

01163
(e)
5



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION DE MECANICA DE SUELOS

VARIACION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA CON
LA HUMEDAD Y EL CONFINAMIENTO DE UN SUELO DE
TIPO EXPANSIVO

T E S I S

que presenta

ELOISA ESTHER REY ARMENTA

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(Mecánica de Suelos)

J U R A D O

- DR. LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS. . .
- DR. EULALIO JUAREZ BADILLO
- M. en I. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ
- M. en I. CARLOS SILVA ECHARTEA . .
- M. en I. VICTOR PORRAS SILVA . . .

[Handwritten signatures of the jury members]

EL COORDINADOR DE LA SECCION

EL SECRETARIO ACADEMICO

[Handwritten signature of Abraham Díaz Rodríguez]

[Handwritten signature of Sergio Tirado Ledesma]

M. en I. Abraham Díaz Rodríguez

M. en I. Sergio Tirado Ledesma

01163
1982

Cd. Universitaria México, D.F., 23 de abril de 1982.

ELISE C. H.
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

LISTA DE SIMBOLOS

- c = cohesión
- e = relación de vacíos u oquedad
- E.No.H. = estado no hidratado
- I_p = índice de plasticidad
- LL = límite líquido
- LP = límite plástico
- q_u = consistencia natural
- %S = grado de saturación
- S_s = gravedad específica
- E.H. = estado hidratado
- W_i = peso inicial
- W_s = peso de sólido
- W_w = peso del agua
- w' = contenido de agua natural
- V_i = volumen inicial
- V_s = volumen de sólido
- S = resistencia al esfuerzo cortante
- t = tiempo
- γ_m = peso volumétrico
- δ = desplazamiento vertical
- ϵ = deformación unitaria
- σ = esfuerzo
- σ_c = esfuerzo de confinamiento
- σ_d = esfuerzo desviador
- σ_3 = esfuerzo principal menor

σ_1 = esfuerzo principal mayor

α = ángulo

ϕ = ángulo de fricción interna

C O N T E N I D O

	Pág.
CAPITULO I. INTRODUCCION	1
CAPITULO II. CONDICIONES GEOLOGICAS	8
II.1 <u>Condiciones Geológicas de Ciudad Obregón, Son.</u>	9
II.2 <u>Características de las Arcillas Expansivas</u>	13
II.3 <u>Métodos de Identificación de las Arcillas Expansivas</u>	14
II.3.1 Métodos de laboratorio	14
II.4 <u>Propiedades Indices en los Suelos Expansivos</u>	15
II.5 <u>Propiedades Mecánicas</u>	16
II.5.1 Expansión	16
II.5.2 Compresibilidad	16
II.5.3 Resistencia al esfuerzo cortante	16
CAPITULO III. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION DE LABORATORIO	18
III.1 <u>Características del Material Utilizado</u>	18
III.2 <u>Muestras del Suelo Utilizado</u>	19
III.3 <u>Obtención de Muestras en el Campo</u>	19
III.4 <u>Investigación Preliminar del Material Utilizado</u>	22
III.5 <u>Determinación de las Propiedades Indices</u>	22
CAPITULO IV. PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL	27
IV.1 <u>Programación de Probetas</u>	27
IV.2 <u>Programa para la Investigación</u>	30
IV.3 <u>Rango de Confinamiento y Porcentaje de Saturación</u>	30
IV.4 <u>Preparación de Probetas</u>	33

	Pág.
IV.5 <u>Registros de Datos para el Control del Grado de Saturación (%S) de la Probeta</u>	36
IV.6 <u>Técnica a Realizar en las Pruebas</u>	36
IV.7 <u>Tipo de Prueba Realizada</u>	44
IV.8 <u>Equipo Utilizado para las Pruebas de Compresión Triaxial</u>	45
IV.9 <u>Estudio Preliminar</u>	50
IV.9.1 Rango del esfuerzo límite	54
CAPITULO V. INTERPRETACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	61
V.1 <u>Material No Hidratado</u>	62
V.2 <u>Material Hidratado</u>	63
REFERENCIAS	74

CAPITULO I. INTRODUCCION

En la práctica se plantean problemas en el comportamiento de las construcciones cimentadas sobre suelos expansivos; se observan movimientos diferenciales motivados por hinchamiento y contracción como resultado de cambios de la humedad del suelo, independientemente de las cargas externas aplicadas.

La literatura reporta daños importantes a distintos tipos de obras de Ingeniería Civil en las regiones donde se encuentran suelos expansivos. Se han registrado muchos casos de movimientos destructivos importantes en viviendas, edificios comerciales, revestimientos de canales, pavimentos, y en otros tipos de estructuras ligeras. Entre los países que tienen problemas de arcillas expansivas se encuentra México, principalmente en las zonas áridas como es la zona norte de nuestro país.

En los últimos 20 años se han realizado investigaciones para entender mejor la naturaleza de los suelos expansivos. Este nuevo conocimiento puede separarse en dos categorías. La primera, hace énfasis en consideraciones teóricas, siendo el resultado principalmente de instituciones académicas. Estas investigaciones institucionales se dedican primordialmente a la estructura, mineralogía del suelo y las modificaciones fisicoquímicas que se producen. Esto es: se han hecho mediciones por métodos indirectos para conocer la presión osmótica, succión, límite de Atterberg con el fin de conocer las propiedades de hinchamiento obteniéndose resultados empíricos o semi-empíricos de relativa poca utilidad en la ingeniería de las cimentaciones.

En la actualidad los conocimientos sobre los suelos expansivos no han llegado a un estado de solución práctica racional y económica, ya que no existen métodos cuantitativos mecánicos que ofrezcan soluciones accesibles para el diseño de cimentaciones con los cambios de humedad.

Las mediciones directas de las propiedades mecánicas son las que interesan en la práctica de la Ingeniería Civil, que enfatizan los criterios de diseño y las precauciones que deben tomarse en el diseño y construcción de estructuras cimentadas sobre estos suelos.

Los materiales que se clasifican como expansivos se encuentran principalmente en regiones donde existen rocas ígneas y son el producto de la alteración físico-química de éstas, que motiva la

producción de minerales activos como la montmorilonita e illita. Así también, aquellos que contienen altos contenidos de óxidos de hierro. Estos materiales se presentan en colores rojizos y amarillo ocre por la presencia de hematita y limonita respectivamente. El fenómeno de suelos expansivos se encuentra usualmente en climas áridos y semiáridos, cuando existe en esa región la intemperización que produce los minerales de arcilla y un nivel del agua superficial profundo. Las regiones áridas son lugares donde la precipitación pluvial es muy escasa causando grandes sequías y originándose una desecación en el subsuelo que produce contracciones y agrietamientos de consideración. Después de un largo período de estiaje puede haber un período corto de lluvias que originan inundaciones y ocasionan que los minerales de arcilla se hidraten y se produzca la expansión del suelo. Estas condiciones ambientales son determinantes para originar el fenómeno de expansión.

Una de las ciudades de nuestro país que presenta problemas de suelos expansivos es ciudad Obregón, Sonora; su subsuelo es sensible a los cambios de humedad, el Valle del Yaqui está formado por depósitos áridos y semiáridos. El subsuelo de ciudad Obregón está constituido por serie de depósitos de limos, limos arenosos y arcillas, producto residual de materiales eólicos. El producto de la erosión de rocas ígneas al hidratarse producen suelos arcillosos conocidos como "barrial" en la región antes descrita. El aumento de humedad en la arcilla residual (barrial) ocasiona cambios importantes en las propiedades mecánicas de resistencia y compresibilidad del material. Se puede observar que en

ciudad Obregón, hay numerosas construcciones cimentadas a diferentes profundidades que han sufrido levantamientos intensos no uniformes, ocasionándose daños por este concepto, siendo necesario repararlas con urgencia por verse afectada su estabilidad. Las banquetas y calles también muestran los efectos que produce el hinchamiento de los materiales del subsuelo cuando son humedecidos. El fenómeno de expansión también se produce con determinada intensidad al cubrir el terreno con una edificación, ya que al interrumpirse la evaporación se produce migración del vapor de agua hacia la zona cubierta, lo cual ocasiona el hinchamiento del suelo por el aumento de humedad en el área construida.

La migración de humedad en forma de vapor de agua juega un papel importante en el incremento de volumen de los suelos expansivos. El vapor de agua a una temperatura más alta emigra hacia áreas más frías para igualar la energía térmica en las dos áreas. Cuando el agua llega a la superficie más fría, que generalmente corresponde al área cubierta bajo una estructura, el vapor de agua se condensa y se produce la humedad suficiente para iniciar el hinchamiento.

De las observaciones de campo y consideraciones antes expuestas, se concluye que los problemas importantes que se presentan en las propiedades mecánicas de los suelos expansivos, son principalmente debidos a los cambios de humedad. La compresibilidad del suelo aumenta y la resistencia disminuye siendo muy significativa en el comportamiento de las cimentaciones.

La justificación de la tesis sobre "La Variación de los Parámetros de Resistencia, Cohesión y Angulo de Fricción Interna en Materiales Expansivos al Cambiar de Humedad y el Confinamiento", es la de conocer la variación de las propiedades de resistencia con la hidratación, ya que en el norte de nuestro país hay la necesidad de construir viviendas, canales, carreteras, etc, sobre este tipo de suelo.

