

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES

"COMPORTAMIENTO DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DE LA
REGION NORTE DEL PERU"

Tesis que como requisito
para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA
(Mecánica de Suelos)

presenta:

Ing. ARNALDO CARRILLO GIL

Director de Tesis:

Dr. Daniel Reséndiz N.

BIBLIOTECA DE LAS DIVISIONES
DE INVESTIGACION Y DE ESTUDIOS
SUPERIORES DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA.

MEXICO
Junio 1969

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

A mi MADRE con todo el cariño y devoción que le tengo, y como una ofrenda a todos sus sacrificios y desvelos que ha pasado para hacernos profesionales de bien.

"COMPORTAMIENTO DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DE LA
REGION NORTE DEL PERU"

SUMARIO	Página
CAPITULO I. - EL PROBLEMA DE EXPANSION DE LAS ARCILLAS EN EL PERU	1
CAPITULO II. - INTERPRETACION DEL MECANISMO DE EXPANSION DE LAS ARCILLAS	12
CAPITULO III. - ENSAYOS DE LABORATORIO Y PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS	20
CAPITULO IV. - METODOS DE RECONOCIMIENTO CUALITATIVO DE LAS CARACTERISTICAS DE EXPANSION	28
CAPITULO V. - METODOS DE CALCULO DE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA EXPANSION DE LAS ARCILLAS	32
CAPITULO VI. - ALGUNOS ASPECTOS GEOLOGICOS DE LA REGION NORTE DEL PERU	39
CAPITULO VII. - COMPORTAMIENTO FISICO Y MECANICO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS DE LA REGION NORTE DEL PERU	44
CAPITULO VIII. - CALCULO DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA EXPANSION DE LAS ARCILLAS SOBRE LAS CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS LIVIANAS	59
CAPITULO IX. - RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL A TEORIA EXPUESTA Y SU APLICABILIDAD A CASOS REALES	68
APENDICE: ENSAYO DE HINCHAMIENTO EN EL CAMPO	76
AGRADECIMIENTO:	81
REFERENCIAS:	82

CAPITULO I

EL PROBLEMA DE EXPANSION DE LAS ARCILLAS EN EL PERU

Los problemas que se presentan al cimentar edificaciones sobre arcillas expansivas o bentoníticas en ciertas regiones del norte del Perú, se han manifestado de manera muy marcada en años recientes, ocupando áreas extensas que anteriormente fueron campos de cultivo de gran rendimiento agrícola, este fenómeno producido por movimientos espontáneos del subsuelo arcilloso debido a cambios de equilibrio en su contenido de humedad natural, produciéndose asentamientos considerables en las edificaciones que reciben, además de otras fallas visibles en los elementos estructurales y constructivos de las mismas.

En algunos casos cuando este fenómeno se presenta por primera vez o no es analizado debidamente, los agrietamientos producidos se atribuyen a asentamientos diferenciales del subsuelo o a defectos constructivos, debido a las características iniciales del proceso, sin embargo el fenómeno es inverso, ya que los asentamientos son en realidad levantamientos debidos a expansión de las arcillas subyacentes a estas construcciones.

Este fenómeno ocurrió en la ciudad de Chiclayo, Perú (1), donde se pensaba que el suelo fallaba por hundimiento, debido a la baja capacidad soportante del terreno de cimentación, que al recibir las cargas transmitidas por las paredes daba lugar a asentamientos diferenciales de cierta consideración, lo que producía agrietamientos en los muros de ladrillo, para solucionar este defecto se tomaron medidas con respecto a la resistencia del suelo, aumentándose el área de contacto del cimiento, sin embargo los agrietamientos continuaron o los desperfectos fueron mayores.

El proceso de expansión de las arcillas se ha presentado en el Perú, principalmente en la parte norte del país, ocupando áreas más o menos extensas en los departamentos de Piura, Lambayeque y la Libertad produciendo daños en diferentes tipos de estructuras ingenieriles. Las zonas donde se ha detectado el fenómeno pueden verse en el mapa del país adjunto.

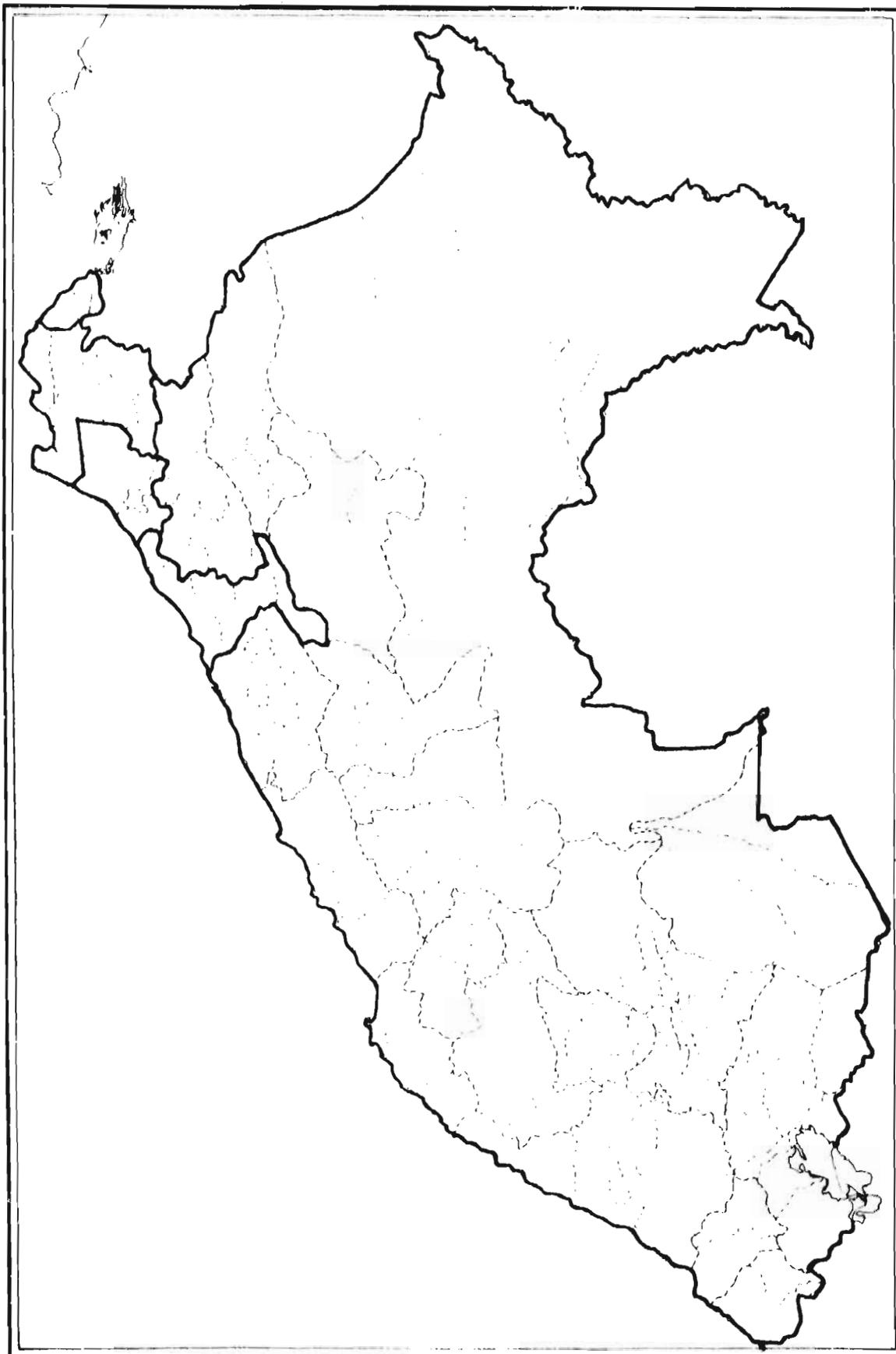
En el Perú, aparentemente son los movimientos irreversibles los que predominan en las arcillas y clima del país, levantamientos similares a los ocurridos en otras partes del mundo (Texas y Sudáfrica por ejemplo), siendo menos predominantes los debidos a cambios de clima seco a lluvioso y aun menos importantes los movimientos anuales periódicos, hecho afortunado de nuestra parte, ya que estudios efectuados en diferentes países que sufren este mismo fenómeno, indican que los movimientos debidos a la variación estacional son mucho más peligrosos que los levantamientos irreversibles, ya que producen grietas que se abren y cierran de acuerdo a la estación del año o bien las edificaciones ascienden o descienden de nivel. Aparentemente se ha presentado un caso único similar en parte de las casas construidas en la Base Aérea de Talara, en Piura, que actualmente se encuentran abandonadas.

Los movimientos irreversibles dan lugar a levantamientos progresivos de las diferentes partes de la edificación que eventualmente producen su completa destrucción y pueden ser reparados una vez finalizado el movimiento, siempre que sea posible determinar con cierta aproximación el equilibrio final de expansión del suelo. En algunos casos también pueden presentarse combinaciones de ambos mecanismos, dando lugar a un movimiento estacional reversible transformado en un movimiento progresivo de alguna parte específica de la construcción.

Este fenómeno que ahora se estudia en el Perú, se ha presentado en muchas regiones del mundo donde ha sido analizado en cada caso especial, mucho de lo que se ha escrito sobre ello se presenta en este trabajo ya que han sido considerados de interés para el caso que nos ocupa.

Entre los países donde se ha detectado este fenómeno podemos mencionar: Canadá, España, Argentina, Sudáfrica, Israel, India, Marruecos, Argelia, Estados Unidos, Rusia y Egipto; en todos ellos el fenómeno se encuentra ligado a regiones de clima seco y aridez permanente, o bien que cuentan -

* (1): Los números indican la correspondiente referencia en orden correlativo, las cuales se adjuntan al final de este trabajo.



Fuente: Mapa del Perú, I.G.M., 1963

1:8'000,000

Editorial Gollancz S.A. LIMA

con una estación muy seca y otra lluviosa. En nuestro caso ocurre en los departamentos del norte del Perú, donde el clima es cálido por su cercanía al Ecuador y muy seco y árido por falta de lluvias periódicas en la zona, estado que, ciclicamente se modifica por precipitaciones pluviales abundantes (aproximadamente cada veinte años) caso típico es la región donde se encuentra ubicada la "Irrigación y Colonización San Lorenzo", en el departamento de Piura.

Debido al clima, o cuando se somete el suelo a procesos continuados de desecación por drenaje o eliminación de riegos, estas tierras desarrollan grietas por contracción que llegan a cierta profundidad, generalmente mayor de un metro (figura 1), la profundidad de este agrietamiento se aproxima al valor de la profundidad activa con respecto al efecto de expansividad de la arcilla y es característico de estos suelos al-

Figura 1- Agrietamiento del suelo - por desecación en las arcillas expansivas de la Base Aerea de Chiclayo, Perú. La profundidad de las grietas llega a 1.50 mts.



excavar un pozo o cielo abierto, encontrar al suelo formando pequeñas columnas que se inician en la superficie terminando en la parte inferior de la zona activa, donde, el efecto de desecación es menor. Esta deformación diferencial genera esfuerzos internos en las arcillas produciendo agrietamientos verticales y horizontales, dando lugar a la formación de pequeños bloques bastante frágiles (figura 2), esta fisuración se presenta cuando la arcilla está en estado muy seco, no siendo posible muchas veces, obtener muestras inalteradas para su posterior examen y ensayo de laboratorio.

De otra parte, en los casos en que estas arcillas han sido encontradas formando parte de taludes, como en el caso de la Caída de Yuscay, - en la Colonización San Lorenzo Piura, y en pozos excavados para la insta-

lación de buzones para desagüe, en la ciudad de Chiclayo (Figura 3), - el efecto de las lluvias o humedecimientos localizados con la incoación posterior, han generado profundas grietas que mas tarde hacen perder esta bilidad al talud provocando derrumbes considerables de material.

Figura 2- Corte en ar-
cillas expansivas. La es-
trutura de la parte su-
perior de la arcilla se ha
fisurado debido a la de-
secación diferencial, que
ha producido grietas ver-
ticales y horizontales.
Base Aerea Chiclayo, Perú.

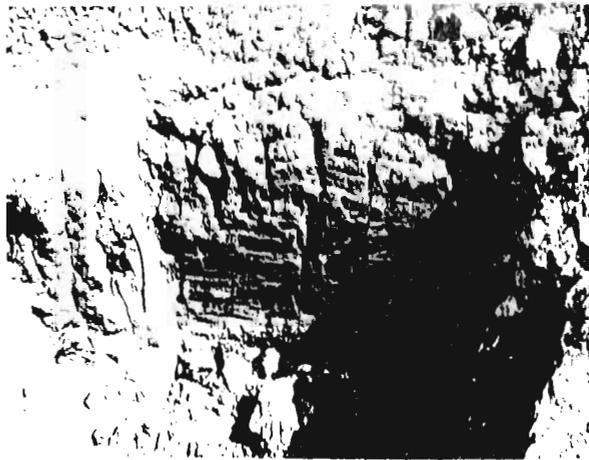
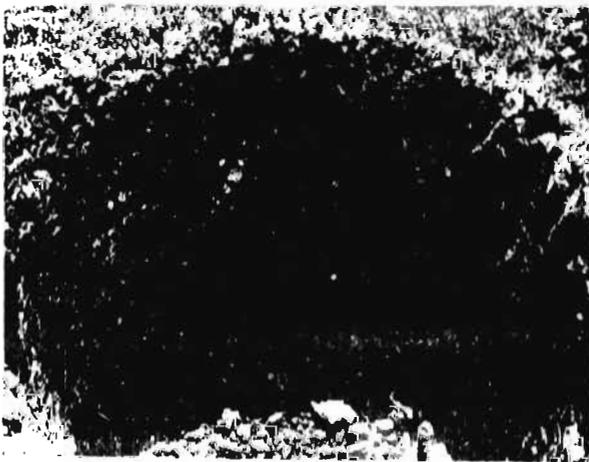


Figura 3- Pozo exca-
vado en arcillas expansi-
vas para la colocación de
buzones, la incoación ha-
ce perder estabilidad a-
sus paredes y despues de
algunos dias se caen ce-
rrando el pozo.
Urbanización Chiclayo, Chi-
clayo-Perú.

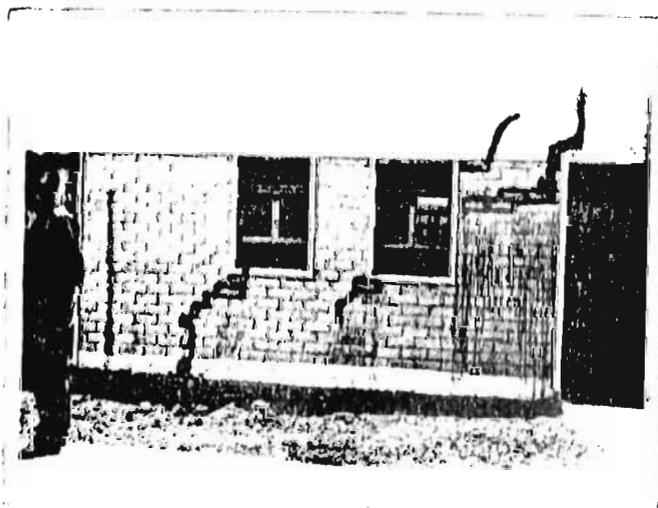


Analizaremos ahora, las probables causas que han originado este fenómeno en el Perú, de acuerdo a las circunstancias específicas que se han presentado en cada caso.

En primer lugar citaremos la anegación localizada debida a la rotura de instalaciones de drenaje, agua y desagüe, evacuación de aguas pluviales, inundaciones por falta de drenaje y riego de jardines. En este caso se produce una modificación rápida del estado de humedad natural del suelo produciendo un acelerado aumento de volumen de las arcillas con el consiguiente efecto perjudicial para cualquier estructura que se encuentre sobre ellas.

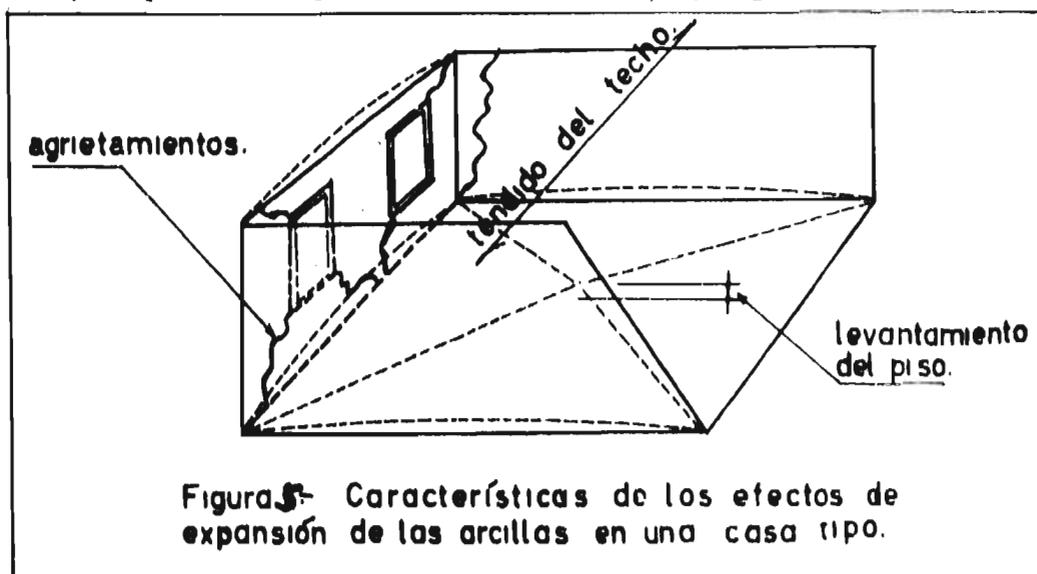
Este caso se presentó en la Urbanización Bolognesi en la ciudad de Chiclayo, donde en una región de antiguos campos de cultivo se construyeron casas de tipo económico en número aproximadamente de trecientas, en las que cuando el sistema de agua sufrió un desperfecto en las bombas se inundó una zona de casas (Figura 4), produciéndose agrietamiento de muros, levantamiento de pisos en forma de cúpula e impidiendo que se cierran y abran libremente puertas y ventanas.

Figura 4- Agrietamiento típico de las casas de un piso, debido a la expansión vertical irreversible de las arcillas causado por anegación localizada - Urbanización Bolognesi (Barrio Moshoqueque), Chiclayo, Perú.



En la misma zona mencionada se presentaron casos debidos a roturas de sistemas de desagüe, generando no solamente movimientos verticales, sino también empujes laterales que produjeron el desplome de las paredes, con riesgo a caerse hacia la casa vecina. Los mayores agrietamientos en estos casos ocurrieron en los muros de tabiquería, que no soportaban el peso del

Techo, además era también notorio en la mayor parte de los casos que debido al peso de los muros portantes, éstos no habían sufrido daños considerables, excepto en las juntas con la tabiquería. (Figura 5).



Otra causa frecuente es la presencia de vegetación próxima a las edificaciones, esto conduce a zonas localizadas de desecación o humedecimiento, produciéndose según los casos, variación en el contenido de humedad natural del suelo y aumento de volumen de las arcillas. Este hecho se ha manifestado en algunas zonas de las ciudades de Chiclayo y Piura (Figura 6), especialmente en la Base Aérea de Chiclayo.

Un caso muy importante es la modificación en el equilibrio de humedad de la arcilla debido a la construcción de una estructura sobre ella. Este efecto es muy notorio en los alrededores de la ciudad de Piura (Figura 7), específicamente en áreas que ocupa la Colonización San Lorenzo, donde ocurre un estado de aridez casi permanente modificado por periodos lluviosos importantes y no frecuentes, sufriendo además durante todo el año insolación continua debido a su posición geográfica.

En esta zona la evaporación es superior a la precipitación de agua, y cuando se construye una estructura se impermeabiliza prácticamente la zona que ésta ocupa, por lo tanto la masa de suelo subyacente llega a tener después de un tiempo una temperatura inferior a la zona no protegida. La falta de evaporación tiende a aumentar el contenido de humedad natural del suelo y la diferencia de temperatura entre la zona protegida y no protegida da origen, según lo expuesto por el Dr. Jiménez



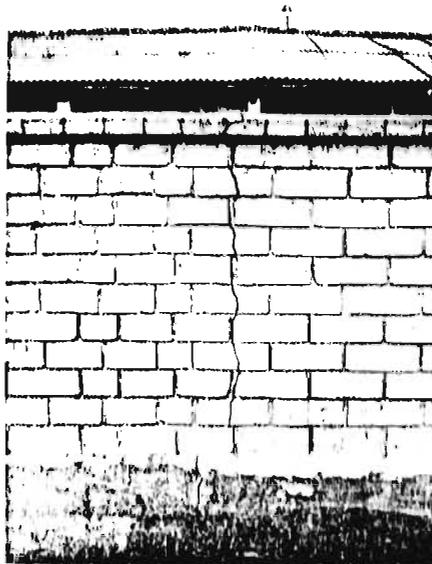
Figura 6. -Agrietamiento en veredas exteriores debido a riego de jardines, efecto de la vegetación - cercana y diferencia de temperatura en el suelo - subyacente - Comedor del agrupamiento 10-4, Colonización San Lorenzo, Piura.

Figura 7.-Agrietamiento de un patio exterior - cubierto, debido a la modificación en el equilibrio de humedad del suelo subyacente entre la zona protegida por el patio y la no protegida. -Casa Tipo, Campamento 10-4, Colonización San Lorenzo, Piura.



