las siguientes categorías de la clasificación P V C.

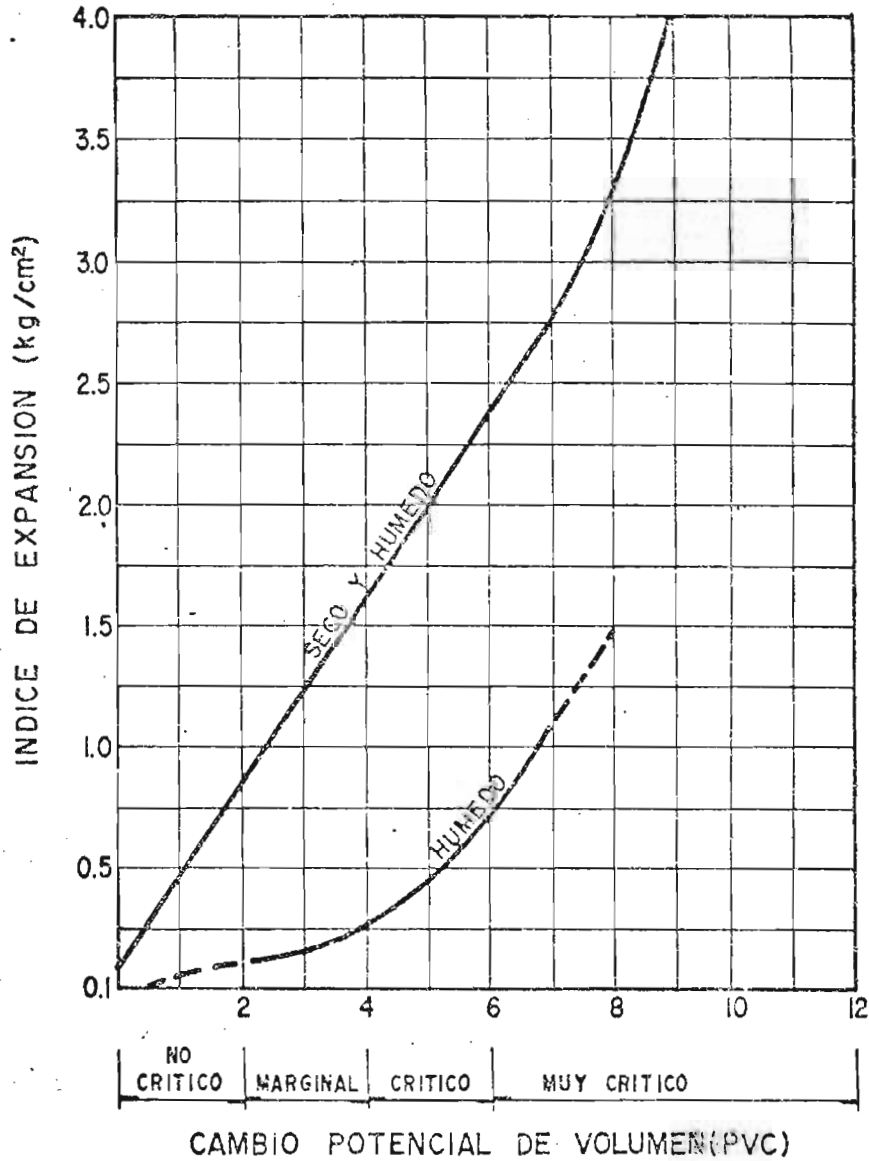


Fig. D-4.- Relación entre el Índice de Expansión y el Cambio Potencial de Volúmen (Según FHA Soil PVC Meter Publication, Federal Housing Administration, Publicación N° 701)

CRITERIO DE SEED, WOODWARD Y LUNDGREN.

Seed y sus colaboradores definen al potencial de expansión como el porcentaje de expansión de una muestra compactada, con su contenido de agua óptimo y su peso volumétrico máximo (prueba AASHO estandar). Cuando se coloca en un consolidómetro y se anega en agua bajo una presión vertical de 0.07 kg/plg^2).

Expresan el potencial de expansión por medio de la expresión:

$$\text{P.E.} = K C^x \quad \text{dende :}$$

P.E. = Potencial de expansión.

C = Porcentaje de partículas menores de dos micras.

x = Un número que depende del tipo de arcilla.

K = Factor que depende del tipo de los minerales de arcilla.

Para las pruebas reportadas por Seed y sus colaboradores x valió 3.44. Para las mismas condiciones se encontró:

$$K = 3.6 \times 10^{-5} \times A^{2.44}$$

Donde A es la actividad de la arcilla en el sentido de Skempton. Puesto que A se relaciona con el índice de plasticidad y con el porcentaje de partículas menores que dos micras, es posible relacionar directamente el potencial de expansión con el índice de plasticidad de la sig. forma:

TABLA II-4

INDICE PLASTICO.	POTENCIAL DE EXPANSION.
%	%
10	0.4 - 1.5
20	2.2 - 3.8
30	5.7 - 12.2
40	11.8 - 25.0
50	20.1 - 42.6

La fig. II-5 muestra la relación que encontró Seed y sus colaboradores, entre el porcentaje de partículas menores de dos micras y la expansión unidimensional para diferentes tipos de minerales arcillosos.

La fig. II-6 representa la carta de clasificación para el potencial de expansión.

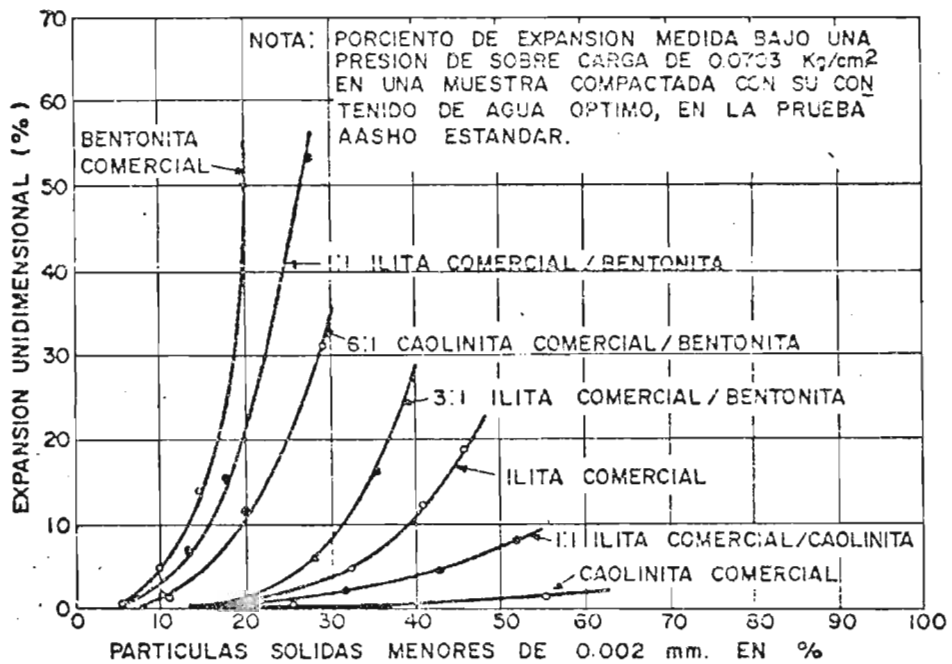


Fig. 5 - Relación entre el porcentaje de expansión y el porcentaje de partículas sólidas menores de 0.002 mm. según Seed, Woodward y Lundgren.

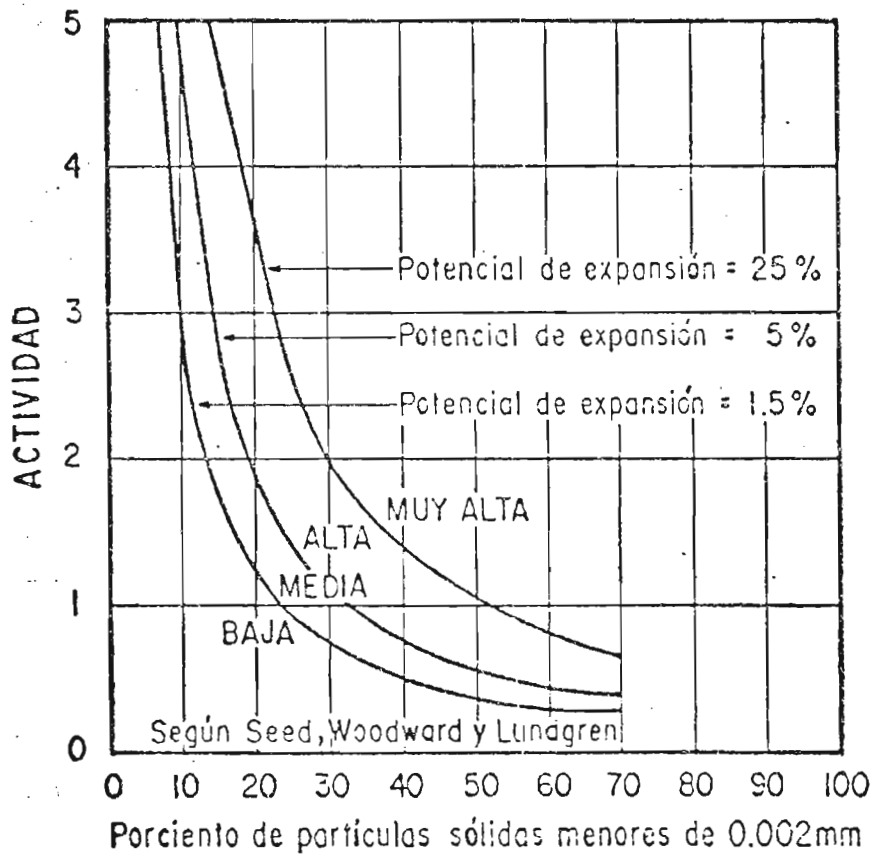


Fig. D6- Carta de clasificación para el potencial de expansión según Seed, Woodward y Lundgren.

Con fines de clasificar los datos anteriores Seed propuso los valores del potencial de expansión que se muestra en la tabla II-5.

TABLA II-5.

Características de expansión de los suelos.	Potencial de expansión. %
Baja	0 - 1.5
Media	1.5 - 5.0
Alta	5 - 25
Muy alta	Mayor que 25

c) ANALISIS QUIMICO Y DIFRACCION DE RAYOS X.

Los diversos métodos enlistados a continuación generalmente se usan en combinaciones. Usando estos métodos, los diferentes tipos de minerales de arcilla presentes en un suelo pueden ser evaluados cuantitativamente. Desafortunadamente, no obstante que se han desarrollado muchas investigaciones en los diversos campos del estudio mineralógico, los resultados de las pruebas requieren la interpretación de expertos y los aparatos especializados requeridos son costosos y no son económicamente accesibles para la mayoría de los laboratorios de pruebas de suelos. La descripción de las diversas técnicas es la siguiente:

Método de difracción de rayos X.

Este método, usado para determinar la proporción de los diversos minerales presentes en una arcilla coloidal, consiste esencialmente en comparar las relaciones de las intensidades de las líneas de difracción de los diferentes minerales, con las intensidades de la sustancia patrón. G. W. Brindley opina que, el método de rayos X para determinaciones cuantitativas debe aplicarse con-

- reserva.

Este autor también explica que el uso de espectómetros autoreguladores en lugar de técnicas fotográficas incrementa considerablemente la precisión y la conveniencia del método de rayos X.

La ordenación atómica de las láminas de arcilla puede determinarse por los métodos de difracción de rayos X, que suministra los medios para poder medir el espacio entre los planos atómicos, es decir el grosor de la lámina.

Las distancias así medidas se expresan en angstroms (su símbolo es Å), y es igual a la diezmillonésima de milímetro ó a la diezmilésima parte de una micra. La muestra, previamente reducida a polvo, se monta en un pequeño pedestal ligado a su vez a una base de rotación constante. Se lanza un haz de rayos X sobre aquella, y el haz difractado se registra en una película sensible. Cada línea de la fotografía corresponde a una reflexión de cada una de las diferentes series de planos atómicos existentes en el mineral. El espesor de una lámina es de 5.05 Å para láminas octaédricas, y de 4.93 Å para las láminas tetraédricas. Lo cual arroja un -

- número de 50 000 000 de láminas como promedio, por 2.54 cm de espesor de arcilla.

Análisis químico.

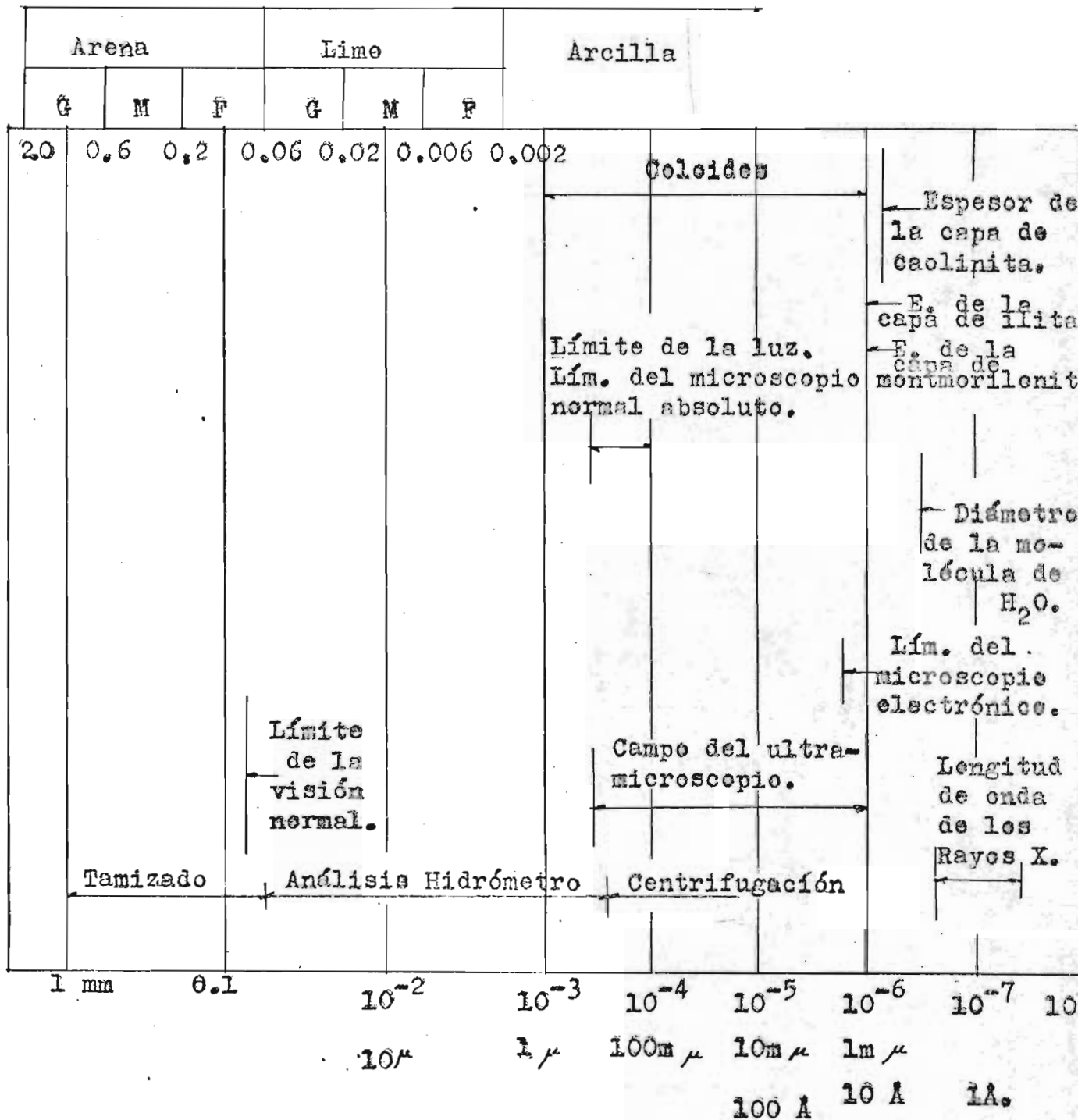
El análisis químico puede ser un valioso complemento de otros métodos tales como el análisis de rayos X en la identificación de arcillas.

En el grupo de la montmorilonita de los minerales de arcilla, se puede utilizar el análisis químico para determinar la naturaleza del isomorfismo y mostrar el origen y la posición de la carga en la retícula.

De acuerdo con Kelley el carácter isomorfo del grupo de la montmorilonita no se puede demostrar por otro camino. El isomorfismo involucra tres variaciones básicas en la sustitución : La sustitución de Aluminio por Silicio en la posición tetraédrica en la retícula, la sustitución de Hierro por Aluminio en la posición octaédrica en la sustitución de Magnesio por Aluminio en la posición octaédrica.

Para ubicar la posición de medidas en comparación con la vista humana se representa en la fig. II-7, los tamaños de : arenas, limos y arcillas, con los diferentes límites de investigación.

Fig. II-7.



Análisis basado en arcilla mineral-reacción orgánica.

Las reacciones de minerales de arcilla y moléculas orgánicas han sido usadas como base para el análisis de identificación de los minerales de arcilla, para determinar ciertas propiedades de estos mismos minerales arcillosos y para determinar la geometría y propiedades de las moléculas orgánicas.

Técnica de rayos X.-Los minerales montmoriloníticos refractados difusamente y con series de reflexión basal no integral, han sido analizados por Bradley y MacEwan. Ellos han encontrado que el complejo montmorilonítico-orgánico, tiende a tener un alto grado de regularidad en sus espaciamentos, dando una serie integrada de muy afinada reflexión con este método.

Hasta ahora, la identificación de montmorilonitas es por medio de difracción de rayos X y se ha simplificado grandemente por medio de un tratamiento preliminar con ciertos reactivos orgánicos. Es conveniente usar un líquido orgánico de alta volatilidad, el cual está convenientemente mezclado con agua, para que la montmorilonita hidratada normalmente pueda convenientemente combinarse dentro de su complejo orgánico. El Glicerol-

-y el Etileno Glicol son usados extensamente. El estado de hidratación de los minerales naturales no altera apreciablemente la posición ó intensidad de las reflexiones por medio del complejo montmorilonítico-orgánico.

Es práctica común añadir bastante Glicerol al material secado al aire hasta hacerlo bastante húmedo. Cualquier montmorilonita presentaría levantamientos periódicos a lo largo de su espaciamento de aprox. 17.5 Å. Con una serie de altos ordenamientos.

Por medio del uso de la técnica del tratamiento orgánico relativamente pequeñas cantidades (5%) de montmorilonitas pueden ser identificadas. Anteriormente al desarrollo de ésta técnica tan pequeñas cantidades de montmorilonitas no podían ser detectadas.

El tratamiento con Glicol ó Glicerol tiene un tremendo valor para identificar mezclas muy íntimas entre capas de algunos de los minerales de arcilla, por ejemplo las reflexiones de una mezcla de montmorilonita e illita pueden estar difusas y complejas debido a la variabilidad de los espaciamentos, de la forma mineral.

El tratamiento con Glicol ó Glicerol desarrolla - un espaciamento uniforme de la montmorilonita y con-

- eso agudiza las reflexiones a tal grado que pueden ser interpretadas fácilmente. El uso de técnicas con tratamientos orgánicos ha mostrado que muchos minerales descritos como especies únicas son actualmente mezclas entre capas. Hasta ahora los tipos bravasita y muchos minerales descritos como beidelita fueron formadas de mezcla de illita y montmorilonita.

Análisis Térmico-Diferencial.

El análisis térmico diferencial cuando se usa en conjunción con el de difracción de Rayos X y análisis químico permite la identificación de materiales difíciles de identificar de otra forma. Esta bien establecido como una técnica para el control de materiales que cambien sus características al ser sometidos al calor. El uso de la técnica de análisis térmico diferencial para identificar un suelo expansivo no siempre es preciso.

Absorción de Colorantes.

Los colorantes y otros reactivos que exhiben colores característicos cuando son absorbidos por una arcilla se han utilizado para identificar a estas. Cuando una muestra de arcilla ha sido previamente tratada con áci-

-do, el color que toma por la absorción del colorante, depende de la capacidad de intercambio de la base de los diversos minerales de arcilla presente. La presencia de montmorilonita puede ser detectada si las cantidades son mayores de 5 ó 10%. El procedimiento de prueba relativamente simple y rápido de tomar la coloración, comparado con el de difracción de Rayos X y el análisis térmico diferencial justifica ampliamente la aplicación del método del color.

6

d) CLIMATOLOGIA.

Según Tourtelot, las arcillas expansivas normalmente son montmoriloníticas y sus cambios volumétricos se propician con las siguientes condiciones externas; como la hidratación interna producida por las filtraciones.

Se requiere entonces que las filtraciones sean limitadas y/o controladas, de tal manera que los cationes de Magnesio, Calcio, Sodio y Hierro puedan acumularse en la estructura del suelo. De esta forma los minerales montmoriloníticos se ven favorecidos en su formación por un medio ambiente alcalino, por la presencia de iones de Magnesio y por la ausencia de filtraciones.

Tales condiciones se presentan en regiones semiáridas con relativamente baja precipitación ó precipitaciones moderadas y particularmente donde la evaporación potencial excede la precipitación.

Bajo estas condiciones se dispone del agua suficiente para el proceso de cambios volumétricos, pero los cationes acumulados no se remueven por la presencia de la misma.

El número de áreas con éste tipo de suelos que se han encontrado en nuestro país cubre prácticamente -

-todo el territorio nacional, según datos obtenidos por el Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Servicios Técnicos de la SAHOP y del informe presentado por el IMSS en la IV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos en 1972.

Con la idea expresada en un principio se obtuvieron los datos de precipitación media anual y evaporación potencial media de los lugares de nuestra República, la fig. II-8 y la tabla II-6 muestran lo anterior.

En todos ellos, con excepción de Villahermosa, se corrobora que efectivamente la precipitación media anual es menor a la evaporación potencial media.