Los tipos de cimentaciones que se usan son por lo general cimentaciones superficiales a base de zapatas que se apoyan a diferentes profundidades dependiendo de la carga de la estructura. De acuerdo con la profundidad del desplante de las zapatas se encuentran ciertas características del subsuelo como son: contenido de agua, compacidad, grado de saturación, resistencia y confinamiento al que está sujeto el material a la profundidad de apoyo antes dicha.

El contenido de agua y grado de saturación del material dependerá de ciertos factores que son: época del año, ya sea de lluvia o estiaje.

La periodicidad de lluvias en ciudad Obregón, Son. es importante, porque llegan a pasar varios años que no se presentan lluvias, originándose una sequía prolongada.

El contenido de agua en el subsuelo varía con la profundidad hasta llegar a un contenido de agua que permanece constante. Después de una época prolongada de sequía se presenta un período de lluvias intenso que hace que el material se hidrate y cambie las

condiciones de humedad y grado de saturación de la época de sequía, originando la expansión del suelo. Consecuentemente las propiedades de resistencia del material cambian, lo cual se constata en la región por las fallas que se observan en las construcciones.

Analizando todos los puntos anteriores, se considera la necesidad de investigar los parámetros de resistencia correlacionándolos con el confinamiento y el grado de saturación.

Para realizar esta investigación hubo que obtener muestras de suelo representativas del material que interesaba estudiar. Por tanto, la que suscribe se trasladó al lugar (ciudad Obregón, Son.) para extraer las muestras "in situ", pero con la desventaja que al llegar al lugar ya se habían ocasionado lluvias intensas después de varios años de sequía. Debido a lo anterior, el material se encontraba hidratado y como consecuencia expandido. El material se obtuvo de una profundidad de un metro y con un grado de saturación del orden de 90%. Por tal motivo, fue necesario preparar las probetas para la investigación por un procedimiento cuidadoso que permitiese investigar su comportamiento a diferentes grados de saturación, como se describe en esta tesis.

La investigación se efectuó por medio de pruebas de compresión triaxial, utilizando las muestras inalteradas.

De los resultados obtenidos en esta investigación y de su interpretación se proporcionan recomendaciones cuantitativas que permiten calcular la capacidad de carga en función de la humedad,

con lo cual se contribuye al desarrollo de la mecánica de suelos en el tema de la resistencia de los suelos expansivos.

CAPITULO II. CONDICIONES GEOLOGICAS

El estado de Sonora está constituido por rocas ígneas y metamórficas. Las rocas sedimentarias se extienden por las costas de este estado. La Sierra Madre Occidental abarca parte del estado de Sonora. Los movimientos orogénicos (formadores de montañas) dieron origen a plegamientos y depresiones. Las llanuras de Sonora constituyen los sinclinales más antiguos.

El este y sur de Sonora se clasifica como una zona de sismicidad media (zona penisísmica). El régimen térmico es caluroso medio (se clasifica por la temperatura media normal) $^{\circ}T > 20^{\circ}C$. Humedad relativa media anual - Baja, con menos del 50%.

El clima es seco y desértico, con lluvias muy escasas en largos períodos, su régimen térmico es extremoso, comprende el centro, noroeste y oeste de Sonora. El promedio de lluvia anual es inferior a 200mm.

La vegetación distintiva de este clima, de naturaleza herbácea, es muy escasa y comprende las plantas habituales de los desiertos.

El río Yaqui constituye una de las fuentes de riqueza más apreciable para Sonora, sus aguas han sido captadas en las importantes presas de la Angostura y Alvaro Obregón, construida la primera sobre el río Babispe, al noreste del estado, y, construida la segunda sobre el propio río Yaqui, al sur de la misma entidad. Beneficia una región agrícola de 240,000 hectáreas regables. La región del bajo río Yaqui es una de las más prósperas de Sonora; en ella se ubican varias poblaciones, entre las que destaca ciudad Obregón.

II.1 Condiciones Geológicas de Ciudad Obregón, Son

Cd Obregón, Son, queda situada al noroeste de la planicie costera que constituye el distrito de riego del río Yaqui, como se muestra en la Fig 1. Su elevación sobre el nivel del mar es de aproximadamente 50m y su distancia de la costa es de 50km. El nivel del agua superficial en ciudad Obregón queda localizado a una profundidad aproximada de 23m en formaciones permeables.

El subsuelo en ciudad Obregón está constituido por depósitos de origen eólico y con bolsas de material intemperizado eólico y suelos residuales café rojizo de clima árido con estratificaciones aluviales, todos ellos se intercalan entre sí erráticamente; ver Fig 2.

La arcilla limosa café rojizo conocida como "barrial" en la región, se encuentra con alto contenido de carbonatos de calcio.



FIG.-I LOCALIZACION DE CD. OBREGON , SON.

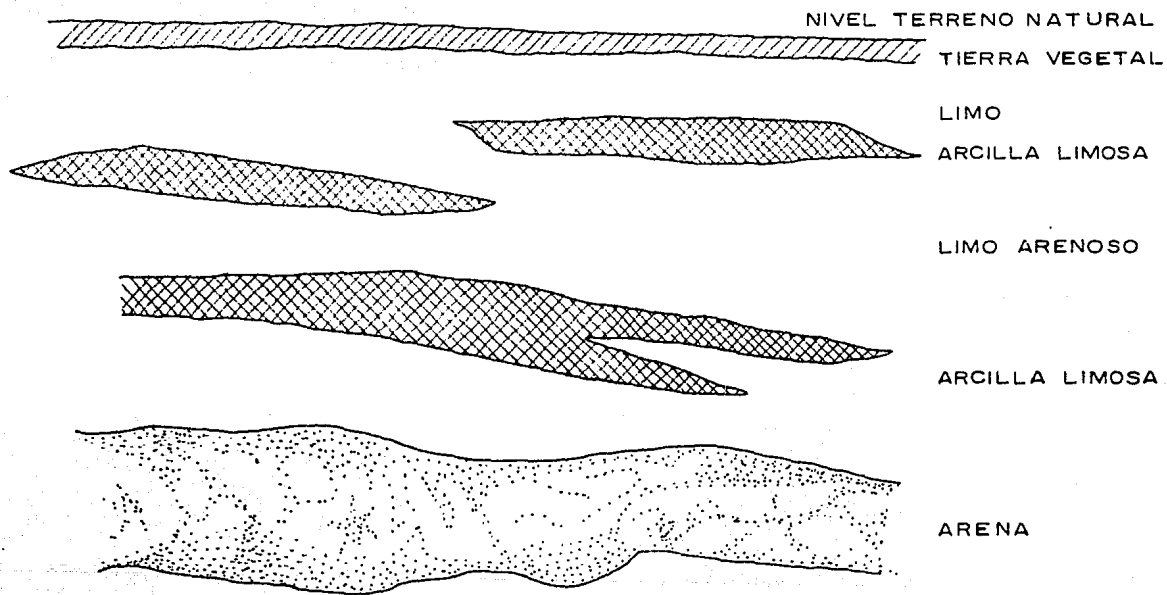


FIG. - 2 ESTRATIGRAFIA DEL LUGAR EN ESTUDIO.

En estado natural presenta rompimiento prismático, indicando los múltiples ciclos de humedad y desecación que ha sufrido el suelo. Al hidratarse el material "barrial" tiene propiedades de expansión o hinchamiento que lo cataloga dentro de los materiales expansivos.

Las características especiales del comportamiento mecánico de la arcilla limosa "barrial" indican la presencia de minerales de arcilla típicos de la montmorilonita.

Es de vital importancia para la mecánica de suelos conocer las características y proceso geológico de los sedimentos que forman el subsuelo.

De las rocas se producen los suelos residuales en el lugar mismo por dos acciones importantes que son:

- a) desintegración mecánica
- b) los procesos de transformación físico-químicos y bioquímicos producidos por el intemperismo o meteorización.

La alteración o meteorización de los minerales que forman la roca, producen nuevos componentes mineralógicos que vienen a constituir materiales muy finos hasta coloides. De la descomposición físico-química resultan los minerales de arcilla que tienen propiedades cohesivas, que es necesario conocer para la resolución de problemas que se presentan en la mecánica de suelos.

La descomposición química se produce principalmente por la hidratación de los silicatos aluminicos acompañada de la oxidación de los minerales ferromagnesianos de las rocas.

El color indica el lugar de procedencia del material y hasta parte de su historia geológica. Dependiendo de las diferentes formas de oxidación de los minerales de hierro que contienen las rocas se producen los colores cafés, y el color rojo de la hematita que se presenta en los suelos residuales. En las arcillas residuales producto de la hidratación de los silicatos aluminicos de la roca se pueden encontrar diferentes colores dependiendo de que éstas se hayan formado en climas húmedos o áridos, así en la zona de ciudad Obregón donde se produce el "barrial" de color hematítico producto de los diferentes grados de oxidación que sufren los minerales de hierro procedentes de las rocas ígneas del lugar antes mencionado.

II.2 Características de las Arcillas Expansivas

Las características mineralógicas de las arcillas se debe al alto porcentaje de montmorilonita que contienen y, por tanto, ofrecen mayor grado de expansión.

Uno de los factores más importantes en las arcillas expansivas es la variación de humedad, la cual va acompañada de cambios volumétricos. La variación en el contenido de agua se produce por la influencia del clima, por la construcción de edificaciones, pavimentos, roturas de tuberías, etc. Se observa en la práctica que los suelos expansivos con mayor capacidad de hidratación sufrirán mayores cambios en sus propiedades mecánicas.