Salas (2), al fenómeno de termo-ósmosis, aumentando aun más el contenido de agua del suelo debajo de la casa, esto al pasar el valor crítico rompe el equilibrio natural de humedad y da comienzo al aumento de volumen de las arcillas levantando las partes menos pesadas de la edificación de una manera progresiva e irreversible. Esta deformación se acentúa más en los elementos constructivos de cerco, acusando grietas más pronunciadas en el centro del elemento estructural que en sus extremos (Figura 8), debido en parte a la restricción causada por el monolitismo de las esquinas y a que en el centro la impermeabilización es mayor, así co-

Figura 8 - Aprieta-
miento de muros de cer-
co cimentados sobre ar-
cillas expansivas en
el Agrupamiento de ca-
pas del Campamento #
10-4 de la Colonización
San Lorenzo, Piura, Perú.
El muro tiene cuarenta
centímetros de espesor
y es de ladrillo com-
pacto.



mo el aumento de humedad y el hinchamiento producido. Este mismo efecto se presenta en las áreas cubiertas por los pisos, en los cuales el levanta-
tamiento en forma de cúpula genera grietas en sentido diagonal que lle-
gan a tener cierta consideración (Figura 9).

Por último podemos considerar el caso de un aumento definido de
humedad, tal como el que ocurre en obras hidráulicas desplantadas en es-
te tipo de suelo, principalmente canales y túneles de salida de agua en-
los que es inevitable se mantenga un cierto grado de saturación del sue-

lo por la misma naturaleza de la estructura. En el Perú han ocurrido daños muy considerables en la construcción de los canales del Proyecto del Quiróz en el departamento de Piura (Figura 10))).

Figura 9 .-Agrietamiento en pisos apoyados directamente en arcillas expansivas. El levantamiento del suelo en forma de cúpula ha determinado grietas en dirección diagonal al paño de la habitación.-Colonización San Lorenzo-Piura Perú.

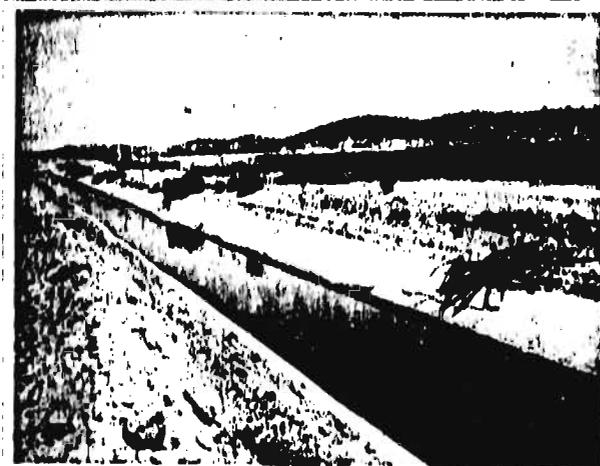


Figura 10 .-Agrietamientos en obras hidráulicas construidas sobre arcillas expansivas. Proyecto del Rio Quiróz, Piura, Perú.

Otra de las características del fenómeno, es que los resquebrajamientos producidos por la expansión de las arcillas no presentan tipicidad, considerándose agrietamientos completamente anárquicos, esto debido a que las causas que motivan la expansión de las arcillas son muchas y variables, caso contrario ocurre con los agrietamientos producidos por asentamiento de las estructuras, los cuales son fáciles de reconocer por su forma y ordenamiento.

También se puede mencionar el efecto que puede producir en este fenómeno, el contenido de sales que tenga el agua que produce el aumento de volumen, esto se discute más adelante y en muchos trabajos se trata del aspecto físico-químico como un factor importante, haciéndose notar que los suelos expansivos cercanos a la ciudad de Lambayeque - Chiclayo, tienen aguas fráticas cargadas de alto porcentaje de sales, debido al ensalitramiento de los terrenos por los continuos cultivos de vegetales ávidos de agua, detectándose el nivel freático muy cercano a la superficie.

Algunos resultados de estudios realizados en las áreas afectadas por este fenómeno en la región norte del Perú se indican en capítulos posteriores.

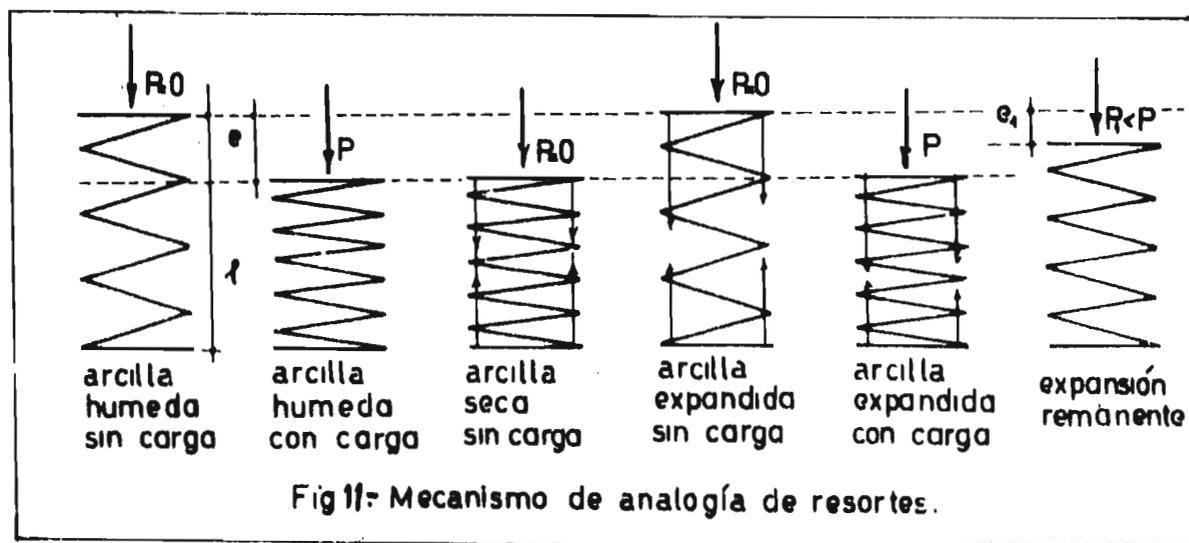
CAPITULO II

INTERPRETACION DEL MECANISMO DE EXPANSION DE LAS ARCILLAS

Muchos autores han interpretado el mecanismo de la expansión de las arcillas describiendolo y discutiendolo en detalle, sin embargo este hecho no ha podido ser todavía completamente entendido en toda su magnitud, en esta parte del trabajo mencionaremos algunos de ellos denominandolos de acuerdo a las hipótesis que han sido establecidas.

R. E. Means 1959, (3) considera un mecanismo que podríamos llamar mecánico o de analogía de resortes, bajo la consideración del efecto de capilaridad del agua intersticial del suelo. Considerese un resorte elástico descargado de longitud 'uno', que vendría a ser la arcilla expansiva húmeda sin carga, luego aplicamos al sistema una carga P, que producirá en el resorte una cierta deformación "e" absorbiendo íntegramente la carga P, este estado sería el de la arcilla húmeda cargada. Si en estas condiciones aplicamos al sistema un par de tirantes de manera de mantener al resorte en esta posición considerando que los tirantes se encuentran en tensión y que el resorte tiene un módulo de elasticidad muchas veces mayor que ellos,

de tal manera que la deformación se mantenga y cualquier carga menor - que P no cause deformación adicional en el sistema. Bajo esta consideración podemos gradualmente disminuir la carga P hasta llegar a cero - produciendo el secado gradual de la arcilla al final tendremos un suelo seco sin carga, que fue saturado hasta su límite de contracción. - Ahora bien, si los tirantes son cortados o eliminados, como no hay carga en el resorte se expande en una cantidad igual a la "e" inicial, - esto sucede cuando a la arcilla considerada se le agrega agua de manera que destruya los meniscos de la superficie, la tensión de poro se recupere y la arcilla quede libre para hincharse en su porción elástica. Si la carga P se hubiera encontrado encima del resorte cuando fueron cortados los tirantes, no hubiera ocurrido rebote, este efecto de acuerdo a su magnitud puede causar daños en la superestructura colocada si no son toleradas por ella.



Otra de las interpretaciones recientes basadas en las ideas de la Mecánica de Suelos moderna, tratan de explicar el fenómeno por medio de un proceso físico-químico que permite evaluar la presión de hinchamiento en illitas y montmorilonitas, tipos de arcillas en los que se producen expansiones considerables. Muchos autores han establecido que el hinchamiento de las arcillas bajo humedecido es una manifestación de fuerzas repulsivas que actúan entre las partículas del

suelo, estas fuerzas repulsivas son originadas por los iones del componente difuso de la doble capa de agua que rodea a las partículas, la causa repulsión entre las superficies coloidales cargadas. Estas fuerzas repulsivas han sido estudiadas y discutidas por Langmuir, 1938 (4), Frumkin y Gorodetskaja, 1938 (5), Shofield, 1946 (6), y Verwey y Overbeek, 1948 (7), quienes han derivado ecuaciones teóricas para el cálculo de presión de hinchamiento, sin embargo hay muy pocos datos que correlacionan estas ecuaciones teóricas con mediciones experimentales de la presión de hinchamiento bajo condiciones muy bien definidas de concentración de electrolitos y tipos de iones intercambiables.

Los trabajos de Bolt y Miller, 1955 (8), y de Warkentin Bolt y Miller, 1957, (9), indican un avance en este aspecto. Ellos calculan la presión de hinchamiento de illitas y montmorillonitas, como una función de la concentración de arcilla y de electrolitos sus resultados cualitativamente confirman sus predicciones teóricas, considerando ciertas derivaciones debidas al conveniente arreglo de las partículas en forma paralela. Las predicciones teóricas de la presión de hinchamiento se basan principalmente en la consideración de sistemas paralelos de placas cargadas en soluciones de electrolitos, derivando ecuaciones a partir de la Teoría de la Doble Capa Difusa bajo la idea de calcular el potencial eléctrico en un plano central entre las dos partículas paralelas, obteniendo una integral elíptica completa de la forma:

$$\kappa(d+x_0) = 2e^{-\kappa d/2} \int_{\phi=0}^{\phi=\pi/2} \frac{d\phi}{\sqrt{1 - e^{-2\kappa x} \operatorname{sen}^2 \phi}}$$

que ha sido resuelta por los autores y tabulada para la presión de hinchamiento (que en este caso es la presión osmótica) como una función del potencial eléctrico en el punto medio de partículas paralelas separadas por una distancia $2d$. (Tabla 1)

Los electrolitos utilizados en estos ensayos fueron del tipo simétrico, teniendo en cuenta que para los no-simétricos (con apreciable concentración de aniones) se pueden considerar estos valores sin error apreciable debido a que las distancias entre las placas son pequeñas. Por otra parte deben considerarse los errores en las hipótesis adoptadas para llegar a estos resultados. Estos errores vienen de tres fuentes principales que son las siguientes:

- a) En primer lugar con respecto a la aplicación de la Teoría de Gouy Chapman, la que descuida los aspectos de interacción iónica,

Por lo tanto, podemos concluir que si usamos una combinación de la Teoría de Gouy con la relación de Van-Hoff, puede esperarse que la presión de hinchamiento sea muy alta en regiones de muy bajas presiones y probablemente muy baja en regiones de muy altas presiones, en este último caso la interacción iónica causa un error positivo en la teoría de Gouy y un error negativo en la relación de Van-Hoff. Sin embargo, los experimentos realizados por estos investigadores indican que bajo cierto valor de la compresión, las partículas de una suspensión floculada de illitas o montmorilonitas toman un arreglo paralelo, encontrándose que para las montmorilonitas sódicas este hecho ocurre para las presiones finales superiores a 20 atmósferas; a pesar de ello ningún mecanismo con respecto a fuerzas de atracción que opere bajo estas circunstancias ha sido aceptado y menos verificado experimentalmente para las condiciones que nos presentan los suelos.

Otra explicación, un tanto diferente en su forma pero igual a la anterior por su mecanismo ha sido dada por el Dr. C. Ruiz, 1960 (11), - quien indica que toda explicación del proceso de hinchamiento debe partir de la consideración de la naturaleza y magnitud de las fuerzas que determinan la succión del agua en el suelo bajo un contenido de humedad inicial determinado, ya que la capacidad para absorber agua es el resultado de la tendencia del sistema a pasar a una condición más estable bajo pequeñas pérdidas de energía libre, luego las fuerzas que determinan la retención del agua por el suelo (presiones osmóticas), son las responsables de las características de hinchamiento del material.

Por ello se puede considerar como base de comparación, al fenómeno de consolidación del suelo, en éste la carga aplicada balancea la presión osmótica o hidrostática existente en la fase acuosa del sistema, con su contenido de agua de equilibrio, mientras que en la expansión, la presión osmótica es balanceada por la sobrecarga aplicada y la resistencia interna del sistema, produciendo la expansión y permitiendo la entrada de agua, de lo que se deduce que la fuerza activa de expansión es la presión osmótica de la fase acuosa del sistema agua-suelo. Esta fuerza decrece con el incremento de contenido de agua, opuesta a esta fuerza activa existen fuerzas internas de resistencia del sistema que se pueden considerar como la suma de una resistencia mecánica - responsable de la deformación por expansión, y una resistencia viscosa producida por el acceso de agua que produce la expansión en los poros del suelo, esta resistencia es una función de la viscosidad misma del agua y de la permeabilidad del conjunto. De esto se deduce que la capacidad para desarrollar presión de hinchamiento depende de estos factores, estableciéndose que para suelos expansivos remoldeados no cementados, se tiene una baja resistencia de deformación y un alto flujo viscoso, - mientras que en suelos inalterados o cementados la resistencia de deformación es muy alta.

saturación dieléctrica, energía de polarización de los iones y adsorción específica (adsorción química), factores que fueron discutidos por Bolt, 1954-1955 (10) en su Tesis Doctoral. Se puede decir que el efecto combinado de estos cuatro factores causa errores en la aplicación de la Teoría de Gouy que pueden variar de 0% a 20% en aproximación por exceso con respecto a los valores reales.

- b) En segundo lugar debe tomarse en cuenta la hipótesis del arreglo paralelo de las partículas en suspensión, lo que corresponde a la posición de mínima energía del sistema. En consecuencia, la energía cinética de las partículas en la región de las presiones de hinchamiento, viene a ser muy pequeña en comparación con la energía repulsiva debida a la interacción de la doble capa, y,
- c) Por último la relación de Van-Hoff para el cálculo de la presión osmótica en el caso de placas de arcillas, donde la concentración de cationes excede a la de aniones, la solución central contiene un exceso de iones de un signo, que a pesar de poderse aplicar - las correcciones necesarias, estas se invalidan si el potencial central se incrementa considerablemente, siendo probable que la presión osmótica de una solución mono-iónica exceda a los valores calculados por Van-Hoff para concentraciones bajas, encontrandonos en el caso de las soluciones electrolíticas neutrales.

T A B L A I

(Valores de $K(d+x_0)$ como una función del potencial eléctrico reducido y_c en medio de placas paralelas separadas por una distancia $2d$.)

y_c	$K(d+x_0)$
0.035	5.4
0.098	4.4
0.270	3.4
0.440	2.9
0.690	2.4
1.070	1.9
1.750	1.3
2.440	0.93
2.950	0.72
4.050	0.41
5.430	0.21

Por último indicaremos un mecanismo de expansión que considera el comportamiento de los suelos como el resultado de cambios - en el equilibrio de sus componentes mecánicos y físico-químicos, - C. Noble, 1966 (12), expresa este hecho por medio de una ecuación de equilibrio para suelos saturados presentada por Lambe, 1958-1960 (13-14):

$$\sigma = \sigma' + u + R - A.$$

Donde: σ Esfuerzo externo aplicado
 σ' Esfuerzo intergranular (mineral-mineral)
 u Presión de poro del fluido
 R Esfuerzo de repulsión (Coulómbico)
 A Esfuerzo de atracción entre partículas (Van der-Waals).

Para suelos parcialmente saturados es necesario un término adicional a esta ecuación a fin de considerar los esfuerzos aire-mineral, pero es probable que estos no existan si el suelo contiene suficiente agua para una hidratación inicial de las partículas.

Para un verdadero suelo disperso, el esfuerzo intergranular σ' , se anula y el comportamiento se debe solamente a su componente físico-químico. En suelos flocculados y suelos naturales que tengan solamente empaques que u otras estructuras complejas, existiran esfuerzos intergranulares y por lo tanto un componente mecánico. La magnitud de este componente fue determinado por Seed et al., 1962 (15), midiendo el hinchamiento de una concentración electrolítica igual a la concentración del plano entre las partículas y de esta manera eliminando el componente osmótico o físico-químico. La existencia del potencial de hinchamiento en un espécimen no confinado implica un balance entre los valores positivos de $\sigma' - A$, y el valor negativo de u . El acceso de agua libre da por resultado un incremento de u y un decremento en $(R - A)$, incrementandose el espacio entre las partículas, hasta que el equilibrio es otra vez obtenido. Así el contenido de agua inicial, la densidad y las cargas aplicadas, controlaran el equilibrio final. Desde que la estructura de un suelo y su repulsión neta o atracción son interdependientes, la estructura debe considerarse como una propiedad de identificación o como una variable dependiente en la consideración del mecanismo del hinchamiento.

El componente físico-químico del hinchamiento es considerado también en este caso bajo la base de la teoría de Gouy-Chaman como se ha indicado anteriormente (Bolt, 1955 (8), Ruiz, 1960 (11), la integral de Bolt puede simplificarse desechando aniones con pequeñas pérdidas en aproximación y de la Teoría de la Doble Capa Difusa encontramos que la concentración de cationes en un plano central entre las dos partículas esta dada por:

$$C_d = \frac{\kappa^2}{\nu^2 B (d+x_0)^2}$$

- Donde: C_d Concentración en el plano medio en moles por litro,
 ν Valencia de ión,
 B Constante que depende de la temperatura y que puede tomarse como $B = 10^{15}$ cm/m. mole,
 x_0 Constante que depende de la densidad superficial de carga, aproximadamente se puede considerar:
 $x_0 = 4/(\nu B G)$; para illitas $1/\nu \text{ \AA}$; para caolinitas $2/\nu \text{ \AA}$; para montmorilonitas $4/\nu \text{ \AA}$.
- Donde: G Es la densidad superficial de carga,
 $2d$ Distancia entre partículas en \AA .

La ecuación de Van-Hoff evalúa las presiones de hinchamiento como diferencia de la presión osmótica entre la concentración en el plano medio entre las partículas y la solución libre, para iones monovalentes es:

$$P_s = RT (C_d - 2C_0)$$

- Donde: P_s Presión de hinchamiento,
 R Constante del gas,
 T Temperatura absoluta,
 C_0 Concentración de cationes en la solución libre

esta ecuación se puede escribir aproximadamente:

$$P_s = 25 (C_d - 2C_0)$$

- Donde: P_s Se expresa en Kg/cm² y la concentración en moles por litro.

El contenido de agua puede ser relacionado al espacio interparticular por la expresión:

$$w = (Sd/100) + w_0$$

- Donde: w Es el contenido de agua como % de suelo seco,
 S Area superficial en metros cuadrados por gramo de suelo,
 d Espacio interparticular en Å,
 w_0 Contenido de agua del volumen muerto y puede tomarse aproximadamente igual al contenido de agua correspondiente al Límite de Contracción (Warkentin, 1962) (16).

Todo este desarrollo se ha indicado más o menos completo, dado a - que parece ser una interpretación más acertada del mecanismo de EXpan-sión, a pesar de que, como se indicó previamente, se han considerado diferentes hipótesis algunas de las cuales no se cumplen, o no pueden aplicarse a suelos naturales. Estrictamente hablando esta teoría es aplicable a suspensiones coloidales, por cuanto en suelos naturales el espaciamiento entre partículas es considerablemente más pequeño que en la suspensión. Además de eso, los efectos de las fuerzas de atracción entre partículas no se toman en cuenta y la teoría predice una ilimitada expansión, a pesar de que parece haber un límite en la expansión de las arcillas.

CAPITULO III

ENSAYOS DE LABORATORIO Y PROPIEDADES INGENIERILES

DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS

Durante muchos años han sido desarrolladas diversas técnicas y dispositivos de laboratorio para determinar cualitativamente y cuantitativamente las características de hinchamiento de las arcillas, esta gran variedad de aparatos y técnicas nos ha llevado agruparlos de acuerdo al objeto que persiguen, de esta manera tenemos:

A) Ensayos de Identificación de los minerales constituyentes.