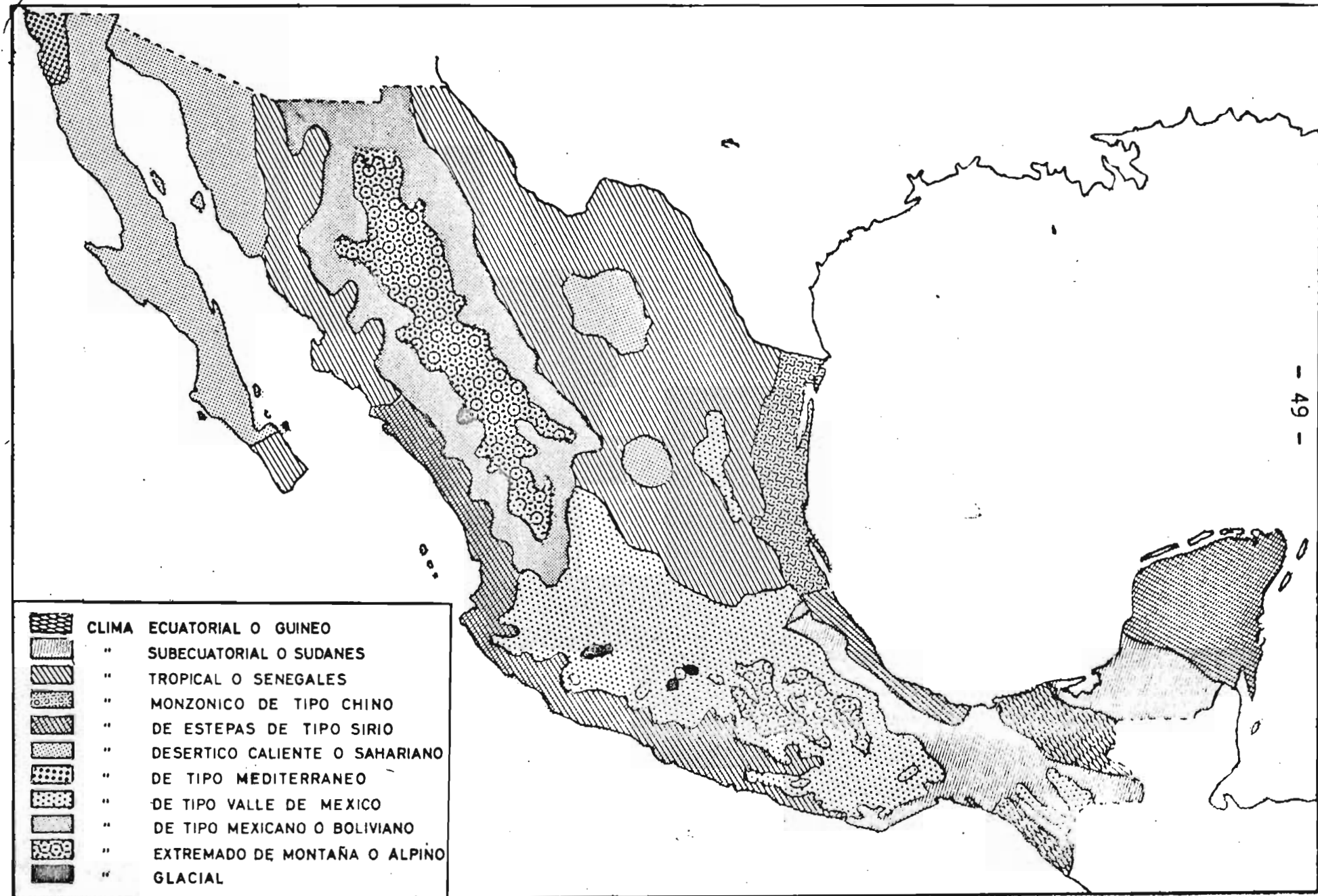
Otro hecho que se encontró al hacer la recopilación de los datos de la tabla II-6, fue que la oscilación de temperaturas extremas promedio en los mismos sitios es del orden de los $15\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1$.

A continuación se presenta la tabla II-6 con datos tomados del Atlas del Agua del Instituto de Geografía y Geofísica de la UNAM. Así como la carta de climas de la República Mexicana. (fig. II-8).

Tabla II-6

LUGAR	DATOS DE PRECIPITACION Y EVAPORACION		TEMPERATURAS EXTREMAS PROMEDIO °C		OSCILACION DE LAS TEMPERATURAS
	PRECIPITACION MEDIA ANUAL mm	EVAPORACION POTENCIAL MEDIA mm	MAXIMA PROMEDIO ANUAL	MINIMA PROMEDIO ANUAL	
Ahome, Sin.	300	2300	32.0	17.0	15
Apatzingan, Mich.	714	2200	35.9	20.7	15.2
Celaya, Gto.	600	2000	27.7	11.3	16.4
Chihuahua, Chih.	314	2300	26.1	11.0	15.1
Cd. Obregón, Son.	329	2600	31.3	15.6	15.7
Cuautla, Mcr.	1007	1800	33.0	15.1	17.9
Cuernavaca, Mor.	1285	1784	26.7	14.8	11.9
Cullacán, Sin.	671	2154	33.0	18.3	14.7
Chilpancingo, Gro.	1000	1800	28.0	14.0	14.0
Durango, Dgo.	440	2264	24.5	10.7	13.8
El Carrizo, Sin.	700	2200	31.0	14.0	17.0
El Mante, Tamps.	750	2000	32.0	18.0	14.0
Hermosillo, Son	246	2200-2600	32.3	16.6	15.7
Iquala, Gro.	1030	2315	33.3	17.9	15.4
Irapuato, Gto.	704	2200	29.1	12.3	16.2
La Piedad, Mich.	904	2150	28.9	10.8	17.1
León, Gto.	636	2946	27.4	12.0	15.4
Mexicali, B.C.	68	2200	31.6	13.8	17.8
Morelia, Mich.	772	1950	23.7	13.2	10.5
Pánuco, Ver.	1010	1600	29.5	19.1	10.4
Pujilic, Chis.	1000	1600	28.0	14.0	14.0
Querétaro, Qro.	555	2000	26.7	10.8	15.9
Reynosa, Tamps.	450	2200	32.0	18.0	14.0
Río Bravo, Tamps.	500	2100	32.0	18.0	14.0
Sahuayo, Mich.	800	1900	28.0	12.0	16.0
Soto La Marina, Tamps.	736	1800-2200	32.5	16.2	16.3
Tamuin, S.L.P.	1100	1600	32.0	18.0	14.0
Villa de Gpe, N.L.	602	2000	30.0	14.0	16.0
Villahermosa, Tab.	2219	1516.7	33.7	21.8	11.9
Yuriria, Gto.	674	2000	26.9	12.0	14.9

REPUBLICA MEXICANA (Clima)



Una conclusión inmediata que puede derivarse de lo anterior, es que el factor climatológico influye esencialmente en los cambios volumétricos de las arcillas expansivas.

En principio esto permite pensar que haciendo uso de estos datos podría intentarse una zonificación de la República Mexicana que permitiría conocer las probables áreas del país en las que se encuentren arcillas expansivas.

6

CAPITULO III.

DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE EXPANSION Y PRESION DE EXPANSION. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Los métodos de identificación mineralógica y propiedades índice descritos en el Capítulo anterior para identificar suelos expansivos, permiten determinar las características de la expansión de este tipo de suelos, midiendo su susceptibilidad a cambiar de volumen, sin embargo, esta identificación ó evaluación es de tipo cualitativa, lo cual no permite conocer la presión que podrá ejercer el suelo al expandirse sobre una estructura desplantada en él, y en consecuencia prevenir los posibles daños.

Para tener un valor numérico que cuantifique esta presión, se hace uso del método directo, el cual es el procedimiento mas satisfactorio y conveniente para determinar el potencial de expansión y la presión de expansión de una arcilla expansiva.

Haciendo uso de este método, se puede obtener un parámetro cuantitativo que evalúa la tendencia de un suelo hacia el cambio volumétrico, este parámetro es la llamada presión -

- de expansión, que se define como sigue:

LA PRESION DE EXPANSION SE DEFINE COMO LA PRESION REQUERIDA PARA MANTENER EL VOLUMEN DE UNA MUESTRA CONSTANTE, LA PRESION DE EXPANSION SE CONSIDERA COMO LA PROPIEDAD FISICA BASICA DE UN SUELO EXPANSIVO Y DEBERA USARSE PARA REPORTAR UN PARAMETRO CUANTITATIVO DE LA TENDENCIA DE UN SUELO HACIA LA EXPANSION.

METODO DIRECTO.

El método más satisfactorio y conveniente para determinar el potencial de expansión y la presión de expansión de una arcilla expansiva, es el método de las medidas directas.

CONSOLIDOMETRO.

Las medidas directas de suelos expansivos se pueden realizar con el uso del consolidómetro unidimensional del tipo convencional. El consolidómetro puede ser tipo plataforma, tipo escala ó de otros tipos. Las cargas se pueden aplicar con aire como en el caso del consolidómetro Conbel ó por peso directo como en el caso del consolidómetro de Cantiliver. La muestra de suelo se coloca entre dos placas porosas y se confina en un anillo metálico. El diámetro del anillo varía de 5.08cm a 10.16cm dependiendo del tipo de dispo -

- sitivo que se utilice en el muestreo. Los espesores de la muestra varían de 1.27 cm a 2.54 cm. La muestra del suelo puede ser inundada desde la base hasta la parte superior. La expansión vertical medida se reporta como un porcentaje del espesor inicial de la muestra y es lo que se conoce como PORCENTAJE DE EXPANSION.

Un procedimiento como el anterior permite una evaluación fácil y precisa del potencial de expansión de una arcilla bajo diversas condiciones. Después de que el suelo ha alcanzado su máximo incremento de volumen, se vuelve a cargar de nuevo la muestra y se determina la presión de expansión. De esta manera la presión de expansión se puede valorar fácilmente sin recurrir a aparatos que mantengan constante el volumen del suelo.

Ahora bien en la ejecución de una prueba de expansión las condiciones más importantes que se involucran son las siguientes :

1) Estado de la muestra.- Para una muestra inalterada se incluyen las condiciones de la muestra, el método de muestreo y la historia de esfuerzos de la muestra. Para muestras remoldeadas se incluyen el método de compactación, además el tiempo de curado antes y -

-después de la compactación y el peso volumétrico máximo.

2) Contenido de humedad.- A más bajo contenido de humedad inicial se tendrán mayores expansiones, el contenido inicial de humedad es afectado por:

a) el tiempo que se deja la muestra en el anillo antes de humedecerla.

b) el grado de evaporación que se permite mientras la muestra está en el anillo.

c) la temperatura y humedad del laboratorio.

3) Presión de sobrecarga.- Incrementando la carga aplicada se reducirá la magnitud de la expansión, la presión de sobrecarga que la mayoría de los laboratorios utilizan varía en el rango de 0.0703 kg/cm^2 a 0.703 kg/cm^2 .

4) Tiempo requerido.- El tiempo requerido para completar totalmente el proceso de expansión puede variar considerablemente y depende de la permeabilidad de la arcilla, del contenido de agua de la muestra, el peso volumétrico seco máximo y del espesor de la muestra. Para una muestra inalterada que tiene un espesor de 2.54 cm pueden requerirse

- varios días para completar la expansión total.

Se anexa al final de este Capítulo el texto íntegro de la prueba sugerida por W.G. Holtz.

EXPANSOMETRO DE HVEEN.

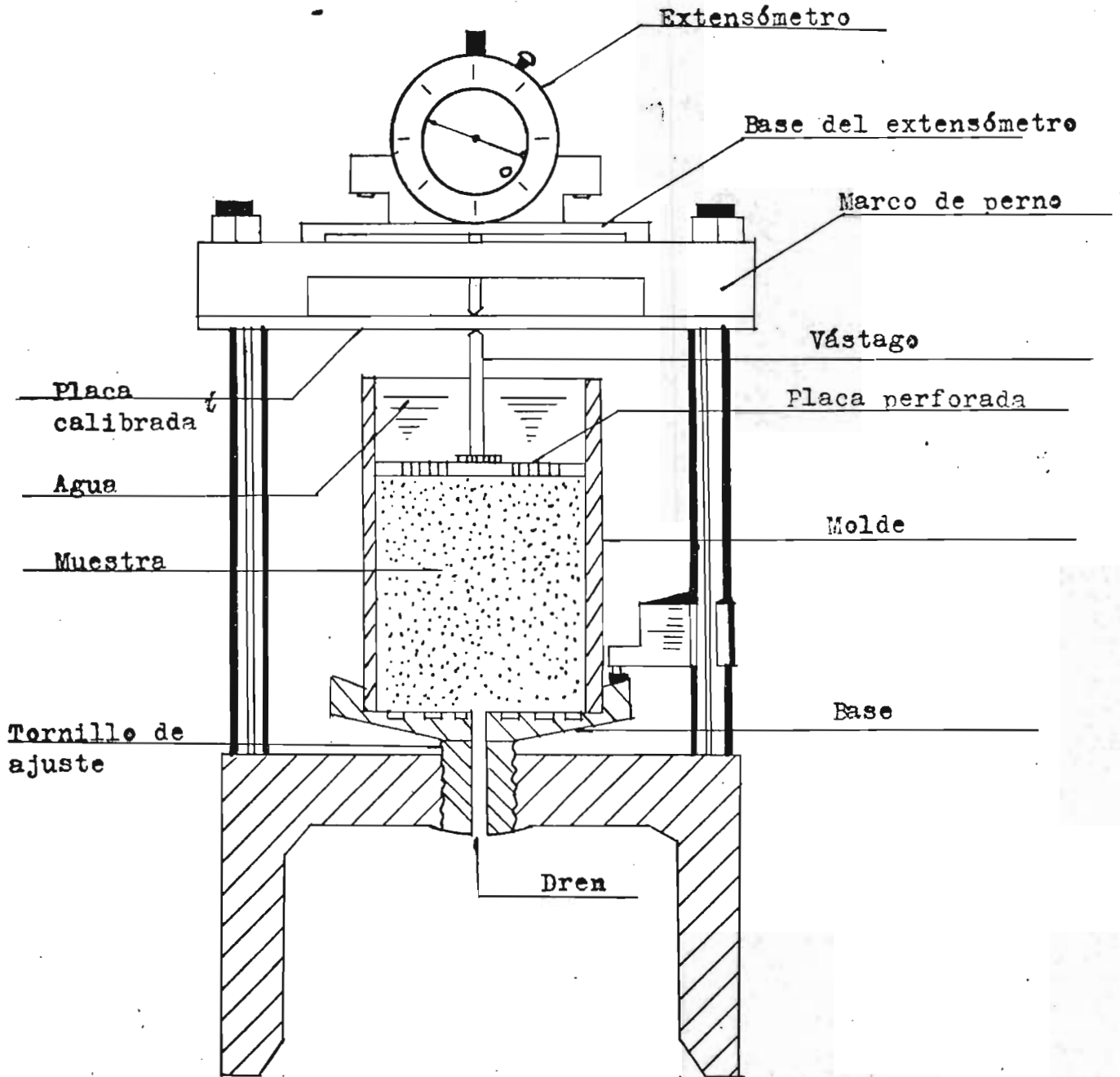
Este aparato mide la presión que desarrolla, bajo ciertas condiciones un especimen de suelo al que se le permite absorber agua libre; la prueba se efectúa de tal manera que no se permiten cambios importantes durante ella en el peso específico del suelo. El dispositivo llamado expansómetro de Hveen consiste en un puente metálico calibrado de tal manera que es conocida para cada flecha del puente, la presión que se ejerce desde una placa circular de 10.1 cm (4") apoyada sobre el especimen, la presión se transmite al puente por medio de un vástago. La presión de expansión se mide saturando al especimen.

La fig. III-1 muestra el esquema del dispositivo de Hveen para medir la expansión.

Prueba de expansión.

- 1.- Se deja en reposo el especimen, cuando menos media hora después de terminar la prueba de exudación.
- 2.- Se coloca el extensómetro sobre la barra superior del dispositivo de presión de expansión.

Fig. III-1.



- 3.- Se coloca el vástago y el disco perforado sobre la cara del espécimen compactado en el molde. Colóquese el molde dentro del aparato de presión de expansión.
- 4.- Se le dan vueltas a la placa giratoria hasta que se genere en el espécimen una deformación de sobrecarga de 0.002 cm (0.001").
- 5.- Se ponen aprox. 200 cm³ de agua en el molde sobre el espécimen y déjese que se desarrolle la presión de expansión durante 16 hrs.
- 6.- Al final del tiempo de saturación, léase la deformación de la barra de acero con una aproximación de 0.00025 cm (0.0001"). Cuando la deformación es mayor de 0.025 cm (0.01") el aparato de presión deberá ser recalibrado.
- 7.- Se determina la presión de expansión usando la sig. expresión :

$$P_e = K d$$

donde:

P_e = Presión de expansión mostrada por el suelo en kg/cm^2 .

K = constante de calibración de la barra de acero kg/cm^2 por 0.00025 cm.

d = deformación en 0.00025 cm (0.0001") leída en el extensómetro.

En este caso se supone que el material tiene un comportamiento elástico lineal, pues se hace válida la ley de Hooke.

↓

METODO DE PRUEBA SUGERIDO PARA EXPANSION
UNIDIMENSIONAL Y PRESION DE EXPANSION DE
SUELOS ARCILLOSOS.

Per G. W. Holtz.

ALCANCE.

1.1 Este método explica como realizar pruebas de expansión sobre muestras inalteradas ó muestras de suelos arcillosos compactados que no tienen partículas de tamaños mayores a 0.048 cm. (3/16) pulg. (que pasan la malla nº 4 estándar A.S.T.M.).

La prueba se realiza para determinar:

- 1) La magnitud del cambio de volumen bajo condiciones de carga ó sin carga.
- 2) La proporción del cambio de volumen.
- 3) La influencia de la humedad sobre el cambio de volumen.
- 4) La permeabilidad axial de suelos confinados lateralmente bajo carga axial o sin carga durante la expansión.

La saturación (sin drenaje) tiene lugar axialmente.

La penetración del agua se efectúa axialmente para determinar el efecto de saturación y permeabilidad. Los especímenes preparados para esta prueba pueden también usar-

-se para determinar la contracción vertical ó volumétrica en la medida en que el contenido de agua disminuye.

El cambio total de volumen para suelos expansivos se determina a partir de la expansión, más los valores de contracción para los diferentes rangos del contenido de agua.

1.2.- Los datos de las pruebas de expansión pueden usarse para determinar el alcance y la proporción del levantamiento del terreno bajo estructuras ó en estructuras de tierra, las pruebas se pueden usar para estimar los cambios de volumen que ocurrirán en los suelos sujetos a secado, siempre que las condiciones naturales y condiciones de operación se dupliquen.

2.- SIGNIFICADO.

2.1.- Las características de expansión de una masa de suelo, son función de varios factores, algunos de éstos son: el tamaño y la forma de las partículas del suelo, el contenido de humedad, la densidad, las cargas aplicadas, la historia de cargas y las propiedades mineralógicas y químicas.

Debido a la dificultad para evaluar éstos factores individuales, las propiedades del cambio de volumen no -

-se pueden predecir con ningún grado de confianza, si no se realizan pruebas de laboratorio. Cuando los problemas de expansión son críticos, es importante ensayar muestras de los sitios que se estén considerando.

2.2.- Las pruebas de laboratorio que se describen aquí tienen por objeto el estudio de los suelos que no tienen partículas mayores que el tamaño de la mayor estandar ($3/16$)".

Si la prueba se realiza sobre la fracción que pasa la malla N° 4 en suelos que contienen material granular (de tamaños mayores que la malla N° 4), algunos ajustes se requieren en cualquier análisis. Las partículas granulares reducen el cambio de volumen porque reemplazan la fracción activa del suelo.

3.- APARATOS.

3.1.- Consolidómetro.- Los consolidómetros convencionales de laboratorio, se utilizan para la prueba de expansión, la mayoría de los consolidómetros usados son de los tipos de anillo fijo y anillo flotante, la figura. III-a ilustra el de anillo fijo, cualquiera de los dos es adecuado. Ambos tipos están disponibles comercialmente.

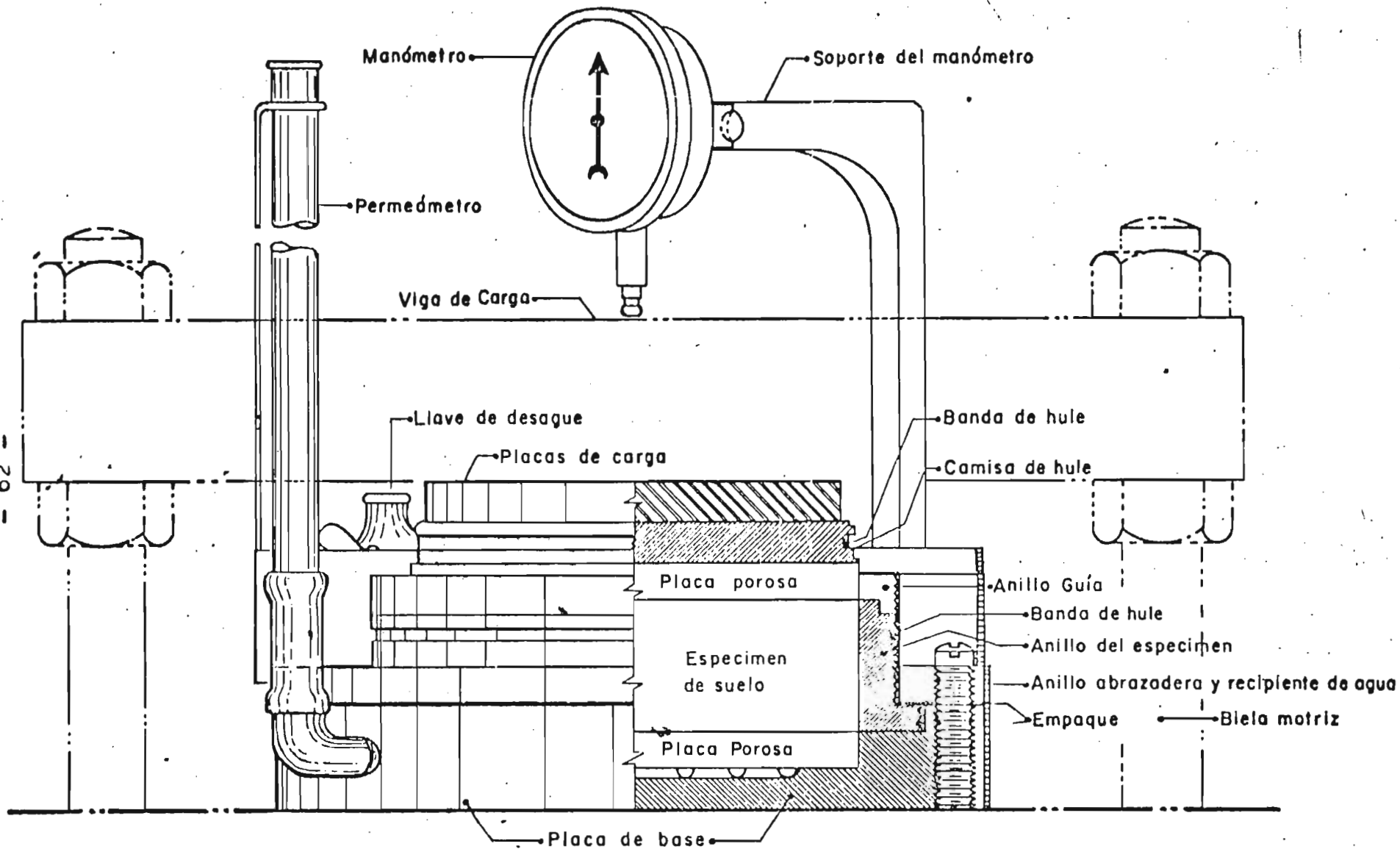


Fig III-a. Consolidómetro de anillo fijo.

- 62 -

En el anillo fijo, todos los movimientos del espécimen relativos al recipiente, son ascendentes durante la expansión. En el anillo flotante el movimiento de la muestra de suelo es hacia arriba y hacia abajo, alejándose del centro durante la expansión. El material del recipiente en el consolidómetro de anillo fijo y, en el de anillo flotante, consiste en anillos de bronce ó de plástico.

Las dimensiones de los anillos mas comunmente usadas varía entre 108 cm (4 1/4)" de diámetro por 3.18 cm (1 1/4)" de altura y 6.35 cm (2.5)" de diámetro por 1.91 cm (3/4)" de altura, aunque también se usan otras dimensiones.

Sin embargo, el diámetro no debería ser mayor de 5.08 cm (2)" y el espesor, no mayor de 3/10 del diámetro excepto que el espesor no debe ser menor de 1.91 cm (3/4)" para especímenes de diámetro pequeño.

Menores alturas, producen errores causados por la magnitud de la superficie, en tanto que espesores grandes causan excesiva fricción lateral. Para prueba de expansión se prefieren los anillos de consolidación de mayor diámetro, ya que ellos limitan la acción del suelo en menor grado.