El tiempo necesario para obtener la expansión total del suelo es variable, en los materiales arcillosos dependiendo de la cantidad del mineral de arcilla el proceso de expansión es lento, por lo

que el tiempo es un factor muy importante en los cambios volumétricos de estos suelos. Es necesario que transcurran varios días o semanas para que se obtenga la hidratación completa del suelo, necesaria para que el mineral de arcilla se hidrate, lo cual se debe a la muy baja permeabilidad de estos suelos.

II.3 Métodos de Identificación de las Arcillas Expansivas

II.3.1 Métodos de laboratorio

Hinchamiento libre.- Para identificar a las arcillas expansivas puede utilizarse un método sencillo como el propuesto por Holtz y Gibbs en 1965.

En una probeta graduada de 100cc se colocan 10cc de suelo seco previamente tamizado que pase la malla No. 40. La probeta se llena de agua y se deja en reposo durante 24 horas, luego se leerá el volumen de suelo expandido en términos de graduación de la probeta y se determinará el hinchamiento libre mediante la siguiente fórmula:

$$H.L. = \frac{V - V_o}{V_o} 100$$

donde:

H.L. hinchamiento libre del suelo, en porcentaje

V volumen final de la muestra después de la expansión

V_o volumen inicial de la muestra antes de la expansión igual a 10cc.

En campo se observa si un material es expansivo utilizando el método de hinchamiento libre como primera anotación, después se

utilizan otros métodos de laboratorio para la identificación de estos suelos.

Método para detectar la expansión de un suelo expansivo.- Otro de los métodos de laboratorio necesario de realizar para poder predecir el porcentaje de expansión que sufrirá un suelo expansivo al hidratarse es el siguiente:

En el odómetro se monta una pastilla de suelo con un cierto grado de saturación (%S), contenido de agua (%w') y oquedad (e). Se aplica la carga axial correspondiente al esfuerzo a que se encuentra sometido el material en el subsuelo y se hidrata la pastilla para luego observar la deformación que se presenta con el tiempo.

De acuerdo a la cantidad de minerales activos de montmorilonita será el porcentaje de expansión y así concluir que el material pertenece a las arcillas expansivas.

II.4 Propiedades Indices en los Suelos Expansivos

Estas propiedades son importantes en la clasificación de los suelos expansivos, para definir su comportamiento y relacionarlo con las propiedades mecánicas.

Las propiedades índices son útiles para calibrar un determinado tipo de material, pero al pretender correlacionarlos con materiales de otra región que tengan idénticos valores numéricos no puede garantizarse una semejanza en el comportamiento mecánico, debido primordialmente a factores influyentes como son la historia geológica, condiciones ambientales, contenido en minerales de arcilla y la estructuración del material.

II.5 Propiedades Mecánicas

Para racionalizar el cálculo de las cimentaciones y predecir el comportamiento de las estructuras cimentadas sobre suelos expansivos, es necesario el conocimiento de la variación de las propiedades mecánicas con la humedad de estos suelos como son: la expansión, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

II.5.1 Expansión

Esta propiedad está relacionada directamente con el contenido de minerales activos de arcilla, los cuales son afines al agua de tal manera que al hidratarse los minerales de arcilla se expanden fuertemente.

II.5.2 Compresibilidad

La compresibilidad de un suelo depende de la rigidez y oquedad de su estructura.

Estos suelos al ser sometidos a desecación se compactan disminuyendo su oquedad. Esto es ocasionado por la fuerte tensión superficial que se origina en los poros microscópicos y submicroscópicos del suelo durante el secado. Sin embargo existen suelos de muy baja compresibilidad que tienen fuertes propiedades de expansión.

II.5.3 Resistencia al esfuerzo cortante

Los suelos expansivos cuando no se encuentran confinados al entrar en contacto con el agua se expanden debido al efecto físico-químico de los minerales activos perdiendo totalmente su cohesión.

Para valorizar los problemas de estabilidad, se hace necesario la investigación de la "variación de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ) con el grado de saturación (%S) y el confinamiento (σ_c) al que se encuentra sometido el subsuelo".

CAPITULO III. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION DE LABORATORIO

III.1 Características del Material Utilizado

El material investigado es de color café rojizo con presencia de carbonatos de calcio, raicillas y bolsitas de arena; se observa fisuramiento prismático fuerte (tamaño del orden de 1"). Por este motivo para labrado de las probetas utilizadas fue necesario desarrollar una técnica adecuada. Presentan textura jabonosa y consistencia dura. Tienen un grado de saturación en estado natural de 86% y un contenido de agua de 28%.

Cuando el material se coloca en el agua sin confinamiento reacciona rápidamente y se desintegra por la pérdida de cohesión.

Cuando el material presenta cavidades tubulares como en este suelo, es necesario clasificarlas de acuerdo con su procedencia, ya

que las cavidades producen diferentes efectos en las propiedades mecánicas del material. La permeabilidad y compresibilidad se afecta cuando las cavidades son producidas por leixiviación o raíces que dejan conductos, como en el caso de suelos residuales y en los depósitos eólicos.

El rompimiento prismático que presenta este suelo, es de importancia, debido a que nos indica haber sufrido múltiples ciclos de humedad y desecación, como se muestra en la Fig 3.

Las arcillas con rompimiento prismático debe tratarse en forma especial en los estudios de estabilidad de la masa del suelo.

III.2 Muestras del Suelo Utilizado

Se utilizaron muestras de suelo inalterado, obtenidas de un pozo a cielo abierto, a la profundidad de 1.00m. El tamaño de las muestras cúbicas fue de 30x30x20cm por lado, las cuales fueron adecuadamente protegidas para evitar pérdidas de humedad, después acomodándose en cajones de madera de una forma cúbica para el manejo durante el transporte desde el lugar de procedencia, como se muestran en las Figs 6 y 7, hasta donde se utilizaron para las pruebas programadas. Las muestras no sufrieron alteración de su estado original.

III.3 Obtención de Muestras en el Campo

Las siguientes figuras indican la secuencia en la obtención de las muestras en el campo. En la Fig 4 se muestra un plano de localización del lugar donde se obtuvieron las muestras cúbicas entre las calles de Kino y 200 en ciudad Obregón.

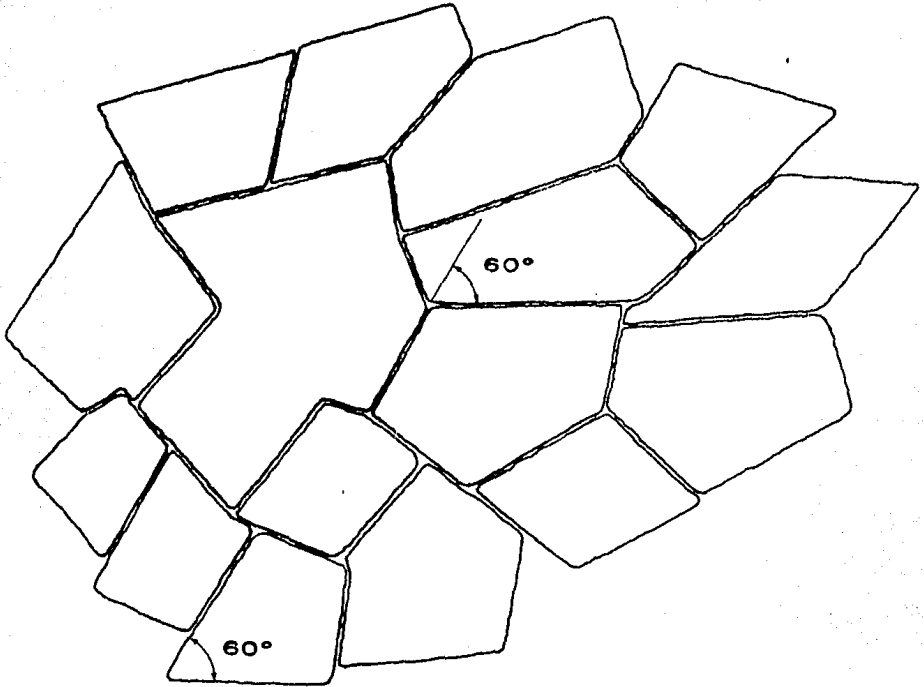


FIG.- 3 ROMPIMIENTO PRISMATICO.