Estos ensayos se efectúan con el fin de determinar la presencia de minerales de arcilla objeccionales que puedan causar hinchamientos, - así las montmorilonitas se hinchan cuando son humedecidas, mientras - que las illitas y caolinitas lo hacen considerablemente menos. La magnitud del hinchamiento que puede anticiparse de un suelo montmorilonítico depende la cantidad de este mineral que contenga y de la calidad y cantidad de sus bases intercambiables; estas características detalladas de los minerales de arcilla pueden ser obtenidas a partir de tres ensayos

mineralógicos que son: el exámen microscópico, la difracción por medio de rayos X y el análisis termo-diferencial, cada uno de estos ensayos tienen un uso particular, que nomeramente pasamos a describir:

- a) **Exámen microscópico:** es la observación directa de los minerales bi nan dose en sus propiedades ópticas. El principal propósito de este ensayo es la comparación mineralógica de la textura, estructura - interna y naturaleza de sus vacíos, así como su interconexión y - relaciones mineral-mineral.
- b) **Análisis por rayos X:** se utiliza para edificar la fracción fina, de terminando cuantitativamente los minerales constituyentes de la ar cilla por medio de la comparación entre los resultados y las referencias standard de cada mineral.
- c) **Análisis termo-diferencial:** es la medida diferencial del calor - absorbido o liberado por el material mientras es calentado a tempe ratura constante. Este análisis además revela la estratificación - de los minerales, identifica los minerales que contengan diferentes iones intercambiables. Su uso se hace también por comparación con curvas patrón, y su aplicación se puede hacer en combinación con - análisis químicos del suelo, tal el caso presentado por Youssef y Sabri, 1957 (17), para arcillas expansivas de Egipto, que identifica la montmorilonita por la falta de ión potasio en el análisis químico. (Fig. 12).

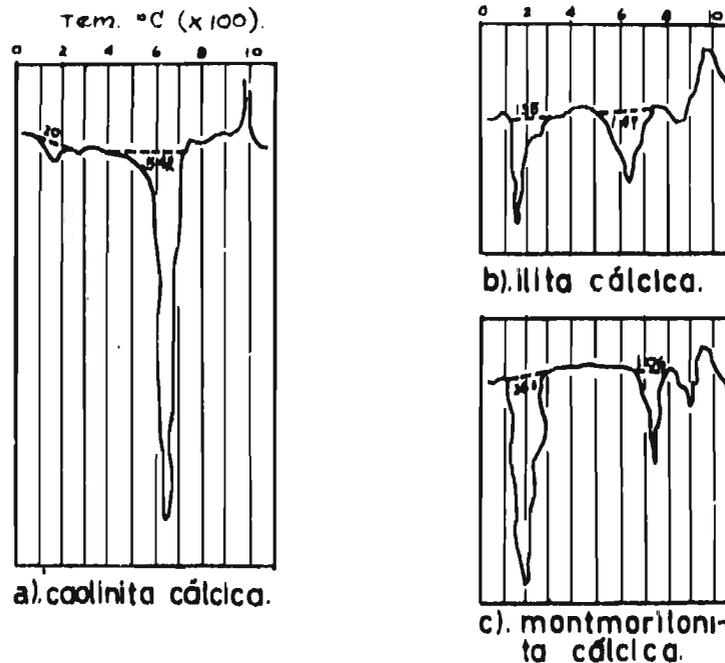


Fig.12-Termogramas de minerales de arcilla (de Lambel).

B) Ensayo de hinchamiento libre: Este ensayo es presentado por Holtz y Gibbn, 1956 (18), como una prueba sencilla para identificar las arcillas expansivas. Este ensayo consiste en colocar una muestra de 10 cc. de suelo seco previamente tamizado por la malla 40 en una probeta graduada de 100cc la misma que es llenada de agua, el volumen del material expandido y asentado se lee después de 24 horas en términos de la graduación de la probeta y es calculado por la fórmula:

$$(\%) \text{ de hinchamiento libre} = \frac{\text{Vol. final} - \text{Vol. inicial}}{\text{Volumen inicial}} \times 100$$

Por este procedimiento la bentonita puede tener hinchamientos libres de 1,500 %, las illitas de aproximadamente 30% a 80% y las caolinitas de cerca de 80%, sin embargo se ha comprobado que suelos que tienen hinchamientos libres de solo 100% exhiben características de expansión que los hace tratarlos con sumo cuidado. En Texas, U.S.A., se han medido suelos con hinchamientos libres de solo 50% y sin embargo han presentado dificultades en las construcciones suprayacentes. Tampoco ha sido posible encontrar alguna correlación entre el hinchamiento libre determinado por este método y el cambio de volumen total determinado por medio de ensayos de expansión controlada en consolidómetros comunes. Es necesario también hacer presente que muchos autores se refieren a ensayos de hinchamiento libre cuando efectúan pruebas de expansión sin restricción alguna en aparatos de consolidación de diferentes tipos, y que, por lo tanto existe una gran diferencia con este procedimiento sencillo.

C) Propiedades Índices: Las propiedades índices de los suelos son muy útiles para clasificarlos de acuerdo a sus propiedades de expansividad o bien para evaluar por medio de ellas, algunas constantes importantes y necesarias para determinar sus características de hinchamiento que poseen lo que nos permite, en algunos casos predecir cuantitativamente las expansiones como se indica en el capítulo IV (siguiente).

a) Límites de consistencia del suelo: Estos parámetros pueden utilizarse para identificar la naturaleza de las partículas de la arcilla presentes en el suelo, haciendo uso de la denominada actividad de las arcillas; propuesta por Skempton, 1953 (19), que puede calcularse por:

$$\text{Actividad} = \frac{\text{IP}}{\% \text{ de tamaños de arcilla} < 2\mu}$$

Ahora bien, en años recientes los límites de consistencia en términos de la Actividad se han utilizado para identificar el potencial de hinchamiento de los suelos arcillosos. Muchos trabajos entre ellos los de Seed, Woodward y Lundgren, 1964 (20), han estudiado correlaciones para los suelos artificialmente preparados, las cuales tienen un considerable significado práctico; así las características indeseables de muchos suelos son a menudo atribuidas a la alta proporción de montmorilonita que

contienen, mientras que la illita es escasamente citada como responsable - de ello, esto sólo se justifica en suelos artificiales, cuando la fracción de arcilla del suelo consiste sólo de montmorilonita o en mezcla de montmorilonita y caolinita, pero en un suelo que aparentemente contenga alta proporción de montmorilonita y razonable proporción de illita la presencia de la montmorilonita puede pasar por desapercibida, considerada en - términos del índice plástico y de su actividad, y por ende de su potencial de hinchamiento. Esto se debe a la tendencia a la interstratificación y combinación de las partículas de illita y montmorilonita que aparentemente ocurre por mezcla simple de estos minerales en presencia de agua, no sucediendo lo mismo cuando estas mezclas son de montmorilonitas y caolinita, por lo tanto estas características son posibles de determinar por medio - de los límites de consistencia, así como también estos sirven para encontrar otras relaciones importantes considerándose cada uno de estos minerales aisladamente.

Índice plástico: Este Límite de Consistencia demuestra la magnitud del - rango del cambio de humedad posible mientras el suelo retiene su condición plástica. Es útil por que el agua de los poros en los minerales de la arcilla ocupan espacio, lo que causa cambios en el contenido de humedad que se refleja en cambios de volumen.

Altos valores del índice plástico, indican activos suelos que pueden cambiar mucho de volumen cuando pasan de la fase semisólida a la fase líquida.

Límite de contracción: Describe indirectamente el mínimo volumen al cual el suelo puede contraerse por secado, y es una expresión del porcentaje - de agua necesaria para llenar los espacios o poros cuando el suelo tiene su mínimo volumen. Un bajo valor del Límite de Contracción puede demostrar que el suelo puede tener cambios de volumen apreciables a bajos contenidos de agua.

Porcentaje de Coloides: Se determina por medio de ensayo del desímetro & indica la cantidad de la fracción coloidal presente en el suelo, que es también índice de actividad del mismo, lo que contribuye al proceso de - expansión.

D) Ensayos de Carga - Expansión: Según Holtz y Gibbs, 1956 (18), este - ensayo puede hacerse en consolidómetros comunes del tipo de anillo fijo, - El método consiste en controlar inicialmente la humedad y densidad de dos muestras que pueden ser alteradas o inalteradas, dejando secar a una de - ellas al aire hasta su límite de contracción por lo menos; luego se mide el cambio de volumen debido a este secado por medio de inserción en mercurio, El segundo espécimen es colocado en el consolidómetro bajo una carga vertical de una libra por pulgada cuadrada (o bien un peso equivalente a la sobrecarga debida a la estructura), para luego saturarla completamente produciéndose el hinchamiento libre (1) que indica cambio en el volumen del espécimen. Una vez alcanzada la expansión máxima se carga el sue

lo a incrementos razonables y se determina la consolidación bajo cada carga (2), los resultados combinados de ambos especímenes nos permiten -

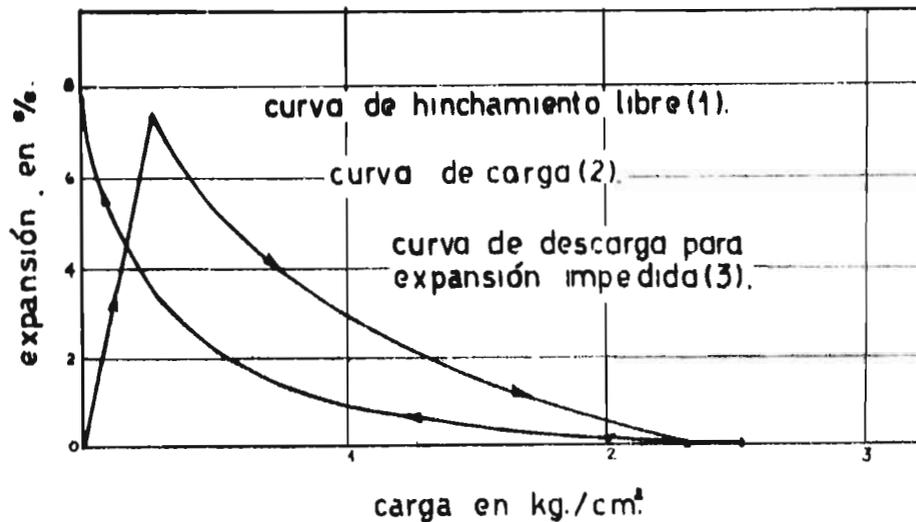


Fig.13- Ensayo carga-expansión según Holtz y Gibbs.

calcular el cambio de volumen total para condiciones de humedad, inicialmente secadas al aire y saturadas. En muchas ocasiones es necesario obtener datos con respecto a la carga necesaria para detener la expansión. Para ello el proceso seguido es el mismo, considerando solamente una carga vertical variable de manera que no se permita el movimiento vertical hacia arriba del espécimen durante el proceso de saturación, hasta alcanzar el equilibrio después de lo cual se descarga en decrecimientos, midiendo la expansión bajo cada carga (3). (Figura 13).

Muchos dispositivos para medir este parámetro del hinchamiento se han diseñado, siendo los mismos en esencia pero variando de acuerdo a sus necesidades y condiciones de trabajo. Alpan, 1957 (21), diseña un aparato que mide la presión de hinchamiento desarrollada por la absorción de agua en un suelo parcialmente saturado permitiendo la reproducción de condiciones naturales, en las que el contenido de agua máximo no tiene que ser necesariamente el valor de saturación, lo que hace posible estudiar una serie de especímenes de suelo a diferentes humedades y a la misma densidad de campo sin introducir cambios estructurales desconocidos debidos a la variación del esfuerzo de compactación.

puede trasladarse paralelamente en su mismo eje coordenado, hasta coincidir con la curva del suelo saturado encontrándose que la diferencia entre la proporción de vacíos "e" para una determinada carga -que en muchos casos puede ser el peso de la superestructura- viene a ser efecto del hinchamiento del suelo, prediciendolo con bastante aproximación cuantitativamente (Figura 14).

MacDowell 1959 (26), detalla un método usado por la Texas Highway Department para predecir el levantamiento potencial vertical. Este método se basa en curvas empíricas determinadas para cada tipo de suelo. Un sistema similar utiliza Noble 1966 (12), calculando el cambio de volumen por medio de ensayos efectuados en un consolidómetro standard bajo las siguientes consideraciones: los especímenes se prepararon secados al aire, pulverizados y mezclados al contenido de agua inicial para posteriormente ser curados durante 18 horas de manera de obtener una distribución uniforme de humedad. El suelo curado fue estáticamente compactado en un anillo de consolidómetro por medio de una carga estática constante, esta carga fue escogida de manera de dar un alto grado de saturación para bajos contenidos de humedad (Saturaciones entre 95% a 99% se obtuvieron para contenidos de humedad ínfimos), y se escogió la compactación estática para eliminar al máximo las variaciones en la estructura del suelo.

En vista de que los suelos ensayados presentaron considerable cementación por carbonatos que podrían influenciar marcadamente en las propiedades de las arcillas naturales, y debido al efecto de la compactación estática, se consideró que al final el suelo tendría una estructura básicamente flocculenta. Los especímenes a su humedad inicial fueron sujetos a sobrecargas que variaron de 0.0078 kg/cm² hasta 5.32 kg/cm² dándole libre acceso al agua destilada a fin de producir el hinchamiento del espécimen, siendo luego cargados hasta el 15.8 kg/cm² usando una relación de incrementos de carga 'uno' para obtener las curvas de compresión o cambio de volumen-sobrecarga.

Ensayos de Estabilidad: Estos ensayos son los comunes para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos arcillosos, factor que es muy importante de considerar bajo este fenómeno. Se ha podido determinar que generalmente la resistencia al corte disminuye con el aumento de contenido de agua y la densidad decrece cuando las arcillas se expanden por saturación. Esta pérdida de resistencia puede asumir grandes proporciones, así lo reportan Holtz y Gibbs 1956 (18), en un estudio de sistema de canales sobre arcillas expansivas altamente plásticas. Estas arcillas tenían los siguientes datos promedio: LL=75%, Ip = 50%, Lc = 12%, densidad seca 103 lbs/pie³ y 93% de saturación. En arcillas inalteradas se encontró una resistencia a la compresión no confinada de 115 lbs/plg². Cuando fue saturado sin carga, el material se expandió y llegó a tener una densidad seca promedio de 85.7 lbs/pie³ y un grado de saturación de 99% reduciéndose su resistencia a la compresión no confinada

da prácticamente a cero. En arcillas compactadas o remoldeadas se presentó también un decrecimiento en densidad del suelo con aumento de grado de saturación y una pérdida de resistencia de 28 kg/cm² a 4 kg/cm² medida en el ensayo de compresión no confinada. De estos resultados podemos concluir que es muy importante considerar la pérdida de resistencia en suelos arcillosos con tendencia a la expansión, cuando estos superen el estado de equilibrio en que se encuentra su contenido de humedad natural, efecto que debe ser considerado en problemas de estabilidad de taludes en donde el factor resistencia es decisivo.

CAPITULO IV

METODOS DE RECONOCIMIENTO CUALITATIVO DE LAS CARACTERISTICAS

DE EXPANSION DE LAS ARCILLAS

En el capítulo anterior se ha mencionado algunos métodos para determinar cualitativamente y cuantitativamente el grado de expansividad de las arcillas, algunos de ellos basados en las propiedades índices de los suelos tales como sus límites de consistencia, actividad de las arcillas, etc.; en esta parte del presente trabajo trataremos de algunos otros con los que se han obtenido ciertos rangos de predicción cualitativa con respecto al hinchamiento potencial del suelo.

Así Salas y Serratosa 1957 (27), indican que puede reconocerse el grado de peligrosidad que ofrecen las arcillas al hinchamiento por medio de su límite líquido, pero consideran que esta puede ser una condición posible pero no necesaria, por ello toman al límite de contracción como una mejor referencia y presentan la siguiente tabla:

T A B L A I I

Límite de Contracción	Grado del cambio de volúmen
10	crítico
10-12	marginal
12	no-crítico.

Ranganathan y Stayanarayana 1965 (28), introducen el empleo del Índice de Contracción y de la Actividad de Hinchamiento de las arcillas, obteniéndose el primero como la variación del contenido de humedad correspondiente al límite de líquido y al límite de contracción: $LL-LC = IC$, y el segundo se define como el cambio en el índice de contracción al cambio correspondiente a la fracción fina de la arcilla. Así utilizando valores del índice de contracción es posible determinar el hinchamiento potencial de los suelos que viene dado por la siguiente tabla:

T A B L A III

Índice de Contracción $IC = LL - LC$	Hinchamiento Potencial
0-20	Bajo
20-30	medio
30-60	alto
mayor de 60	muy alto.

Ladd y Lambe, 1961 (29), proponen un sistema de evaluación del hinchamiento potencial del suelo considerando relaciones un poco más complicadas, bajo la idea de que en suelos compactados el proceso de hinchamiento se correlaciona bastante bien con su índice plástico y de manera menos importante con el hinchamiento libre total, el contenido de agua de saturación y cambio volumétrico del suelo y relacionan todos estos factores en uno solo llamado "Cambio potencial volumétrico" causado bien por expansión o por contracción del suelo, presentando sus resultados en la siguiente tabla que puede ser utilizada para evaluar la conveniencia de emplear

un suelo como material de cimentación de estructura ligera:

T A B L A I V

Clasificación de los suelos con respecto al cambio potencial de volumen debido a su expansión o contracción.

Cambio potencial de volumen (F.V.C.)	Categoría
menor de 2	no crítico
2 - 4	marginal
4 - 6	crítico
mayor de 6	muy crítico

Esta guía cualitativa de las características de expansión de las arcillas ha sido obtenida bajo las siguientes consideraciones:

- Ensayo de solo 10 suelos cercanos a la Línea "A" en la carta de plasticidad.
- Para pequeños cambios en el contenido de humedad, presión de sobrecarga y densidad se acusan grandes cambios en la magnitud del hinchamiento.
- Ensayos en muestras remoldeadas dan resultados muy diferentes a los realizados en muestras inalteradas para la misma densidad y contenido de humedad.
- Se calculó el hinchamiento total para un acceso libre o ilimitado de agua, efecto que puede o no ~~espararse~~ en condiciones reales.

Por estas razones todos estos valores deben servir solo para estimar un posible comportamiento de los suelos expansivos, siendo necesario en todo caso evaluar cuantitativamente el hinchamiento potencial de cada suelo en particular.

W. G. Holtz 1959 (30), indica criterios de identificación de suelos expansivos a base de los ensayos de Atterberg que han correlacionado bas

tante bien con suelos del Este de Estados Unidos, así tenemos:

T A B L A V

Relación de las propiedades índices y los cambios de volúmen probable en materiales expansivos.

Propiedades Índices			Expansión probable (*) en % del cambio de volúmen, total (condición seca a saturada)	Grado de Expansión
Contenido de coloidales (% > 0.001 mm)	Índice de plasticidad	Límite de contracción		
> 28	> 35	< 11	> 30	muy alto
20-31	25-41	7-12	20- 30	alto
13-23	15-28	10-16	10- 20	medio
< 15	< 18	> 15	< 10	bajo

* Basado en una carga vertical de 1.0 psi.

G.F. Sowers, et. al; 1961 (31), propone consideraciones muy parecidas a las anteriores basandose en las propiedades índices de los suelos;

T A B L A V I

Suelos susceptibles a cambios de volúmen

Probabilidad de cambios de volúmen al producirse cambios de humedad.	Índice Plástico		Límite de Contracción.
	Regiones aridas	Regiones húmedas	
PEQUEÑA	0-15	0-30	12 o más
pequeña a moderada	15-30	30-50	10-12
moderada a severa	30 o más	50 o más	10 o menos

CAPITULO V

METODOS DE CALCULO DE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS

POR LA EXPANSION DE LAS ARCILLAS

La expansión de las arcillas independientemente de sus consideraciones mecánicas o físico-químicas, actúa sobre las estructuras ingenieriles que se apoyen en ellas generando esfuerzos que producen los agrietamientos mencionados con anterioridad. Estos esfuerzos pueden ser calculados bajo ciertas consideraciones, así Salas y Serratosa, 1957 (27), consideran el problema de manera semejante a las soluciones propuestas en Sudáfrica, bajo la idea de que el suelo al aumentar de volumen alcanza su condición de equilibrio plástico por debajo de las fundaciones, hipótesis equivalente a los métodos normales de cálculos de presiones de tierra sobre muros, esta presión como sabemos no es conocida íntegramente, sin embargo se considera que estas ideas son limitadas al momento en el cual el suelo llega a su estado plástico y los cimientos y muros son calculados para resistir este valor límite.

La fórmula Sudafricana específica:

$$M = \frac{K \times W \times l^2}{2}$$

donde: M Momento a que se encuentra sometida la pared debido a los hinchamientos del suelo.

K Coeficiente empírico (varia de 0.8 a 0.5).

W Peso de la pared más todas las cargas que descansen sobre ella.

l mitad de la longitud de la pared.

La fórmula propuesta por Salas y Serratosa 1957 (27), es la siguiente:

$$M = \frac{W l^2}{8} \left[1 - \frac{W}{B \cdot q_f} \right]$$

donde: M Momento que resiste la pared debido a los hinchamientos del suelo.

W Peso por unidad de longitud de la pared.

q_f carga portante última del suelo.

Estas dos fórmulas son equivalentes y puede considerarse que calculan los momentos de flexión por método plástico.

Recientemente, Salas 1965 (32), presenta otras consideraciones de tipo elástico que pueden ser utilizadas si se conoce la magnitud de la deformación o levantamiento causado por la expansión de las arcillas subyacentes.

Este levantamiento o hinchamiento máximo puede ser calculado por diferentes técnicas de laboratorio (capítulo III), por lo tanto es factible la utilización de este método que podríamos llamar elástico.

Discutiremos la aplicación del método; como es sabido el levantamiento no se produce de una manera uniforme sino en forma irregular, así, si la carga aplicada fuera perfectamente flexible el levantamiento tomaría una forma de cúpula o protuberancia convexa, cuya forma y dimensiones serían completamente desconocidas (Figura 1-15).