En una prueba en la que se usa un aparato de anillo flotante, la fricción entre el espécimen de suelo, y el recipiente es más pequeño que con el aparato de anillo fijo. Por otra parte, el aparato de anillo fijo es más adecuado para propósitos de saturación y cuando se requieren datos de permeabilidad, se requieren piedras porosas arriba y abajo del espécimen, que permitan la aplicación del agua. El aparato debe permitir movimientos verticales de la piedra porosa superior en consolidómetros de anillo fijo, ó movimientos verticales de las piedras porosas superior e inferior en consolidómetros de anillo flotante para que la expansión tenga lugar. se requiere un micrómetro adaptado ala altura del recipiente con una exactitud de 0. 0254 mm (0.001)" de ésta manera el micrometro para especímenes de 3.18 cm (1 1/2)" estará a una altura de 3.18 cm (1 1/4)", graduar el diámetro del anillo a 0. 254 mm (0 . 001)".

3.2.- Dispositivo de carga.- Se requiere un dispositivo adecuado para la aplicación de las cargas verticales al espécimen. El dispositivo de carga puede ser una báscula de plataforma de 454 kg (1 000 lb), a 1 361 kg (3 000 lb) de capacidad, montada sobre un pedestal y equipada con un gato, fijo bajo el marco. El gato opera un balancín-

-puede bajar ó subir operando el gato, y de esta forma se aplica ó se retira la carga al especimen del suelo. La presión que se desee aplicar se señala en el brazo de la balanza, y el resultado que se obtiene es efectivo cuando esta última está equilibrada.

3.2.1.- Otro dispositivo adecuado de carga utiliza pesas y un sistema de palancas para la manipulación de varias pruebas simultáneamente. Un pistón hidráulico ó, aparato de carga del tipo fuelle, son también muy satisfactorios si ellos tienen una capacidad adecuada, exactitud y sensibilidad para el trabajo que se este ejecutando.

Aparatos tales como el que se describe en el método A.S.T.M. D 2 435 test for one-dimensional consolidation properties of soils, es útil y puede ser usado.

3.3.- Dispositivo para labrar especimenes inalterados .-

Este aparato de una hoja de corte del mismo diámetro que el del anillo del consolidómetro, una mesita de corte con barras guías y cuchillos para labrar la muestra. Se puede usar un hilo metálico ó un taladro si se quiere obtener un corte unitario del especimen en el recipiente.

3.4 .-Dispositivos para la preparación de especimenes remoldeados.- Los especimenes de suelo compactado se prepararán en el anillo del consolidómetro. Además del del anillo-

-el aparato, consiste en un collar de aprox. 10.18 cm (4)"; de altura y del mismo diámetro que el anillo.

Un pisón de compactación de 2.5 kg (5.5 lb), y altura de caída de 30.5 cm (12)". Del mismo tipo requerido en el método A de la A.S.T.M. Método D 698.

4.- PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA DE EXPANSION.

4.1.- Preparación de las muestras inalteradas.- Las pruebas se ejecutan sobre muestras cúbicas labradas a mano ó sobre muestras que, permitan el corte de aprox. 1.27 cm (1/2)"; de material de los lados de la misma. Alternativamente se obtiene una muestra cilíndrica, que tenga un diámetro igual al diámetro del consolidómetro y se coloca dentro del recipiente. Este proceso es satisfactorio siempre que el muestreo haya sido hecho sin que en ninguna de las paredes haya sido alterada y procurando que el espécimen ajuste exactamente en el recipiente. Coloque la muestra cúbica ó cilíndrica de suelo inalterado sobre la plataforma de corte, fije la hoja de corte al anillo del consolidómetro, y elimine el exceso de material con un cuchillo dejando muy poco material para que la hoja devaste cuando se presione suavemente hacia abajo, otros procedimientos adecuados para adaptar las muestras son:

Sierras de arco, tornos de labrado, ó dispositivos de extrusión que se pueden emplear de acuerdo con el uso de otros aparatos y muestras.

En el labrado de las muestras se debe tener cuidado para minimizar las alteraciones del espécimen de suelo y asegurar un ajuste exacto del mismo, al anillo del consolidómetro. Cuando se ha preparado suficiente espécimen, de tal manera que sobresalga a través del anillo del consolidómetro, se enrasa al nivel de la superficie del anillo con una regla cortante. Se coloca una placa de vidrio sobre la parte plana recortada del espécimen y se voltea el recipiente, se retira la hoja cortante, se recorta el espécimen nivelando con la superficie del anillo del consolidómetro, y se cubre con una segunda capa de vidrio para controlar la evaporación hasta colocarlo en el dispositivo de carga.

4.2.- Preparación de especímenes alterados.- Se usa aprox. 908 gr de suelo representativo (2 lb), que ha sido adecuadamente humedecido al grado deseado y libre de protuberancias, y del cual se han eliminado aquellas partículas ó agregados retenidos por la malla Nº 4 ($3/16$)". Se compacta el espécimen a la densidad volumétrica requerida, después de agregar la cantidad de agua necesaria como sigue:

Se coloca la extensión (el collarín) sobre la superficie del anillo del consolidómetro y se asegura la parte de abajo del anillo del consolidómetro a una placa metálica. Se pesa la cantidad exacta de la muestra preparada hasta dar su densidad de aire deseada cuando se compacta hasta un espesor de 6.35mm (1/4 ") mayor que el espesor del anillo del consolidómetro. Se compacta el espécimen con el pisón de compactación hasta el espesor deseado. Se quita el collarín y se enrasa el exceso de material que sobresale con una regla cortante, se retira el espécimen y el anillo de la base metálica y se cubren las superficies con placa de vidrio hasta que el espécimen se coloca en el aparato de carga. Si después de pesado y medido el espécimen y calculada la densidad húmeda como se describe mas adelante, esta no está dentro de 16.02 kg/m³ (1.0) lb/ pie , que se necesita repita la preparación de los especímenes remoldados hasta obtener la aprox. requerida.

4.3.- Calibración del micrómetro para medir desplazamientos.- Antes de colocar el espécimen de suelo en el anillo del consolidómetro se coloca un anillo calibrador en el recipiente de la muestra, con la misma disposición de las piedras porosas y placas de carga, que se usarán cuando se-

-pruebe el espécimen. Colóque el conjunto de piezas en la máquina de carga en la posición que ocupará durante la prueba. Después de que estos dispositivos han sido ensamblados con el anillo calibrador en su lugar, se aplica una carga equivalente a una presión de 0.025 kg/cm^2 - (0.35 lb/pulg^2) sobre el espécimen de suelo. La lectura del micrómetro en este momento será la altura exacta del anillo calibrador. Marque las partes del aparato para que se puedan hacer coincidir en la misma posición para la prueba.

4.4 .- Altura inicial y peso del espécimen de suelo .-

Antes de que el espécimen se inserte en el recipiente, se limpia y se pesan el anillo del consolidómetro y las placas de vidrio a $\pm 0.01 \text{ gr.}$ Después de terminada la colocación y el labrado de la muestra, se pesan el espécimen de suelo, el anillo del consolidómetro y las placas de vidrio a $\pm 0.01 \text{ gr.}$ Se determina el peso del espécimen de suelo. Se acoplan las piezas al recipiente del espécimen y se coloca el conjunto en el dispositivo de carga. Si el espécimen no está saturado al inicio de la prueba, se coloca una cubierta de hule sobre las piedras porosas y las placas-

-de carga para prevenir la evaporación. Se aplica una pequeña carga base de 0.025 kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2) al espécimen.

Comparando la lectura del micrómetro en este momento con la lectura obtenida con el anillo calibrador en su lugar, se determina la altura exacta del espécimen. Esta información se usa para determinar el volumen inicial del espécimen, la densidad inicial, la relación de vacíos, contenido de humedad y grado de saturación. El verdadero contenido de agua del espécimen se determinará cuando se obtenga el peso seco total al final de la prueba.

4.5.- Datos de saturación y permeabilidad .- Para saturar la muestra se fija el tubo de alimentación se llena con agua y se humedece la muestra. Se tiene cuidado de remover cualquier burbuja de aire que se pudiera estar atrapando en el sistema, humedeciendo lentamente la piedra porosa inferior y drenando la piedra a través de la llave de desagüe inferior. Después de que el espécimen se ha humedecido se llena la cazuela del consolidómetro con agua. Luego que la saturación ha sido completada se pueden tomar lecturas de la permeabilidad en cualquier momento durante la prueba, llenando el tubo de alimentación a una lectura inicial y permitiendo que el agua se filtre a tra-

-vés del especimen. Se evalúa la cantidad de agua que fluye a través de la muestra en un tiempo dado mediante la caída de presión hidrostática(diferencia de niveles).

4.6.- Prueba de expansión.-

4.6.1. Comentarios generales.- Las características de expansión de un suelo de tipo expansivo varían con la historia de cargas, así que es necesario realizar una prueba por separado ó varios especímenes para cada una de las condiciones de carga, para las cuales se requieren datos de expansión exactos. Sin embargo, un procedimiento es probar solo dos especímenes: 1) cargando y expandiendo y 2) expandiendo y cargando. De estos datos se puede hacer una estimación de la expansión para cualquier condición de carga como se muestra en la curva C de la fig. III-b, en la cual el especimen N° 1 fue cargado y expandido por la saturación con agua, y el especimen N° 2 (curva B) fue expandido por saturación con agua y luego cargado (curva A).

4.6.2.- Prueba de expansión, cargando el especimen y luego dejándolo expandir.- Para medir la expansión característica cuando el especimen de suelo está saturado bajo carga total y luego se permite la expansión, se aplica la carga de 0.025 kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2) al especimen N° 1, y se-

-fijan lecturas iniciales en el micrómetro. Luego se satura el espécimen de suelo como se describe en el inciso 4.5 (la carga hidrostática del permeámetro debería ser lo suficientemente baja de tal manera que el espécimen no se levante). Cuando el espécimen empieza a expanderse se incrementa la carga que se requiere para mantener el espécimen a su altura original. Luego se reduce la carga a $1/2$, $1/4$ y $1/8$ de la máxima carga, y finalmente a la carga base de 0.025 kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2), y se miden las alturas para cada una de las cargas. Use un mayor número de cargas si se requiere más detalles en la curva de prueba. Mantenga todas las cargas por 24 hrs. ó más tiempo si es necesario hasta obtener valores constantes de altura. Remueva el espécimen del anillo del consolidómetro y péselo inmediatamente, vuelvase a pesar después de sacarlo a 105°C . A partir del contenido de agua, peso volumétrico seco, y gravedad específica del espécimen, se calcula el volumen de aire y suponiendo que es el mismo que el volumen de aire que sigue a la determinación de la permeabilidad, calcule el contenido de agua y el grado de saturación.

4.6.3.- Prueba de expansión, dejando expandir el espécimen

y luego cargándolo.- para medir las características de expansión cuando se permite que el suelo se expanda antes de cargarlo se aplica la carga base 0.025 kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2) al espécimen N° 2, y se fija una lectura inicial en el micrómetro, después se satura el espécimen como se describe en el punto 4.5. Se permite que el espécimen se expanda bajo la carga base por 48 hrs. ó hasta que la expansión se complete. Se carga el espécimen sucesivamente a $1/8$, $1/4$, $1/2$ y 1 vez la máxima carga encontrada en 4.

6.2. Hasta determinar las características de preconsolidación del suelo. Usese un mayor número de cargas si se requiere una curva más detallada de la prueba. Se sigue el procedimiento especificado en 4.5.2 Para aplicar las cargas y efectuar las demás mediciones y determinaciones.

4.6.4. Prueba de expansión para condiciones especiales de carga.- Cuando se requiere realizar pruebas de expansión por separado para otras condiciones de carga se aplica la carga base de 0.025 kg/cm^2 (0.35 lb/pulg.^2) al espécimen y se mide la altura inicial. Entonces se carga el espécimen a la carga deseada, se satura el espécimen como se describe en 4.5 y se permite que el espécimen se expanda bajo la carga aplicada por 48 hrs. ó hasta que se complete la expansión. Se mide la altura del espécimen expandido -

- se reduce la carga hasta que dé la carga base. Se permite que la altura llegue a ser constante y se mide; luego se remueve el espécimen del anillo del consolidómetro y se efectúan las determinaciones especificadas en 4.6.2.

5.- PRUEBA DE CONTRACCION VOLUMETRICA.- PROCEDIMIENTO.

5.1.- Preparación del espécimen.

Cuando se necesita evaluar la contracción por secado se prepara un espécimen adicional como el descrito en 4.1 ó 4.2. Este espécimen se extrae de la misma muestra de suelo inalterado de la que se extrae el espécimen para la prueba de expansión, ó del material remoldeado con las mismas condiciones de densidad volumétrica y contenido de agua del espécimen usado para la prueba de expansión. Coloque el espécimen en el anillo del consolidómetro y mida el volumen inicial y la altura como se describió en 4.4. Determine el contenido de agua del espécimen de suelo pesando las porciones no usadas de la muestra original de la cual el espécimen es una parte, secando el material en un horno a 105°C y volviéndolo a pesar.

5.2.- Determinación de la contracción volumétrica -

-y lineal.- Para medir la contracción volumétrica, se deja que el espécimen en el anillo se seque al aire completamente ó cuando menos al contenido de agua correspondiente al límite de contracción (Método A.S.T.M. D 427 Test for Shrinkage Factors of Soils).

Después de que el espécimen a sido secado al aire, se saca del anillo del consolidómetro, y se obtiene su volumen por el metodo del desplazamiento del Mercurio.

5.2.1.-¹ Para evaluar el desplazamiento del Mercurio, se colóca una copa de vidrio con la superficie del fondo liso en una cápsula de evaporación. Se llena la copa con Mercurio hasta el derrame y luego se quita el exceso de Mercurio enrasándolo con una placa especial de vidrio, con tres puntas para sujetar por el borde al espécimen dentro del Mercurio. Se vierte el exceso de Mercurio dentro del recipiente original y se vuelve a colocar la copa de vidrio en la cápsula de evaporación. Luego se sumerge el espécimen de suelo secado al aire en la copa de vidrio llena con Mercurio, utilizando la placa especial de vidrio sobre la copa de vidrio hasta duplicar la condición

-inicial, para la determinación del volumen de Mercurio (ver método D 427 para un esquema general de la prueba y equipo.). Se transfiere el Mercurio desplazado a una probeta graduada y se mide el volumen.

Si el espécimen contraído se rompe en partes separadas, se mide el volumen de cada una de las partes y se suman los volúmenes individuales para obtener el total. (el envolver el espécimen con papel y sujetarlo con ligas, resulta efectivo para mantener al mismo durante su manejo).

5.2.2.- Si se desea conocer la altura del espécimen secado al aire, coloque el espécimen y el anillo del consolidómetro en la máquina de carga.

Aplique la carga base de 0.025 kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2) y luego lea el micrómetro.

6.- CALCULO.

6.1.-Datos de la prueba de expansión.

La relación de vacíos se calcula como sigue:

$$e = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen de sólidos}} = \frac{h - h_0}{h_0} = \frac{h}{h_0} - 1$$

Donde:

e = relación de vacíos.

h = altura del espécimen.

h_o = altura del material sólido para un volumen de vacíos cero.

Se calcula la expansión como un porcentaje de la altura original, como sigue:

$$\Delta (\%) = \frac{h_2 - h_1}{h_1} \times 100$$

Donde:

Δ = Expansión como un porcentaje del volumen inicial.

h_i = Altura inicial del espécimen.

h₂ = Altura del espécimen bajo una condición específica de carga.

6.2.- Datos de la prueba de permeabilidad.- El valor de la permeabilidad se calcula por medio de la siguiente fórmula básica para el permeámetro de carga variable.

$$k = \frac{A_p \times L_s}{A_s \times 12} \times \frac{1}{t} \ln \frac{H_i}{H_f}$$

Donde:

k = Valor de permeabilidad, $\frac{m}{a\tilde{n}o}$.

A_p = Area del tubo de alimentación que suministra la carga hidrostática en cm^2 .

A_s = Area del especimen cm^2 .

L_s = Longitud del especimen en cm.

H_i = Carga hidrostática inicial corregida por capilaridad.

T = Tiempo transcurrido en años.

6.3.- Datos de la prueba de contracción.- Se calcula el volumen de contracción como un porcentaje del volumen inicial como sigue:

$$\Delta s = \frac{v_i - v_d}{v_i} \times 100$$

Donde:

Δs = volumen de contracción como un porcentaje del volumen inicial.

v_i = volumen inicial del especimen (altura del especimen por área del anillo del consolidómetro).

v_d = volumen del especimen secado al aire obtenido con el método del desplazamiento del Mercurio.

La contracción en altura se calcula como sigue;

$$\Delta h_s = \frac{h_i - h_d}{h_i} \times 100$$

Donde;

Δh_s = altura de contracción como un porcentaje de la altura inicial.

h_i = altura inicial del espécimen.

h_d = altura del espécimen secado al aire.

6.3.1.- Para calcular el porcentaje total de cambio de volumen, de la condición de secado al aire a la de saturación, se suma el porcentaje de contracción en volumen en la condición de secado al aire Δs al porcentaje de expansión en volumen en la condición de saturación Δe , como se describe en 6.1. Este valor se utiliza como un indicador de la expansión total pero está basado en las condiciones iniciales de densidad y contenido de agua. Como los datos del volumen de expansión se determinan para diversas condiciones de carga, el cambio de volumen total puede también determinarse para diversas condiciones de carga.

7.- REPRESENTACION GRAFICA DE LOS DATOS DE LA PRUEBA.

7.1.- Prueba de expansión.

Los datos de prueba se pueden representar gráficamente como se muestra en la fig. III-b, a manera de ejemplo.

8.- INFORMES

8.1.- Prueba de expansión.

En el informe se incluye la información siguiente sobre los especímenes de suelo ensayados.

8.1.1.- Identificación de la muestra (número de sondeo, profundidad, localización).

8.1.2.- Descripción del suelo ensayado y granulometría del total de la muestra ensayada.

8.1.3.- Tipo de la muestra ensayada (remoldeada ó inalterada; si es inalterada describa el tamaño y la forma, así como si es una muestra extraída con perforadora, labrada a mano u otro).

8.1.4.- Condiciones de humedad inicial y densidad, así como grado de saturación (si la muestra es alterada, establecer la comparación con la densidad máxima y el contenido de agua óptimo) Ver método D 698.

8.1.5.- Tipo de consolidómetro (anillo fijo ó flotante, tamaño del espécimen) y tipo del equipo de carga.

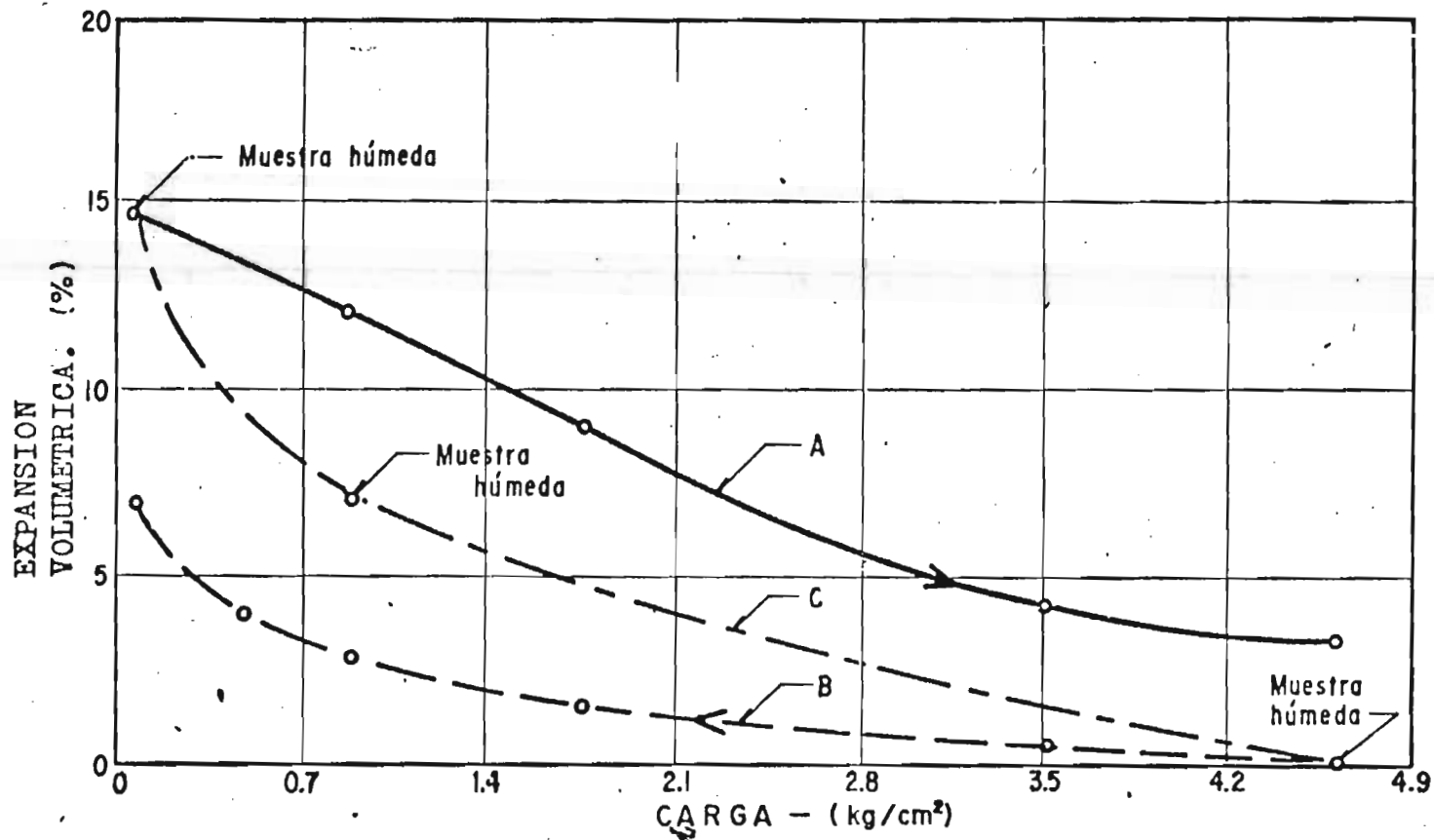


Fig. III-b: Curvas de carga - Expansión.

8.1.6.- Una gráfica de carga contra contenido de volumen como la de la fig. III-b. Si se desea, se puede graficar relación de vacíos contra logaritmo de presiones.

8.1.7 .- Si se desea, una gráfica logaritmo de tiempo contra deformación.

8.1.8.- Datos de carga y tiempo contra cambio de volumen en otras formas si se solicita específicamente.

8.1.9.- Datos de contenido de agua final, densidad volumétrica seca y grado de saturación.

8.1.10.- Datos de permeabilidad y algunos otros datos solicitados específicamente.

8.2 Prueba de contracción.

Para el informe sobre contracción, se incluyen datos sobre el decremento en volumen de la condición inicial a la de secado al aire y, si se desea, otras informaciones tales como el cambio total en volumen y el cambio total en altura. Reporte las condiciones de carga bajo las cuales se midió el cambio de volumen.

Se incluye también 8.1.1 así como 8.1.5 y 8.1.9.

CAPITULO IV

PROBLEMAS DE CIMENTACION EN ESTRUCTURAS LIGERAS.

- a) Naves industriales
- b) Casas habitación
- c) Aeropistas
- d) Bordos en canales
- e) Pavimentos flexibles
- f) Presas de almacenamiento

a) NAVES INDUSTRIALES.

Diversos métodos para la solución de los problemas que los suelos expansivos producen en estructuras como las - naves industriales, se presentan en este inciso.

Las naves industriales y en general las estructuras - cimentadas bajo suelos expansivos, se resolverán de una manera económica, la solución se obtiene con el estudio de - Mecánica de Suelos, al determinarse las características - mecánicas de los materiales, el estudio define el tipo de cimentación y los cuidados que se deben de tener al construirse.