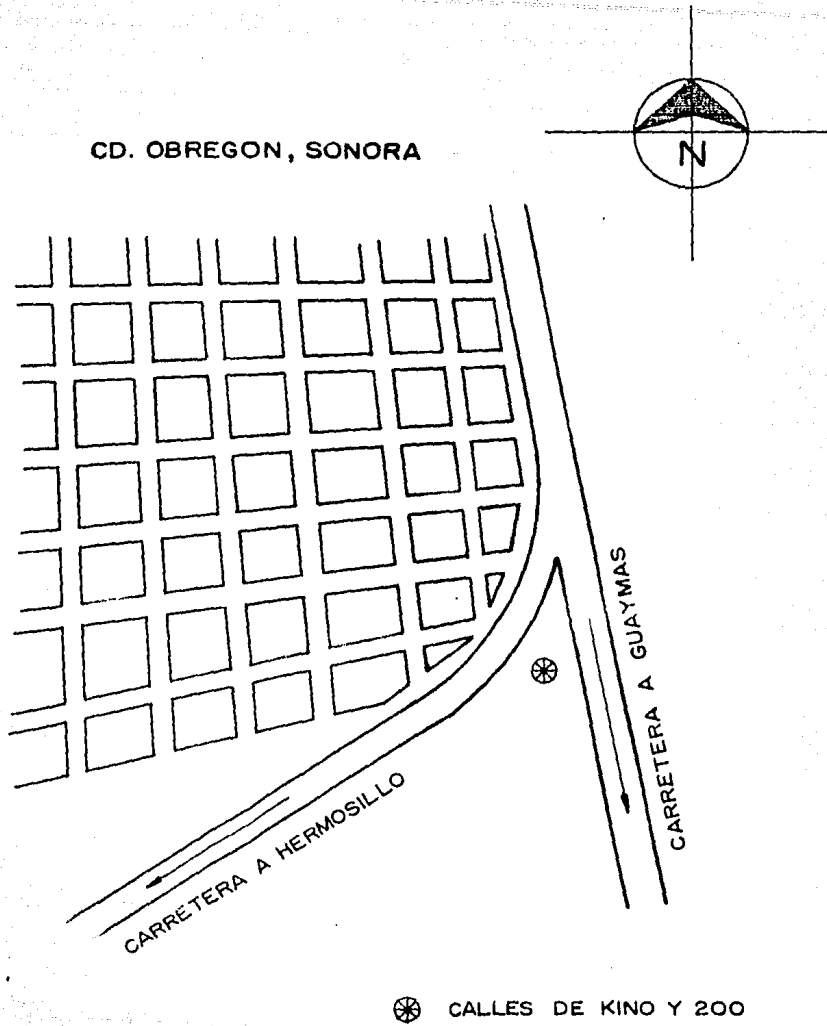


FIG.- 4 PLANO DE LOCALIZACION DEL LUGAR DE DONDE SE OBTUVIERON LAS MUESTRAS CUBICAS.

En la Fig 5 se presenta un perfil estratigráfico del lugar y, en las Figs 6 y 7, la secuencia en el manejo de las muestras cúbicas.

III.4 Investigación Preliminar del Material Utilizado

Al llegar al laboratorio donde se efectuó la investigación, las muestras cúbicas se protegieron de manera de conservarlas el tiempo necesario hasta la realización de las pruebas.

El siguiente paso fue realizar las pruebas de:

- Identificación del suelo
- Contenido de agua natural
- Grado de saturación
- Gravedad específica
- Peso volumétrico
- Límites de Atterberg
- Compresión no confinada.

Además, se efectuaron las pruebas necesarias para obtener el porcentaje de expansión, característico de este material.

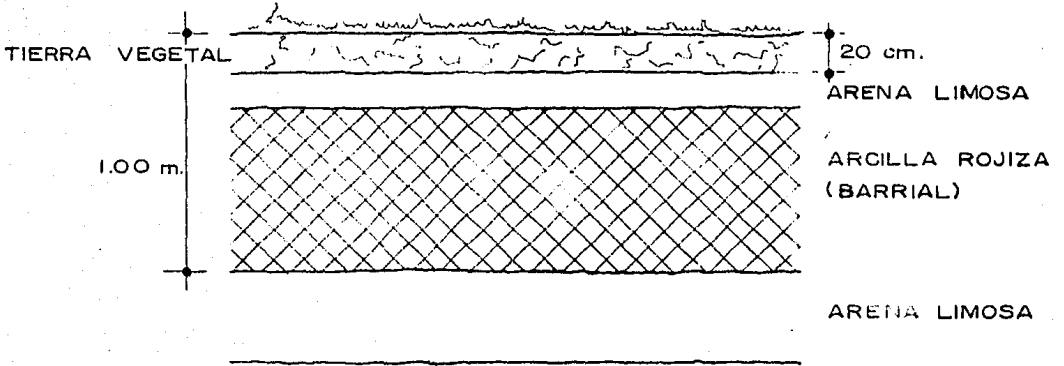
Todo estos ensayos se realizaron en el laboratorio de acuerdo a los procedimientos ya conocidos o de rutina. (Referencia manual)

III.5 Determinación de las Propiedades Indices

Las propiedades índices del suelo "in situ" son las siguientes:

- | | | |
|-------------------------------------|---|-----------------------|
| 1. Contenido de agua (%w') | = | 28% |
| 2. Grado de saturación (%S) | = | 86% |
| 3. Gravedad específica (S_s) | = | 2.61 |
| 4. Relación de vacíos u oquedad (e) | = | 0.87 |
| 5. Peso volumétrico (γ_m) | = | 1.70 T/m ³ |

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL LUGAR



POZO A CIELO ABIERTO HASTA LA PROF. DE 1m.

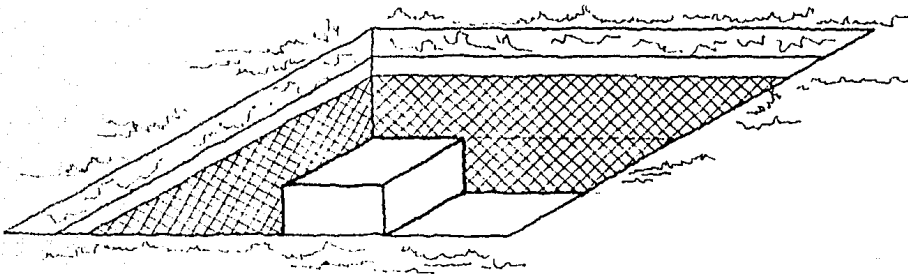
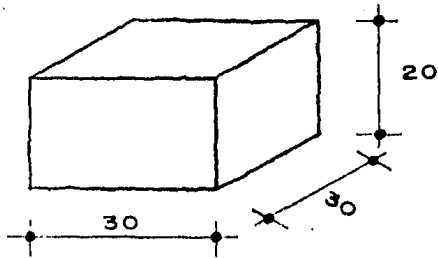
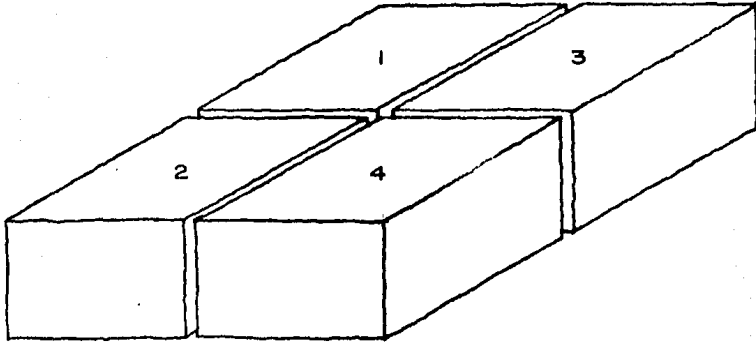


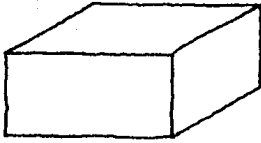
FIG-5

DE APROXIMADAMENTE 1 m^2 SE OBTUVIERON
4 MUESTRAS CUBICAS.

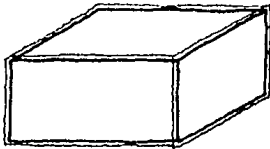


MUESTRA CUBICAS DE $30 \times 30 \times 20$ cm

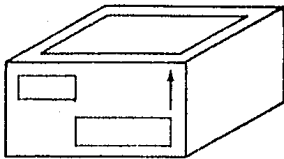
FIG.-6



MUESTRA CUBICA



MUESTRA CUBICA PROTEGIDA
POR PLASTICO, PARA EVI-
TAR LA PERDIDA DE LA
HUMEDAD .



SE COLOCARON LAS MUES-
TRAS CUBICAS EN CAJONES
DE MADERA PARA ENVIAR-
LAS AL LABORATORIO



LABORATORIO

FIG.-7

6. Límites de consistencia:

Límite líquido (LL) = 64%

Límite plástico (LP) = 28%

Índice de plasticidad (I_p) = 36%

7. Consistencia natural (q_u) = 1.6 kg/cm²

8. Tabla de % de expansión:

% de expansión para el material
en estado "in situ" y el mate-
rial en estado seco.

Para un %S=86% --- % de expansión = 2.5%

Para un %S=50% --- % de expansión = 16%

CAPITULO IV. PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

IV.1 Programación de Probetas

La investigación sobre la variación de los parámetros de resistencia, cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ) se llevó a cabo con varios grados de saturación y confinamiento en estado no hidratado e hidratado.

Se determinó el número de probetas necesarias para obtener un rango de resultados satisfactorio de acuerdo con la Tabla 1.

De la Tabla 1 se observa el número de determinaciones necesarias para obtener la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ) en función del grado de saturación ($\%S$) y para diferentes valores de confinamiento inicial con lo cual se obtiene un total de 20 determinaciones de la línea de resistencia.

T A B L A . 1

DETERMINACION EN MATERIAL BASE				DETERMINACIONES EN MATERIAL HIDRATADO			
ESTADO NO HIDRATADO (E. No. H.)				ESTADO NO HIDRATADO A HIDRATACION MAXIMA (+)			
%S	%S	%S	%S	%S	%S	%S	%S
50	60	70	80	50+	60+	70+	80+
							kg/cm ²
[1]	[2]	[3]	[4]	[1]	[2]	[3]	[4] $\sigma_{c1}=0.20$
				[5]	[6]	[7]	[8] $\sigma_{c2}=0.40$
				[9]	[10]	[11]	[12] $\sigma_{c3}=0.60$
				[13]	[14]	[15]	[16] $\sigma_{c4}=0.80$
(4)				(16) = 20 DETERMINACIONES			

** CONFINAMIENTO A QUE SE HIDRATO LA PROBETA.

Cuando se utiliza el procedimiento ortodoxo de pruebas triaxiales se necesitan cuatro probetas como mínimo para determinar en forma satisfactoria la resistencia del suelo. Lo anterior implicaría la necesidad de utilizar un total de 80 probetas. La inconveniencia que se observa en este procedimiento de prueba, es que por las cuatro probetas usadas para cada determinación de c y ϕ las propiedades índices y mecánicas son diferentes en cada probeta por la no homogeneidad que presenta este material con fisuramiento prismático. Otro de los problemas es la escasez de material disponible para la investigación.