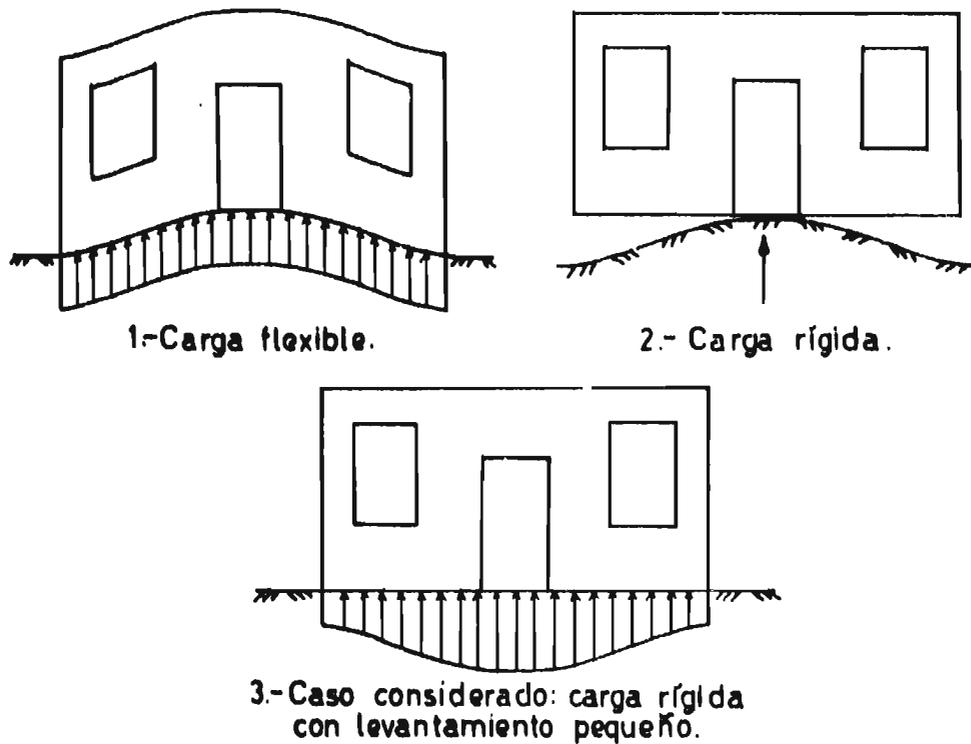


Fig.15.-Estados de deformación bajo carga.

Por otro lado, si la carga no es flexible sino muy rígida, esta tiende a producir el aplastamiento de la cúpula, produciendo eventualmente un estado plástico en cuyo caso podrían ser aplicables las fórmulas indicadas para el método plástico ya expuestas (Figura 2-15). Pero si por el contrario, el valor del levantamiento no es muy grande como para que este hecho suceda, sino que es pequeño y gradual como generalmente ocurre, la cúpula se deformará elásticamente, hasta desaparecer sin que la carga límite sea alcanzada. En tal caso esta influencia es manifestada solamente por una concentración de presiones en la zona de la cúpula (Figura 3-15):

La magnitud de esta concentración de presiones puede calcularse por medio de la teoría de la elasticidad pero la dificultad estriba en que la forma de la distribución de presiones bajo la cúpula es desconocida, sin embargo se puede asumir que las dimensiones de esta distribución de presiones varían de una manera continua y así poder estudiar sus efectos en la

estructura. Se demuestra que tales efectos pasan por un máximo, tomándose este valor para el cálculo de la cimentación cuya determinación también depende del tipo de estructura considerada.

Salas, 1965 (32), presenta dos casos de cálculo, el primero para un tanque de agua cimentado en arcillas expansivas y el segundo para edificaciones con muros cimentados en zapatas continuas, siendo este último el caso más común en este tipo de fenómeno el mismo que trataremos en detalle.

Considerando un levantamiento en forma de cúpula, bajo una cimentación continua en la que se cumplen los requisitos anteriormente enunciados y suponiendo que las presiones suplementarias que producen el aplastamiento de la cúpula sean uniformes, se puede adoptar una distribución de presiones en la faja cargada de forma rectangular y de dimensiones desconocidas, ubicada y concentrada en el centro de la zona cargada de la cimentación continua. (Figura 16)

En esta situación se puede tomar:

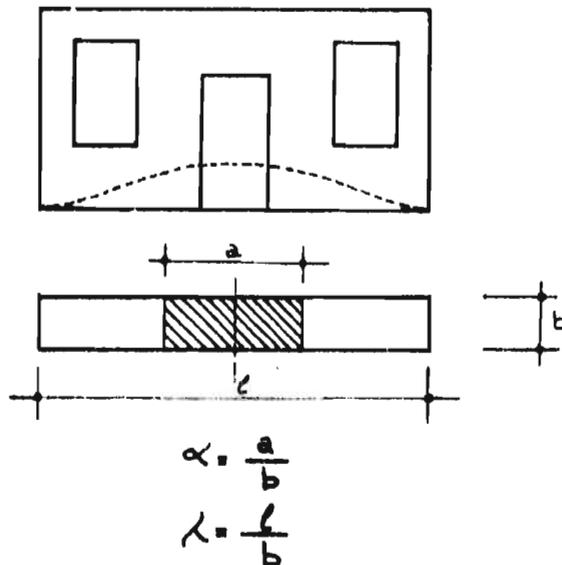


Fig. 16: Hipótesis de distribución de presiones bajo la pared.

y de acuerdo con la fórmula de Schleicher calcular la deformación elástica en el centro del elemento considerado:

$$\Delta = \frac{2qb}{\pi E} \left| \alpha \log_e \frac{1+\sqrt{1+\alpha^2}}{\alpha} + \log_e (\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}) \right| = \frac{2qb}{\pi E} I_\alpha$$

cuyos valores de Δ se pueden tabular o graficar.

Por otro lado, la fuerza correspondiente a la concentración de esfuerzos puede hacerse igual a:

$$P = a \times b \times q = \frac{\pi a E \Delta}{2 I_\alpha}$$

en esta fórmula no se conoce la concentración de esfuerzos pero sabemos que el momento que se produce en la pared es:

$$M = \frac{P}{8} (r-a) = \frac{\pi a E \Delta}{16 I_\alpha} (r-a) = \frac{\pi E \Delta b^2}{16} \frac{\alpha(r-\alpha)}{I_\alpha} = \frac{\pi}{16} E \Delta b^2 J_\alpha$$

cuyo valor de J_α pasa por un máximo que puede encontrarse en función de α , consecuentemente este valor debemos tomarlo para el cálculo. Así obtenemos los datos necesarios para evaluar los momentos generados por el proceso de expansión de las arcillas subyacentes a la edificación en estudio.

Por otra parte, para cada caso particular es conveniente discutir las posibilidades que puedan presentarse, esto es cuando la capacidad de carga de la cimentación sea mayor o menor que los valores calculados o bien cuando lo sobre carga impuesta por la estructura sea mayor que la necesaria para detener el levantamiento vertical de la misma.

Por último, también es posible calcular los esfuerzos laterales producidos por la expansión de las arcillas, aplicando la teoría de la elasticidad. Esta estimación puede hacerse bajo la consideración de que la presión lateral puede producir dos efectos sobre el muro sobre el cual actúa; el primero es un empuje en la parte lateral enterrada del elemento estructural y el segundo se puede atribuir a un levantamiento desigual de la arcilla que se encuentra entre el extremo interior y exterior del plano de cimentación.

Las medidas que pueden adoptarse para contrarrestar estos efectos pueden ser muchas, una de ellas es colocar rellenos compresibles entre la cimentación y el suelo expansivo además de otras consideraciones constructivas de manera de anular o disminuir el efecto del empuje lateral; para el caso de un levantamiento desigual que pueda sufrir la cimentación de muros Salas, 1965 (32), propone un método elástico para el caso de pared que no se encuentren anclados en su parte superior y evalúa la fuerza necesaria para evitar el pivoteo del muro sobre su cimentación debido a un posible -

efecto del fenómeno de expansión de arcillas, con esta fuerza es posible - calcular el refuerzo de acero necesario en el zuncho o vigueta perimetral que se colocaría en la parte superior del muro a fin de evitar su destrucción. El análisis que efectúa para encontrar estos factores es el siguiente: debido al levantamiento desigual el muro tiende a inclinarse hacia afuera, levantándose en su parte interior una magnitud m mayor que en su parte exterior. Si la inclinación del muro es w , se tiene:

$$\tan (w) = (m / b)$$

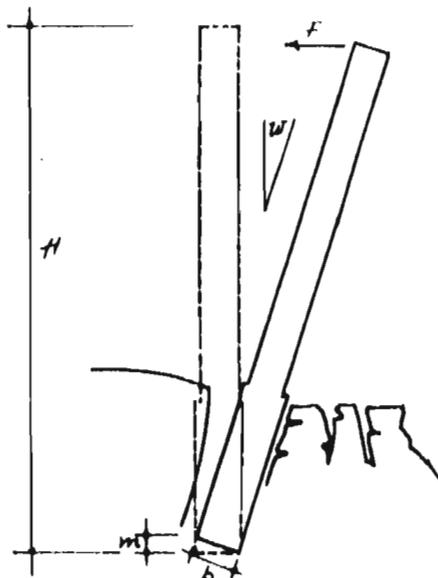


Fig.17: Empuje lateral debido a un levantamiento diferencial.

Por consideraciones de equilibrio del muro, el momento que evitaría el giro de magnitud w es FH , y de acuerdo a las expresiones de G.F. Weissmann se tiene:

$$\tan (w) = \frac{16 (1-\mu^2) M}{E \pi b^2} \quad \text{Luego:} \quad M = \frac{\pi E b}{16 (1-\mu^2) m}$$

si $\mu = 0$ en el caso de movimiento vertical, tenemos:

$$M = \frac{E b \pi m}{16} \quad \text{de donde:} \quad F = \frac{\pi E}{16} \cdot \frac{b}{H} m.$$

Con el valor de F calculado de esta manera será posible determinar los aceros de refuerzo a colocar en las vigas zuncho superiores de manera de evitar se produzcan las grietas horizontales en las paredes, - que se desarrollan cuando ocurre este fenómeno. (Figura 17)

Ahora bien, para poder aplicar estas fórmulas es necesario conocer el hinchamiento máximo probable a producirse en el suelo en estudio bajo las condiciones de carga impuestas por la superestructura, este factor puede encontrarse a base de ensayos carga-expansión que ya han sido tratados en el Capítulo III, otra magnitud necesaria para el cálculo es la presión última del suelo que puede también determinarse por medio de ensayos de estabilidad, tales como triaxiales rápidas o pruebas de compresión no-confinada, por último será necesario conocer el valor del módulo de Young que como sabemos en suelos presenta considerables objeciones, sin embargo será siempre preferible determinarlo por medio de ensayos de carga directa en el campo que a pesar de ser costosos y complicados pueden darnos mejores resultados.

CAPITULO VI

ALGUNOS ASPECTOS GEOLOGICOS DE LA REGION NORTE DEL PERU

La zona en estudio esta situada geográficamente entre las latitudes $4^{\circ} 30'S$, $7^{\circ} 00'S$ y las longitudes $79^{\circ} 30'W$ y $81^{\circ} 20'W$, que comprende las regiones afectadas por el fenómeno en los Departamentos de Piura y Lambayeque principalmente y ha sido objeto de algunos estudios y reconocimientos geológicos a diferentes niveles de importancia, es decir de exploración, - de estudio semi-detallado, y algunos estudios detallados con el objetivo primordial de buscar posibilidades petrolíferas, esta circunstancia nos ha permitido presentar en este Capítulo un resumen más o menos general de la geología estructural e histórica de las regiones donde hemos detectado la presencia de arcillas expansivas, resumen derivado en su mayor parte de correlaciones litológicas o estructurales basadas en la información - de áreas vecinas anteriormente estudiadas con fines de evaluación de su potencial petrolero.

En el territorio del Perú, se han reconocido unidades litológicas pertenecientes a todos los períodos geológicos, con excepción del Cámbrico

Entre las unidades litológicas se incluye una variada gama de rocas -

sedimentarias, rocas ígneas intrusivas y extrusivas (volcánicas) y rocas metamórficas.

Las rocas mas antiguas reconocidas en el país, es decir las que forman el basamento estrato cristalino, son Pre-Cambrianas compuestas por gneis, filitas, esquistos micáceos y cloritosos, granitos, etc. y solamente afloran en determinados puntos del país tales como la Sierra Central, algunas zonas ubicadas a lo largo de la Cordillera de la Costa, en el sur y en el profundo valle del Marañón, en los Andes Septentrionales.

Específicamente, en el área en estudio afloran rocas metamórficas, ígneas y sedimentarias, que abarcan en conjunto edades desde el Paleozoico Inferior hasta el Reciente, siendo en su mayoría sedimentos exclusivamente marinos (Area de la Brea y Pariñas principalmente) (42). (Fig. 18)

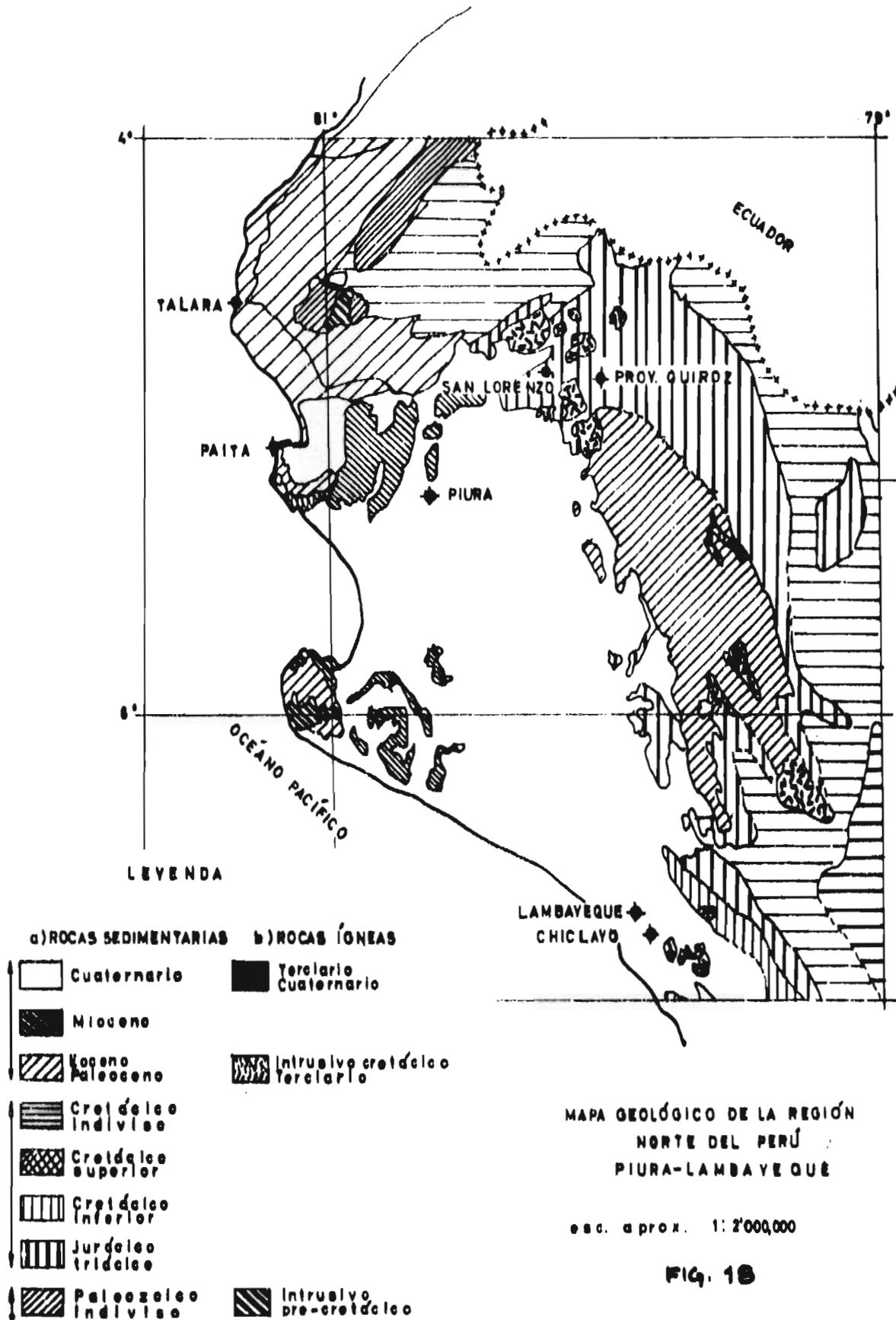
La unidad litológica antigua reconocida en el área, ha sido considerada como del Devónico a Silúrico, sobre la cual yace el Carbonífero representado por el Pensilvaniano y Missisipiense, considerándose además una unidad denominada Paleozoico Indiviso (43)

Las rocas más antiguas de esta área que han sido reconocidas como Paleozoicas, consisten de pizarras, esquistos y cuarcitas y otras rocas metamórficas asociadas con grandes intrusiones de granito, a las que se le asigna una Edad Carbonífera - Devónica.

El Mesozoico esta representado por afloraciones del Jurásico y Cretácico compuesto principalmente por calizas, lutitas y areniscas, rocas de origen marino y abarcan en general desde el Aptiano hasta el Daniano (44)

El Cenozoico esta representado por materiales de las edades Eoceno, Oligoceno Mioceno y Plioceno, y esta compuesto por una secuencia de lutitas, areniscas y conglomerados. En el Terciario aparecen rocas de estructura muy fallada de origen marino y fosilíferas, localmente plegadas en pequeños anticlinales y sinclinales y constituidos en su totalidad por rocas del Eoceno que esta directamente cubierto por sedimentos del Pleistoceno en forma de tablazos y arenas, como depósitos aluviales y eólicos.

Las rocas intrusivas estan representadas por el granito de edad asignado al Cretácico Inferior. Las rocas volcánicas esta constituidas princi



palmente por andesitas - porfiríticas de la Edad Cretácico Inferior y Superior. En el mapa geológico adjunto del Instituto Geológico Nacional (1956), se indican, además de los períodos geológicos en cada zona, la ubicación - y procedencia de las muestras de suelos ensayados, las mismas que generalmente proceden de la descomposición de la roca madre en diferentes etapas de alteración, que en algunos casos no llegan a ser verdaderas arcillas. pero son similares a lutitas y en algunos lugares parecen arenas finas, predominando materiales de color marrón, marrón oscuro y amarillento, en estado muy fisurado y sujetos a procesos similares al de exfoliación, con estructura de tipo lamelar, reacción jabonosa al tacto y lustre típico.

Con respecto a Geología Histórica de la región, solo ha sido posible establecer los sucesos geológicos que han tenido lugar en el área a partir del Cretácico (45), los principales eventos geológicos son los siguientes:

- 1 - Deposición de sedimentos pertenecientes a la parte Superior del Cretácico Inferior, como calizas de tipo arrecife.
- 2 - Discordancia en la margen occidental de la región
- 3 - Deposición de lutitas y areniscas
- 4 - Posibles levantamientos acompañados de plegamientos e intrusión ígnea (?)
- 5 - Transgresión y deposición de conglomerados y areniscas cuarzosas
- 6 - Levantamiento o denudación y deposición de conglomerados de origen continental - Eocénico Inferior (?)
- 7 - Avance del mar, deposición de areniscas y lutitas del Eocénico Medio al Eocénico Superior y actividad volcánica.
- 8 - Denudación, plegamientos y fallamientos (formación de bloques fallados)
- 9 - Erosión y deposición de sedimentos recientes.

CAPITULO VII

COMPORTAMIENTO FISICO Y MECANICO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS DE LA REGION NORTE DEL PERU

El comportamiento de las arcillas expansivas de la región Norte del Perú es posible analizarlo a base de los ensayos realizados en especímenes inalterados extraídos de las áreas en las cuales se ha producido el fenómeno y cuyas causas y efectos han sido expuestas previamente, estos ensayos nos han determinado algunas de las características físicas y mecánicas de estos suelos, las mismas que bajo las condiciones de clima, estado natural y estado de esfuerzos y deformaciones a los que se encuentran sometidos en cada uno de los casos ya indicados, nos permitirán compararlos con otras similares detectadas en otros lugares del mundo a fin de establecer ciertas similitudes que puedan servir para aplicaciones futuras en estas regiones. El programa de ensayos ha sido llevado a cabo desde el año 1965 y aún continúa en proceso (1969), razón por la que en este trabajo se muestran resultados agrupados en dos etapas, la primera resumidos en la Tabla VII y la segunda en la Tabla VIII.