A continuación se presentan los tipos de cimentación mas empleados en naves industriales y las medidas que se toman para desplantar la cimentación sobre suelos expansivos.

ZAPATAS.

En el caso de existir un potencial expansivo notable únicamente en el manto superficial es factible cimentar las zapatas debajo de ese manto y emplear un sistema elevado de pisos, a base de losas armadas, lo que es muy oneroso, ó separarlos del marco estructural colocando un firme de concreto simple, sobre un relleno granular.

En suelos expansivos, las cimentaciones a base de zapatas, son adecuadas en estructuras que transmiten suficiente presión al suelo como para que no haya expansiones del mismo ó para que estas sean mínimas.

Cuando el tipo de cimentación usado en suelos con características expansivas es de zapatas se debe tener un ancho lo mas angosto posible desde el punto de vista estructural para que la presión que se aplique sea la de equilibrio ó cercana a ella.

En caso de tener suelos expansivos de medio a alto potencial, como se describe en la tabla II-3 del capítulo II, el empleo de zapatas requiere ahora el empleo adicional de otros procedimientos que reducen las expansiones que pudieran ocurrir en los primeros metros del suelo superficial, como la sustitución de suelo expansivo por uno de calidad adecuada y estructura abierta, estabilización con cal etc.

El empleo de zapatas está basado en el concepto de que la presión que ejerce sobre el suelo debe tomar en cuenta las sig. características; la evaluación de los movimientos ascendentes que pueda sufrir la zapata y su columna asociada en sí, el movimiento diferencial que puede ocurrir entre las zapatas aisladas ó zapatas continuas adyacentes, losas sobre-

- el terreno y otros miembros estructurales y arquitectónicos de la construcción, de tal forma que no se sobrepase la capacidad de carga admisible del terreno natural; con el fin de que el comportamiento de las zapatas sea más adecuado, se debe colocar entre el terreno natural y la cimentación una capa de grava-arena de 20 cm de espesor y compactada manualmente.

Dicho colchón ó capa tiene las sig. funciones:

- Minimiza la energía de expansión al disiparse entre sus huecos por la estructura abierta que tiene.
- En el caso de presentarse movimientos, estos los hace homogéneos evitando los movimientos diferenciales.

Aún más con el fin de disminuir los hundimientos diferenciales se pueden colocar contratraveses de liga.

CIMENTACIONES PILOTEADAS.

En aquellos casos en los que las cargas transmitidas al terreno natural son muy grandes, la solución a base de zapatas ya no es adecuada y entonces se transmiten a estratos más profundos con el uso de pilas ó pilotes, en estos casos y encontrándose superficialmente suelos expansivos, se procede como se indica a continuación.

Las cimentaciones piloteadas se utilizan como ya se dijo

- para transmitir las cargas estructurales a mayor profundidad, donde existan estratos resistentes y en ellos los cambios de humedad del terreno no son importantes.

La capacidad de carga de las pilas y pilotes, por lo general es la combinación de la capacidad de carga en el extremo (llamada punta) y la fuerza de fricción que se desarrolla entre la superficie lateral de las pilas ó pilotes y el terreno circundante, siempre y cuando los elementos de cimentación estén trabajando al límite es decir en equilibrio inestable.

Para asegurar la eficiencia de las cimentaciones piloteadas debe evitarse el contacto con el terreno expansivo el cual es afectado por variaciones de humedad, usando por ejemplo un ademe ó camisa en la zona sujeta a expansión.

En la zona afectada por los cambios de humedad y debido a su actividad se produce una fuerza de expansión que tiende a extraer la pila ó pilote. La carga de la estructura, la capacidad de carga de la punta, la fricción lateral y las dimensiones en el caso de pilas para compensar la fuerza de expansión y garantizar el equilibrio y la estabilidad de la cimentación deben cumplir con la relación siguiente :

$$2 \pi r f u (D-d) = \pi r^2 p + 2 \pi r s d$$

Donde :

r = Radio de la pila (cm).

d = Longitud de la zona inferior sin cambios de humedad (cm).

D = Longitud total de la pila (cm).

u = Presión de expansión (kg/cm^2).

f = Coeficiente de expansión entre el concreto y el suelo.

p = Presión debida a la carga de la estructura incluyendo el peso propio de la pila (kg/cm^2).

s = Resistencia a la fricción lateral (kg/cm^2).

En el caso de pilotes, la relación anterior se ve modificada, ya que el valor de la capacidad de carga por punta ($\pi r^2 p$), es muy pequeño.

El coeficiente de expansión (f) entre el suelo y el concreto, para convertir la presión de expansión (u) en esfuerzo de expansión vertical sobre la pila ó pilote (uf) ha sido determinado experimentalmente por Chen (1975) siendo del orden del 15 % de la presión horizontal aplicada a la pila. La resistencia a la fricción lateral (s) es también un parámetro difícil de evaluar que depende de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que rodea a la pila y también de la rugosidad del contacto suelo-pila.

Tomlinson compara a base de numerosas pruebas la adherencia y la cohesión en diferentes tipos de arcillas.

Con este criterio que ha probado ser bastante confiable, la correspondencia entre la adherencia y la cohesión es muy aproximada en arcillas blandas y se hace menos cuanto más dura es la arcilla en la que se hinca el pilote, como se indica en la tabla IV-1a, esto es debido a que al hincar un pilote en arcillas más o menos duras, se forman espacios huecos entre el suelo y el pilote, con lo que la adherencia promedio disminuye, este efecto no se presenta en arcillas blandas.

TABLA IV-1a.

Material del pilote.	Consistencia de la arcilla.	Cohesión, c ton/m ³ .	Adherencia ton/m ³ .
Concreto y madera	Blanda	0-4	0-3.5
	Firme	4-8	3.5-4.5
	Dura	8-15	4.5-7
Acero	Blanda	0-4	0-3
	Firme	4-8	3-4
	Dura	8-15	?

b) CASAS HABITACION.

El cimentar adecuadamente estructuras ligeras, sobre suelos expansivos significa, minimizar y convivir con los efectos de movimientos diferenciales producidos por cambios volumétricos sobre la superestructura, los que se presentan cuando el suelo se ve afectado por variaciones en su grado de saturación, y en su contenido natural de agua.

Por otra parte hay que considerar que, en tales suelos, la costra superficial es la mas 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 ó de riego, es decir al efecto de secado y humedecimiento.

Lo anterior hace pensar que las estructuras de tipo ligero (casas habitación, bodegas etc.), serían las más afectadas al cimentarlas sobre este tipo de suelos, tanto porque sus cimientos son superficiales como por la baja presión aplicada, la que no logra en algunas ocasiones equilibrar la 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 más bajas de la-

- costra superficial y se apoyan sobre estratos que sufren pocas variaciones con los cambios de humedad ó en depósitos de suelos que ya no son expansivos.

En virtud de tales circunstancias, parece ser que es necesaria mayor atención a las estructuras ligeras, máxime que las áreas urbanas del país con éste tipo de problemas tienen un gran porcentaje de este tipo de estructuras.

Como ejemplo podemos citar el caso de la unidad habitacional "La Jahuara" Municipio de Ahome, Sin. en el que las arcillas expansivas provocaron daños a toda la unidad, con las consiguientes pérdidas económicas y molestias a los usuarios.

Las soluciones para los problemas mencionados, podemos dividirlos en dos grupos:

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

Tocante al primer grupo, las estructuras podrán cimentarse una vez que los suelos expansivos hayan sido estabilizados, es decir a base de un cambio mineralógico tratar de cambiar-

-sus propiedades, mezclándolos en proporciones adecuadas con productos manufacturados, tales como la cal ó el cemento, ó 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.

En el segundo 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. La fig. IV- 1 ilustra éste tipo de solución.

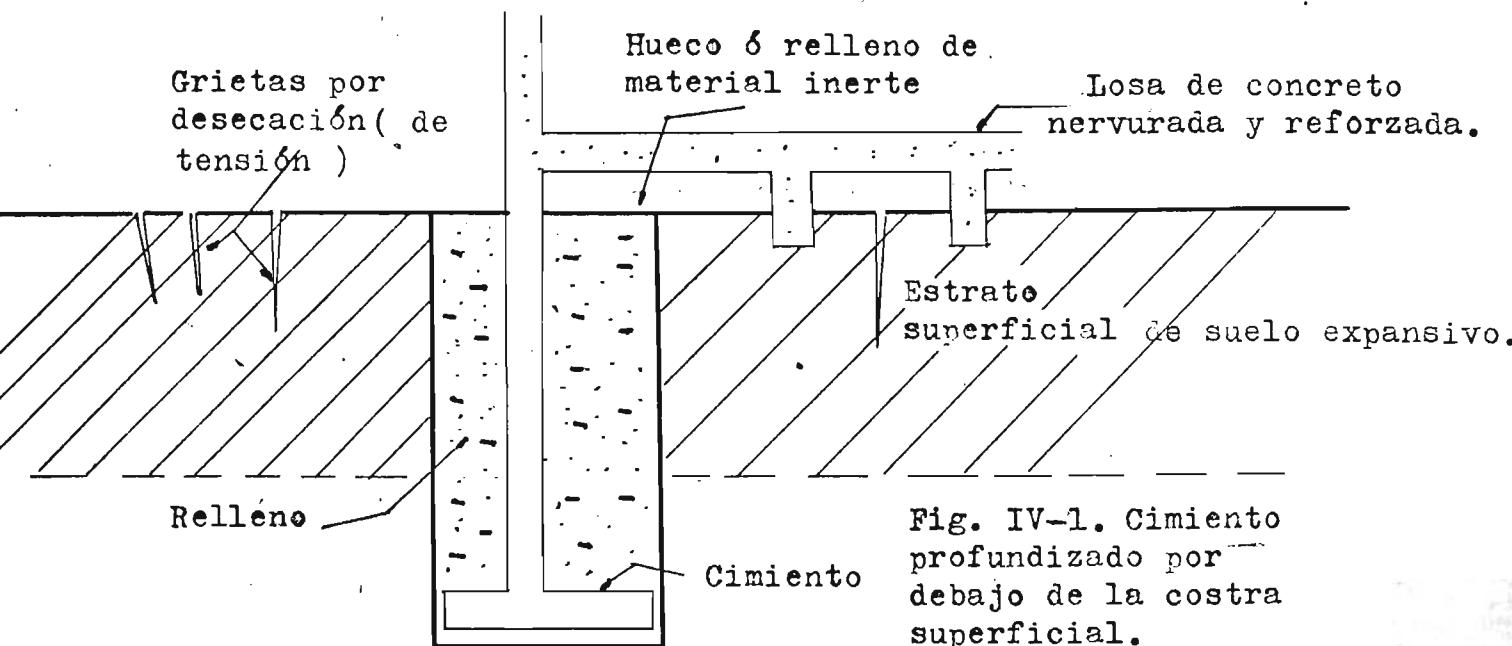
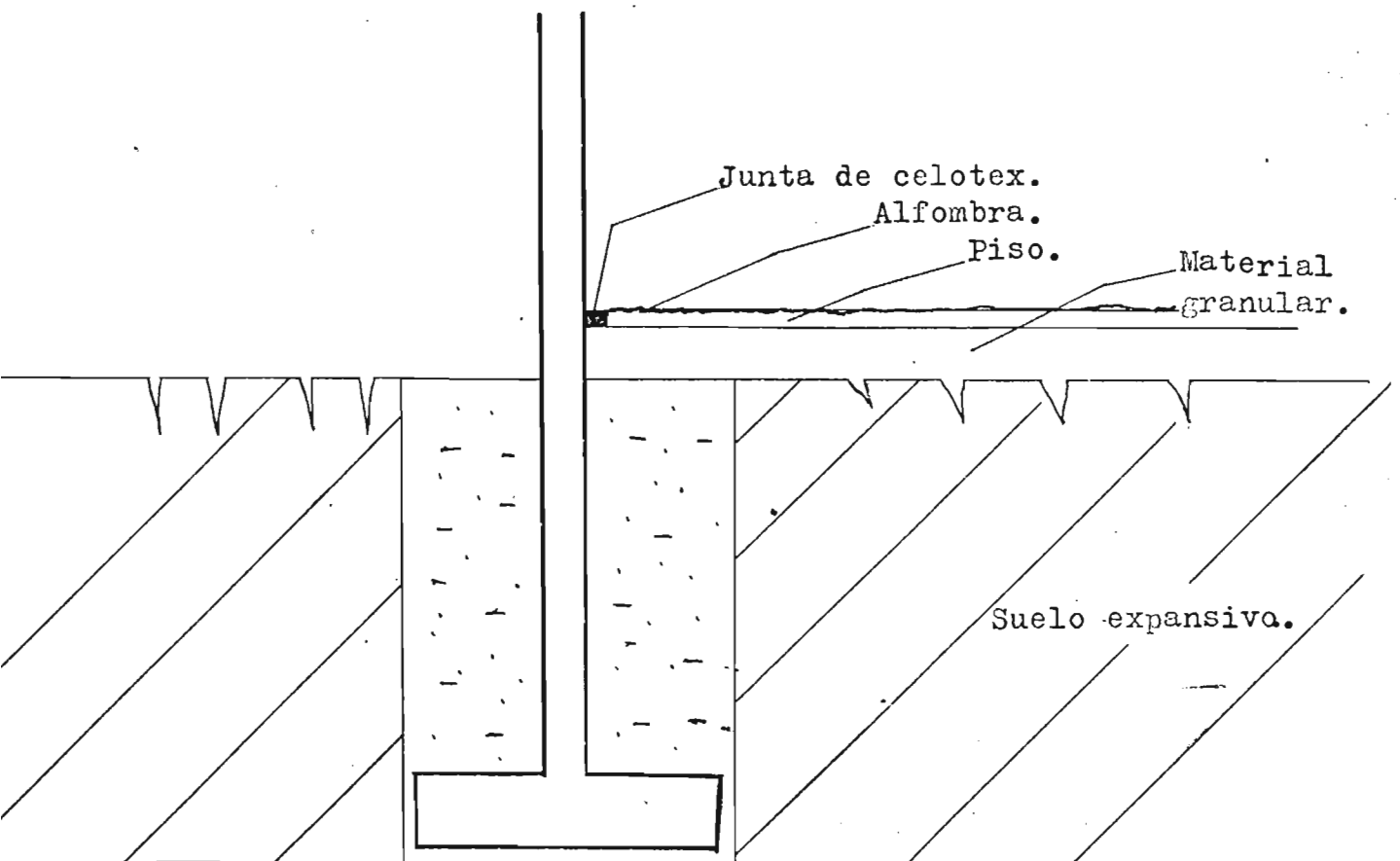


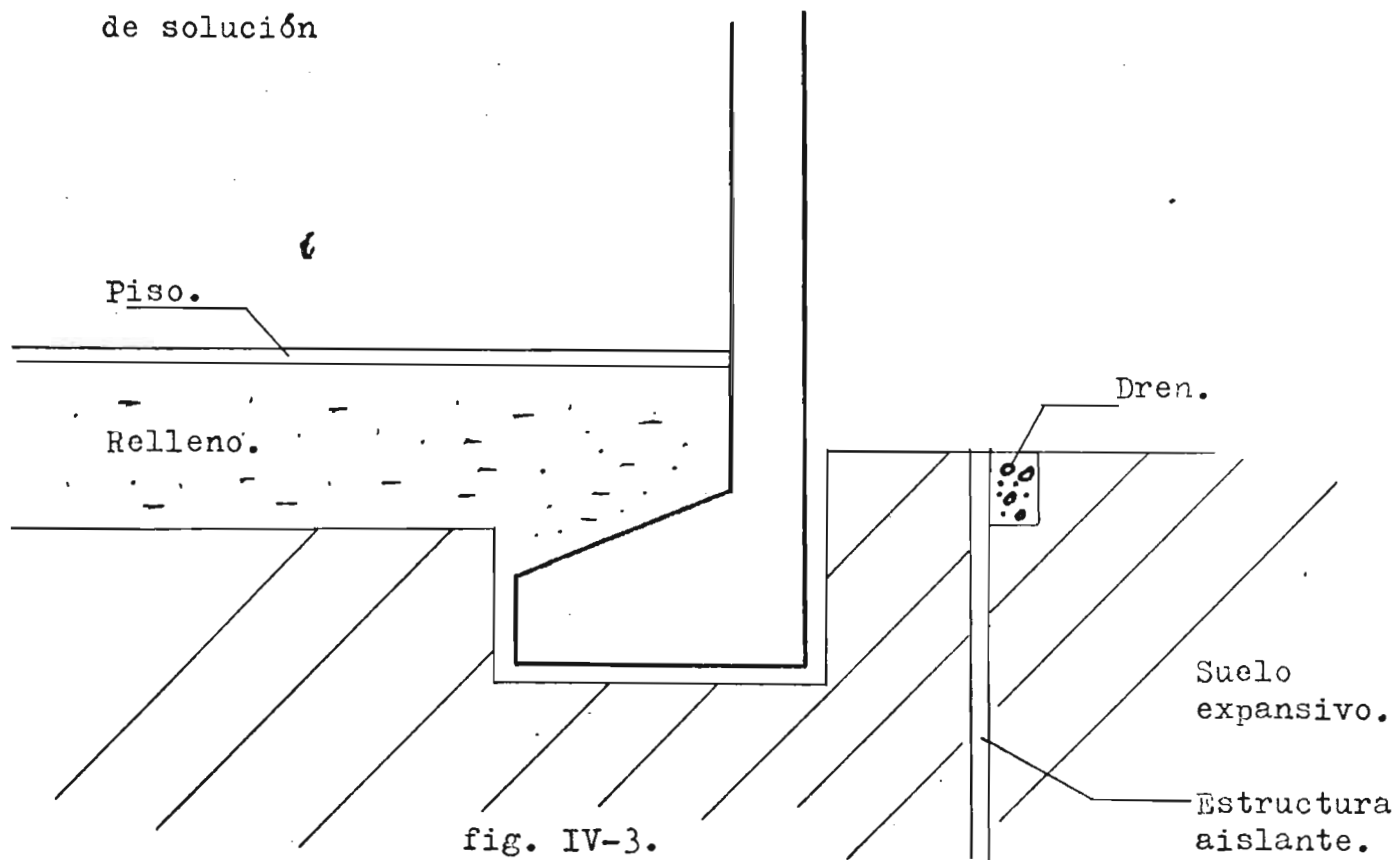
Fig. IV-1. Cimiento profundizado por debajo de la costra superficial.

La siguiente figura es una alternativa de la solución anterior y consiste en colocar entre el piso y el estrato superficial una cama de material granular, que como ya se explicado anteriormente, disipa la energía de expansión por su estructura abierta y proporciona sobrecarga. Además se puede separar el piso de la estructura por medio de una junta que puede ser de celotex u otro material aislante. Si se desea desde el punto de vista estético conviene cubrir los pisos con una alfombra, como se muestra en la fig. IV-2.

fig. IV-2.



Otra solución podría ser la de aislar la cimentación de aportaciones superficiales de agua ya sea de riego ó de lluvia, mediante pantallas impermeables que confinen el área construida. En este caso deberá garantizarse - que no se presentarán fugas de agua como las producidas por drenajes rotos etc. la fig. IV-3 muestra este tipo de solución



Hasta aquí sobre las posibles soluciones de cimentación; adicionalmente habrá que considerar para cada solución particular el problema de las instalaciones de servicios urbanos conectadas al inmueble para un buen funcionamiento-

- de estos.

Por último conviene valorar el aspecto económico que cada solución aquí expuesta implica, y para ello conviene efectuar un estudio económico completo de todos los factores que intervienen en cada solución particular, para elegir la más económica y funcional que de seguridad al usuario.

AEROPISTAS.

El proyecto de aeropistas implica al igual que el de cualquier tipo de obra, obtener la suficiente información geotécnica relativa al caso específico, para que pueda servir como estudio preliminar para proyectar la obra.

Los aspectos geotécnicos de las aeropistas que deben tomarse en cuenta son los siguientes:

- 1.- Clasificación y características de los materiales de cimentación y de terracerías a lo largo de las pistas, calles de rodaje y plataformas.
- 2.- Descripción de las estructuras y los espesores de las aeropistas.
- 3.- Ubicación de los bancos de materiales para construir los pavimentos.
- 4.- Características de calidad y resistencia de los materiales de los bancos.
- 5.- Descripción de los problemas característicos de obras anteriores, de las medidas tomadas para su solución y de su comportamiento posterior.
- 6.- Análisis general de la información anterior para diseñar las estructuras.

El aeropuerto de Cd. Obregón Son. es un ejemplo típico-

- de una obra situada sobre suelos expansivos, en este aeropuerto la cimentación se resolvió, con la construcción de una sub-base de arena estabilizada con cemento, que ha tenido un buen comportamiento hasta la fecha. Es conveniente señalar que la construcción de esta sub-base se ha llevado a cabo con éxito, ya que los conocimientos de la ingeniería mexicana sobre las estabilizaciones aún está en sus inicios.

Son varios los productos que se emplean para reducir la expansividad de los suelos. La cal y el cemento son los principales. Se han empleado con más frecuencia en carreteras y aeropistas, pero no existen impedimentos a la consideración de su empleo en el caso de construcciones normales.

Estabilización con cal.- Es comunmente aceptado que la adición de cal viva (CaO) ó cal hidratada $Ca(OH)_2$ a los suelos reduce la plasticidad y expansividad de los mismos. De tal forma que a largo plazo produce cierta cementación y endurecimiento de la mezcla, lo cual uniformiza las expansiones profundas. Normalmente se utiliza en una proporción del 3 al 7 % en peso del suelo seco para fines de estabilización. Generalmente la adición se efectúa en dos formas:-

-La primera consiste en mezclar la cal con la capa superior de suelo hasta una profundidad de 1.0 a 2.0 m. El tratamiento a gran escala se puede realizar utilizando equipo especializado, ó en su defecto buscar la forma de hacerlo en áreas limitadas y con mano de obra.

Otra forma de adicionar la cal al suelo expansivo, es inyectando a presión la cal previamente mezclada con agua a través de barrenos. Este método puede emplearse tanto para el tratamiento previo como para trabajos de mejoramiento posteriores a la construcción dañada. La penetración de la solución agua-cal puede ser muy reducida sobre todo en suelos de plasticidad y expansividad altas. Se ha encontrado a partir de ensayos de laboratorio, que la penetración es de 4 a 8 cm por año. Es probable que el grado de saturación y presencia de lentes de materiales influyen en el buen comportamiento notablemente.

Cemento.- El cemento se aplica en la misma forma que la cal, la diferencia es su alto costo, además, el cemento proporciona al mezclarse con el suelo una mayor resistencia amén de la reducción de la expansividad y plasticidad que produce en forma equivalente a la cal. Los porcentajes utilizados son también similares a los del tratamiento con cal.

Normalmente las medidas que se toman a nivel de proyecto para solucionar el problema es recomendar individual ó combinadamente lo siguiente:

- 1.- Sustitución de parte del espesor del estrato expansivo por un material inerte del tipo limoarenoso ó arenas limosas.
- 2.- Estabilización de la parte superior del estrato expansivo mediante cal ó cemento agregado en proporciones que varían normalmente entre el 3 y el 7% en peso.
- 3.- Evitar en lo posible variaciones en el contenido de agua del material expansivo mediante obras de drenaje ó subdrenaje, ya que la expansión está siempre asociada a un incremento en el contenido de agua.

Por otro lado la presencia de grietas longitudinales en los acotamientos de un aeropuerto no siempre está asociada con suelos expansivos.