Por lo anterior, se llegó a la conclusión de que era necesario desarrollar un método que tuviese las modalidades y técnicas necesarias para utilizar solamente una probeta para obtener la línea de resistencia del suelo. Lo que resulta en disminuir la cantidad de probetas y pruebas de 80 a 20.

Otra razón importante para disminuir el número de probetas fue el tiempo de hidratación. Al investigar este fenómeno se encontró que el tiempo de hidratación necesario es del orden de 12 días por probeta. Así pues, con el procedimiento que se propone en esta tesis el tiempo de la investigación se reduce exclusivamente al uso de 20 probetas únicamente.

Para la realización de las pruebas por el procedimiento que se le ha llamado "Método Multitriaxial", se tuvo que diseñar el equipo necesario. Para ello se hizo una adaptación de la cámara triaxial el cual se explica más adelante detalladamente.

Por lo tanto, usando este nuevo método de ensaye se solucionaron los problemas de la no homogeneidad del material, cantidad de probetas y tiempo, obteniéndose para cada probeta valores de los parámetros de resistencia, cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ) dentro de un rango de precisión satisfactorio para la investigación propuesta.

Las ventajas y desventajas del procedimiento propuesto se citan más adelante.

IV.2 Programa para la Investigación

Se presenta la Tabla 2 que representa la programación de esta investigación de acuerdo al número de probetas disponibles en estado no hidratado (E no H) y en estado hidratado (E H) que se someterán a diferentes confinamientos (σ_c).

IV.3 Rango de Confinamiento y Porcentaje de Saturación

En la zona de ciudad Obregón, Son como se ha explicado en párrafos anteriores se observan problemas de suelos expansivos. Al hidratarse los minerales de arcilla que contienen el suelo, éste sufre expansión y al secarse el suelo, contracción durante las sequías prolongadas. Por tal motivo, se propone estudiar este tipo de suelo para el grado de saturación y el confinamiento al que se encuentra a diferentes profundidades y relacionar las condiciones que se encuentran en el campo con los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

TABLA No. 2

CONFINAMIENTO A QUE SE HIDRATO LA PROBETA						
%S	E.No. H.	$\sigma_{C1}=0.20$ K/cm ²	$\sigma_{C2}=0.40$ K/cm ²	$\sigma_{C3}=0.60$ K/cm ²	$\sigma_{C4}=0.80$ K/cm ²	Nc. de probetas
		E. H.	E. H.	E. H.	E. H.	
50	C ₅₀ , ϕ 50	C ₅₀ , ϕ 50	C ₅₀ , ϕ 50	C ₅₀ , ϕ 50	C ₅₀ , ϕ 50	5
60	C ₆₀ , ϕ 60	C ₆₀ , ϕ 60	C ₆₀ , ϕ 60	C ₆₀ , ϕ 60	C ₆₀ , ϕ 60	5
70	C ₇₀ , ϕ 70	C ₇₀ , ϕ 70	C ₇₀ , ϕ 70	C ₇₀ , ϕ 70	C ₇₀ , ϕ 70	5
80	C ₈₀ , ϕ 80	C ₈₀ , ϕ 80	C ₈₀ , ϕ 80	C ₈₀ , ϕ 80	C ₈₀ , ϕ 80	5
TOTAL=20 probetas						

%S = GRADO DE SATURACION

E.No.H. = ESTADO NO HIDRATADO

E.H. = ESTADO HIDRATADO

σ_{Ci} = ESFUERZO DE CONFINAMIENTO INICIAL A LA CUAL SE HIDRATO LA PROBETA

Los tipos de cimentaciones superficiales en la zona de ciudad Obregón, Son se encuentran desplantadas hasta profundidades de 5m con zapatas aisladas o continuas. Por lo que se utilizan cimentaciones superficiales a profundidades de 1, 2, 3, 4 y 5m con esfuerzo de confinamiento de 0.20, 0.40, 0.60, 0.80 y 1.00 kg/cm², respectivamente.

El suelo en el campo está sometido a determinado confinamiento de acuerdo con la profundidad a la cual se extrajo la muestra. Por lo tanto, es necesario investigar las propiedades de resistencia para el rango de confinamiento que puedan presentarse y relacionarlo con el grado de saturación al hidratarse el suelo durante las lluvias intensas, ya que el suelo se encuentra a un confinamiento determinado a la profundidad de desplante de las zapatas de cimentación. Por lo anteriormente expuesto, los esfuerzos de confinamiento necesarios de investigar para las pruebas que se realizarán en el laboratorio son para el rango de 0.10 kg/cm² a 1.00 kg/cm².

El grado de saturación es importante por la siguiente razón: en la naturaleza cuando se presenta la época de lluvias el material expansivo se hidrata aumentando el grado de saturación hasta un cierto valor máximo del orden de 94% y como consecuencia se hincha. Al suspenderse las lluvias y haber una prolongada sequía el material superficial pierde humedad y, por tanto, disminuye el grado de saturación hasta un valor mínimo del orden del 50% donde aparecen fisuras capilares.

A medida que aumenta la profundidad, el grado de saturación aumenta hasta llegar a una cierta profundidad a partir de la cual permanece invariable por no ser afectadas por las condiciones climatológicas del lugar.

Lo anterior indica la importancia de tomar en consideración en la programación de las pruebas de laboratorio el grado de saturación como una variable, dependiendo de la profundidad a la que sea desplantada la cimentación.

Así tenemos que el rango de la variación del grado de saturación es desde el valor mínimo de 50% hasta un valor máximo que puede obtenerse por hidratación del orden de 94%.

IV.4 Preparación de Probetas

a) Control del grado de saturación

Como ya se explicó en capítulos anteriores, hubo la necesidad de secar las muestras porque ya éstas habían sufrido cierta hidratación en el campo por la época de lluvias que se presentó en el tiempo que se obtuvieron las muestras para esta investigación. Por esta causa, hubo la necesidad de controlar el grado de saturación (%S) y probar las probetas en la cámara triaxial de acuerdo con la programación que muestra la Tabla 1.

Se observó que el medio ambiente podría realizar el secado del material pero con la consecuencia de que sufría un fuerte agrietamiento. Entonces se buscó la manera de evitar el agrietamiento rápido provocado por el secado ambiental. Para lo anterior se

realizaron pruebas para determinar el tiempo de secado evitando el agrietamiento, haciéndolo de la siguiente forma:

Se hizo una prueba de contracción lineal protegiendo las muestras con bolsas de plástico y destapándolas en tiempos cortos y volviéndolas a proteger.

Sabiendo la contracción que sufría el material y controlando el grado de saturación para evitar los agrietamientos se realizó el labrado de las probetas de 3" de diámetro y una altura promedio de 17cm que eran necesarias para la investigación.

Se labraron las probetas con el grado de saturación "in situ" del orden de 86% para facilitar el labrado, ya que al disminuir el grado de saturación se adquiere resistencia y el labrado se hace difícil por el endurecimiento del material.

La Fig 8 muestra la secuencia de labrado de las probetas como sigue:

- 1) Muestra cúbica de material "barrial" inalterado de 30x30x20cm de dimensiones.
- 2) La muestra cúbica se dividió en secciones para obtener la parte donde se labró la probeta.
- 3) La sección de la muestra para labrar la probeta de 3" de diámetro y 17cm de altura promedio.
- 4) En un torno manual se coloca la muestra y se moldea la superficie lateral hasta dejarla lo más cilíndrica posible.