Por otra parte, con el fin de visualizar las características generales de estas arcillas, se les ha ubicado en la Carta de Plasticidad de Casa

Tabla VII
 DATOS TÍPICOS DE IDENTIFICACION DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS
 DE LA REGION NORTE DEL PERU
 (1961 - 1965)
 - (E. Etapa -

Situación		Muestra M ^a	Datos Identificación			Grado de Expansión (%)	hinchamiento máximo (%)	Peso volumétrico seco Promedio (gr/cc)	Causa probable	Clima predominante	Observaciones	Referencia									
Zona	Obra o Estructura		Clasf. (*)	LL	1P								2P								
Dpto. de Lambayeque.	Casas de la Urb. Bolognesi	CH-1	CH	79	15	64	muy alto			inundación localizada	cálido y seco	Desperfectos graves	** 1								
		CH-2	CH	75	31	64															
	Casas y pavimentos de la Urb. Quiñones	CH-3	CL	31	18	13	bajo			no detectada	seco y cálido	Leves agrietamientos en veredas	** 1								
		CH-4	CL	27	13	14	bajo														
Dpto. de Piura.	Casas Irrigación-Colonización-San Lorenzo	PS1, N-1	CH	49	18	31	alto	8.4 %	1.90	modificación en el equilibrio natural por tarabombocia	muy cálido de aridez casi permanente	Desperfectos graves Agrietamientos Profundos en muros y cimentación.	** 2								
		N-2	CH	52	21	31	alto														
		PS2, N-1	CL	45	14	31	alto														
		N-2	CH	50	22	28	medio														
		PS3, N-1	CH	50	18	32	alto														
		N-3	CL	48	22	26	medio														
		PS4, N-2	CL	48	26	22	medio														
		N-3	CL	44	23	21	medio														
		Canales Proyecto Rio Quirón (San Lorenzo).	Tablazo lateral (15.8)	CH	CH	54	25							29	alto	variable de 5 % a 20 %	1.92	aumento de humedad	muy cálido casi permanente.	Desperfectos graves con agrietamientos extensos a lo largo de los canales	** 3
				CL	CL	45	20							25	medio						
CH	CH			103	42	61	muy alto														
CH	CH			62	20	42	muy alto														
CH	CH			64	33	31	alto														
Canal Lateral (31.7)	Tablazo	CH	CH	75	43	32	alto														
		CH	CH	96	30	26	medio														
		CH	CH	94	42	52	muy alto														
		CH	CH	71	35	36	alto														
	Lateral	CL	CL	46	17	29	alto														
		CL	CL	49	25	26	medio														
		CH	CH	52	20	32	alto														
		CH	CH	53	32	21	medio														

(*).- Sistema de Clasificación Unificado (SUCS)
 (**).- Según Tabla V (pág. 31): Relación de los propiedades Índices y los cambios de Volumen probable (V.G. Ruiz, 1959)
 (**).- Los ensayos para determinar el hinchamiento máximo de cada caso difieren unos de otros.

(**1).- "Ensayos de Cimentación en La Ciudad de Chiclayo y alrededores" A. Carrillo Gil, J.E.V., 1964 (1)
 (**2).- Cimentación Edificio Administrativo Central - Irrigación y Colonización San Lorenzo.- A. Carrillo Gil, 1965 (3)
 (**3).- Construcción de Canales en el Proyecto de Irrigación del Rio Quirón-Piura, M. Hurtado Pinillos, 1961 (5).

TABLA VIII
 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS (2a. Etapa)
 (1967 - 1969)

Situación		Límite de Atterberg (%)			Índice de Plasticidad	Peso específico de sólidos	Actividad *	Contenido natural de agua (%)	Peso unitario (gr/cc)	Hinchamiento Máximo (%)
Región	Suelo	Líquido	Plástico	Contracción						
Chiclayo	001	42.8	21.7	18.0	21.1	2.69	0.755	27.7	--	--
Chiclayo	002	72.0	23.0	15.0	49.0	2.68	1.310	31.7	--	--
Chiclayo	003	27.0	21.0	19.7	6.0	2.72	0.277	32.0	--	--
Chiclayo - Arriola	004	50.0	26.0	21.6	24.0	2.70	1.335	--	--	2.9
Chiclayo - Arriola	005	45.0	22.0	18.0	23.0	2.68	1.000	26.4	1.95	--
Chiclayo - Sta. Vict.	006	38.0	20.0	18.2	18.0	2.73	0.972	16.9	1.72	17.6
Chiclayo - Sta. Vict.	007	49.0	20.0	13.4	29.0	2.76	7.160	7.9	1.97	16.0
Chiclayo - Chirinos	008	42.0	21.0	17.0	21.0	2.75	1.240	26.0	1.87	5.1
Talara - Piura	009	117.6	35.4	21.0	82.2	2.60	1.130	14.0	2.00	92.0
Talara - Piura	010	118.8	55.7	20.0	93.1	2.52	1.640	13.0	1.81	--
Sn. Lorenzo - Piura	011	49.0	18.0	--	31.0	--	--	--	--	8.4

* Actividad = $\frac{\text{Índice Plástico}}{\% \text{ partículas de arcilla}}$

grande de la figura 19, en la que se puede apreciar una cierta tendencia a

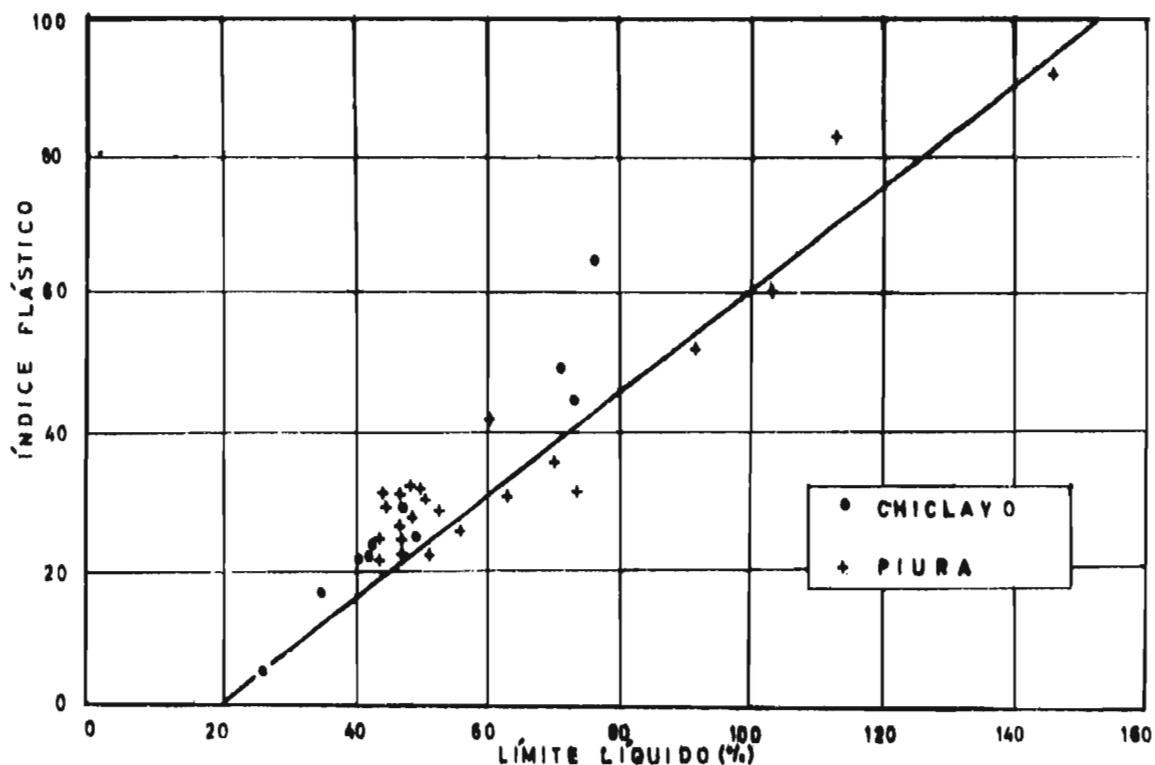


FIGURA 19.- Ubicación de los suelos expansivos en la carta de plasticidad.(PERÚ)

agruparse muy cerca y por encima de la Línea "A" (salvo en algunos pocos casos de limos de alto a mediano grado de expansión) variando de sedimentos medianamente plásticos a muy plásticos, predominando estos últimos y estableciéndose en general que, el Índice Plástico (IP) es superior a 20 y el Límite Líquido (LL) comprendido entre 40 y 120. Estos suelos representan 2 ubicaciones geográficas y han sido extraídos de los sondeos realizados en los lugares que se han indicado en los planos correspondientes.

El grado de expansión de estos suelos fluctúa de mediano a muy alto, (según Tabla V, página 31), y los correspondientes hinchamientos medidos en este grupo de suelos promedio varían de un mínimo de 5% a un máximo de 92% (caso excepcional de algunas arcillas de Talara)

acusando la mayoría de ellos pesos unitarios promedio de 1.90 gr/cc. en estado seco y de 1.80 gr/cc. a 2.00 gr/cc. en estado natural.

Los ensayos de estabilidad realizados en las arcillas de Piura y Chiclayo se limitan a pruebas de compresión simple efectuados en diferentes condiciones de humedad. Así algunos ensayos se corrieron al estado natural para contenidos de humedad comprendidos entre 5% y 9%, otros saturados por capilaridad, es decir dejando fluir agua por la piedra porosa inferior hasta producir el equilibrio de expansión, y por último, algunos saturados o humedecidos en cámaras al 95% de humedad relativa hasta lograr su equilibrio límite para luego ser ensayados a la compresión simple. Estos resultados se muestran en la Figura 20 y se nota una gran disminución de resistencia del suelo conforme la saturación o humedecimiento del mismo es mayor. Cabe anotar también que al estado natural, prácticamente seco, algunas de estas arcillas (generalmente aquellas que presentan gran fragilidad, y por ende mayor dificultad en el muestreo inalterado) arrojan valores de resistencia última (qu) mayores de 10 k/cm², mientras que otras parcialmente saturadas solo llegan a ser superiores a 1.5 k/cm².

Las curvas esfuerzo-deformación de estos ensayos se muestran en la figura 20, y de ellas se obtienen valores de resistencia a la compresión simple muy altos alrededor de 10 k/cm². debido a que generalmente estos suelos se encuentran fuertemente preconsolidados y altamente desecados, dando como resultado resistencias al corte, en condiciones de humedad natural, mucho más altas que la misma presión de expansión pero dado a que este fenómeno ocurre cuando se produce un cambio apreciable en el contenido de agua superior al natural, la resistencia puede bajar apreciablemente razón por la que hay que disminuir la carga de seguridad del suelo hallado en estos ensayos.

Una manera de evaluar esta disminución en resistencia puede ser la de ensayar muestras bajo diversas cargas de restricción y expansión si la carga así calculada resulta todavía superior a la presión de expansión y el aumento en contenido de humedad del suelo pudiera hacerlo compresible, se estará evitando la expansión pero se pueden producir asentamientos por consolidación cuyo efecto deberá tomarse en cuenta. Un buen índice del comportamiento de suelos expansivos bajo estas condiciones nos proporciona el "doble ensayo de consolidación" que ya hemos tratado en el Capítulo II, (página 25).

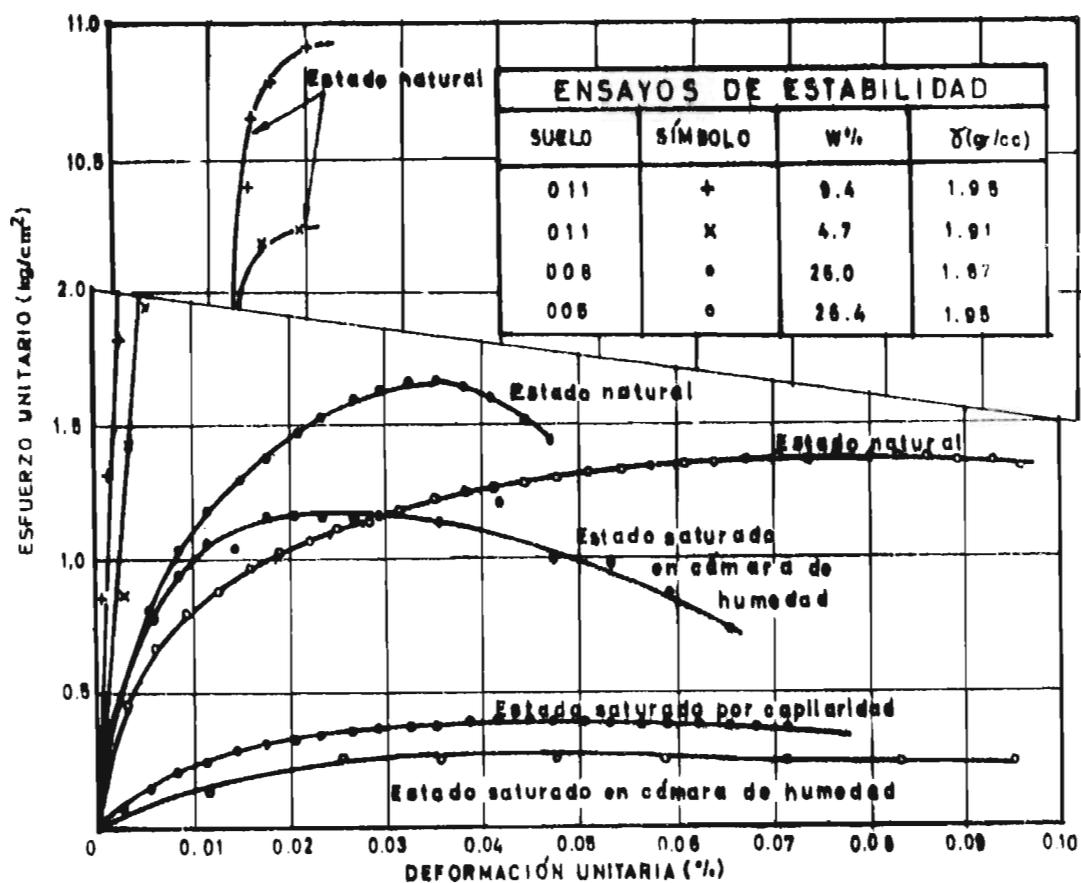


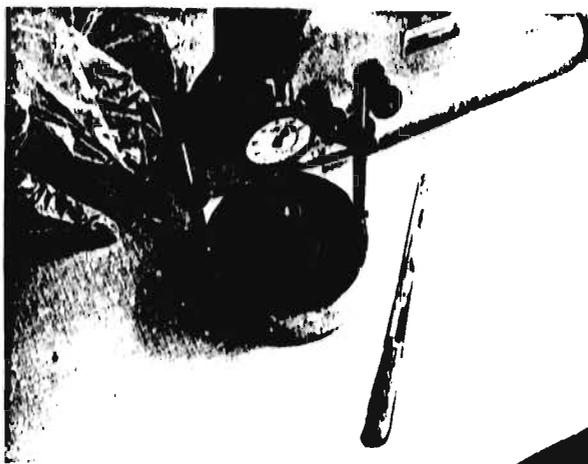
FIG. 20.- Curvas esfuerzo-deformación de las arcillas expansivas.

Con respecto al Límite de Contracción, en la Tabla VIII se indica una variación de 13% a 22% para suelos expansivos que han causado graves problemas en las edificaciones, datos que no correlacionan muy bien con las Tablas del Capítulo IV que predicen grandes cambios de volumen para Límites de contracción menores de 10. Esta misma situación se presenta en los datos presentados por T. W. Lambe 1960 (33), coincidiendo también en nuestro caso con este autor, en que los Índices de Plasticidad de los suelos ensayados correlacionan bien con los cambios de volumen debidos a contracción y por lo tanto suelos altamente expansivos pueden sufrir también grandes contracciones.

Para los suelos expansivos de las ciudades de Piura y Chiclayo, Perú, se obtuvieron muestras inalteradas del área que ocupa la zona cívica de la Colonización San Lorenzo, de la Urbanización Santa Victoria (006, 007),

Conjunto Residencial Pampa Chirinos (008), Arriola (004) y Talara (009), en las que se realizó ensayos de expansión libre. En el caso de la arcilla frágil de San Lorenzo (011) el ensayo consistió en colocar la muestra inalterada de arcilla con su contenido natural de humedad dentro del anillo de un consolidómetro del tipo flotante, para luego saturar al espécimen directamente por su parte inferior durante 3 días consecutivos, en el transcurso de los cuales se tomaron medidas de la expansión del suelo (Figura 21). Los resultados del ensayo indican inicialmente un hinchamiento instantáneo de 3,8% después de transcurridos diez minutos de colocarse la muestra en contacto con el agua, pasadas veinticuatro horas se midió un hinchamiento de 8,3% a partir del cual la expansión tiende a estabilizarse, lográndose después de setenta i dos horas un valor de 8,4% que se mantiene hasta suspender la lectura

Figura 21 . - Ensayo expansion-tiempo a saturación total durante tres días en un espécimen de arcilla expansiva de la ciudad de Piura.



después de transcurridas ochenta y dos horas para lograr un hinchamiento máximo de 8,42%, notándose al desmontar la muestra del anillo que ésta sobresalía 2,130 milímetros de su parte superior (34). Para las otras muestras los ensayos se efectuaron con el fin de obtener resultados de "expansión libre" para el estudio de los esfuerzos generados por el hinchamiento de las arcillas que trataremos más adelante. Las curvas típicas de estos ensayos se muestran en la Figura 22

Con respecto a la composición mineralógica de estas arcillas, no ha sido posible establecerla por medio de ensayos especiales, debido a

a que en nuestro medio carecemos del equipo adecuado o (en todo caso el

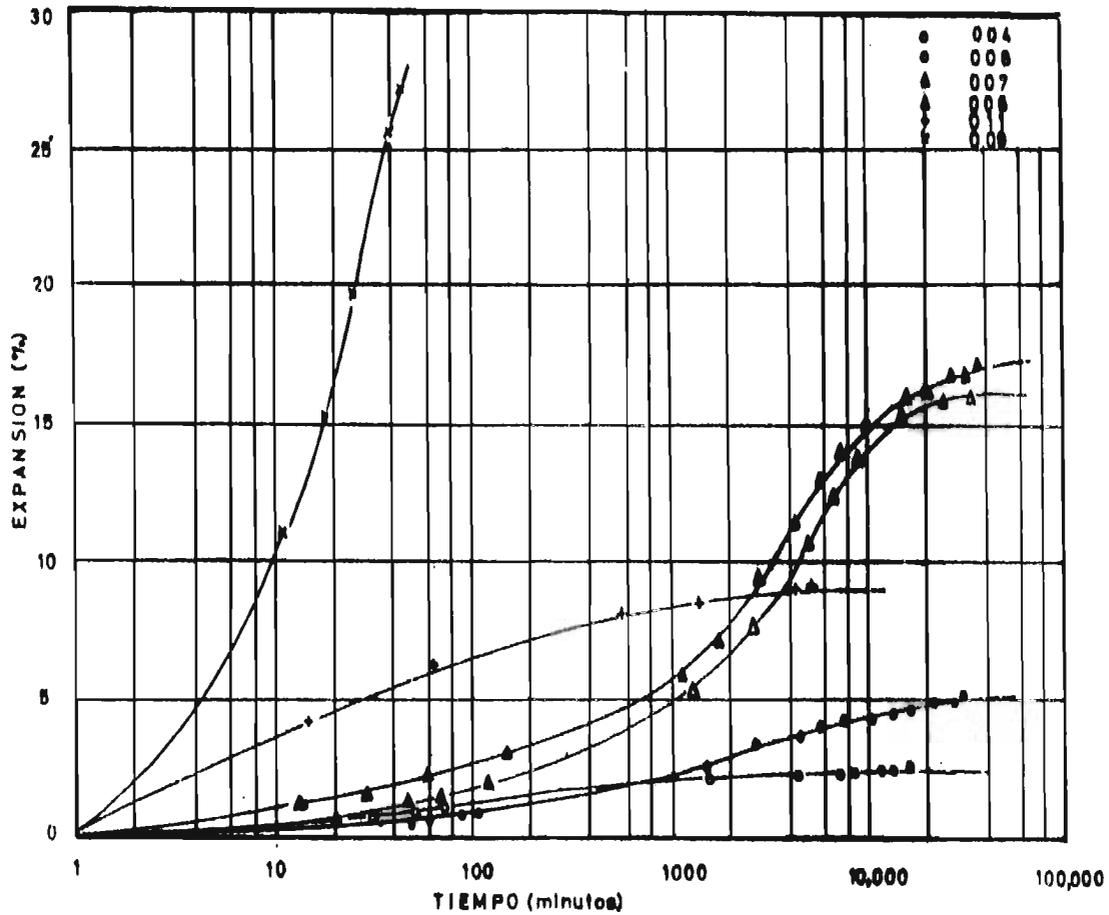


FIG. 22.- Resultado de los ensayos tiempo-expansión. Los números de las muestras corresponden con los de la tabla VII.

equipo que actualmente existe en el país no se encuentra todavía en punto como para dar resultados aceptables). Sin embargo de acuerdo a los trabajos de A. W. Skempton (19) y a los ensayos efectuados, demues-

tran que la "actividad" de las arcillas se correlaciona con la mineralogía e historia geológica de la misma, considerándose como una magnitud casi constante para cada estrato de arcilla.

En la Tabla VIII se han obtenido los valores de "actividad" para diez muestras de suelo, calculándose su respectivo índice de plasticidad y % de partículas de arcilla de las correspondientes curvas granulométricas que se muestran en la Figura 23.