Estas grietas se originan por los esfuerzos de tensión que se generan en la superficie de la pista, por secado, es decir por una disminución en el contenido de agua y aparecen en los acotamientos porque en esa zona se tiene un mejor confinamiento. A la fecha este problema de las grietas no se ha resuelto completamente, y las recomendaciones que normalmente se hacen consisten, en darle mayor confinamiento a la zona de los acotamientos mediante " arropes " y tendido de taludes.

d) BORDOS EN CANALES.

En este punto se tratará la formación de bordos con arcillas expansivas, y específicamente el caso del distrito de riego del Río Colorado, en el cual la solución adoptada fue la estabilización de bordos usando agua con altos contenidos salinos, obtenida de la red de drenaje.

En la rehabilitación del distrito de riego del Río Colorado, los canales están alojados en zonas con arcillas expansivas y en zonas donde no existen bancos de materiales de calidad y resistencia adecuados, ó sea de material inerte, lo que obligó a pensar en la alternativa de construirlos con las mismas arcillas expansivas del lugar sometiéndolas a un tratamiento con agua de drenes agrícolas de altos contenidos salinos, de acuerdo con el sig. procedimiento:

I.- Procedimiento de construcción.

1.- Limpia superficial, despalme, escarificación y riego pesado; la limpia superficial y el despalme se hacen para remover los materiales indeseables ó tierra vegetal, la escarificación se efectúa para aflojar el terreno natural de desplante y con esto facilitar la penetración del agua de riego pesado con el objeto de pre-expandir las arcillas de desplante y propiciar un cambio mineralógico de iones, minimizando de esta manera su actividad.

2.- Formación de terraplenes en capas en estado suelto: Los bordos se construyen en capas de 60 cm. de espesor en estado suelto, evitando el tránsito de equipo de construcción sobre dichas capas; esto con el fin de tener el máximo de porosidad para facilitar la penetración del agua con altos contenidos salinos.

3.- Llenado de la cubeta, vaciado y entarquinamiento de los bordos; se llena la cubeta de los canales construídos, utilizando agua de altos contenidos salinos, sosteniendo el nivel atirante máximo hasta lograr la saturación y el asentamiento de los bordos; se ha determinado que el tiempo máximo necesario para lograrlo es de 10 días. Posteriormente, después del vaciado de la cubeta, se hace el entarquinamiento de la corona de los bordos utilizando también agua de dren.

Se anexan fotografías de las etapas de construcción descritas, así como otros detalles constructivos.

II. Pruebas de laboratorio.

Muestras remoldeadas; con muestras de arcilla provenientes de un tramo de prueba, de la zona de riego "Chihuahua" y muestras de la zona de riego "Querétaro", se remoldearon 3 pastillas con cada una de las muestras en un consolidómetro de - 7.80 cm de ϕ y 2.50 cm de altura, cada una de las pastillas-

- se sometió a etapas de secado y saturación, usando, tanto para su compactación como para su saturación, agua normal de riego, agua de dren y una solución acuosa de cloruro de Calcio. Los tramos de prueba estan localizados en el subdren lateral izquierdo 8+477 "A", de la zona de riego "Chihuahua" y del subdren lateral izquierdo 23+540 de la zona de riego "Querétaro".

De acuerdo con las pruebas comparativas de expansión en arcillas, llevado a cabo, y según se observa en las tablas IV-1 y IV-2 se ha constatado que la saturación con soluciones acuosas salinas disminuyen la capacidad de expansión de las arcillas, ya que en un caso (tabla N° IV-1), la deformación lineal de secado a saturado después del tratamiento, bajó de 11.9 a 8.5 por ciento y en el otro caso (tabla IV-2), bajó de 13.3 a 8.5 por ciento, en las tablas mencionadas puede observarse, además, que la plasticidad también disminuyó después del tratamiento.

Muestras inalteradas; del tramo de prueba localizado en el subdren lateral 8+477 "A", entre el Km. 2+200 y 2+600, que fue tratado con aguas de dren y según procedimiento de construcción, se sacaron muestras inalteradas, con las cuales se efectuaron pruebas comparativas de expansión, consistentes en saturarlas-

- con agua normal de riego y con agua de dren.

Análisis de estabilidad.- Para determinar el grado de estabilidad de los bordes tratados, según el procedimiento descrito, se sacaron muestras inalteradas en los Km. 21+100 y 21+260 del dren lateral izquierdo. 23+540, labrándose especímenes (probetas) , los cuales fueron sometidos a pruebas de compresión triaxial rápida y sin drenaje, obteniéndose los valores de cohesión y ángulo de fricción, que aparecen en las tablas IV-4 y IV-5.

Para el cálculo del análisis de estabilidad mostrado en las tablas IV-6 y IV-7, se tomó el 50% del valor de la cohesión determinada en las pruebas triaxiales, considerando las condiciones medias de peso volumétrico y grado de humedad obtenido de calas verificadas en el lateral entre el Km. 20+500 al Km. 26+500, tablas IV-8 y IV-9.

El valor medio de compactación de 86 que aparece en la tabla IV-8 es con relación a la prueba Proctor S.R.H. (energía de compactación de 7.5 Kg/cm/cm^3).

Para el caso de un vaciado rápido y considerando la superficie de falla indicada en la tabla IV-9 , se calculó la cohesión crítica, suponiendo un factor de seguridad igual a 1 (uno), es decir cuando la suma de momentos motores es igual a la suma-

- de momentos resistentes, habiéndose obtenido un valor de 0.036 Kg/cm² para dicha cohesión.

III. Pruebas de campo.

En el canal lateral 8+477 "A", de la zona de riego "Chihuahua" se hizo un tramo de prueba utilizando para los terraplenes arcillas expansivas extraídas del préstamo lateral.

Las características de esta arcilla aparecen en la tabla IV-1, con una deformación lineal de secado a saturado de 11.9%.

Una vez construido el tramo de prueba, fue revestido con concreto, y con las ranuras sin sellar, se sometió a un período de secado de 36 días consecutivos (del 26 de junio al 1° de agosto de 1972) y a un período de 68 días que se mantuvo lleno con agua normal de riego (de agosto 1° a octubre 7 de 1972). Por lecturas hechas en testigos colocados previamente sobre las terracerías antes de colocado el revestimiento, se observó que el comportamiento tanto del relleno como del concreto fue - satisfactorio ya que no se registraron movimientos por efecto del secado y saturación a que fue sometido el tramo, se anexan fotografías del tramo de prueba y de una cala practicada en uno de los bordes del estanque de prueba.

IV.- Consideraciones y conclusiones.

1. La formación de terraplenes en capas sueltas de 60 cm de espesor, impidiéndose el tránsito de equipo de construcción -

- sobre ellas, es con el objeto de evitar su compactación - y obtener una alta porosidad que propicie la rápida saturación y asentamiento uniforme de los terraplenes, lograndose poner en contacto con el esqueleto del suelo, un mayor volumen de agua, que al perderse por evaporación le deja al suelo mayor concentración salina.

2. Al aumentar la concentración salina se aumenta el espesor de la película protectora, alrededor de las partículas de arcilla.

3. Al obtener bajos grados de compactación, 86% , según tabla IV-8, la expansión se reduce.

4. Al formar los terraplenes en capas sueltas, y posteriormente saturarlos con agua de altos contenidos salinos, se logra un cambio mineralógico de las partículas de arcilla con lo que se produce menor expansión que en la estructura original que se obtiene en compactaciones con equipo y con grados de humedad inferiores a la humedad óptima.

5. Para las condiciones climatológicas de esta zona, el tratamiento de arcillas expansivas descrito ha dado buenos resultados, ya que los terraplenes una vez terminados se les da pendiente a la corona de los bordos hacia afuera y la escasa precipitación de la zona es rápidamente drenada al exterior.

6. Finalmente, con objeto de no descuidar el efecto que tiene el-

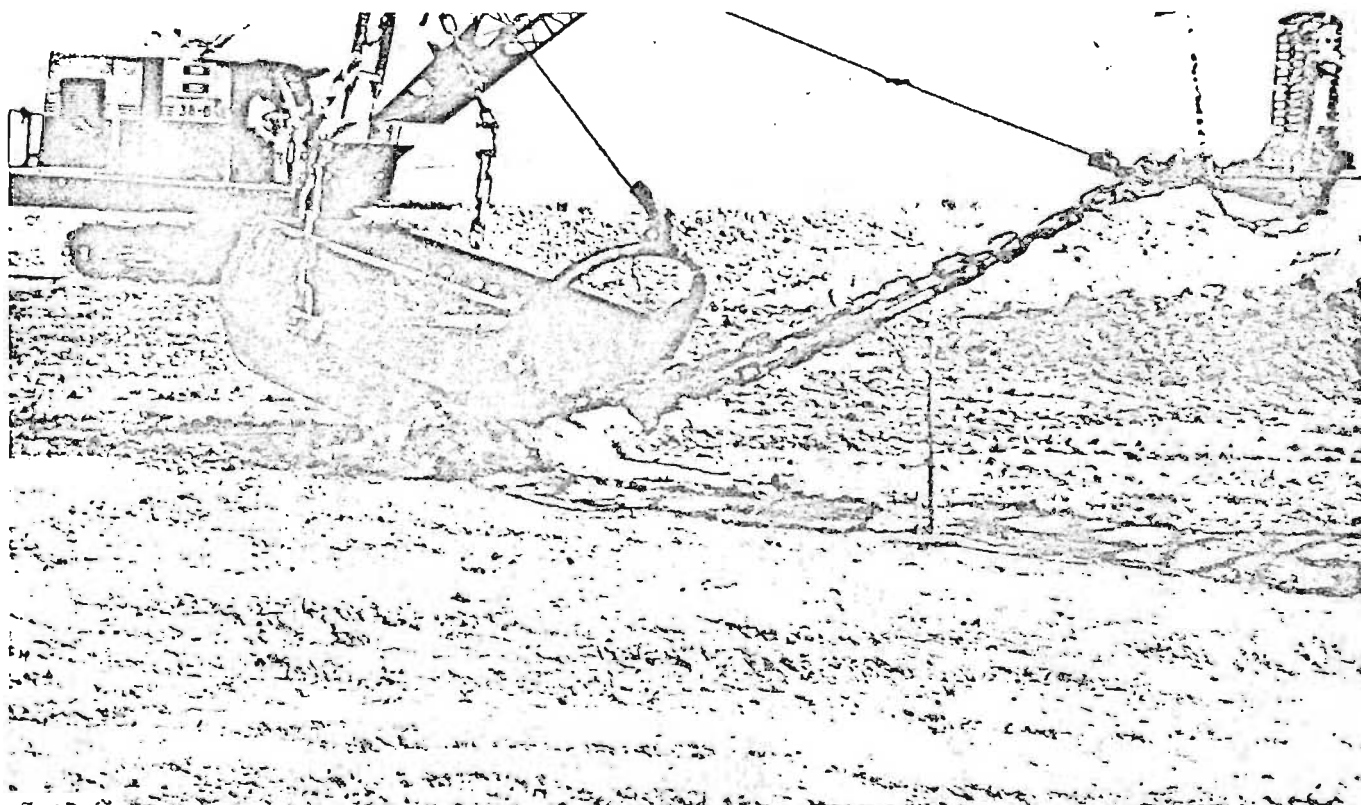
- contenido de sal en el poro fluido y no ocasionar presiones osmóticas por diferencia de concentración iónica, se hace hincapié en tener especial cuidado para el correcto sellado de las ranuras del canal.

Justificación del trabajo.

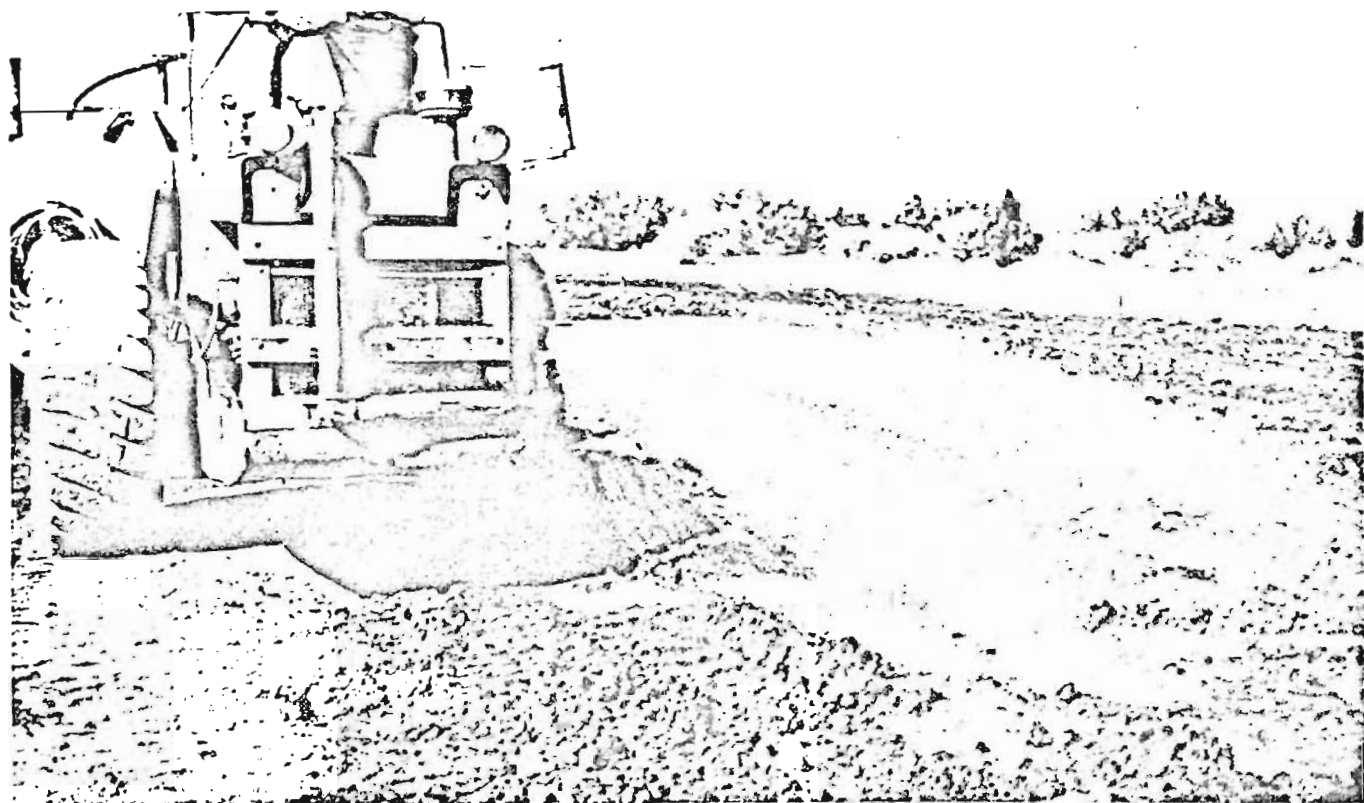
Este trabajo tuvo su origen en necesidades de orden técnico por las condiciones topográficas de este distrito de riego, ya que en un estudio hidráulico llevado a cabo para construir canales de tierra, arrojó velocidades muy bajas, además la de las consecuencias que traería consigo en años subsecuentes para su conservación y mantenimiento, por tal motivo se tomó la decisión de revestirlos de concreto hidráulico utilizando para la formación de bordos las arcillas expansivas de las fajas de construcción, pues no existían en la zona bancos de materiales de calidad y resistencia adecuados. La necesidad de orden económico, es que en este distrito se cuenta con una amplia red de drenaje con agua de altos contenidos salinos, cercanos a las zonas de construcción, en cambio los materiales inertes con los que se podría sustituir el terreno activo se encuentra a 5 Km. Por lo que el acarreo encarecería enormemente la obra.



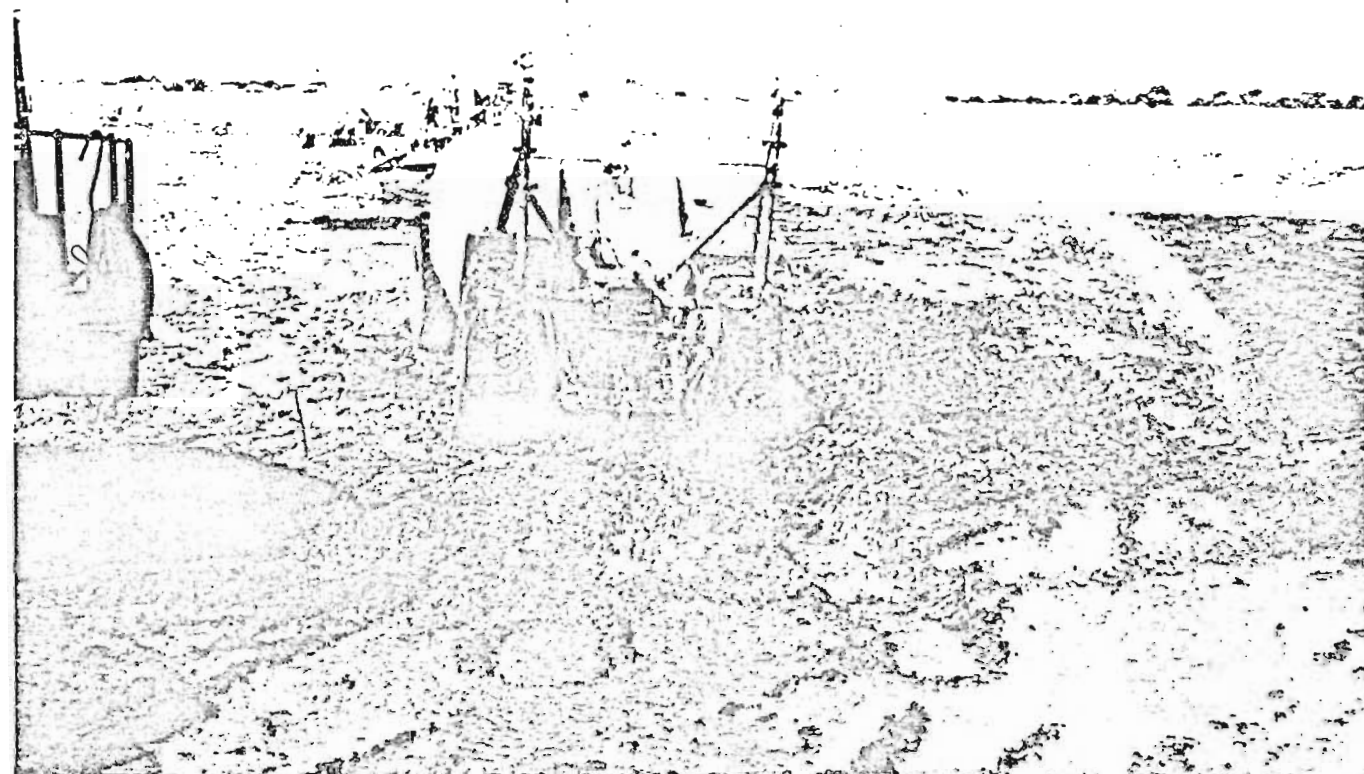
Limpia superficial y despalme en la zona de construcción.

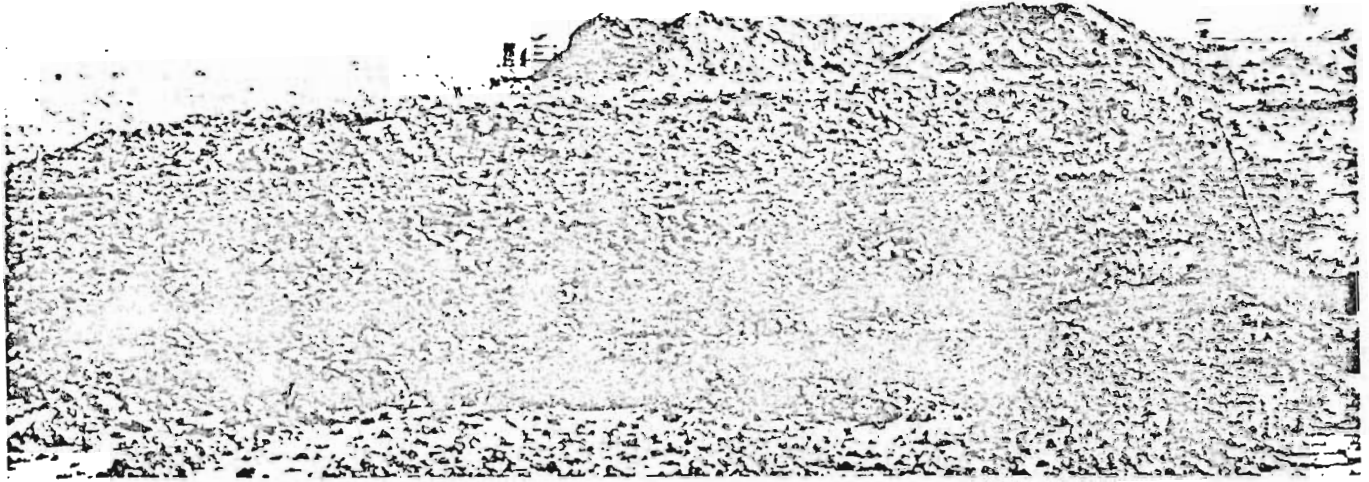
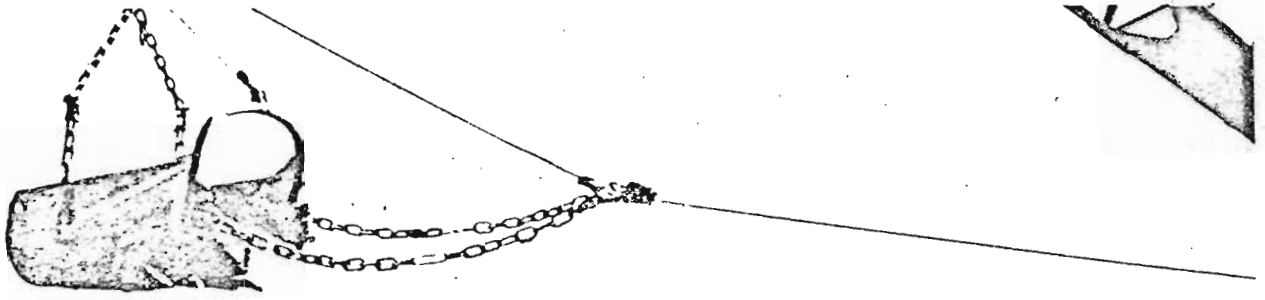


Escarificación del desplante de los bordos con los dientes del bote de la draga.