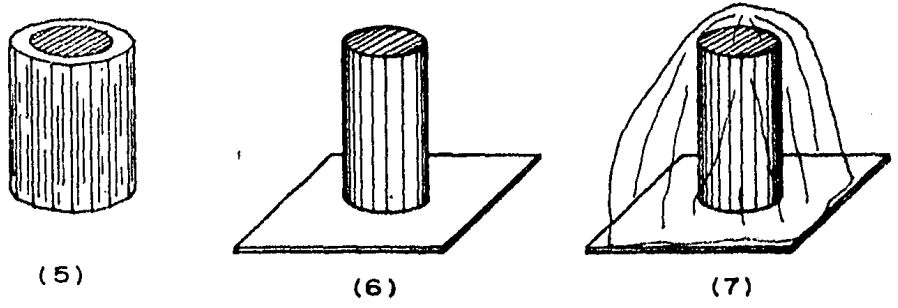
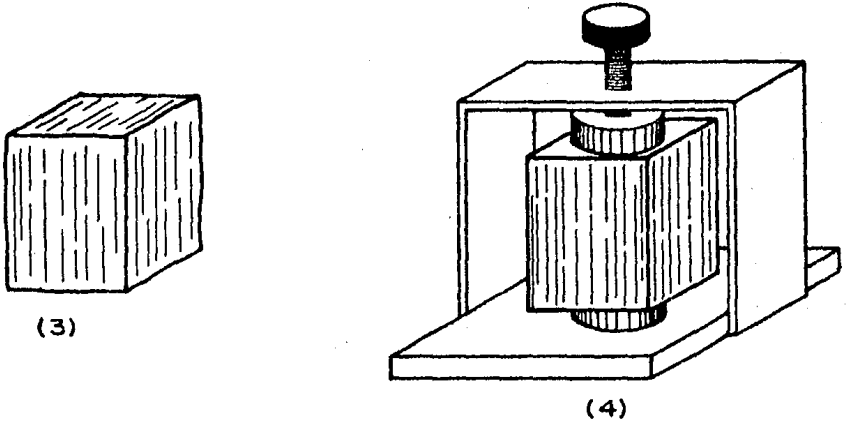
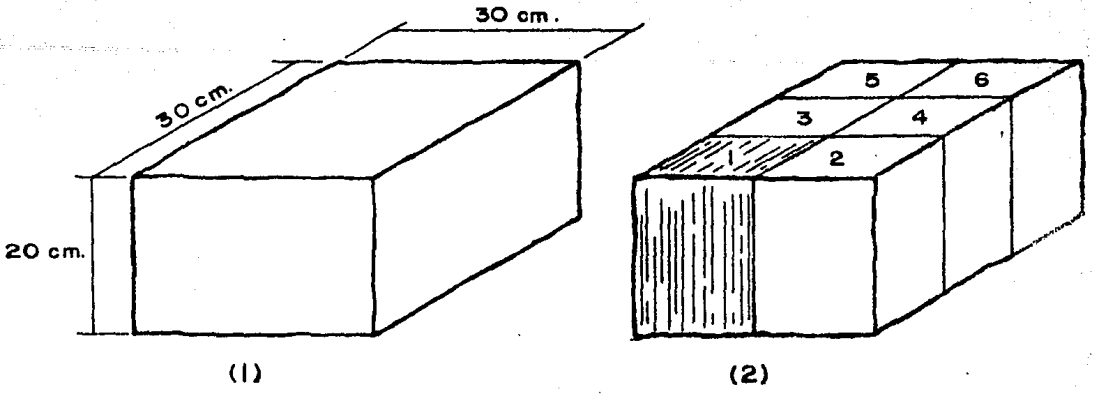


FIG-8 SECUENCIA DE LABRADO DE PROBETAS

- 5) Afinar la probeta con las dimensiones requeridas.
- 6) Al tener lista la probeta se pesó, tomó medidas para obtener el volumen, sección y contenido de agua natural.
- 7) De inmediato se protegió con una bolsa de plástico guardándola para llevar el control de secado como se indicó anteriormente.

IV.5 Registros de Datos para el Control del Grado de Saturación (%S) de la Probeta

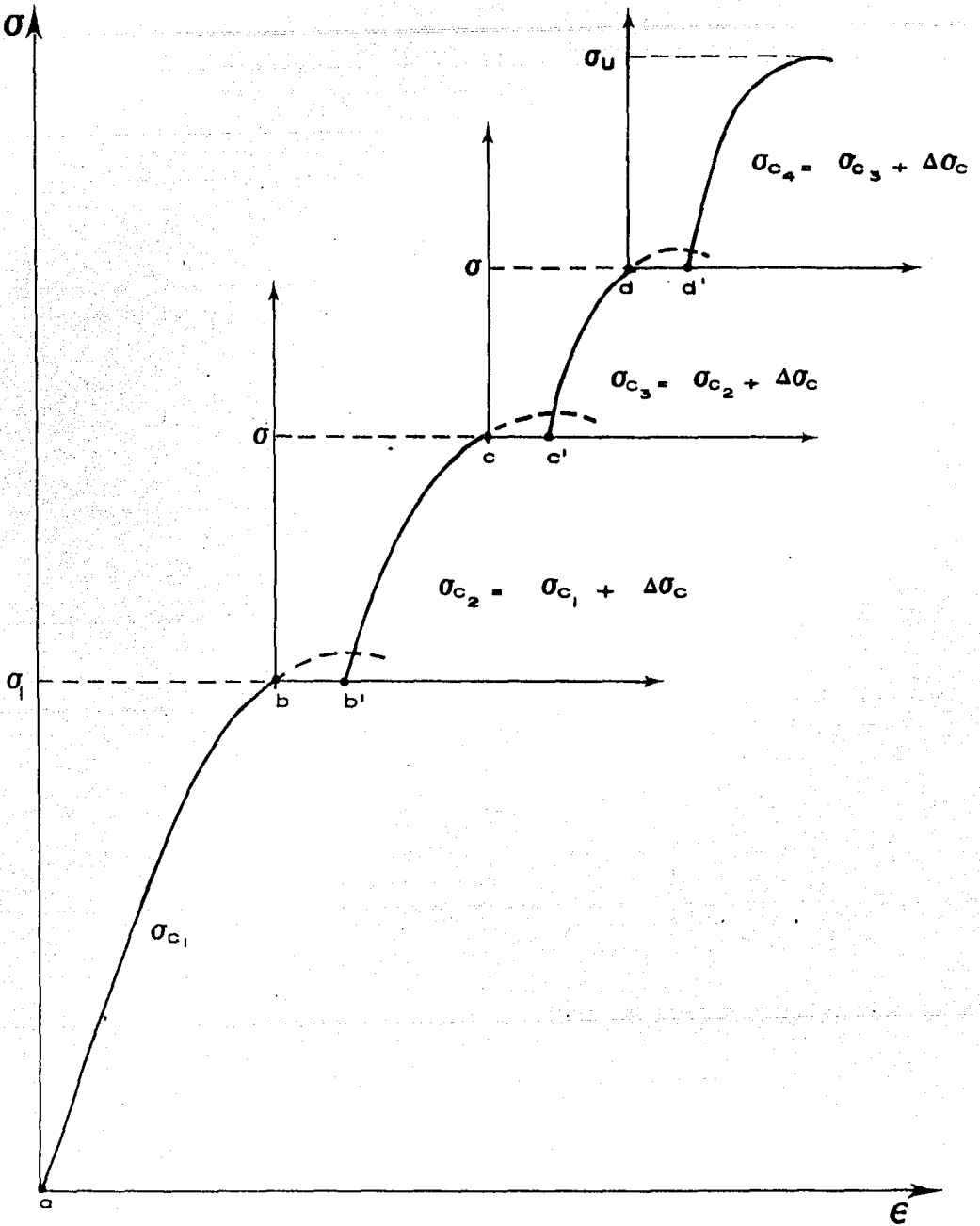
Peso inicial	(W_i)
Peso de sólidos	(W_s)
Peso del agua	(W_w)
Contenido de agua natural	($\%w'$)
Gravedad específica	(S_g)
Volumen inicial	(V_i)
Volumen de sólidos	(V_s)
Grado de saturación	($\%S$)

IV.6 Técnica a Realizar en las Pruebas

- a) Determinación de las características: esfuerzo, deformación y resistencia de los suelos, empleando el aparato triaxial por el "Método Multitriaxial"

Labrada la muestra cilíndrica, se determina su altura, diámetro y peso. Se monta la probeta en el aparato triaxial con su respectiva oquedad inicial y grado de saturación y se inicia el ensaye de la siguiente forma:

Se aplica la primera presión confinante inicial σ_{ci} , Fig 9, después debe esperarse el tiempo necesario hasta asegurarse que la probeta



GRAFICA DE ESFUERZO - DEFORMACION DEL PROCEDIMIENTO MULTITRIAXIAL.

FIG.-9

se ha consolidado bajo el esfuerzo confinante aplicado, al terminar esta etapa el siguiente paso a seguir es la aplicación de los incrementos de carga (esfuerzo desviador) hasta llevar la probeta cerca de la falla, punto b, como se explicará más adelante. Se aplica inmediatamente después un incremento al esfuerzo de confinamiento inicial $\sigma_{c1} + \Delta\sigma_c = \sigma_{c2}$ con lo cual se estabilizará la probeta a un estado de esfuerzos, punto b', Fig 9, que representa el círculo de esfuerzos B' en el diagrama Coulomb-Mohr de la Fig 10. Verificada la consolidación de la probeta se continua con la aplicación de los incrementos de carga hasta llegar cerca de la falla, punto C, Fig 9, círculo C de la Fig 10, aplicando inmediatamente después un incremento al esfuerzo de confinamiento anterior obteniéndose $\sigma_{c2} + \Delta\sigma_c = \sigma_{c3}$, con lo cual se estabiliza la probeta a un estado de esfuerzos, punto C', Fig 9, y círculo de esfuerzos C' de la Fig 10.

De acuerdo a la programación para realizar la prueba por el "método multiaxial" se continua con la secuencia anterior hasta llegar al último incremento de presión confinante ($\Delta\sigma_c$) en el cual se lleva a la falla la probeta.