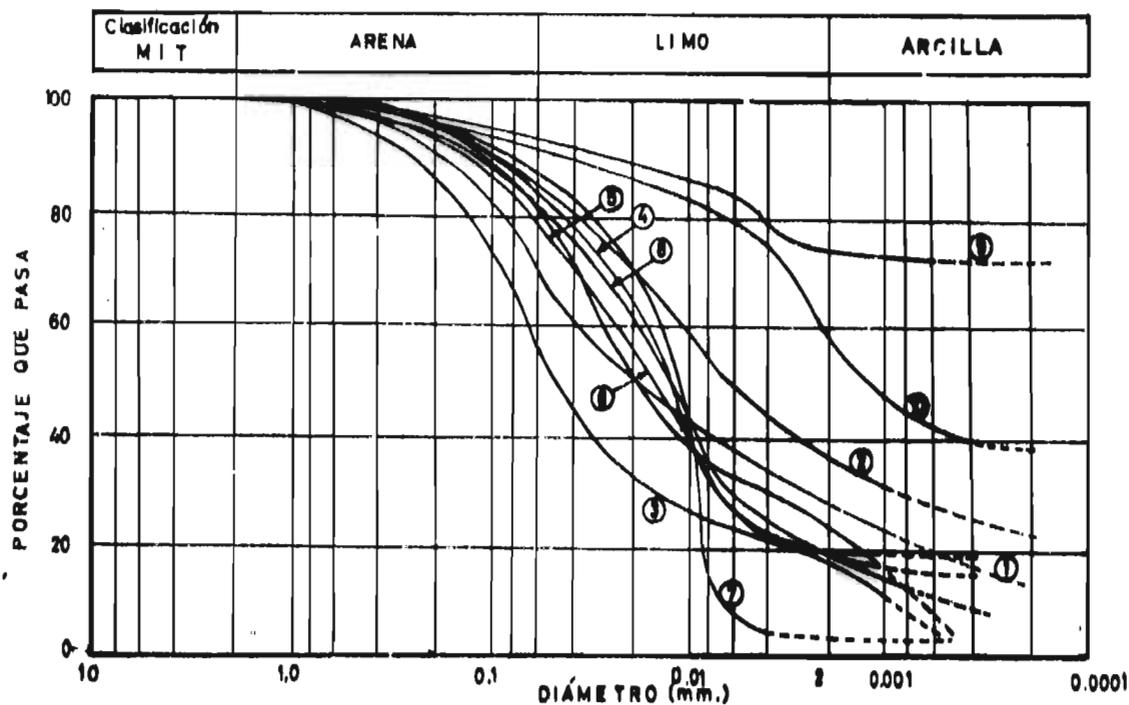


FIG. 23.- Distribución granulométrica de las muestras de arcilla expansiva.

Analizando los valores encontrados para cada caso y de acuerdo con A. W. Skempton (1948) que indica:

Arcillas inactivas	$A \leq 0,75$
Arcillas normales	$0,75 < A < 1,25$
Arcillas activas	$A \geq 1,25$

se puede establecer que para algunos suelos inactivos de Chiclayo (001, 003) se intuye que tienen aproximadamente las siguientes carac-

terísticas: la fracción de arcillas consiste predominantemente de caolinita. Aparte del caolín los miembros típicos de este grupo lo forman suelos derivados de erosión mecánica de rocas no arcillosas y arcillas postglaciales o de estuario que subsecuentemente han sido depositados en agua dulce. Algunos ensayos químicos efectuados en estos suelos denotan la presencia de carbonatos (CO_3, Ca), un $\text{pH} = 8$ (que corresponden a suelos básicos) y presencia en ellos del ión sulfato.

Las muestras del 2° grupo, específicamente las arcillas de Chiclayo y Piura (005, 006, 008, y 009) se presume han sido formadas por de secado normal y depositadas en agua dulce, pudiendo también corresponder a arcillas marinas y de estuario con predominancia de ilitas como mineral de arcilla.

Por último, las muestras que acusan actividad mayor de 1.25 pero menor de 2.00 procedentes de Chiclayo (002, 004, 010) y Talara, presumiblemente provienen de depósitos que contienen apreciable cantidad de coloides orgánicos y cuyo mineral predominante puede atribuirse a la montmorilonita cálcica. Una sola muestra, de este grupo (007), resulta con una actividad mayor de 2.00 y procede de la Urbanización Sta. Victoria en Chiclayo, donde se han detectado daños importantes en las edificaciones de uno y dos pisos de construcción en ladrillo sólido. Estas muestras pueden corresponder a arcillas 'bentónicas' cuyo mineral predominante generalmente es la montmorilonita sódica. Similarmente para algunas muestras de Paita (Piura) de características físicas parecidas, en las que fue posible realizar ensayos químicos más o menos completos tal como se muestra en la Tabla IX; para actividades mayores de $A > 2$ se les puede considerar como montmorilonitas sódicas muy activas ya que han producido daños considerables en un conjunto habitacional de casas de un piso (40), indicándose además la presencia de pequeños lentos de sales concentrados dentro del mismo suelo, cuya identificación química arroja los siguientes resultados:

Sales en forma de cloruros (100%)		Aniones presentes	
sodio	94.25%	cloruros	98.42%
potasio	5.04%	sulfatos	1.10%
magnesio	0.52%	nitritos	0.47%
calcio	0.10%	boratos	0.01%
aluminio	0.08%	yodatos	0.01%
otros	0.01%	nitratos	0.00%
		oxalatos	0.00%
		cloratos	0.00%

TABLA IX

RESULTADOS DEL ANALISIS QUÍMICO DEL SUELO
(Muestras procedentes de Paita)

Actividad	Clasificación Geológica	ANALISIS QUIMICO							
		pH soluble en caliente a 25°C	Hum. 105°C peso constante (%)	Materia orgánica (%)	Sales solubles (%)	Cant. sodio (mgrs)	Cant. potasio (mgrs)	Cantidad de magnesio como carbonato (mgrs)	Cantidad de calcio como carbonato (mgrs)
6.00	Arcilla con impregnaciones de hematita superficial	7.60	14.25	11.77	3.93	0.820	0.01	0.001	Trazas
2.90	Argilita	8.75	5.73	10.79	3.25	0.450	0.001	0.001	Trazas
2.00	Arcilla con oxidaciones ferruginosa superf.	7.90	5.19	7.09	5.58	0.080	0.004	0.002	Trazas
4.80	Lodolita arcillosa	8.80	6.40	13.58	2.60	0.075	0.02	0.001	Trazas

deduciéndose que se trata de cloruro de sodio presumiblemente de origen marino por la formación geológica de la zona. Sin embargo las arcillas de Talara que han presentado expansiones excepcionales hasta de 92%, y que se conocen como "bentonitas" en el lugar de procedencia, no presentan una actividad muy marcada (1.64 como máximo), de igual manera muestras de suelos extraídas de un mismo depósito y aún de lugares muy cercanos de un sondeaje a otro, indican variaciones importantes con respecto a su actividad, por lo que es posible concluir que para algunos suelos expansivos de la región norte del Perú el tanto por ciento de arcilla y el Límite de contracción no correlacionan bien con algunos métodos de clasificación que se han mencionado en este trabajo, que se encuentran en la literatura que sobre el tema existe, para ciertas áreas específicas de estudio.

Finalmente haremos un análisis de los factores que afectan al cambio de volumen de los suelos expansivos correlacionando cada uno de ellos con los casos ocurridos en el Perú.

En primer lugar citaremos el factor cantidad y tipo de minerales de arcilla, ya que es bien sabido que la magnitud del cambio potencial de volumen de un suelo depende de la cantidad de mineral expansivo presente en el material y por lo tanto de sus características mineralógicas, iones intercambiables e impurezas que pudiera contener, en muchos lugares donde se ha presentado el fenómeno, los análisis mineralógicos acusan gran cantidad de montmorilonitas, illitas o mezcla de ellas como componente de estos suelos. En el caso nuestro sólo poseemos la información que antecede con respecto a la "actividad" de las arcillas así como también la geología histórica de estas regiones, tal como ha sido indicada en el Capítulo VI.

Otro factor a considerar a continuación es la naturaleza del fluido intersticial que ocupan los poros del suelo, naturaleza que es caracterizada por el tipo de iones presentes, pH, y propiedades dieléctricas del fluido, los que actúan en los minerales presentes en el suelo alterando sus características iniciales, tal como sucede con las arcillas de las ciudades de Chiclayo y Piura, que se ven influidas por la presencia de agua freáticas tanto por acción capilar cuanto por saturación directa con ellas. Estas aguas fuertemente cargadas con sales no han podido ser identificadas adecuadamente, sin embargo se presume que en algunos casos sean sulfatos y en otros cloruro de sodio. Estas sales aparecen en forma de cristales a manera de agujas en la superficie del suelo,

cuando por evaporación y después de una lluvia se produce el secado gradual de las capas superficiales.

El peso unitario del suelo es también un factor determinante en el comportamiento de estos materiales expansivos, ya que en suelos densos y por consiguiente de peso unitario apreciable los movimientos de expansión son mayores que los ocurridos en aquellos donde el peso unitario no es importante. Pero por el contrario el efecto de contracción en los suelos densos es menor que en los menos densos, factor que se hace presente en los suelos de la Tabla VIII, el hinchamiento es mayor para los suelos más densos. Sea el caso de la muestra 009 procedente de Talara, que acusa un peso unitario de 2.00 gr/cc. y una expansión libre final mayor de 90%, expansión de tal magnitud que prácticamente produjo una explosión de la muestra de suelo en el consolidómetro, tal como se muestra en las figuras 24, 25 y 26.

Otro factor y quizá el más importante es el cambio en el contenido natural de humedad del suelo, que como ya hemos indicado en el Capítulo I ha sido la causa inmediata para que se produzcan estos movimientos en todas las áreas donde sea ha presentado el fenómeno. Por otra parte cuando se trata de suelos compactos se produzcan mayores expansiones en aquellos en los que las densidades alcanzadas sean altas para contenidos de humedad bajos, y acusaran menores expansiones cuando las densidades sean bajas para contenidos de humedad altos, lo que indica mejores resultados en la compactación de estos materiales cuando se hace en la rama húmeda de la curva densidad-humedad debido a la orientación menos aleatoria de las partículas del suelo.

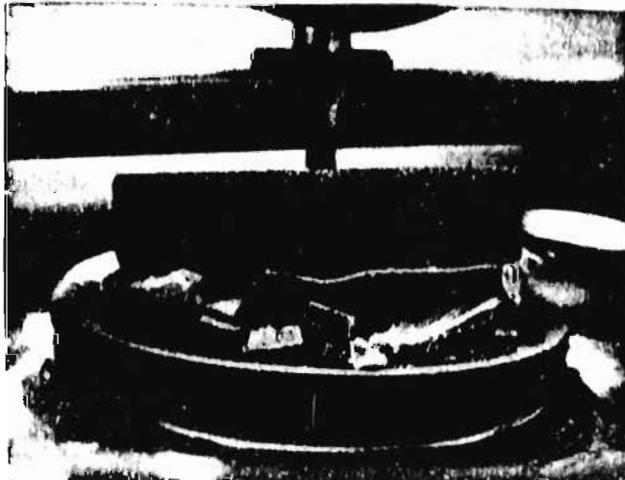
Una causa que determina la magnitud de los desperfectos en las estructuras suprayacentes a estos materiales son las condiciones de carga externa a que se les somete, ya que se ha establecido que cuando las cargas son suficientemente grandes para detener el levantamiento el problema no es grave, así lo reporta G. Pérez Guerra (35), para el Hotel Miranda de la ciudad de Coro, Venezuela, en que el proceso de hinchamiento solo afectó la operación normal de puertas y ventanas así como el levantamiento de los pisos, pero no causó daños apreciables en la estructura del edificio de concreto armado de cuatro pisos. Por otra parte, R. E. Means, 1950 (3), reporta para las arcillas del estado de Oklahoma, U. S. A., presiones de 3.5 a 4.5 tn/pie², para detener el hinchamiento y que puede considerarse empíricamente para estos suelos sobrecargas de 5000 a 8000 lbs/pie², como suficientes para -

Figura 24 .- Vista parcial del Ensayo de hinchamiento libre sobre una muestra de suelo expansivo procedente de Talara - Piura.



Figura 25 .- Equipo utilizado en el ensayo mostrando el levantamiento del anillo que contiene la muestra y la disgregación del suelo en su parte inferior.

Figura 26 .- Primer plano de la expansión explosiva sufrida por la muestra, levantamiento impedido por el marco de soporte del extensómetro.



contener la expansión de las arcillas y no producir daños apreciables en las edificaciones cimentadas sobre ellas. En las arcillas en que se excavaron los canales del Proyecto Quiroz en Piura, Perú, se encontró que cargas de 7000 lbs/pie². eran suficientes para prevenir el hinchamiento en estos canales y en los ensayos de consolidación efectuados sobre muestras procedentes de Chiclayo, ha sido necesario restringir el hinchamiento con presiones que han variado de 1.00k/cm². a 2.00 k/cm².

La estructura de los componentes del suelo es también un factor importante en los cambios de volumen de la arcilla. Ensayos realizados en especímenes inalterados y remoldeados del mismo suelo bajo las mismas condiciones de densidad-humedad y proceso de ensayo, indican que para suelos remoldeados la expansión es considerablemente mayor que para suelos inalterados, atribuyéndose esto a la orientación preferente que las partículas del suelo toman al modificar su estructura debido al proceso de compactación o remoldeo. Esta circunstancia ha sido reportada por W. G. Holtz 1959 (30), para las arcillas de los canales de Mohawk en Arizona, Gulf Coast en Texas y Gateway en Utah.

Por último, el tiempo necesario para lograr la expansión total del suelo juega un papel importante en el cambio de volumen final del suelo. En materiales finos el movimiento del agua y el consiguiente balanceo de fuerzas es muy lento, requiriéndose días y en otros casos semanas para lograr el humedecimiento completo de la muestra a fin de obtener el cambio de volumen final en especímenes de laboratorio de espesores relativamente pequeños, que comparados con los espesores de los estratos activos en expansión que generalmente se encuentran en la práctica será necesario meses y muchas veces años para saturarlo completamente. R. E. Means (30), reporta para arcillas de Oklahoma, un estrato de cinco pies de espesor requiere no menos de veinte años para alcanzar su equilibrio final. En el caso de las arcillas de Piura, se ha encontrado que es necesario algo más de tres días para lograr la estabilización de la expansión en el laboratorio (34), y para los canales del Proyecto Quiroz, M. Montero Pinillos 1961, (36), encuentra que la saturación previa para producir un estado de expansión final antes de colocar el revestimiento se producía en un lapso comprendido entre siete a veintinueve días, o bien en un promedio de quince días de saturación continua, sin embargo en algunos casos se notó daños en estas estructuras dos meses después de colocado el revestimiento.

De los ensayos realizados en la 2a. Etapa de este trabajo, en la figura 22 se muestran seis curvas típicas de expansión -VS- tiempo, notándose que prácticamente se obtiene el equilibrio de expansión en la mayoría

de las muestras despues de transcurridos 28 días, a excepción del caso de la muestra (009) de Talara que llegó a un máximo de 92% de expansión despues de 24 horas de saturación, siendo imposibles las medidas subsiguientes debido al estado en que quedara la muestra en referencia (Figuras de 24 a 26).

En resumen y después del análisis de estos resultados y de los factores que afectan al cambio de volumen de los suelos expansivos de la región norte del Perú, se puede decir que el fenómeno local es similar al producido en otras áreas del mundo y por lo tanto es posible interpretarlo y resolverlo de manera semejante.

CAPITULO VIII

CALCULO DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA EXPANSION DE LAS ARCILLAS SOBRE LAS CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS LIVIANAS

El problema hasta hoy no resuelto satisfactoriamente es la construcción de casas de tipo económico en suelos expansivos, caso que es muy común encontrar en muchos países latinoamericanos que tratan de solucionar el problema de la vivienda, para ello se construye casas de estructura liviana en antiguos terrenos de cultivo ubicados en las orillas de las ciudades los mismos que poseen características altamente expansivas; o bien cuando por razones de planeamiento rural o agrícola dentro de estas áreas de cultivo deben construirse viviendas de costo muy reducido, edificaciones que son seriamente afectadas por este fenómeno. En esta parte del trabajo se expone una contribución a la solución de este problema, que si bien es bastante difícil de resolver, en algunos casos es posible disminuir sus efectos tomándose las precauciones estructurales deducidas por el método, sin embargo a pesar de ello podrían presentarse daños, por lo que siempre será recomendable tomar las medidas necesarias a fin de que se limite la entrada de agua que produzca el desequilibrio de humedad del suelo en que se encuentran cimentadas estas casas.

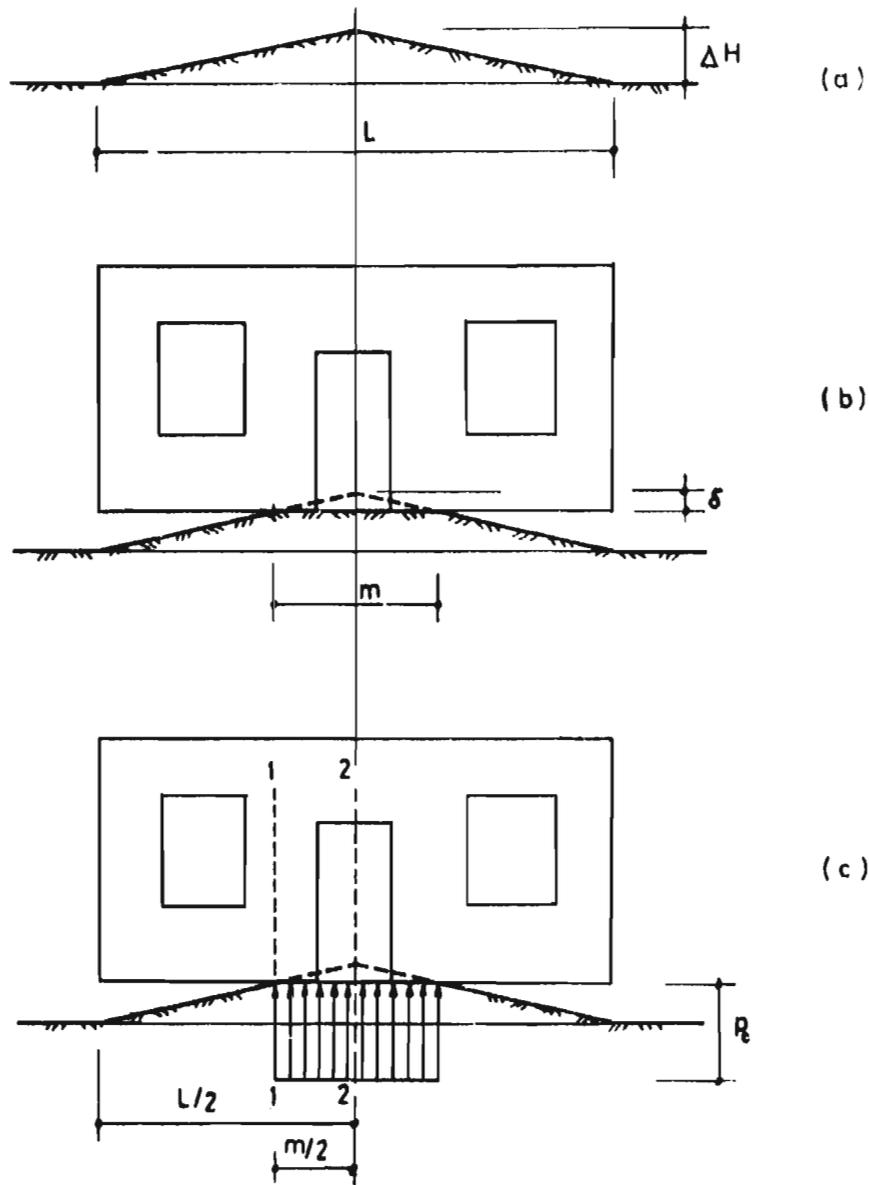


Fig 27.- PROCESO DE HINCHAMIENTO DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS.
a) Hinchamiento libre del suelo.
b) Distribución de presiones de contacto.
c) Cálculo de momentos flexionantes y fuerzas cortantes que actúan en el elemento estructural.

No se pretende pues, dar una solución definitiva al problema sino una manera sencilla de estimar los efectos que la expansión de las arcillas produce en las estructuras de este tipo.

En el Capítulo V ya se han expuesto algunos de estos métodos, unos sencillos y otros complicados y laboriosos, los alcances del método que se expone en este capítulo, son los de resolver problemas de empujes verticales producidos por expansión unidimensional de las arcillas sobre las que se apoyan edificaciones ligeras cimentadas sobre zapatas corridas; e valuando los momentos de flexión y fuerzas cortantes inducidas por este fenómeno sobre los elementos estructurales de estas edificaciones.

El método ha sido deducido bajo las siguientes hipótesis :

a) El proceso de expansión de las arcillas produce un levantamiento del suelo en forma de cúpula cuyo máximo se encuentra en el centro del elemento estructural afectado, correspondiendo este estado de deformación al tipo de hinchamiento cuya causa probable sea la modificación del equilibrio de humedad de la arcilla por termo-ósmosis debido a la construcción de una estructura encima de ella (Capítulo I, página 7), o bien por cualquier aumento definido de humedad que determine mayores hinchamientos en el centro que en los extremos del cimiento.

b) Se supone que el hinchamiento es pequeño y no se extiende más allá de los límites de la edificación, y su geometría se puede tomar sin mayor error, variando linealmente con respecto a la longitud del elemento cargado (Fig. 27 a), estas suposiciones no están muy alejadas de la realidad debido a que los levantamientos son pequeños en comparación a la longitud del muro, y además el desequilibrio de humedad en los extremos del cimiento puede considerarse nulo por la cercanía a la zona no cubierta, lo que determina mayor evaporación y por consiguiente expansión nula.

c) El proceso de hinchamiento del suelo se considera en dos etapas, la primera que consiste en la expansión libre de las arcillas bajo la acción de una estructura hipotética similar a la real pero de peso nulo, y la segunda bajo la acción de la estructura con su peso real, el mismo que produce un aplastamiento elástico de la cúpula de magnitud (δ) y de longitud (m). induciendo en esta parte del suelo presiones de contacto (P_c), cuya distribución se supone uniforme, quedando la estructura en voladizo por sus extremos y apoyada en esta región central.

d) La evaluación de las características expansivas del suelo se hacen bajo la suposición de un proceso puramente elástico, de acuerdo a las consideraciones de Seed, et, al, 1962, (37) y Serratos, 1966, (38), que encontraron que para este tipo de suelos la expansión es un proceso reversible en la rama de recompresión de la curva carga-deformación del suelo.