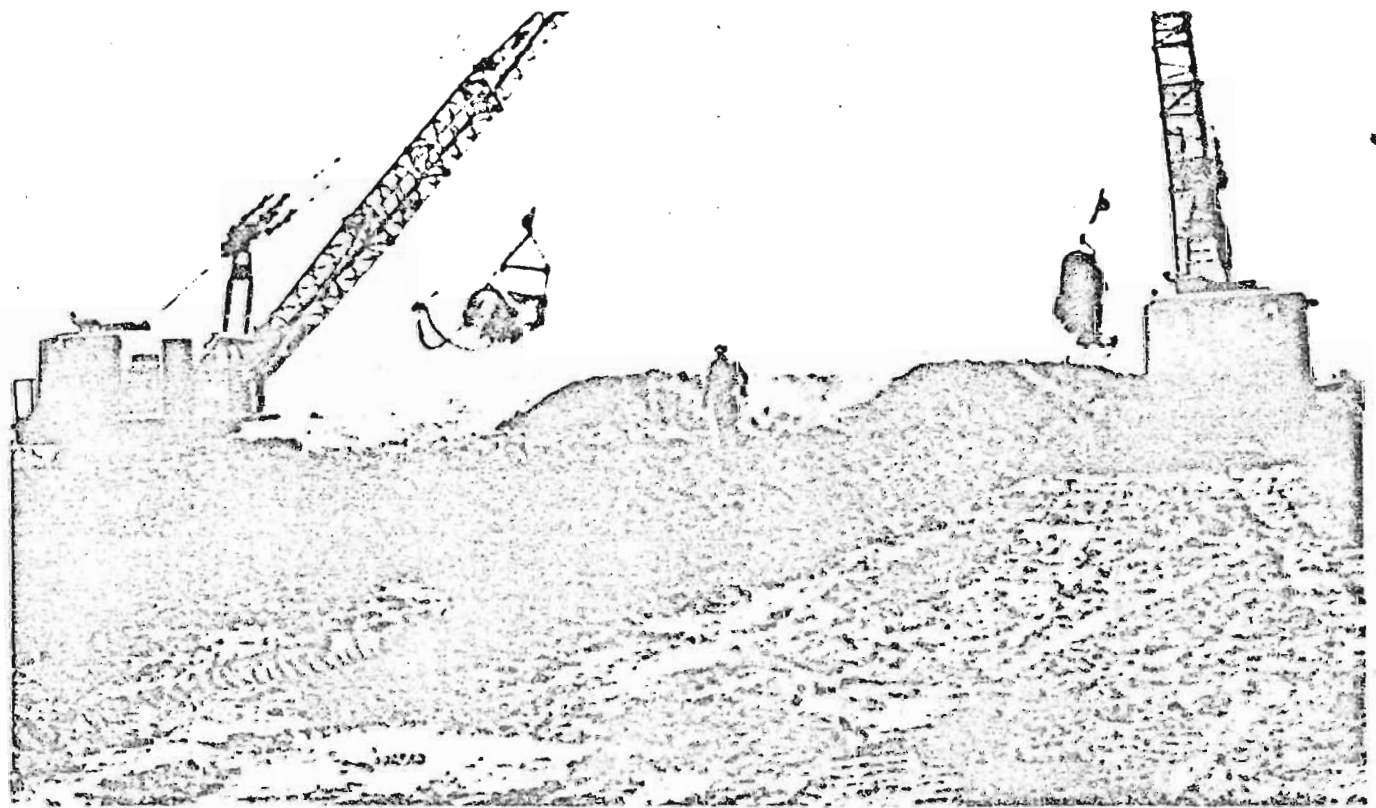


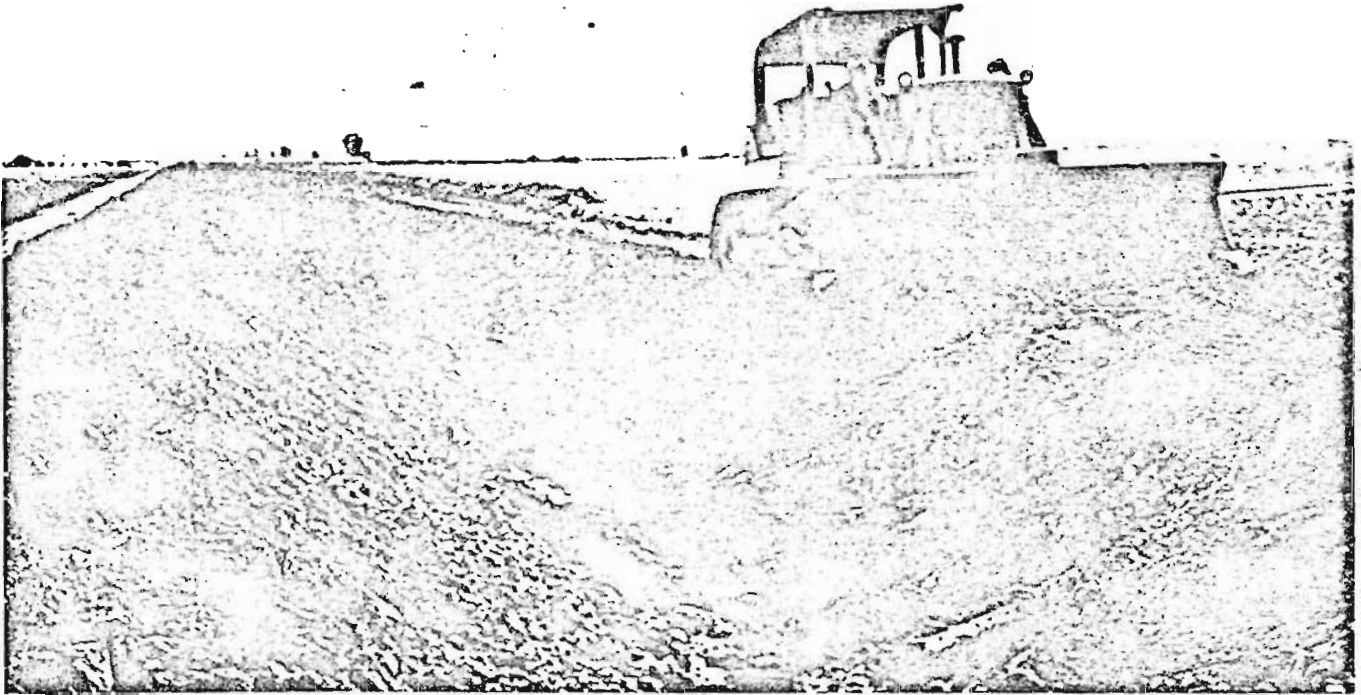
Riego Pesado hecho en el desplante de los bordos con el objeto de preexpandir la arcilla (CH).



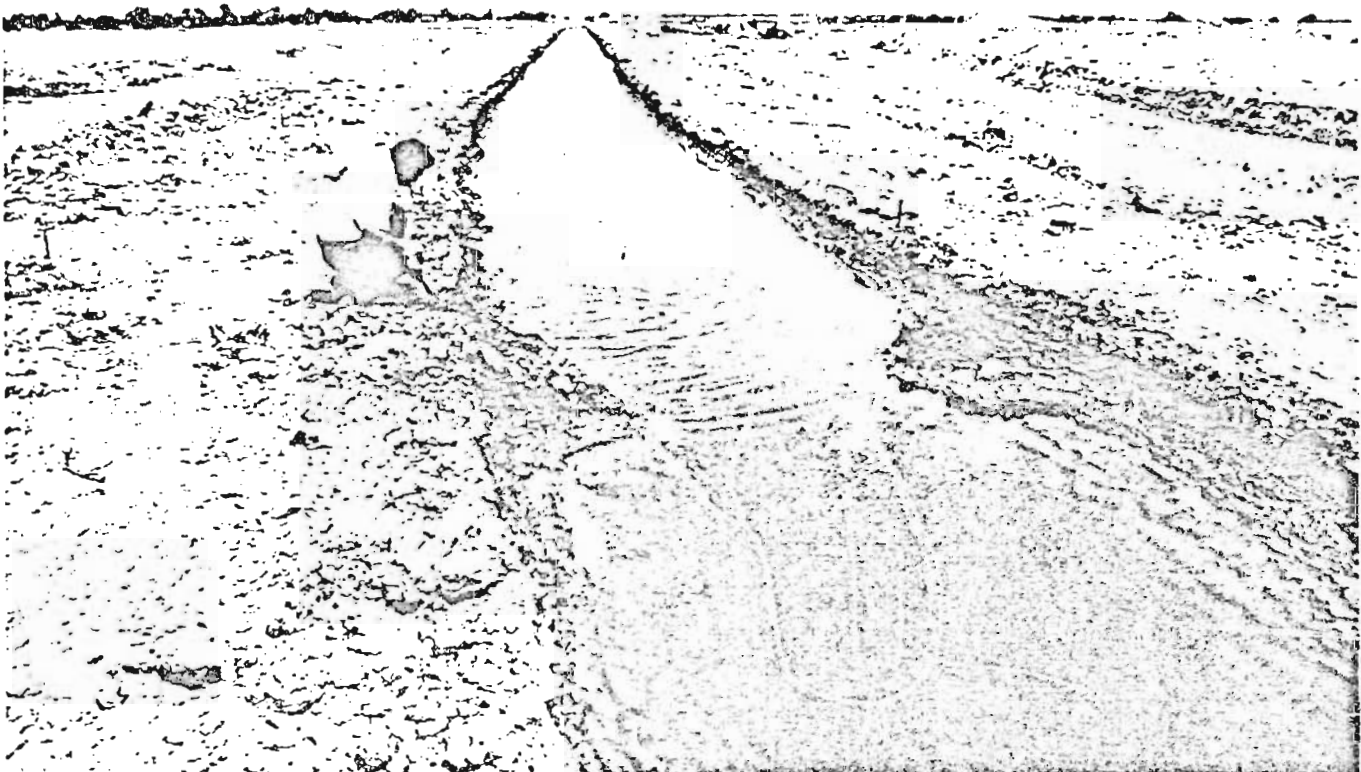


Formación de terraplenes en capas sueltas de 60 cm. de espesor máximo.





Afine de la corona de los bordos, solamente en esta etapa de construcción se transita el equipo sobre el relleno.

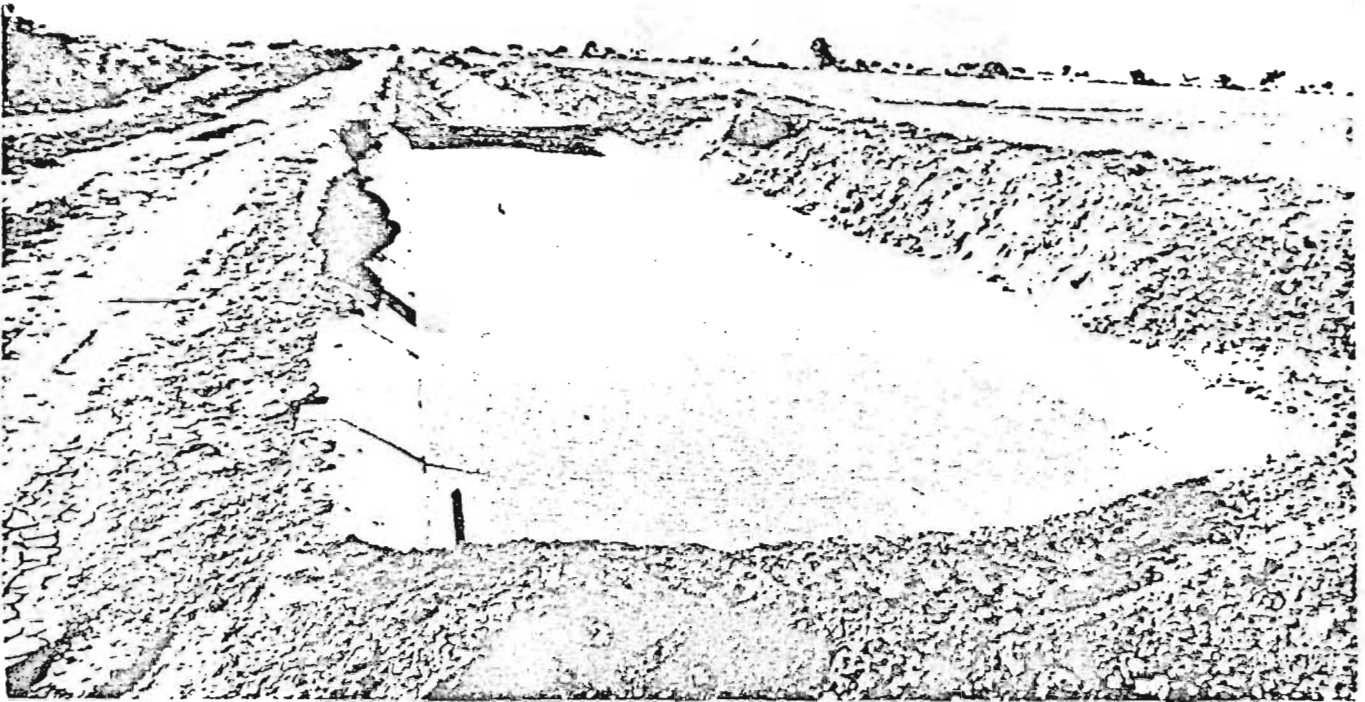


Llenado de la cubeta con agua de aren sostenido el nivel a tirante máximo. En esta etapa de construcción se determinó que el tiempo máximo necesario para lograr la completa saturación y asentamiento de los bordos es de 10 (diez) días.

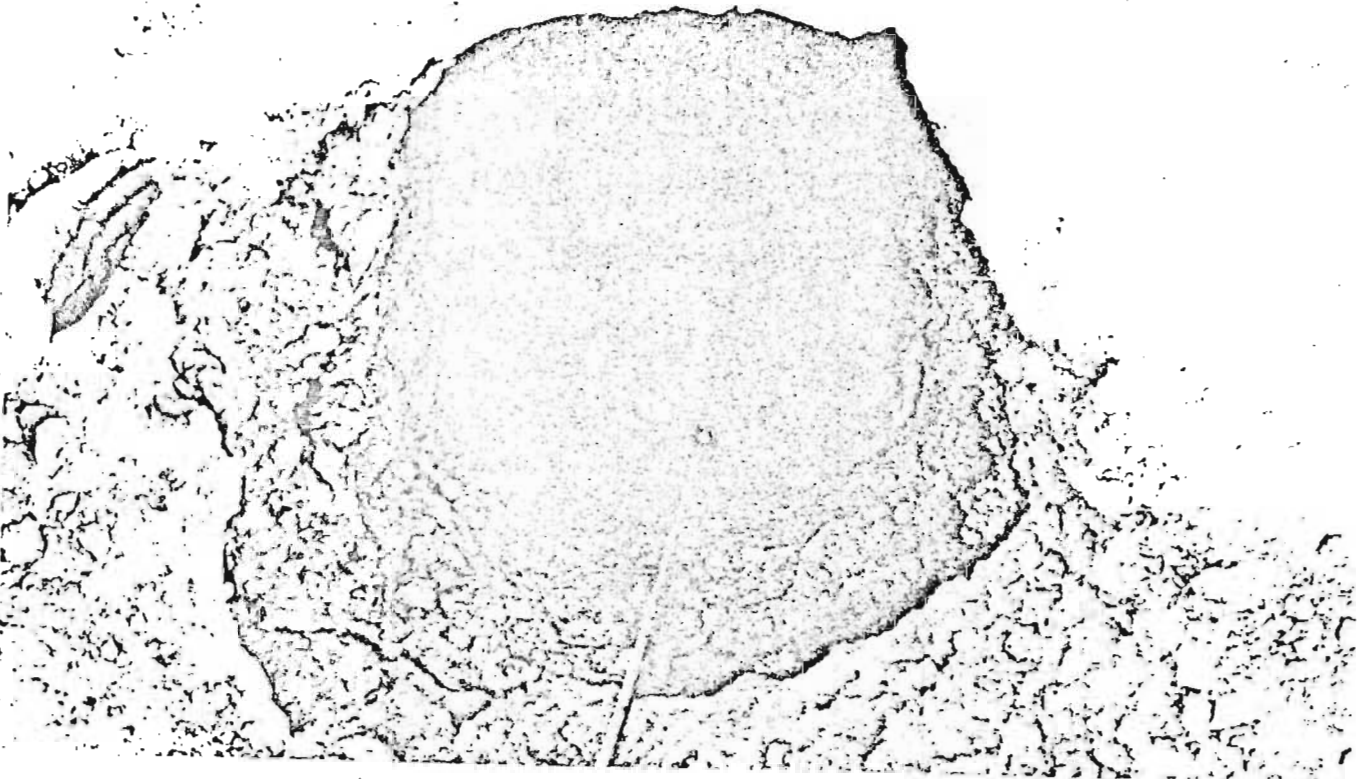


Etapas de vaciado de los tramas al completar los diez días, dejando el agua necesaria para el entarquinamiento de la corona de los bordos





Estaque prueba construido según procedimiento descrito, sometido a periodo desecado de 36 días y 68 días en que se mantuvo lleno - con agua normal de riego y con las ranuras sin sellarse.



Aspecto de la terracería en una cala practicada en uno de los bordes del estaque de prueba.

TABLA IV-4

SRH Distrito de Riego del Río Colorado
GERENCIA OBRAS DE REHABILITACION
Laboratorio de Materiales

MECANICA DE SUELOS
COMPRESION TRIAXIAL

Muestra inalterada
Lot. izq. 23+540 del Canal alim. del Norte, Estación: Km. 21+100

PRUEBA	w_i	w_f	e_i	e_f	G_i	G_f	σ_{III}	$\sigma_1 - \sigma_{III}$	e
1		34.3		0.880		100.0	0.5	1.377	
2		36.3		0.945		100.0	1.0	1.345	
3		32.0		0.876		98.6	2.0	1.651	
4		39.8		0.995		100.0	3.0	1.435	

Curvas:
deformación unitaria vs. esfuerzo

PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		ϕ fricción 1.3° cohesión 0.65 Kg/cm ²
$\gamma_d =$	1520 Kg/m	Iniciales	finales	
$e =$	0.776	γ_d	1404 Kg/m ³	
$w =$	27.3 %	γ_h	Kg/m ³	
$w_g =$	28.7 %	γ_s	1884 Kg/m ³	
$S_s =$	2.70	comp.	92 %	

X Rápida o Consolidada rápida

CIRCULOS DE MOHR

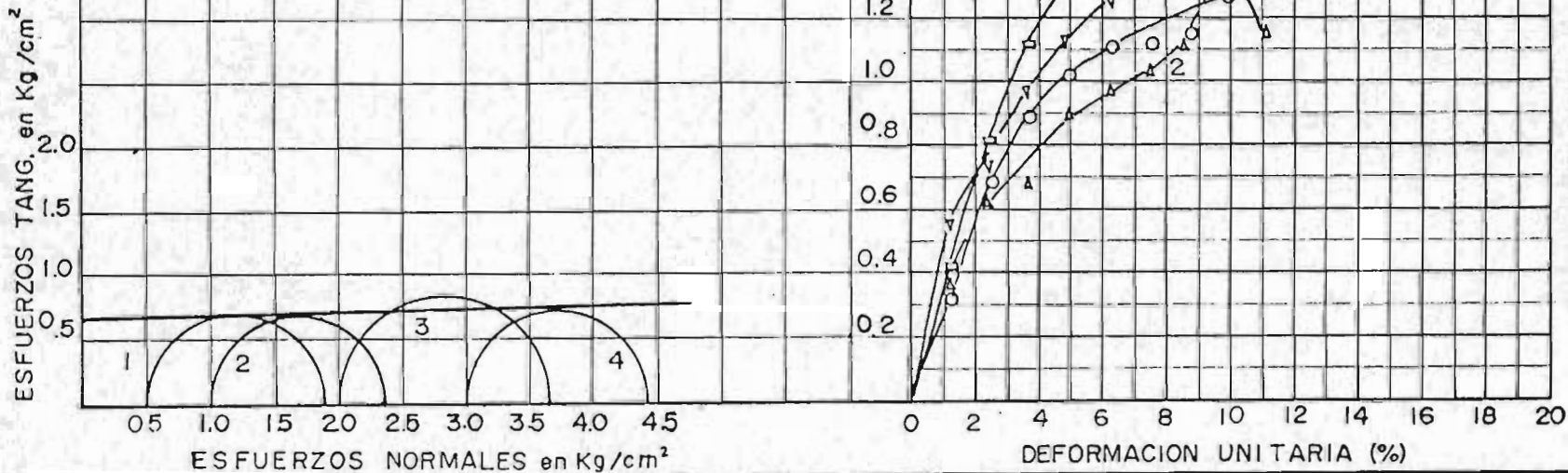


TABLA IV-5

SRH Distrito de Riego del Río Colorado
GERENCIA OBRAS DE REHABILITACION
Laboratorio de Materiales

MECANICA DE SUELOS
COMPRESION TRIAXIAL

Muestra Inalterada

Lat. Izq. 23+540 del Canal alm. del norte, Estación: Km. 21+260 bordo Izq.

PRUEBA	ω_l	ω_r	e_i	e_f	G_i	G_f	σ_m	$\sigma_1 - \sigma_m$	e
1		38.0		1.019		100	0.5	0.842	
2		35.8		0.972		99	1.0	0.946	
3		27.8		0.866		87	2.0	0.992	
4		34.7		0.966		97	3.0	1.283	
Prom.									