Estos parámetros del suelo expansivo pueden evaluarse por medio de ensayos de laboratorio o de campo bajo las condiciones reales de deformación del suelo cuyo método de ensayo se anotará más adelante.

Para la determinación de la distribución de las presiones de contacto producidas por la expansión del suelo, en la Fig. 27 suponemos que :

W = carga total por unidad de longitud del cimiento sobre el suelo (peso del cimiento + muro + techo + pisos suspendidos).

L = Longitud total del elemento portante

B = Ancho del cimiento

K_e = Coeficiente de reacción del terreno después de la expansión (kg/cm³).

De esta manera :

$$K_e = \frac{W}{m \delta} \quad (1)$$

Por semejanza :

$$m = \frac{L \delta}{\Delta H} \quad (2) \text{ en } (1) : K_e = \frac{W \cdot \Delta H}{L \cdot \delta^2}$$

Aplastamiento elástico :

$$\delta = \sqrt{\frac{W \cdot \Delta H}{K_e \cdot L}} \quad (3)$$

$$(3) \text{ en } (2) : m = \frac{L}{\Delta H} \sqrt{\frac{W \cdot \Delta H}{K_e \cdot L}}$$

$$m = \sqrt{\frac{W \cdot L}{K_e \cdot \Delta H}} \quad (4)$$

La presión unitaria de contacto debida al hinchamiento será igual a :

$$P_c = \frac{WL}{mB} = \frac{WL}{B \left(\frac{W \cdot L}{K_e \cdot \Delta H} \right)^{1/2}}$$

$$P_c = \frac{1}{B} \sqrt{W \cdot L \cdot K_e \cdot \Delta H} \quad (5)$$

Obtenidos estos valores ya es posible determinar los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se producirán en cualquier sección del elemento estructural considerado, así en la fig. 27 c), suponemos que las partes extremas trabajan en valadizo, cuyo momento flexionante en la sección 1-1 será igual a :

$$M_{1-1} = \frac{1}{2} W l^2 = \frac{1}{8} W (L - m)^2$$

$$M_{1-1} = \frac{1}{8} W \left[L - \sqrt{\frac{W \cdot L}{K_e \cdot \Delta H}} \right]^2 \quad (6)$$

Para la parto central del elemento portante se producirá el máximo momento flexionante, obteniéndose para la sección 2-2 :

$$M_{2-2} = M_{ux} = \frac{W}{2} \left(\frac{L}{2} \right)^2 - P_c \cdot B \left\{ \frac{m}{2} \right\} \left\{ \frac{m}{4} \right\}$$

$$M_{ux} = \frac{WL^2}{8} - \frac{P_c m^2 B}{8}$$

Si $W = \frac{P_c \cdot m \cdot B}{L}$ $M = \frac{WL^2}{8} = \frac{P_c \cdot m \cdot B}{L} \cdot \frac{mL}{8}$

$$M = \frac{W}{8} \left[L^2 - mL \right]$$

$$M_{ux} = \frac{1}{8} WL^2 \left[1 - \frac{m}{L} \right] \quad (7)$$

Sustituyendo :

$$M_{ux} = \frac{1}{8} WL^2 \left[1 - \sqrt{\frac{W}{L \cdot K_e \cdot \Delta H}} \right] \quad (8)$$

Es sencillo también evaluar la magnitud de las fuerzas cortantes en cualquier sección del elemento, presentándose dos secciones de interés para su cálculo : (Fig. 27, c)

$$V_{1-1} = W \left(\frac{L-m}{2} \right)$$

$$V_{1-1} = \frac{W}{2} \left[L - \sqrt{\frac{WL}{Kc \cdot \Delta H}} \right] \quad (9)$$

$$V_{2-2} = W \left(\frac{L}{2} \right) - P_c \left(\frac{m}{2} \right) B$$

$$V_{2-2} = \frac{WL}{2} - \frac{P_c \cdot m \cdot B}{L} \cdot \frac{L}{2}$$

$$\text{Si } W = \frac{P_c \cdot m \cdot B}{L}$$

$$V_{2-2} = \frac{WL}{2} - \frac{WL}{2} = 0 \quad \text{correspondiente a la sección}$$

de momento máximo.

Calculados los elementos mecánicos producidos por la expansión de las arcillas, ya es posible evaluar los refuerzos necesarios en el conjunto muro-cimiento a fin de que no se produzcan agrietamientos o deformaciones que puedan dañarlos definitivamente. Estos refuerzos pueden ser colocados en las partes superior e inferior del muro, conectados por medio de riostras diagonales dispuestas normalmente al sentido del posible agrietamiento del elemento estructural.

Ahora bien, cabe analizar los posibles valores de la presión unitaria (P_c) que pueden hallarse al calcular los esfuerzos producidos por la expansión de las arcillas. En primer lugar si la capacidad última del suelo es

menor o alcanza a ser igual a la presión de contacto (p_c) se producirá un estado de fluencia plástica del suelo, condición bajo la cual las hipótesis establecidas siguen siendo válidas si se substituye el parámetro K_c por el valor de la compresión simple (q_u) ensayado en condiciones de equilibrio de expansión.

En segundo lugar cuando la carga unitaria transmitida por la super estructura (w), es mayor o igual a la presión (p_c) se tendrá un estado elástico de deformación que asimila al caso estudiado, y por lo tanto el peso de la estructura es capaz de absorber integralmente la presión del levantamiento total a producirse. Esta condición ya ha sido mencionada al analizar los factores que afectan al cambio de volumen de los suelos expansivos, (referencias 3, 35 y 36, capítulo VII) Por último, el caso frecuente en el diseño de cimentaciones para estructuras livianas sobre suelos expansivos que se trata en este capítulo, en el cual la carga unitaria transmitida por la estructura (w) es menor que la presión de contacto (p_c) producida por el hinchamiento. Esto genera un estado de deformaciones elásticas pero un aplastamiento incompleto de la cúpula central, produciéndose un levantamiento remanente de la estructura, que si es pequeño y menor que ciertos límites, no causará daños apreciables en ella. Este levantamiento remanente es posible calcularlo por la expresión :

$$\Delta = \Delta H - \delta$$

$$\Delta = \Delta H - \sqrt{\frac{w_c \Delta H}{K_c L}} \quad (10)$$

Finalmente, es posible hacer una comparación de las ecuaciones que han sido deducidas para calcular los esfuerzos producidos por la expansión de las arcillas en este tipo de edificaciones. Así tenemos la fórmula Sudafricana (Capítulo V), que supone al muro trabajando como cantilever doble apoyado en un punto central, dando para el momento máximo la ecuación :

$$M_{max} = \frac{wL^2}{8} K$$

en el cual el coeficiente K deducido empíricamente varía de 0.5 a 0.8 de acuerdo a las regiones donde se utilice. Salas y Serratosa (27), dan para el cálculo de momentos, bajo la suposición de un estado de equilibrio plástico del suelo la siguiente ecuación :

$$M = \frac{wL^2}{8} \left[1 - \frac{V}{q_f \cdot B} \right] \text{ y } K = \left[1 - \frac{q}{q_f} \right]$$

donde K puede variar de acuerdo al coeficiente de seguridad adoptado para la cimentación, de esta manera:

Factor de seguridad :	2	3	5
Valor de K :	0.5	0.67	0.8

La ecuación (8) de este trabajo da para el valor de K :

$$\left[1 - \frac{m}{L} \right] = \left[1 - \sqrt{\frac{W}{L \cdot K_e \cdot \Delta H}} \right]$$

cuya variación depende de las características expansivas del suelo, de las cargas impuestas y de las dimensiones del elemento portante de la estructura.

Esta ecuación tendría aplicación en nuestros países, donde el problema de la expansión de las arcillas es apenas conocido o estudiado y por lo tanto se tiene poca o ninguna experiencia acumulada acerca del fenómeno. Por otra parte en ella intervienen las características intrínsecas del suelo en cuanto a su facilidad a expanderse, así como las condiciones constructivas de cada estructura en particular, elementos que son fáciles de evaluar en cada caso.

CAPITULO IX

RESULTADOS EXPERIMENTALES DE LA TEORIA EXPUESTA Y SU APLICABILIDAD A CASOS REALES

Con el fin de establecer la magnitud de los esfuerzos generados por las arcillas sobre las cimentaciones que han sufrido daños apreciables en las regiones en estudio, se dió comienzo a un programa de ensayos para determinar los parámetros necesarios para la evaluación de las propiedades intrínsecas de los suelos expansivos y a partir de ellos calcular sus efectos sobre las edificaciones tipo, cuyas características constructivas también fueron establecidas. Parte de los resultados de este programa de ensayos ya han sido expuestos en este trabajo, discutiéndose en este capítulo los relativos al levantamiento máximo sin carga (ΔH) y al coeficiente que hemos llamado de reacción del terreno después de producida la expansión (K_e), así como su aplicabilidad en las condiciones reales en que se encuentran estos suelos en cada uno de los lugares donde fueron tomadas las muestras.

Dado a que el objetivo de este trabajo es el de encontrar una manera sencilla, pero razonable, de estimar los efectos que ya hemos mencionado,

estos dos parámetros han sido calculados en base a ensayos sencillos y utilizando equipo común factible de encontrar en un Laboratorio de Suelos convencional, sin llegar a ensayos complicados o equipo costoso y difícil de fabricar en nuestro medio.

La medida de la expansión máxima del suelo (ΔH) en el laboratorio se efectuó en todos los casos sobre muestras inalteradas tomadas de los lugares ya indicados, muestras que inicialmente fueron bloques de 30 x 30 cms. aproximadamente extraídas de la zona activa, a profundidades variables entre 0.80 mts. y 2.00 mts., Cabe indicar que no fue posible almacenar estas muestras en una cámara de humedad por carecer de ella, sin embargo la variación de contenido de agua en los suelos no fue muy importante sobre todo en aquellos cuyo bajo contenido de humedad natural les permite considerarlos como en estado prácticamente seco. El ensayo se llevó a cabo en un edómetro común de tipo anillo flotante, de manera de permitir al suelo su hinchamiento libre al saturarse durante el tiempo necesario para lograr el equilibrio o estabilización del proceso expansivo del suelo, lo que representaría la primera etapa del proceso de hinchamiento considerado. Las lecturas generalmente se hicieron para el hinchamiento inicial a intervalos de 2 minutos para los primeros 10 minutos, luego cada media hora hasta completar dos o tres horas de medida, y a partir de esta lectura se tomaron cada 24 horas hasta lograr el equilibrio que generalmente fue alcanzado, para las muestras ensayadas en la segunda etapa de experimentación, después de transcurridos algo más de 400 horas tal como ya se ha mencionado en el Capítulo VII. Con los resultados de este ensayo sencillo es posible graficar una curva expansión-tiempo, a partir de la que se deduce la magnitud de la expansión libre máxima (ΔH) para cada espécimen. Los resultados de estos ensayos, efectuados en seis muestras de suelo se muestran en la Figura 11.

La segunda etapa de este proceso expansivo, que correspondería a la colocación de la estructura con su verdadero peso sobre el suelo expandido con el correspondiente aplastamiento de la cúpula central, fue reproducido en el laboratorio sometiendo a la misma muestra proveniente del ensayo anterior a un proceso de carga similar al del ensayo de consolidación estándar, calculándose para cada incremento de carga la correspondiente deformación producida en el suelo. Este ensayo se efectuó en una Balanza de Carga que nos permitió el ajuste con cierta precisión de cada incremento de carga, de manera que cada uno

de ellos sea aproximadamente el 30% del incremento anterior para intervalos de 24 horas. Este proceso de carga se dió por terminado una vez alcanzado el rango de variación de las presiones unitarias a las que se pretende hacer trabajar al suelo en el caso real, que no fueran mayores de 1.00 K/cm².

Por otra parte, debido a las variaciones de la temperatura ambiente (que podríán producir irregularidades en el estado de equilibrio del suelo durante los ensayos que tuvieron una duración promedio de 28 a 30 días), se utilizó un sistema similar al del "ensayo sellado" descrito por R. F. Dawson (41), en el que se trata de evitar que la muestra pierda humedad colocándola en una funda de polietileno suficientemente suelta, entre la piedra porosa superior y la cabeza de carga sostenida por medio de un anillo o cinturón de metal y un sello poroso en los tubos de salida de la piedra inferior.

Los resultados de estos ensayos nos han permitido graficar las curvas correspondientes de compresión en un sistema cartesiano semilogarítmico, con el fin de establecer la linealidad de la relación presión-vs-deformación (Figura 28), para evaluar en la porción elástica de la curva el módulo de reacción correspondiente al suelo expandido, en el rango de presiones de trabajo asignadas al terreno para las profundidades activas promedio detectadas en cada caso real considerado.

Las características estructurales de las casas-tipo que han sido afectadas son las siguientes: en la región de Piura, específicamente en la Colonización San Lorenzo (Figura 29), tienen muros portantes de ladrillo compacto o ladrillón de suelo-cemento asentados con mortero común, techo a "dos aguas", con tijerales de madera o "caña de Guayaquil" y cobertura de calamina, cimientos corridos de 0.50 mts. de ancho por 0.70 mts. de profundidad que transmiten al terreno cargas promedio de 5.00 toneladas por metro lineal de muro.

En el caso de las edificaciones de la región de Chiclayo, de tipo vivienda económica (Figura 30), en promedio se pueden considerar constituidos por muros de ladrillo cocido compacto, revestidos con acabados convencionales que soportan techos de concreto armado del tipo aligerado, cimientos corridos o continuos de 0.60 mts. de ancho y 0.80 mts. de profundidad colocados directamente sobre las arcillas expansivas y que transmiten al terreno cargas promedio variables de 5.00 tn/ml a 8.00 tn/ml según el tipo de obra y/o tengan uno o dos pisos.

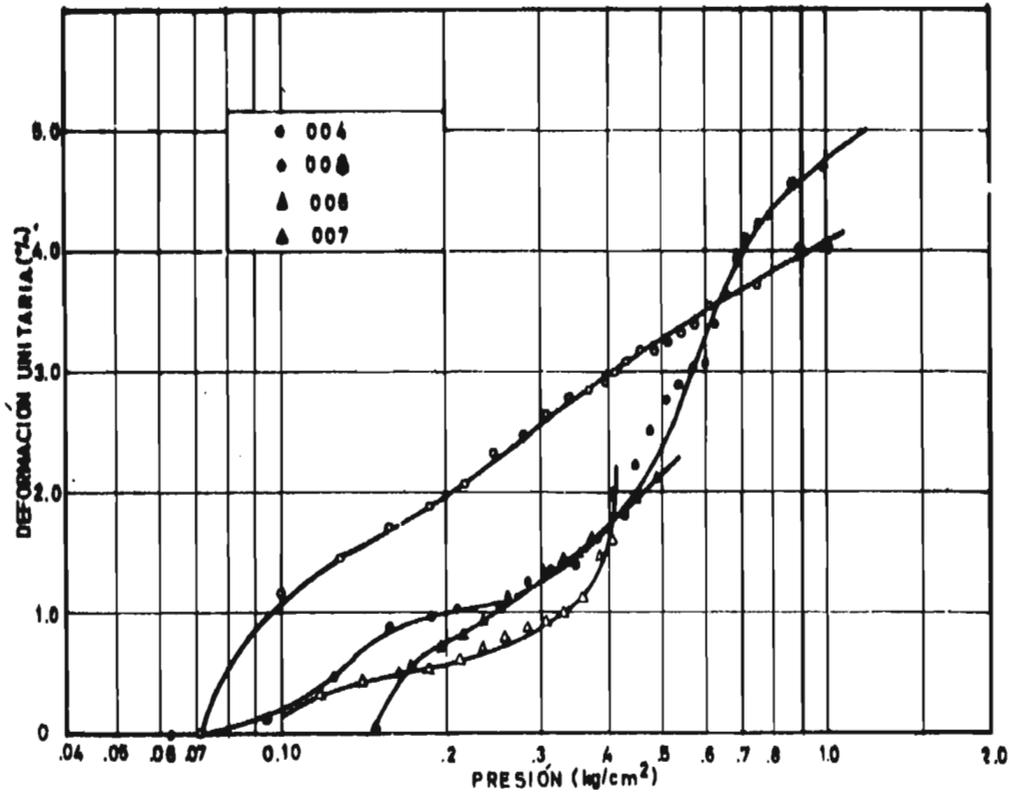


FIG. 28.- Curvas de compresión para suelos expansivos.

La longitud promedio del conjunto muro-cimiento para todos los casos estudiados ha sido tomada igual a 6.50mts., los mismos que transmitirán presiones de contacto comprendidas entre 0.50 k/cm² a 1.00 k/cm². De igual manera el espesor del estrato activo ha sido tomado de acuerdo con lo especificado por J. E. Jennings (46), que establece para la zona activa de la arcilla, la máxima profundidad hasta donde llegan los agrietamientos por contracción diferencial, o en todo caso hasta donde se estima que las características de expansividad sean significativas. En este estudio se ha tomado para todos los casos una profundidad activa promedio igual a 0.80m.

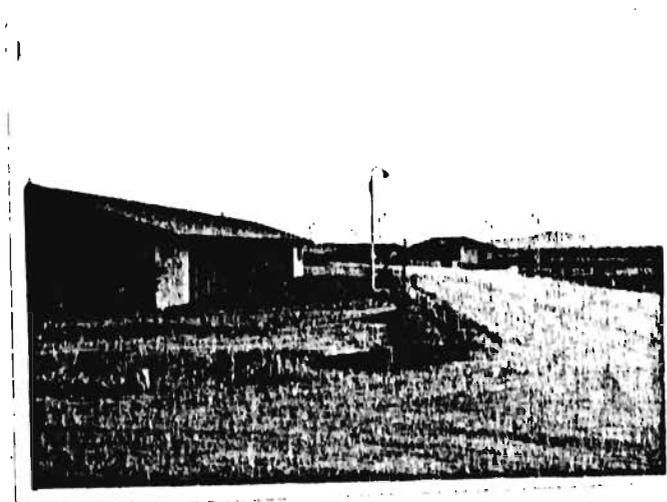
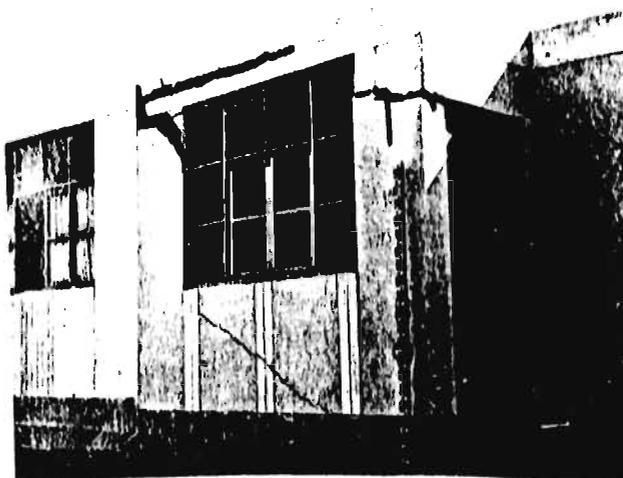


Figura 29 .- Casas-tipo en la Irrigación y Colonización San Lorenzo- Piura- Perú.

Figura 30 .- Casa-Habitación típica en la zona de Chiclayo. Edificación de bajo costo de un solo piso.



Bajo estas consideraciones se ha evaluado el módulo de reacción del suelo expandido, para los suelos 004, 006, 007 y 008 obteniéndolo como un coeficiente de proporcionalidad entre el asentamiento o deformación total - con respecto a la aplicación de presiones externas, teniendo en cuenta que esta deformación se producirá en el campo, por lo que la deformación unitaria obtenida por un espécimen de laboratorio fué relacionada con el espesor del estrato activo considerado.

Los valores del módulo de reacción (K_e) obtenidos para estos suelos

tienen un rango de variación muy pequeño y magnitudes inferiores a los conocidos para este tipo de suelo en su estado natural, generalmente arcillas de alta expansividad. Sin embargo, estas magnitudes se justifican debido a que el suelo está reaccionando en su estado expandido y por lo tanto su resistencia ha disminuído considerablemente, tal como lo muestra los resultados de las curvas esfuerzo-deformación de la figura 20 pag. 48, que para el suelo 008 indican una disminución de resistencia de un 25% con relación a su estado natural.

Establecidos los principales parámetros que nos permitirán determinar el efecto que estos suelos suelen producir sobre las cimentaciones livianas, se ha efectuado la evaluación de las fórmulas deducidas en el Capítulo VII de este trabajo, de manera de poder comparar sus resultados con otros métodos similares que han sido expuestos en el acápite correspondiente. La deducción del momento máximo a producirse de acuerdo con la fórmula (8) de la página 63 se ha efectuado por medio de su aplicación parcial, es decir obteniendo el valor del coeficiente reductor del momento flexionante y denominando simplemente K al resultado de las cifras encerradas en el corchete de la fórmula que es igual a:

$$K = \left[1 - \sqrt{\frac{W}{L \cdot K_e \cdot \Delta H}} \right]$$

De su aplicación se obtienen los valores que se muestran en la Tabla X (página 73)

De acuerdo a estos resultados se puede llegar a las siguientes conclusiones:

1. - El tiempo para lograr el equilibrio de estos suelos expansivos es en general de por lo menos 28 días para las arcillas de mediano grado de expansividad, no así para aquellas que acusen un grado muy alto de hinchamiento en las que no es predecible.
2. - El valor del coeficiente o factor de reducción del momento flexionante (K), por lo general crece proporcionalmente con el módulo de reacción del terreno en estado de expansión (k_e), aumentando o disminuyendo en su valor absoluto de acuerdo a la magnitud de la expansión libre del estrato activo.
3. - El coeficiente reductor del momento flexionante (K), correlaciona bastante bien con el rango de valores establecidos por otros métodos similares tales como el de la Fórmula Sudafricana y las deducciones efectuadas por Salas Serratos (27) en las que indican una variación de 0.5 a 0.8 para este factor, sin embargo la aplicación de la teoría

TABLA X
ESFUERZO^o GENERADOS POR EL PROCESO DE
EXPANSION DE LAS ARCILLAS

Suelo	Zona	Peso del muro típico (tn/ml)	Exp. libre en % H	Modulo de reacción Ke (kg/cm ³)	Coficiente K
304	Chicalyo Arriola	5.00	2.9%	0.1045	0.424
006	Chiclayo Sta. Vict.	8.00	17.5%	0.1510	0.731
007	Chiclayo Sta. Vict.	8.00	16.0%	0.2090	0.786
008	Chiclayo Chirinos	5.00	5.1%	0.0941	0.544
009	Talara Piura	----	92.0%	No fué posible obtenerlo.	----
011	San Lorenzo Piura	5.00	8.4%	0.2650(*)	0.793

73

(*) Modulo de reacción obtenido a partir de un ensayo de placa.

expuesta permite obtener rangos de variación mucho más amplios (Tabla X), que hacen más real la adecuación de la estructura a la distribución de los momentos flexionantes generados, ya que dependen esencialmente de las características intrínsecas de expansividad de las arcillas y de las dimensiones estructurales del cimiento por construir.

4. - Siempre será posible reducir el efecto del fenómeno si se hacen variar algunas de las dimensiones de la cimentación, así como también se aumenta el peso de la super-estructura.
5. - Dado a que las conclusiones establecidas se han basado en un número reducido de pruebas efectuadas, más adelante será posible encontrar correlaciones adecuadas entre el valor del hinchamiento libre máximo (ΔH) y el coeficiente reductor del momento flexionante (K). De igual manera entre el módulo de reacción del terreno expandido (k_e) y el coeficiente reductor del momento flexionante; por lo que bastaría efectuar un solo ensayo para seleccionar con cierta aproximación el factor reductor y por lo tanto el momento flector, que nos permitiría colocar el cimiento adecuado para un área determinada del país.
6. - Debemos hacer notar también que los métodos cualitativos de estimar los efectos o grado de expansión que se encuentra en la literatura (para el caso específico de los suelos expansivos de estas regiones del Perú) no se cumplen completamente, sobre todo en lo que se relaciona con el valor del Límite de Contracción y en algunos casos con la "actividad" de estos suelos o más concretamente con el porcentaje de arcilla contenida en estos materiales.

En suma, los datos suministrados por la aplicación de la teoría expuesta en este trabajo, permiten una conveniente correlación entre los esfuerzos producidos por el fenómeno de expansión traducidos en momentos flectores, y las características intrínsecas de expansividad de estas arcillas para regiones donde el fenómeno es poco conocido o no se tiene una adecuada información o experiencia en su tratamiento, sobre todo en los problemas ocasionados en la construcción de viviendas de reducido costo y peso liviano en donde el método expuesto puede proporcionarnos una considerable y valiosa información acerca del comportamiento de estos suelos expansivos, llegándose a la evaluación de un paleativo para sus posibles efectos en caso de una variación en su contenido de humedad con el consiguiente aumento de volumen del suelo.

APENDICE

ENSAYO DE HINCHAMIENTO EN EL CAMPO

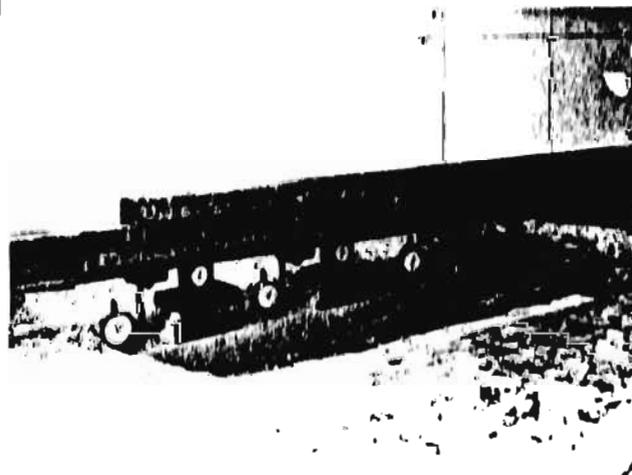
Con el objeto de observar las manifestaciones del fenómeno producido en un grupo de casas de la ciudad de Paita, Piura; cuyos desperfectos fueron de tal magnitud que obligó al desalojo de estas casas-habitación, se realizó un ensayo "in situ" sobre un cimiento continuo de muro portante - a fin de establecer su comportamiento al producirse el hinchamiento del suelo tratando no sólo de medir las deformaciones generadas por el fenómeno sino también las presiones que sobre las bases del cimiento podrían producirse al variar el contenido de humedad del suelo. Sin embargo, este último aspecto no fue posible de ensayar debido al estado precario en que se encontraba estas edificaciones, por el agrietamiento de sus muros sufridos con anterioridad por un proceso inicial de expansión de las arcillas subyacentes a ella, estado que ponía en peligro la estabilidad de los muros adyacentes; por otro lado, las celdas de presión a utilizarse no tenían las características adecuadas para efectuar una medición del fenómeno con cierta garantía.

Figura 31 .- Ensayo de Hinchamiento en el campo, detalle de la zanja excavada hasta la profundidad de cimentación.



Figura 32 .- Vista de un cimiento típico de las casas que fueron afectadas por el fenómeno (Profundidad 0,90 mts. sobre el nivel natural)

Figura 33 .- Colocación de los deformómetros para evaluar el hinchamiento en el centro de un muro portante.



El ensayo se realizó en el centro del muro practicando una excavación de 1.60 mts. de largo por 0.60 mts de ancho hasta la profundidad de cimentación que en este caso era de 0.90 mts. (Figura 31)

Con el fin de detectar fisuras o agrietamientos que podrían producirse en el conjunto muro-cimiento, este elemento se revistió de yeso cuadrillándose, de igual manera que se hizo con el muro soportado por el cimiento (Figura 33)

Para la colocación de los micrómetros de carátula que median las deformaciones se construyó un sardinel de mortero apoyado en la unión entre cimiento y muro.

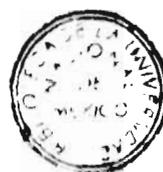
Los instrumentos de medición empleados fueron deformómetros de tipo Mauser y Solltest, cuya sensibilidad llegaba a 0.01 mms. disponiéndolos en número de seis tal como se muestra en la figura 32, estos deformómetros se apoyaron en el sardinel o fueron sustentados por medio de brazos magnéticos o un bastidor rígido apoyado en el exterior del ambiente.

En estas condiciones se procedió a modificar el contenido de humedad natural del suelo que se encontraba al nivel de la cimentación por sucesivas anegaciones del fondo de la zanja, obteniéndose los resultados que se muestran en la Tabla A.

Del análisis de los resultados de las mediciones efectuadas durante cuatro días, se observó que inicialmente ocurrieron un pequeño levantamiento del extremo izquierdo del muro y un entumecimiento del lado derecho notándose además que si bien ocurrieron levantamientos importantes iniciados por las mañanas hasta el mediodía aproximadamente, en la tarde se producía un pequeño descenso o asentamiento presumiblemente por fluencia o disgregación del material, dado a que el agua de anegación se colocaba por las mañanas. Al final de los cuatro días se observó un movimiento vertical promedio de 6.70 mms., notándose un levantamiento vascular del muro con cierto efecto torsional, traducido en un mayor levantamiento de un extremo que el otro y acompañado de un pequeño giro. La inspección efectuada en el muro apoyado sobre este cimiento no arroja daños importantes, sin embargo, se produjo un levantamiento diferencial mayor de medio centímetro con respecto a la posición de sus extremos. Este se debió posiblemente a la mayor presión de contacto transmitida por el muro portante o en todo caso a que el proceso de expansión ya había tenido lugar anteriormente que

TABLA (A)
 ENSAYO DE DEFORMACION "IN SITU"

FECHA	HORA	Lecturas Acumulativas de los Extensómetros (mms)					
		Ext. # 1	Ext. # 2	Ext. # 3	Ext. # 4	Ext. # 5	Ext. # 6
1-5-69	19.10	+ 0.08	+ 0.12	+ 0.04	+ 0.01	- 0.05	- 0.02
2-5-69	18.30	0.88	0.86	0.79	0.78	0.01	0.63
3-5-69	18.30	5.60	6.93	6.04	6.28	6.41	7.14
4-5-69	19.30	6.18	5.96	6.54	6.79	6.86	7.57
5-5-69	9.00	+ 6.24	+ 6.07	+ 6.56	+ 6.84	+ 6.93	+ 7.55



DE PFI

dando un remanente de expansión muy pequeño, ya que los muros adyacentes muestran daños importantes que muchas veces compromete el techo y piso de estas edificaciones, tal como se muestran en las siguientes figuras.

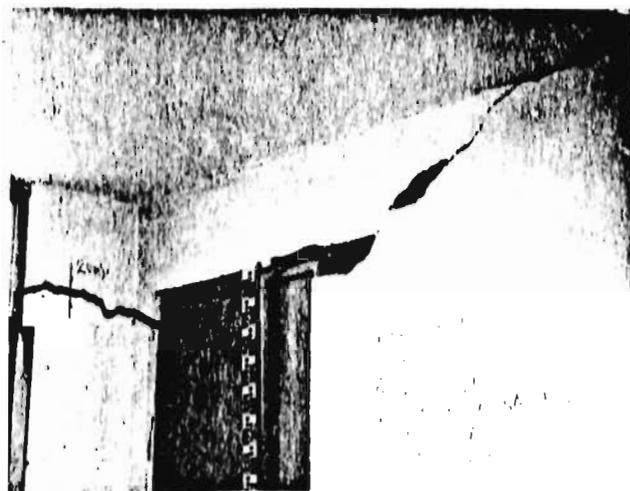


Figura 34 .- Rotura con desprendimiento de mezcla y movimiento de la puerta. Grieta en el muro de 2.00cm.

Figura 35 .- Grietas en una esquina de las casas de San Rafael- Paita



Figura 36 .-
Agrietamiento que
compromete el te-
cho de la casa.

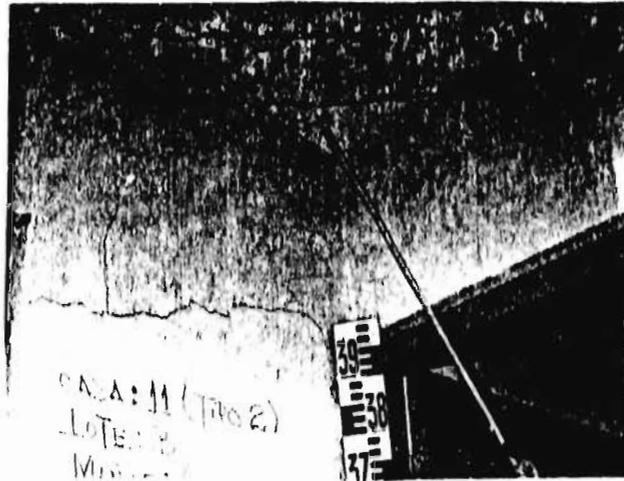


Figura 37 .-
Grietas de hinchamiento
en una esquina formada
por muro portante y de
tabique.

Figura 38 .-
Agrietamiento de un
muro de tabique.



AGRADECIMIENTO

El autor ofrece un especial agradecimiento al Dr. Daniel Resendiz Nuñez, Investigador del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, por sus sugerencias originales, adiciones y revisión, gracias a las cuales ha sido posible realizar el presente trabajo.

Ofrece también una sincera deuda de gratitud a los profesores de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM, Ings. Enrique Tamez, Jesús Alberro y Dr. Eulalio Juárez Badillo, por sus excelentes sugerencias y estimulantes discusiones de algunos capítulos del trabajo. De igual manera a las autoridades de la Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, en especial al Ing. Bernardo Fernández V., por su invaluable apoyo para la consecución de los fines del trabajo.

Finalmente, deseo agradecer a mi esposa, no solamente por su ayuda en el tipiado de gran parte de este trabajo, sino también por su constante estímulo que fué muy necesario para el desarrollo del tema, y de todas mis actividades durante mi permanencia en la ciudad de México.

Junio de 1969.

REFERENCIAS

1. CARRILLO, A. G., 1964. Informe Técnico: "Suelos de cimentación en la ciudad de Chiclayo y alrededores" Oficina de Proyectos y Pesquisas Técnicas de la Junta Nacional de la Vivienda, Lima Perú.
2. SALAS, J. A. J., 1965. "Arcillas expansivas en España" - 2da. Conferencia Jornadas Hispano-Peruanas, setiembre de 1965, Lima, Perú.
3. MEANS R. E., 1959. "Building on expansive clays". Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 54, num. 4, pp. 5-31.
4. LANGMUIR, I., 1938. "The role of attractive and repulsive forces in the formation of of tactois tixotropic gels and protein crystals" Jour. Chem. Physios., num. 6, pp. 873-896.
5. FRUMKIN, A. y GORODETZKAJA, A., 1938. "On the phenomena of wetting and the adhesion of bubbles". Acta. Physicochim., vol. 9-327.
6. SCHOFIELD, R. K., 1946. "Ionic forces in thick films of liquid between - charged surfaces". Trans. Faraday Soc., vol. 42, pp. 219-25.
7. VERWEY, E. J. W., y OVERBEEK, J. TH. G., 1948. "Theory of the stability of lyophobic colloids". Elsevier Publishing Co.-N.Y., 1948.
8. BOLT, G. H. y MILLER, R. D., 1955. "Compression studies of illite suspensions". Soil Sciences Society Procc., pp. 285-288.
9. WARKENTIN, B. P., BOLT, G. H., y MILLER, R. D., 1957. "Swelling pressure of montmorillonite". Soil Science Society Procc., pp. 496-497.
10. BOLT, G. H., 1954. "Physico-chemical properties of the electric double layer on planar surface". Ph. D. Thesis-Cornell Univ.
11. RUIZ, C. L., 1960. "Osmotic interpretation of the swelling of expansive soils". 40th. Annual Meeting, H. B. R., Bull. 313.
12. NOBLE, G. A., 1966. "Swelling measurements and prediction of heave for a lacustrine clay" Canadian Geotechnical Journal Vol. III, número 1, pp. 32-41.
13. LAMBE, T. W., 1958. "The engineering behavior of compacted clays". Procc. ASCE 84, Soil. Mech. 2.
14. LAMBE, T. W., 1960. "A mechanistic picture of shear strength of cohesive soil". Procc. ASCE., Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils" -Colorado.

15. SEED, H.B., WOODWARD, R.J., y LUNDGREN, R., 1962. "Prediction of swelling potential for compacted clays". Jour. Soil Mech. and Found. Eng., ASCE., 88-SM. 3.
16. WARKENTIN, B.P., 1962. "Water retention and swelling pressure of clay soils". Can. Jour. Soil. Sci. num. 42, pp. 89-96.
17. YOUSSEF, M.S., SABRY, A.A., y TEWFIK, M.M., 1957. "Substantial Consolidation and swelling of clay cause two interesting cases of serious damage to Hospital Building in Egypt." Procc. 4th. Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., vol. I, London.
18. HOLTZ, W.G., y GIBBS, H.J., 1956. "Engineering properties of expansive clays". Trans. ASCE, vol. 121-641.
19. SKEMPTON, A.W., 1953. "The colloidal activity of clays". Procc. 3rd. Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., vol I, pp.57.
20. SEED, H.B., WOODWARD, R.J., y LUNDGREN, R., 1964. "Clay mineralogical aspects on the Atterberg Limits". Jour. ASCE., Soil Mech. Div. Vol. 90, part. I.
21. ALPAN, I., 1957. "An apparatus of measuring the swelling pressure - in expansive clays". Procc. 4th. Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, London.
22. KOMORNIK, A., y ZEITLEN J.G., 1965. "An apparatus for measuring lateral soil swelling pressure in the laboratory". Procc. 6th. Int. Conf. Soil Mech. and Found. eng., vol. I-Montreal.
23. RING, G.W., 1965. "shrink-swell potential of soils". Public Roads - num. 33, 6:97.
24. LAMBE, T.W., y WHITMAN, R.V., 1959. "The role of effective stress - in the behavior of expansive soils". Querterly of the Colorado School of Mines., vol. 54, num. 4, pp. 34-66.
25. JENNINGS, J.E.B., y KNIGHT, K., 1957. "The prediction of total heave from the double oedometer test". Symposium on Expansive Clay South African Institute of Civil Eng.
26. MACDOWEELL, CH., 1959. "The relation of laboratory testing to design for pavements and structures on expansive soils". Querterly of the Colorado School of Mines., vol 54, num.4, pp. 128-163.
27. SALAS, J.A.J., y SERRATOSA, J.M., 1957. "Foundation on swelling - clays". Procc. 4th. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. - vol. I, pp.424-26.
28. RANGANATHAN, B.V., STAYANARAYANA, B., 1965. "A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays". - Procc. 6th. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, pp. 92-96. Montreal.

29. LADD, C. C., Y LAMBE, T. W., 1961. "The identification and behavior of compacted expansive clays". Procc. 5Th. Int. Conf. Soil - Mech. and Found. Eng., Paris, vol. I, pp. 201.
30. HOLTZ, W. G., 1959. "Expansive clays-Properties and problems"- Quarterley of the Colorado School of Mines, vol. 54, núm. 4, pp. 90-125.
31. SOWERS, G. F., DARYMPLE, G. B., Y KENNEDY, C. M., 1961. "High Volumen change clays of the southeastern Coastal Pain" - Law Engineering Testing Co., Atlanta, Ga.
32. SALAS, J. A. A., 1965. "Calculation methods of the stresses produced by swelling clays". Int. Research Eng. Conf. on Expansive - clays soils", College Station, Texas.
33. LAMBE, T. W., 1960, "The Character and Identification of Expansive soils", Report for Technical Studies Program, Federal Housing Administration. pp. 25-27.
34. CARRILLO, A. G., 1965. "Estudio de suelos para la cimentación del - Edificio Administrativo Central". Informe Técnico Irrigación y Colonización San Lorenzo, Piura, Perú, pp. 10-13.
35. PEREZ GUERRA, G. 1964. "Notas sobre hinchamientos". Boletín N° 17 Sociedad Venezolana de Mecánica de Suelos é Ingeniería de Fundaciones, Caracas, Venezuela.
36. MONTERO PINILLOS, M., 1961. "Canales en el Proyecto de Irrigación del Rfo Quiroz - Piura" - Boletín del Concejo de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
37. SEED, H. B., WOODWARD, R. J., Y LUNDGREN, J. R., 1962. "Predicting Swelling Potential for Compacted Clays". Procc, ASCE - Jun, 1962, vol. 88-SM. 3 pp. 53-87.
38. SERRATOSA, J. M., 1966. "Físico-Química de las Arcillas". II Conferencia sustentada en la División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM, México. -14 de Julio 1966.

40. CARRILLO, A. G., ROJO, C.A., 1969. "Investigación del sub-suelo en la Urbanización San Rafael, Paita, Piura". Informe Técnico, Banco de la Vivienda del Perú, Lima.
41. DAWSON, R.F., 1957, "Laboratory Consolidation Test for Expansive clays". Conf. on Soils for Engineering Purposes, ASTM Tech. Publication STP. 232. México, pp. 46-51.
42. PFLUCKER, E., 1954. "Geología General de la Concesión de la Brea y Pariñas" - Bol. Soc. Nacional de Petróleo, Volumen 36, Lima.
43. PETERSEN, G, QUIROGA, O. 1954. "Mapa Geológico Generalizado del Noroeste del Perú - Región Piura y Lambayeque" - Bol. Esp. Minist. Fomento y O.P. - Direcc. Petróleo, Lima.
44. CHALCO, A., ZEVALLOS O. 1955. "Geología del Area de la Concesión de la Emp. Petrolera Fiscal" - Bol. Tech. Emp. Petrolera Fiscal N° 1, 2, 3, 4. Lima.
45. CHALCO, A. 1955 - "Estudio Geológico Preliminar de la Región - Sullana-Lancones" - Bol. Tech. Emp. Petrolera Fiscal N° 3. pp. 46-62.
46. JENNINGS, J. E., 1957. "The Heaving of Buildings on Desiccated clay" Procc. 3 th. int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engr. Suiza, vol. 1, pp. 390-396.