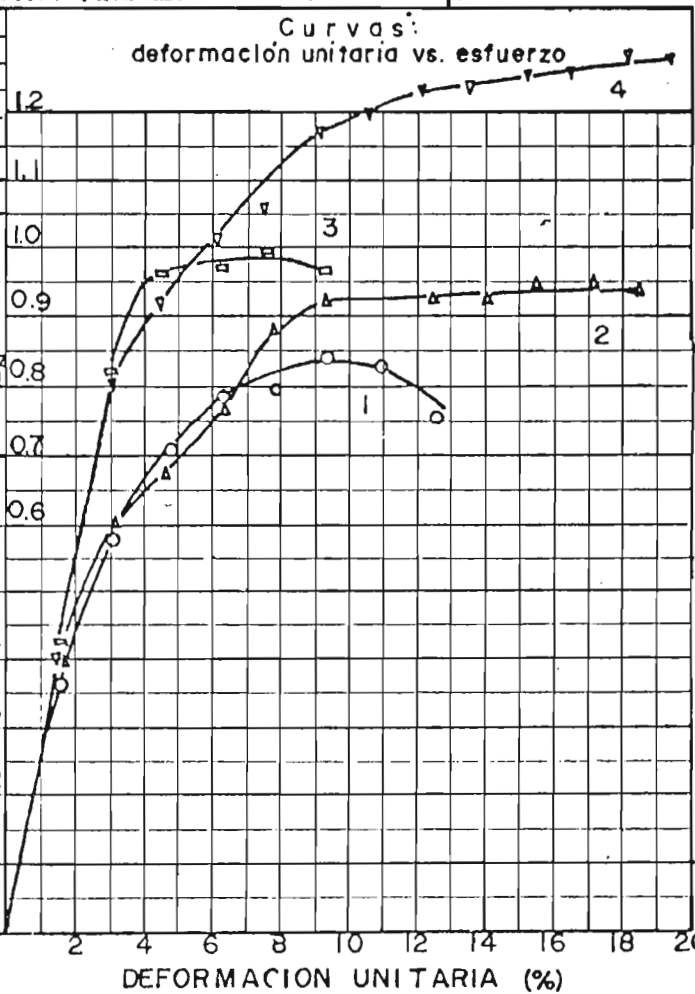
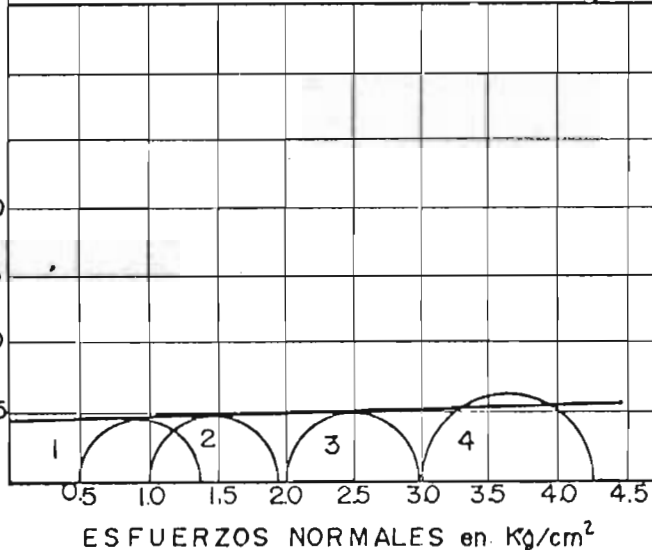
PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS	
$\gamma_d = 1535 \text{ Kg/m}^3$		Iniciales	Finales
$e = 0.759$	γ_d		1382 Kg/m^3
$\omega = 24.4 \%$	γ_h		Kg/m^3
$\omega_q = 28.1 \%$	γ_s		1871 Kg/m^3
S 2.70	comp.		90 %

α fricción: 2.6°
Cohesión: 0.5 Kg/cm^2

\times Rápida \circ Consolidado rápida

CIRCULOS DE MOHR

ESFUERZOS TANG. en Kg/cm^2



ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EL METODO SUECO

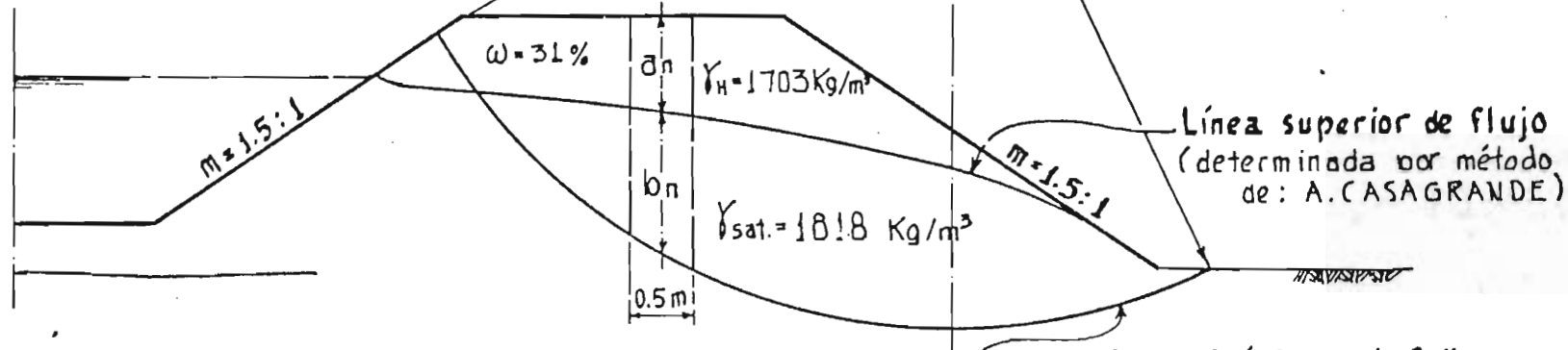
LATERAL 23+540 DEL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE

Datos de Cálculo

Superficie cilíndrica de falla
 Radio (R) = 4.64 m.
 Long. de Curva (L) = 6.87 m
 Profundidad = 1.00 m

Cohesión (C) = 5.0 Ton/m²

(Obtenida de Prueba TRIAXIAL RAPIDA)



ESCALA: 1 cm = 0.5 m

Momentos motores (Mm) = 20 401.5 Kg-m
 Momento resistente uno (Mr₁) = 1 721.7 Kg-m
 Momento resistente dos (Mr₂) = CdLR = 79 692.0 Kg-m.*

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD (F)

$$F = \frac{\sum Mr}{Mm} = \frac{Mr_1 + Mr_2}{Mm} = \frac{81 413.7}{20 401.7} = \underline{3.99}$$

* NOTA: se utilizó un(Cd) = C/2 = 2.5 Ton/m²

SRH Distrito de Riego Río Colorado
 GERENCIA OBRAS REHABILIT.
 Laboratorio de Materiales

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EL METODO SUECO
LATERAL 170. 23+540 DEL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE

Datos de Cálculo

Superficie cilíndrica de falla:

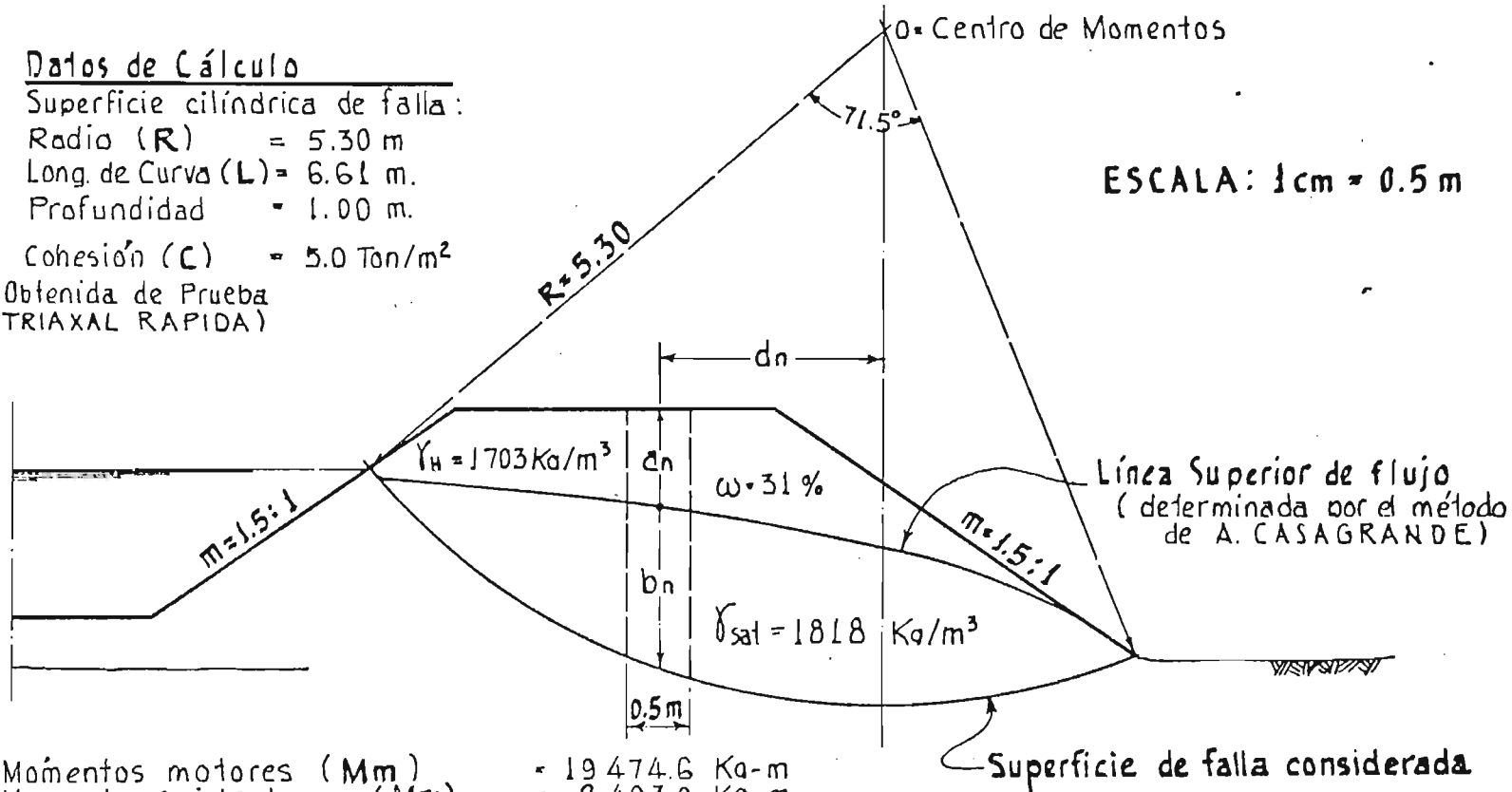
Radio (R) = 5.30 m

Long. de Curva (L) = 6.61 m.

Profundidad = 1.00 m.

Cohesión (C) = 5.0 Ton/m²

(Obtenida de Prueba TRIAXIAL RAPIDA)



Momentos motores (Mm) = 19 474.6 Kg-m
 Momento resistente uno (Mr1) = 2 403.0 Kg-m
 Momento resistente dos (Mr2): CdLR = 87 582.5 Kg-m *

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD (F)

$$F = \frac{\sum Mr}{Mm} = \frac{Mr_1 + Mr_2}{Mm} = \frac{89 985.5}{19 474.6} = 4.62$$

SRH Distrito de Riegos Río Colorado
 GERENCIA OBRAS REHABILIT.
 Laboratorio de Materiales

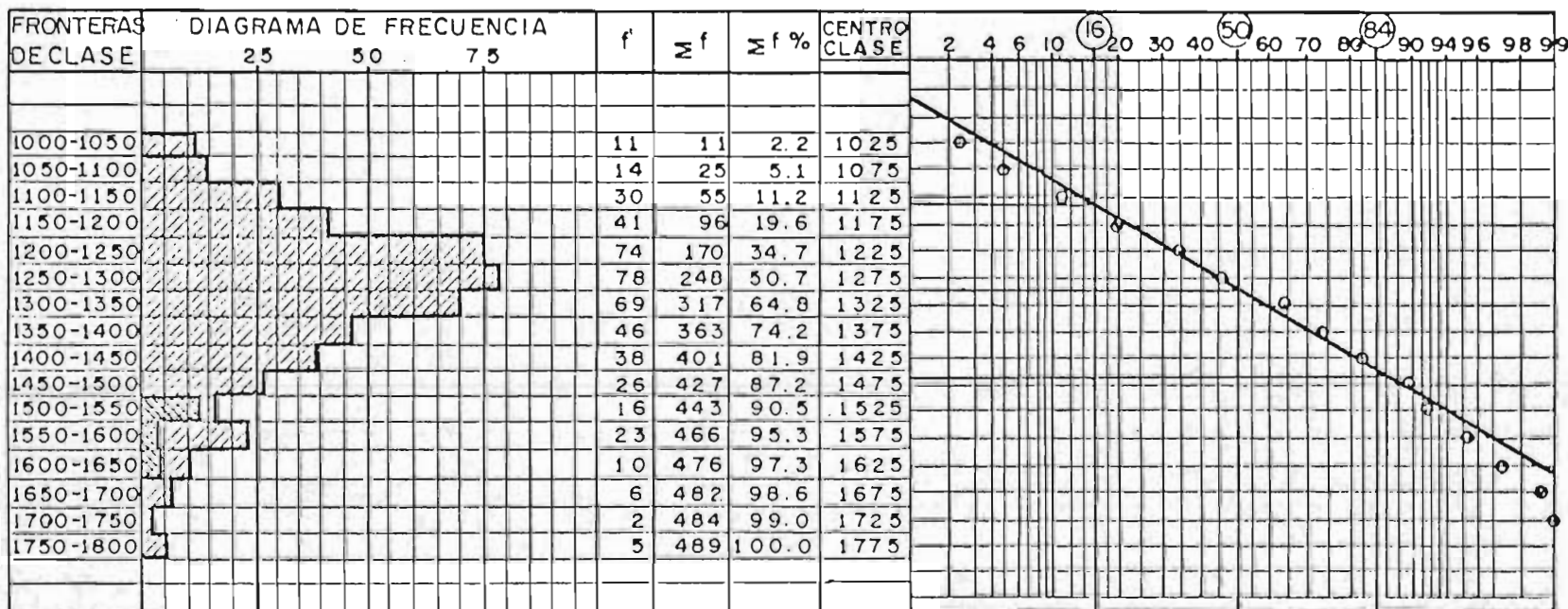
* NOTA: Se utilizó un $(Cd) = C/2 = 2.5 \text{ Ton/m}^2$

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 Distrito de Riego Nº 14 Río Colorado B. C. y Son.
GERENCIA DE OBRAS REHABILITACION
 LABORATORIO DE MATERIALES

ANALISIS ESTADISTICO DE PESOS VOLUMETRICOS SECOS (TERRAPLENES COLOCADOS EN CAPAS SUeltas DE 60 cm. TRATADOS CON AGUA DE DREN).

OBRA: LATERAL IZQUIERDO 23+540 DEL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE (TRAMO DEL KM. 20+500 AL KM. 26+500)

ESPECIFICACION:



DESVIACION ESTANDAR σ = $\frac{84 - 16}{2} = \frac{1460 - 1140}{2} = 160$

VALOR MEDIO \bar{x} = $50 = 1300$

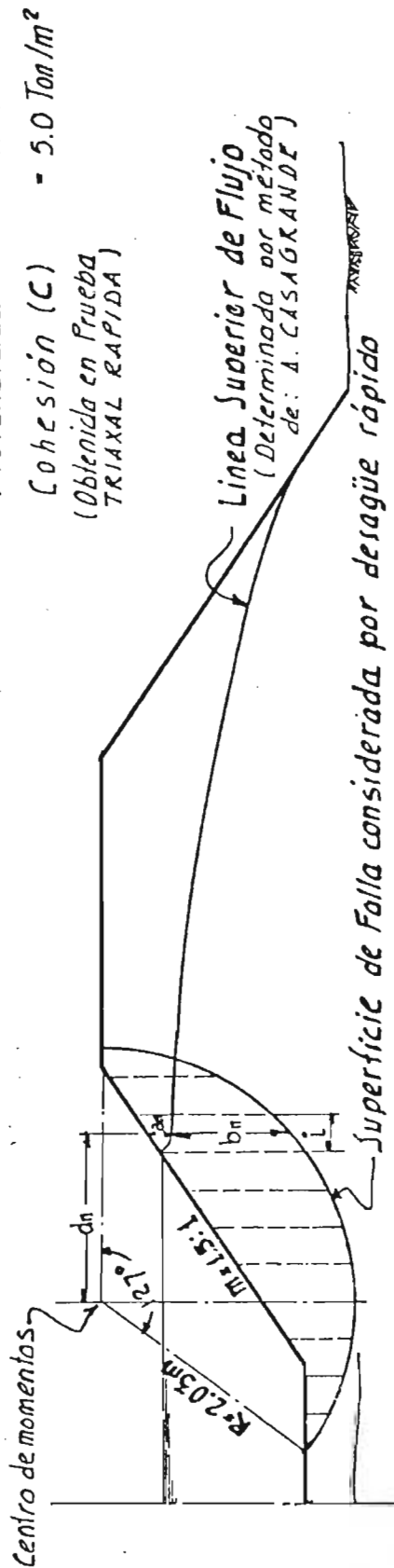
COEFICIENTE DE VARIACION = $\frac{\sigma}{\bar{x}} \times 100 = \frac{160 \times 100}{1300} = 12.3\%$

DATOS PRUEBA PROCTOR (S.R.H)
 γ_d OPTIMO (MEDIO = 1520 Kg/m³)
 Porcentaje de Compactación = 86

ANALISIS de ESTABILIDAD de TALUDES por METODO SUECO
 lateral Izq. 23+540 del Canal Alimentador del Norte (Zona Querétaro)

ESCALA: 1 cm = 0.5 m

Datos de Cálculo
 Superficie Cilíndrica de falla
 Radio (R) = 2.03 m
 Longitud de Curva (L) = 4.50 m
 Profundidad = 1.00 m
 Cohesión (C) = 5.0 Ton/m²
 (Obtenida en Prueba TRIAXIAL RAPIDA)



Cálculo de la Cohesión necesaria para un factor de seguridad igual a 1 (uno)

$$F = \frac{\sum Mr}{Mm} = \frac{Mr_1 + Mr_2}{Mm} = \frac{309.9 + Mr_2}{3580.8} = 1$$

$$\therefore Mr_2 = CdLR = 3270.9 \text{ Kg-m} \quad \therefore Cd = \frac{3270.9}{L \times R} = 358 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore Cd = 0.036 \text{ Kg/cm}^2$$

NOTA:

TABLA IV-1 PRUEBAS DE EXPANSION CON MUESTRAS REMOLDEADAS 7.8 cm ϕ Y 2.5 cm h.

Sub-lat. isq. 8+44777 "A" de lat. der. 58+540 del canal alimentador central.

Satura- da con:	Caract. ind.		Proctor		Condiciones iniciales.			Condiciones finales.			Deformacion lineal de secado a saturado %							
	LL	IP	LC	γ k_m^3	w %	η k_m^3	e	w %	η k_m^3	e	η %							
H2O normal	631	193	14.71	14.40	25.7	25.0	1341	9.3	1.01	50	6.7	54	1268	88	1.13	53	100	11.9
H2O de dren.	52.6	19.8	12.01	15.10	20.1	24.7	1342	8.8	1.01	50	6.6	40	1312	87	1.06	51	100	8.5
(CaCl ₂) 5 Molal	38.5	19.2	9.79	15.90	19.3	23.9	1379	8.7	0.96	49	6.7	26	1632	103	0.65	40	100	6.3

TABLA IV-2 PRUEBAS DE EXPANSION CON MUESTRAS REMOLDEADAS 7.8 cm ϕ Y 2.5 cm h.

Lat. isq. 23+540 del canal alimentador del norte.

H2O normal	84.7	19.2	12.50	1520	266	264	1379	91	0.96	49	74.2	46.2	1259	82	1.14	53	100	18.3
H2O de dren.	65.2	14.8	11.70	1520	23.6	23.6	1343	88	1.00	50	63.7	46.9	1198	79	1.25	56	100	8.3
Solucion acuosa	44.2	20.3	19.87	1580	27.8	27.9	1421	90	0.90	47	83.7	29.7	1533	97	0.76	43	100	3.4

TABLA IV-3 PRUEBAS DE EXPANSION CON MUESTRAS INALIERADAS 10.5 ϕ X 55 Y 152 ϕ X 17.7

Sub-lat. isq. 8+44700 "A" de lat. der. 58+540 del canal alimentador central.

Satura- da con:																			
H2O normal	6.70	4.50	6.3	1530	25.6														7.5
H2O de dren	58.3	37.6	11.8																0.9

e) PAVIMENTOS FLEXIBLES.

La presencia de suelos expansivos en los pavimentos flexibles se hace cada día más notoria, por el aumento natural que año con año se tiene en el volumen de tránsito, y en las exigencias de servicio.

Los siguientes son los efectos principales que un pavimento flexible puede sufrir en un suelo expansivo:

- a.- Contracción por secado.
- b.- Expansión por humedecimiento.
- c.- Desarrollo de presiones de expansión en los suelos confinados en que se restringe la expansión.
- d.- Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Es común que varios de estos efectos se presenten simultáneamente; los daños típicos de los efectos anteriores en un pavimento flexible son generalmente de uno ó más de los siguientes tipos:

- 1.- Elevaciones ó descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no se produzca agrietamiento u otros daños visibles.

2.- Agrietamiento longitudinal.

3.- Deformaciones significativas localizadas, por ejemplo en torno a las alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.

4.- Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta con tendencia a la desintegración.

El principal objetivo al proyectar ó construir pavimentos sobre suelos expansivos es evitar cambios de contenido de agua, para reducir al mínimo las distorsiones y los agrietamientos, es decir los cambios volumétricos.

Todos los métodos prácticos para evitar los daños que produce la expansión de un suelo susceptible, pueden agruparse en las siguientes categorías:

I.- Reemplazo ó mejoría por mezcla de un suelo inerte de todo ó parte del espesor activo ó de la capa del pavimento que sea susceptible de expansibilidad.

II.- Neutralización de la presión de expansión previamente valuada, por la colocación de la sobrecarga suficiente sobre el terreno ó la capa de pavimento de que se trate; la sobrecarga impuesta es generalmente peso de tierra.

III.- Reducción ó control de los cambios de contenido de agua en los suelos de este tipo, por medio de drenaje, subdrenaje, utilización de cubiertas impermeables ú otros métodos.

A continuación se comentan éstos métodos:

I.- Remoción ó mejoramiento de suelos.- El reemplazo de la arcilla expansiva es una solución excelente, pero frecuentemente no practicable por razones económicas ó por dificultades en la excavación: es obvio que el material desplazado será sustituido por otro inactivo, que ha de ser transportado, tendido y compactado, lo que eleva el costo de la solución.

La incorporación de material inactivo para reducir la expansión es una buena solución cuando los materiales inactivos estén a la mano y los problemas se detecten antes de la construcción.

La experiencia mexicana indica que la incorporación de un 10 ó un 15 % de material inerte, ha permitido usar suelos originalmente expansivos en el cuerpo de las terracerías ó aún en la capa subrasante de muchas obras viales con buen comportamiento posterior.

En los últimos años se ha empleado como solución -

- el anulamiento de las cualidades de expansión de los suelos, añadiendo aditivos que reaccionan químicamente con el. La cal hidratada ha dado buenos resultados en el tratamiento de capas no muy gruesas (15 - 30 cm). Soluciones por este estilo a base de estabilización de suelos, tienen la doble ventaja de ayudar a minimizar los problemas de expansión y aumentar la capacidad estructural y por consecuencia, un mejor proyecto general del pavimento; en los análisis económicos - con capas estabilizadas no debe olvidarse el incluir las reducciones de espesor de pavimento que se tienen por su uso.

II.- Sobrecargas.- La neutralización de la presión por sobrecarga impide la expansión, el problema estriba en el caso, que es común de que los suelos expansivos estén en la parte superior de las terracerías ó de la subrasante, si es así, el criterio de sobrecarga conducirá a proyectar pavimentos muy gruesos que resultarán muy onerosos.

III.- Subdrenaje y otros métodos.- El reducir a un mínimo los cambios de contenido de agua del suelo activo da buenos resultados. Ha de tenerse en cuenta que la -

- mayor parte de los daños serios en los pavimentos
construidos sobre arcillas expansivas ocurren por
cambios de contenido de agua en las partes laterales
de los terraplenes. '

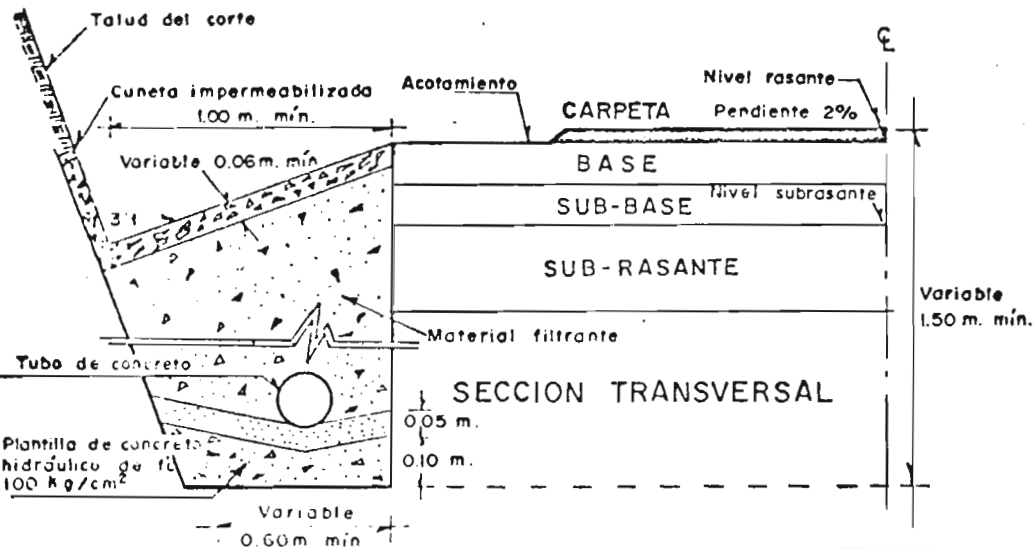
En el proyecto del drenaje y subdrenaje conviene
seguir las siguientes normas:

- 1).- Los acotamientos del camino deben extenderse
mas allá del cálculo geométrico, formando lo que se
llama arropar los taludes. El material que forme las
ampliaciones, deberá ser inactivo en cuanto sea po-
sible.
- 2).- Las instalaciones de drenaje superficial así como
las barreras arboladas ó zonas vegetales que impliquen
acumulación de agua, deben alejarse del pavimento cuan-
to sea posible.
- 3).- Cualquier capa rompedora de ascención capilar,
eliminadora de agua ó cualquier membrana impermeable
de que se disponga para proteger la capa de suelo
activo, deberá extenderse lo suficiente ó llegar a
proyector subdrenes laterales, si fuera necesario.
- 5).- Los subdrenes laterales de zanja pueden ser una
estructura conveniente en éstos problemas. Las zanjas -

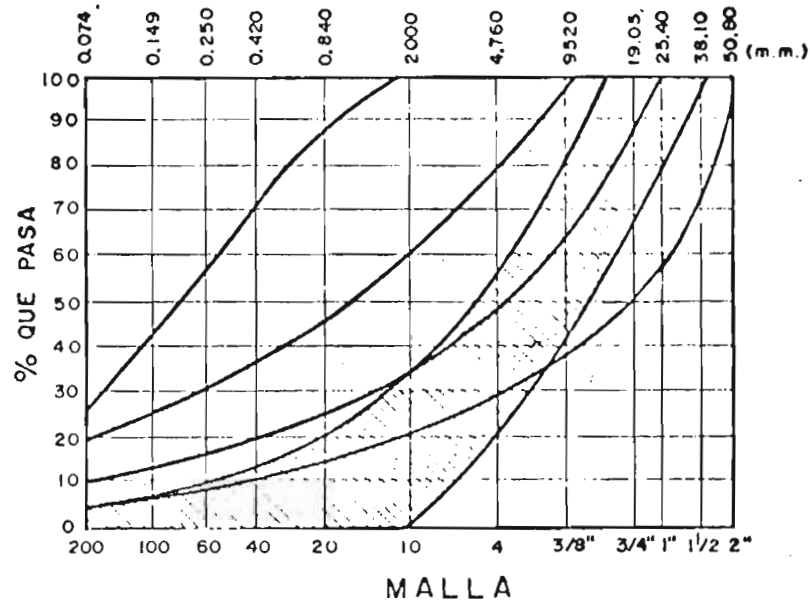
- deberán rellenarse de material filtrante relativamente fino, para que no solo pueda interceptar el flujo lateral hacia el interior de la sección, sino que también pueda constituir una fuente de humedad en el periodo de sequía. (Ver croquis del dren lateral de zanja y su granulometría en la fig IV-4).

La utilización de capas rompedoras de capilaridad puede ser otra alternativa para aislar el cuerpo del terraplén de cambios importantes de contenido de agua. En el caso de membranas asfálticas, aún cuando los consumos de asfalto no son altos (1.5, 1.2, 0.5 lt/m²), de manera que la solución pudiera no quedar prohibida por la economía, posiblemente la capa rompedora de capilaridad será la de mayor garantía a largo plazo.

Es conveniente aclarar que la decisión a tomar de las alternativas antes citadas, dependerá del análisis de costos que se realice con el objeto de conocer la alternativa ó alternativas más económica y factible posible.



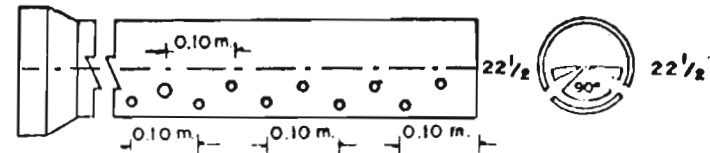
GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA
TAMAÑO DE LAS PARTICULAS EN MILIMETROS



- 125 -

NOTAS :

- 1- LA CURVA GRANULOMETRICA DEL MATERIAL FILTRANTE DEBERA DE ESTAR EN LA ZONA SOMBREADA DE LA GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA. ESTE MATERIAL DEBERA CUMPLIR ADEMAS :
LL ≤ 25% IP ≤ 6%
- 2- SE CONSTRUIRA UNA PLANTILLA DE 0.10 m, DE ESPESOR UTILIZANDO CONCRETO HIDRAULICO DE $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ LA QUE TENDRA FORMA DE MEDIA CAÑA, SOBRE ESTA SE FORMARA UNA CAMA DE 0.05 m, DE ESPESOR EMPLEANDO MATERIAL DE FILTRO, EL CUAL SE APISONARA CONVENIENTEMENTE Y SERVIRA DE APOYO A LOS TUBOS PERFORADOS.
- 3- EL TUBO DE CONCRETO SERA DE 0.15 m DE DIAMETRO INTERIOR MINIMO CON PERFORACIONES DE $3/8"$ SEPARADAS 0.10 m, CENTRO A CENTRO, SEGUN DETALLE DEL TUBO.
- 4- LA PENDIENTE MINIMA DEL TUBO SERA DE 0.5 %.
- 5- EL MATERIAL FILTRANTE SE COLOCARA POR CAPAS DE 0.20 m, DE ESPESOR APROXIMADO, UN POCO HUMEDO Y APISONADO LIGERAMENTE PARA LOGRAR SU ACOMODO.
- 6- SE DEBERA PREVER LA COLOCACION DE REGISTROS EN CADA PROYECTO PARTICULAR



DETALLE DEL TUBO DE CONCRETO

----- ACOTACIONES EN METROS -----

S. A. H. O. P. DIR. GRAL. DE CONSERVACION DE O. P. DEPARTAMENTO DE PROYECTOS OFICINA DE GEOTECNIA Y PROYECTO DE PAVIMENTOS		
PROYECTO TIPO DE SUB-DREN		
DE 19	HOJA N°	FIG. N° 3 - 4

ANEXO. Presas de almacenamiento.

Con el fin de conocer el efecto que las arcillas expansivas tienen en las presas de almacenamiento, a manera de ejemplo citaré, al caso específico de la presa " El Pujal " la cual, sirve de control de avenidas del Río Tampacán el que, a su vez, es afluente del Río Pánuco y cuya cuenca comprende los estados de S.L.P., Guanajuato, Querétaro y Tamaulipas.

Geología del vaso.

La geología del vaso está formada por rocas sedimentarias de origen marino, estos depósitos están representados por la formación Méndez, la formación San Felipe, la formación Agua Nueva y la formación del Abra.

Los depósitos fluviales, están formados por gravas, arenas y limos, estos depósitos son permeables y alcanzan hasta 30 m de espesor.

Para determinar el eje más adecuado para la localización de la boquilla se hicieron las exploraciones geológicas necesarias auxiliándose de sondeos exploratorios y pozos a cielo abierto.

Con el estudio anterior se concluyó que a lo largo del eje de la cortina se distinguen tres zonas diferentes de -

- cimentación :

La zona 1 entre las estaciones 0 + 000 y 2 + 600 con origen local, formada por lutitas y margas de la formación Méndez.

La zona 2 entre las estaciones 2 + 600 y 3 + 750 constituida por depósitos fluviales de permeabilidad variable como son las gravas, arenas y limos resultados de depósitos de cauces antiguos.

La zona 3 entre la estación 3 + 500 y la estación 5 + 800 que está formada por arcillas y limos de alta plasticidad, las cuales son el producto de la intemperización de lutitas y margas de la formación Méndez.

Analizando los perfiles estratigráficos de los sondeos alterados se observó que los depósitos de arcilla, producto de las lutitas intemperizadas que se encuentra debajo de los depósitos de grava y arena, a partir de la estación 3 + 500 tienen una humedad de 30 %, límite líquido mayor de 55 %, y límite plástico de 26 %. Lo cual indica que este material tiene características de los materiales plásticos y por lo tanto susceptible de sufrir deformaciones importantes y perder resistencia al estar en contacto con el agua cuando se encuentre sometido a cargas pequeñas, por lo que se investigó este factor.

La resistencia al corte de las arcillas producto de la lutita intemperizada que forman la zona 3 y parte de la zona 2, es el factor decisivo en la estabilidad de la estructura, y para ello, se realizaron pruebas de tipo triaxial rápida y triaxial rápida consolidada, con el objeto de valorar la evolución de la resistencia al corte a través del tiempo.

Con este fin se eligieron muestras en estado natural de las arcillas de alta plasticidad para ejecutar con ellas pruebas de compresión triaxial rápida. Al mismo tiempo, y con el mismo tipo de materiales se labraron especímenes para hacer las pruebas triaxiales consolidadas rápidas en los cuclles, el espécimen se dejó bajo la presión confinante de la cámara por un lapso de una semana, esto con el fin de investigar y permitir que los especímenes sometidos a bajas presiones tuvieran oportunidad de expanderse y reducir su resistencia lo cual se comprobó ampliamente en el laboratorio, y lo cual, ocurre también en la realidad.

La influencia que tienen las arcillas expansivas de alta plasticidad en la resistencia al corte puede observarse comparando las envolventes de Mohr para las diferentes condiciones de prueba que se muestran en la fig IV-5. En esta figura las envolventes A y B representan las pruebas triaxiales rá -

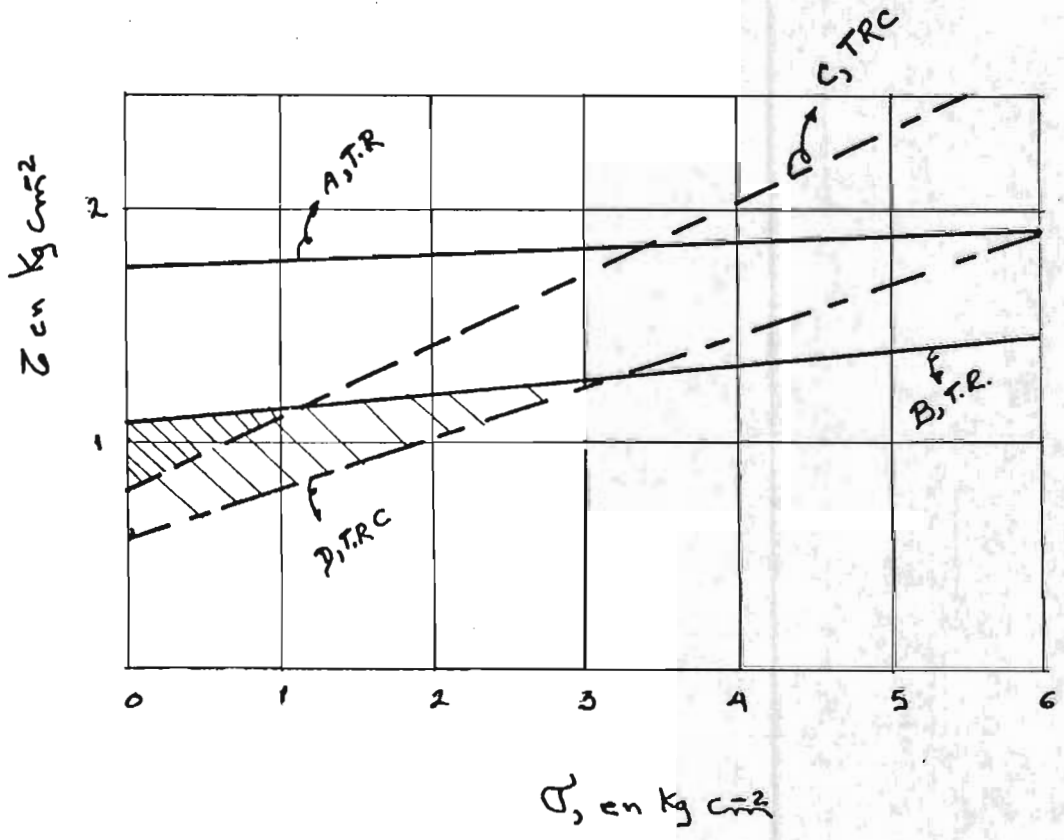
- pidas, y a las cuales no se les permite ningún tiempo de expansión bajo la presión confinante de la cámara.

Las envolventes C y D corresponden a pruebas triaxiales consolidadas rápidas con lapso de expansión del orden de 7 días.

Comparando la envolvente C con la envolvente B, se observa que la resistencia al corte para presiones menores de 1.2 kg/cm^2 , es menor que la correspondiente a la prueba triaxial rápida y que para presiones mayores que este valor, la resistencia al corte aumenta con respecto a la envolvente B. Lo mismo sucede al comparar la envolvente D con la envolvente B para una presión de 3.00 kg/cm^2 .

Por lo tanto podemos concluir que en el peor de los casos, para presiones menores de 3.00 kg/cm^2 la resistencia al esfuerzo cortante disminuye con el tiempo, lo cual debe tenerse muy en cuenta al diseñar las estructuras, ya que si se coloca una sobrecarga menor de 30.0 ton/m^2 la resistencia al corte disminuye con el tiempo.

fig. IV-5.



CAPITULO V

CONCLUSIONES.

El objetivo de esta tésis, fue el de realizar una recopilación, que condujera a mostrar los criterios de identificación de los suelos expansivos, y el de proponer cimentaciones adecuadas, con el fin de prevenir los innumerables daños que se presentan en este tipo de suelos con variaciones volumétricas.

Los suelos expansivos, como se indicó en el Capítulo II, de acuerdo a su composición mineralógica, pertenecen al grupo de la montmorilonita. Para su identificación se presentan en ése mismo Capítulo, los criterios más comunmente empleados, considerando principalmente sus propiedades y características físicas.

El criterio de Skempton clasifica a los suelos en tres categorías, basado en la llamada actividad del suelo, teniendo así; suelos activos, normales e inactivos.

El criterio Alteweyer, se basa en la contracción lineal que está relacionada con el potencial de expansión, teniendo así, para diferentes valores del límite de contracción; suelos críticos, marginales y no críticos.

El Bureau of Reclamation de los EE UU, clasifica a las --

arcillas desde el punto de vista de su potencial de expansión, definido este valor en términos de otras características físicas, como son : El límite de contracción, el índice plástico, el porcentaje de partículas menores de dos micras etc. Las figuras II-1 y II-2 de las páginas 27 y 28, muestran los datos anteriores representados gráficamente. Basados en este criterio, tenemos las gráficas índice plástico - porcentaje de partículas menores de dos micras y peso volumétrico seco - límite líquido, que se muestran en dichas gráficas.

El criterio del PVC relaciona, como se muestra en la figura II-4 de la página 32 el índice de expansión con el cambio potencial de volumen.

Seed y sus colaboradores relacionan el potencial de expansión con la actividad en el sentido de Skempton, y con el índice plástico, obteniendo como se observa en la tabla II-5 de la página 37 la relación que existe entre el potencial de expansión y las características expansivas de los suelos.

Si se desea conocer la proporción mineralógica de una arcilla, así como el tamaño de las partículas, tipo y cantidad de los minerales que la constituyen, deberán emplearse las técnicas de análisis químico y difracción de rayos X -

- que se emplean, como ya se vió en su oportunidad, con técnicas adicionales como el análisis térmico diferencial y la absorción de colorantes.

Esta información requiere de un estudio con personal altamente calificado, y por lo tanto deberá realizarse cuando la magnitud ó la importancia de la obra lo requiera.

En el Capítulo III, se describen los procedimientos de prueba del expansómetro de Hveen y del consolidómetro unidimensional ó de medidas directas, estos métodos se emplean cuando se desea conocer un parámetro cuantitativo de los suelos expansivos, ya que los criterios analizados en el Capítulo II, solo proporcionan una información cualitativa. Los datos obtenidos en las pruebas de expansión, se utilizan para determinar el alcance y la proporción del levantamiento bajo estructuras, las pruebas estiman los cambios de volumen que ocurren en los suelos sujetos a cambios en la humedad natural.

En el método directo la expansión unidimensional se reporta como un porcentaje del espesor inicial de la muestra y permite una una evaluación fácil y precisa del potencial de expansión. Con este método la presión de expansión se valúa fácilmente y sin tener que mantener constante el volumen de la muestra.

El dispositivo de Hveen mide la presión que se desarrolla en el espécimen de suelo, al cual, se le permite absorber agua, y una vez terminado el proceso de expansión, esta se mide en el extensómetro colocado para ese fin. Este caso supone al material con un comportamiento elástico lineal.

Por medio de estos métodos se tiene la información que debe emplearse al proyectar ó construir sobre suelos que tienen expansiones.

Las diferentes soluciones que se proponen en la presente tesis se pueden dividir en forma general en dos grupos:

En el primero se tienen las soluciones que tienden a nulificar las características expansivas de los suelos, estabilizándolos generalmente, con cal ó cemento ó, como en el caso presentado en el punto de bordos en canales en el que se empleó agua con alto contenido salino para lograr un cambio mineralógico y así minimizar la expansión.

En el segundo grupo se tienen las soluciones que permiten el comportamiento natural del suelo, sin que afecte a la estructura construída sobre él.

Dentro de estas soluciones la más empleada consiste en aislar a la cimentación del suelo activo por medio de material granular ó inerte y desplantar los pisos inferiores en una cama-

- de grava-arena de aproximadamente 20 cm de espesor, después de haber quitado más ó menos el mismo espesor de suelo activo, además se debe aislar el piso de la superestructura. En el caso de tener expansiones muy fuertes, la fig. V-1 muestra en el caso de cimentaciones a base de zapatas, la distancia que deberá haber entre el suelo activo y la estructura de cimentación, la cual deberá ser igual al ancho de la zapata.

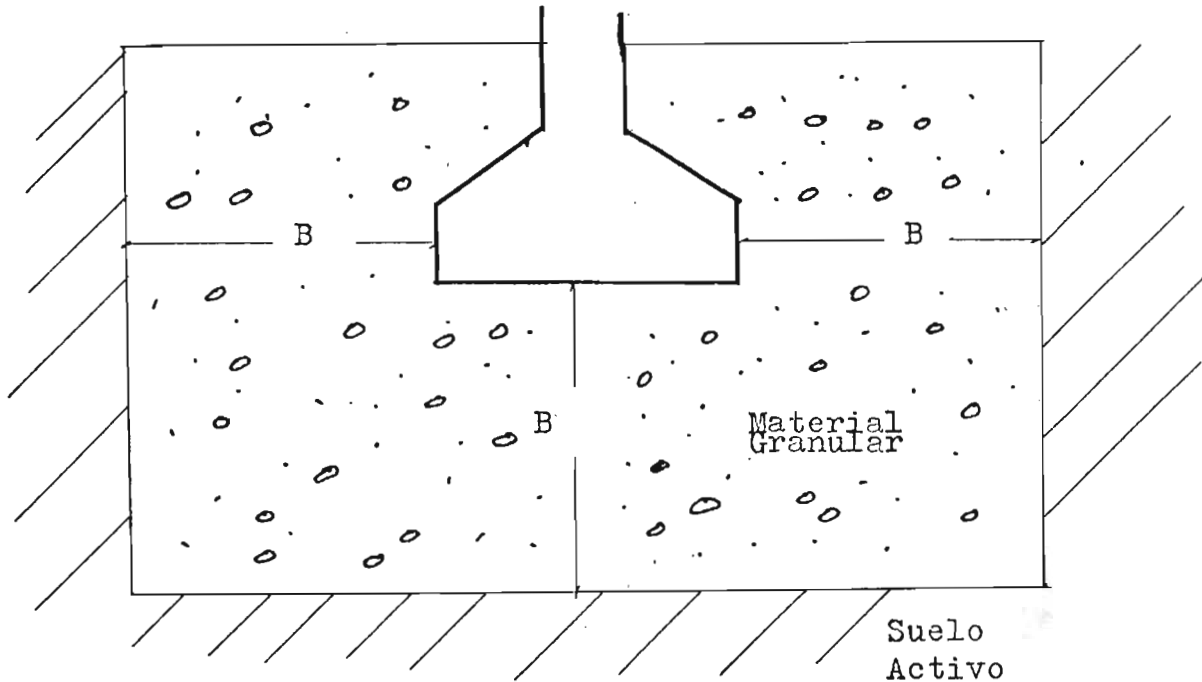


fig. V-1

Este tipo de solución se emplea comunmente en unidades habitacionales. Otras soluciones ó variantes de este tipo de cimentación, se describen en los puntos referentes a casas habitación y naves industriales, en el Capítulo IV de esta tesis.

En el caso de proyectar obras como son las carreteras, aeropistas etc. Las soluciones quedan también clasificadas dentro de los dos grupos que se describen en la pag. 90 del Capítulo II, ó sea que se pueden emplear estabilizaciones con cal ó cemento como lo describe el primer grupo ó permitir que el suelo se comporte naturalmente como lo describe el segundo grupo, realizando para esto las recomendaciones que se proponen en el punto referente a pavimentos flexibles del Capítulo IV y que esencialmente consisten en : Arropar taludes, realizar obras de drenaje, colocar capas filtrantes ó membranas impermeables etc.

Con relación a los daños que los suelos expansivos provocan en las estructuras es conveniente señalar, que en México no se ha hecho una evaluación de los daños ocasionados por este tipo de suelos. Para tener una idea de la importancia que esto tiene, por ejemplo, en la tabla V-1 muestra un estudio hecho en los EE UU y que podría intentarse en México para tener una idea de lo importante del problema, pues las pérdidas las valúan en millones de dólares.

TABLA V-1.

Tipo de construcción	Promedio anual de pérdidas en millones de dólares en EE UU por la presencia de suelos expansivos.
Casas habitación	300
Edificios comerciales	360
Multifamiliares	80
Andadores calzadas y áreas de estacionamiento	110
Caminos	1 140
Estructuras bajo tierra	100
Aeropuertos	40
Otros	125
Total	2 255

Para ubicar mejor la tabla anterior, los costos en EE UU originados por los problemas con suelos expansivos son, mucho mayores que los originados por huracanes, inundaciones y sismos, combinados.

De todo lo anterior se concluye que es necesario realizar en México, estudios complementarios para determinar este tipo de pérdidas que se piensa, provoca anualmente una fuga de muchos millones de pesos, así también podría intentarse una zoni-

- ficación de la República Mexicana correlacionando la carta de climas con la de suelos expansivos, para detectar probables zonas con este tipo de suelos.

Es conveniente hacer hincapié en la importancia que tiene una buena solución y esta dependerá, principalmente del estudio de Mecánica de Suelos que se haga del caso específico de que se trate, para así determinar la solución más adecuada, técnica y económicamente,

Por último es necesario remarcar que la zonificación y los criterios de identificación de los suelos expansivos, solo dan idea cualitativa de los mismos, pero al identificarlos, se deben realizar las pruebas de laboratorio necesarias para cuantificar las expansiones y las presiones de expansión, como son las pruebas de deformación unidimensional y las del expansómetro de Hveen.

BIBLIOGRAFIA.

Clay Mineralogy .- Grim R.E. .- New York .- 1953.

Formación de Bordos con Arcillas Expansivas .- Muñoz Martínez Jesús .- Secretaría de Recursos Hidráulicos .- Vol. III .- Num. 4 .- México .- 1973.

Foundation on Expansive Clays .- Chen F.H. .- New York - 1974.

Geologic Origin and Distribution of Swelling Clays .- - Tourtelot H.A. .- Vol. 1 .- 1973.

La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres .- Rico A. y Del Castillo H. .- Vol 2 .- México .- 1977.

Las Arcillas expansivas de la Cd. de Querétaro .- Juárez Rodríguez F.H. .- Tesis Profesional .- U.N.A.M. .- México.- 1979.

Mecánica de Suelos .- Juárez Badillo, Rico Rodríguez .- Tomo II .- México .- 1979.

Mecánica de Suelos .- Whitman and Lambe .- México .- 1981.

Presa El Pujal .- García Altamirano G. .- Tesis Profesional .- U.N.A.M. .- 1964.

Principies of Engineering Geology and Goetechnics .-

Krinine, Dimitri, P. .- New York .- 1961.

VII Reunión de Mecánica de Suelos .- 1974 .- México.

VIII Reunión de Mecánica de Suelos .- 1976 .- México.

Suelos Expansivos y Colapsibles de la República Mexicana.-

La Mecánica de Suelos en las Construcciones para la Se -
guridad Social .- Instituto Mexicano del Seguro Social .-

Soiltec S.A. .- México .- 1974.