Para la etapa de consolidación cuando se aplica el incremento de esfuerzo de confinamiento ($\Delta\sigma_c$) Fig 11a, se lleva una gráfica de deformación-tiempo; o sea, de consolidación para saber cuando se ha efectuado la disipación de los excesos hidrostáticos en diferentes zonas de la probeta como se muestra en la Fig 11b. Se hace notar que debido a que las probetas no están saturadas no puede medirse un exceso hidrostático nominal. Durante el proceso

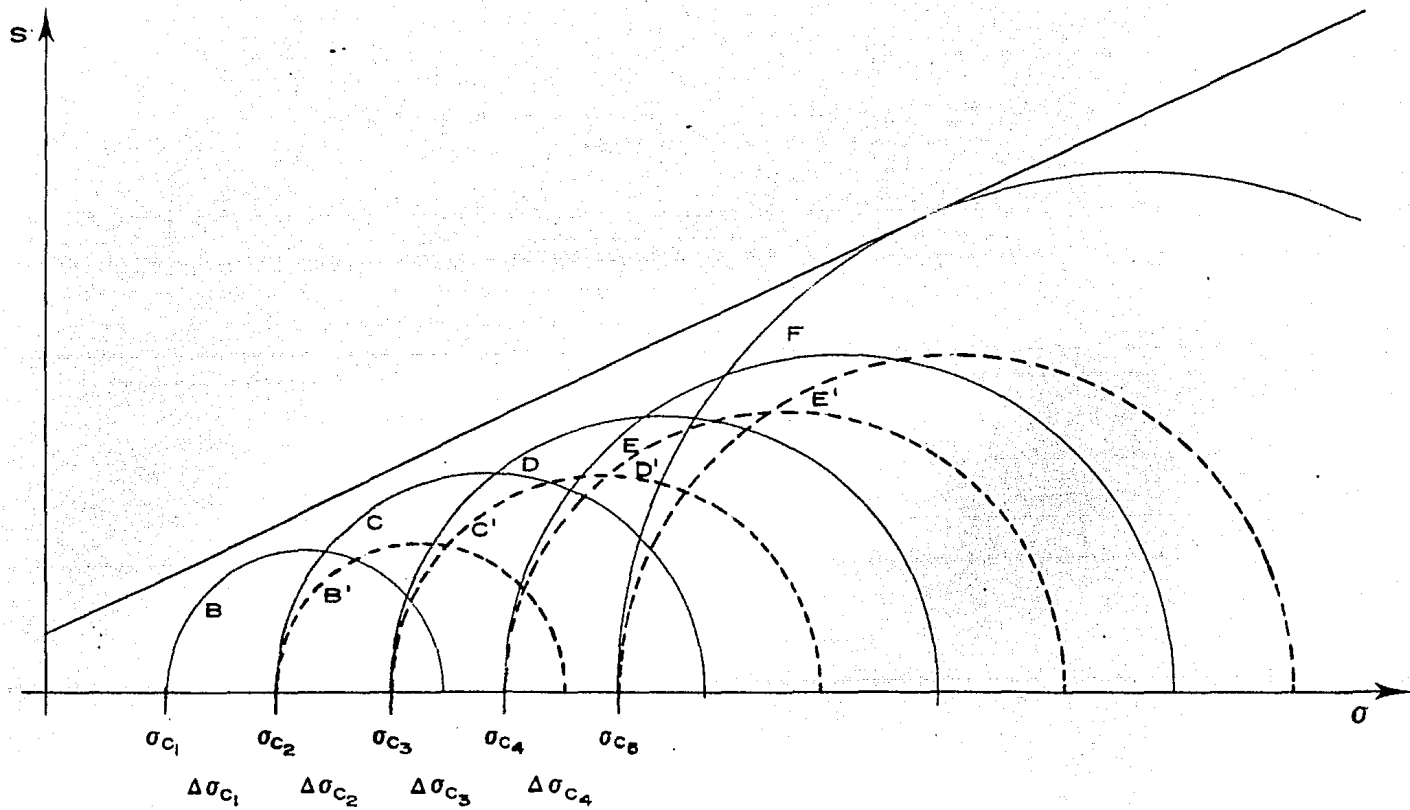
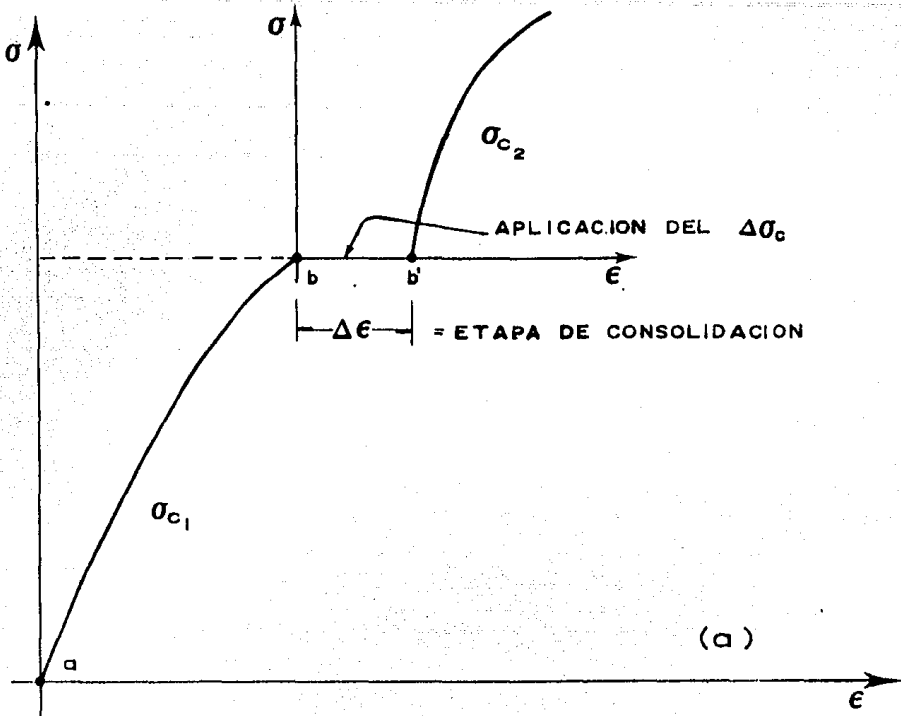
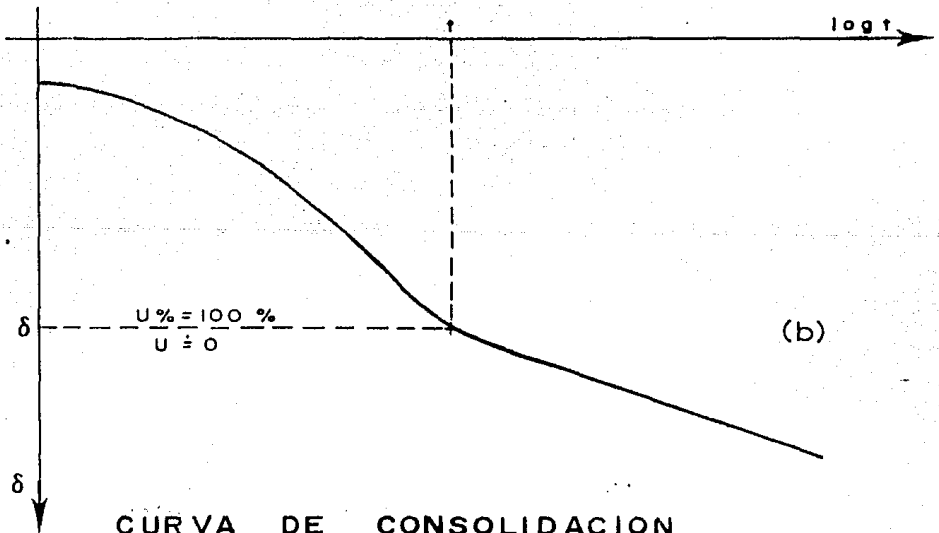


FIG-10 DIAGRAMA DE MOHR-COULOMB



GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION




CURVA DE CONSOLIDACION

FIG.-II

de consolidación o reducción de volumen de la probeta, el agua de las zonas saturadas es desplazada a las zonas semisaturadas de la probeta. Por tanto, permitiendo un tiempo determinado para lograr obtener un estado de esfuerzos efectivos en la probeta necesarios para la realización de esta prueba. (Se considera involucrado el efecto de tensión capilar).

Con los resultados de esfuerzo-deformación se obtienen los esfuerzos principales mayores (σ_1) que ocasionan la falla para cada esfuerzo de confinamiento ($\sigma_c = \sigma_3$) aplicado.



Probeta
única

}

$\sigma_{c1} = \sigma_3 \rightarrow \sigma_{d1}, \epsilon \rightarrow \sigma_1$

$\sigma_{c2} = \sigma_3 \rightarrow \sigma_{d2}, \epsilon \rightarrow \sigma_1$

$\sigma_{c3} = \sigma_3 \rightarrow \sigma_{d3}, \epsilon \rightarrow \sigma_1$

$\sigma_{c4} = \sigma_3 \rightarrow \sigma_{d4}, \epsilon \rightarrow \sigma_1$

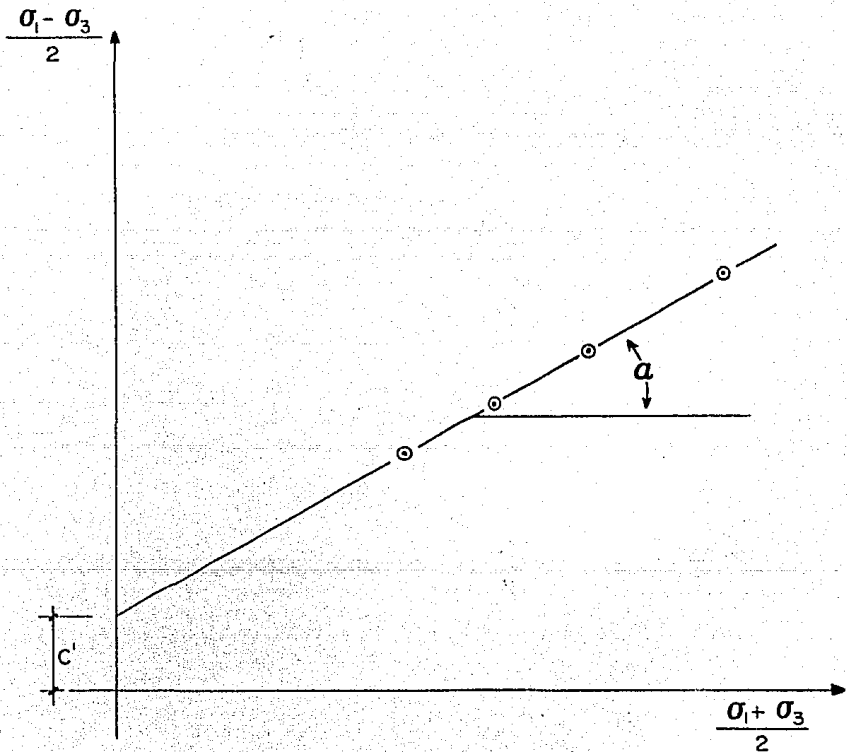
donde:

- $\sigma_c = \sigma_3$ esfuerzo de confinamiento aplicado que es igual al esfuerzo principal menor
- σ_d esfuerzo desviador total o esfuerzo total de aplicación de carga a la falla cuando la probeta está sometida a un cierto esfuerzo de confinamiento
- ϵ deformación unitaria
- $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$ esfuerzo principal mayor

Con los esfuerzos principales mayores σ_1 y menor σ_3 se representan en una gráfica, en donde se coloca en el eje de las

abscisas la semi-suma de los esfuerzos principales $(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2})$ y en el eje de las ordenadas la semi-diferencia de los esfuerzos principales $(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2})$ y a partir de esta gráfica se determinaron los parámetros de resistencia promedio c y ϕ con las siguientes expresiones:

$$\phi = \text{sen}^{-1} (\tan \alpha); \quad c = \frac{c'}{\cos \phi}$$



b) Ventajas y desventajas de los métodos multitriaxial y ortodoxo

b.1 Desventajas. - Las desventajas del método multitriaxial es que al utilizar una sola probeta para ejecutar la prueba es necesario:

- 1.- Llevar a la falla la probeta hasta el último confinamiento programado y en los anteriores confinamientos se aplican esfuerzos desviadores cercanos a la falla.
- 2.- Tener cuidado en la realización de la prueba para garantizar que no falle la probeta antes de lo programado.

° La desventaja del método ortodoxo es:

- 1.- Se utilizan varias probetas para obtener una línea de resistencia media que representa el resultado promedio de varias probetas con diferentes propiedades índices, debido a la heterogeneidad del suelo.

b.2 Ventajas. - Las ventajas del método multitriaxial son las siguientes:

- 1.- Solamente se emplea una sola probeta para obtener resultados de esfuerzo-deformación y resistencia.
- 2.- Así también se garantiza que en cada determinación, los resultados representarán los parámetros de esa probeta, obteniéndose resultados consistentes.

° La ventaja del método ortodoxo es la siguiente:

- 1.- Cada probeta se lleva a la falla y se determina el estado de esfuerzos correspondiente a esa falla.

b.3. Conclusiones.- Como se observa, de las ventajas y desventajas de los métodos analizados anteriormente, se concluye que con el método "multitriaxial" se obtienen mejores resultados por las ventajas que implica utilizar una sola probeta para la determinación de los parámetros de resistencia, obteniéndose resultados satisfactorios para fines de la investigación que se plantea en esta tesis.

Además, se realiza la prueba con mayor rapidez; o sea, en la cuarta parte del tiempo requerido para el método ortodoxo; así también la cantidad de material que se utiliza es mucho menor.

IV.7 Tipo de Prueba Realizada

Haciendo un análisis del fenómeno en el campo se justificará el tipo de prueba en el laboratorio que se asemeje más a dicho fenómeno y así obtener los parámetros de resistencia para el cálculo aproximado de la capacidad de carga de zapatas de cimentaciones superficiales.

En el campo la masa de suelo se encuentra sometida a cierto estado de esfuerzos de confinamiento. Para colocar la zapata se efectúa una excavación disminuyéndose los esfuerzos para después colocar dicha zapata que transmitirá la carga en forma gradual a la masa del suelo, motivándose un incremento de los esfuerzos verticales sin un aumento sensible de la presión de poro, ya que el suelo no se encuentra saturado. De lo anterior se concluye que por encontrarse el suelo en un estado semisaturado, la prueba triaxial deberá efectuarse del tipo consolidada-drenada. Esto es, en

estas condiciones se considera que durante la prueba no se generará en el suelo una presión de poro de importancia que modifique en forma significativa los resultados. Por tanto, la prueba podrá realizarse del lado de la seguridad del tipo consolidada-rápida.

Durante la consolidación por la aplicación de los incrementos de esfuerzos confinantes es, sin embargo, necesario asegurarse de la disipación de los posibles excesos hidrostáticos dentro de las diferentes zonas que pudiesen estar saturadas en la probeta del suelo y permitir la emigración del agua a las zonas de baja saturación, en esta forma logrando la estabilización de la probeta por medio de observaciones como las que se han explicado anteriormente Fig 11b.

Por lo que respecta a la aplicación del esfuerzo desviatorio en las diferentes etapas de la prueba por el "método multiaxial" y obtener consistencia en los resultados, dicha aplicación de carga se efectuó dentro de tiempos del orden de 2 minutos.

IV.8 Equipo Utilizado para las Pruebas de Compresión Triaxial

Es la prueba para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos.

La cámara para este tipo de pruebas, es de dimensiones adecuadas para ensayar probetas de suelo de 3" de diámetro y aproximadamente 17 cm de altura, como se muestra en la Fig. 12.

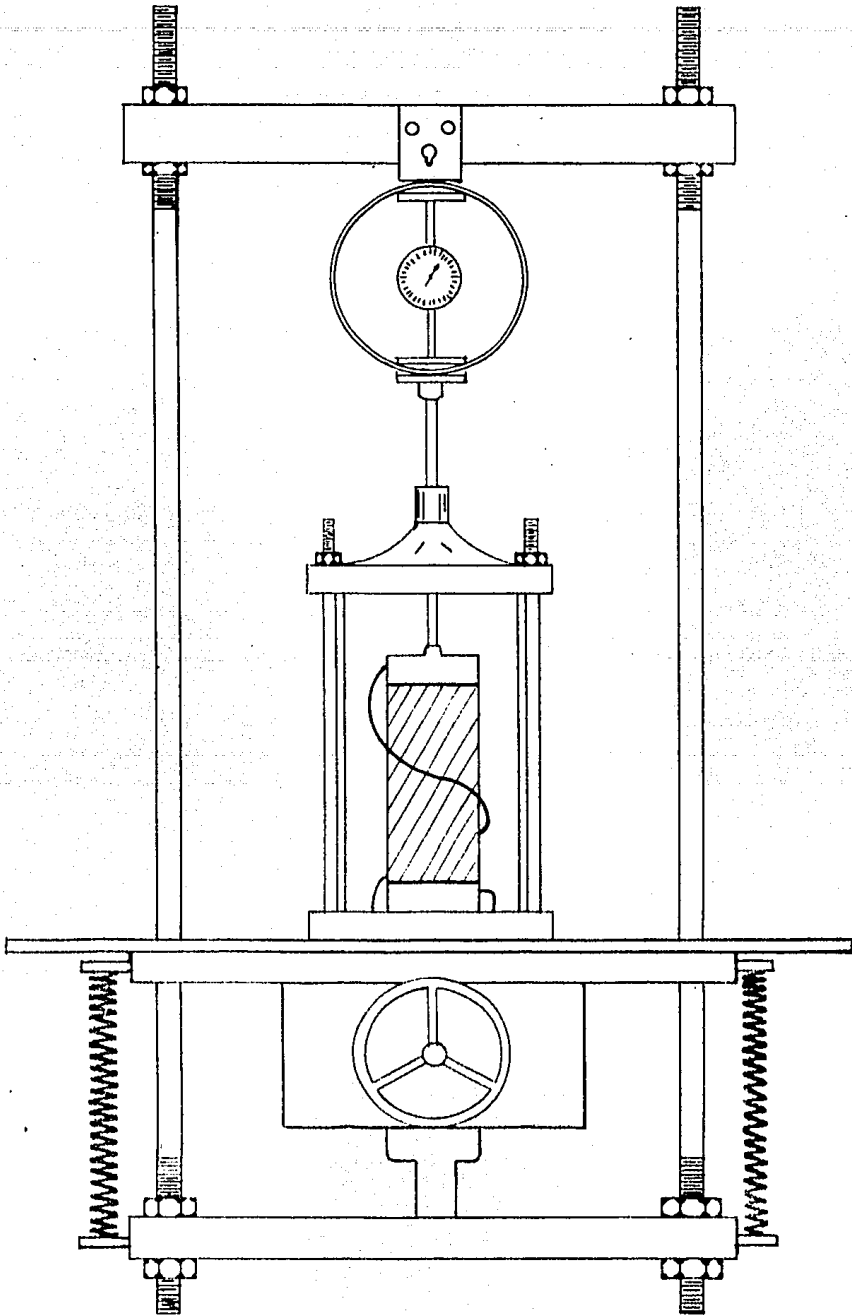


FIG.-12 APARATO PARA EJECUCION PRUEBA TRIAXIAL.

Las características generales en relación a la forma de aplicar esfuerzos confinantes (σ_c), esfuerzos desviadores (σ_d) y la medición de las deformaciones son similares a las cámaras de tipo estándar.

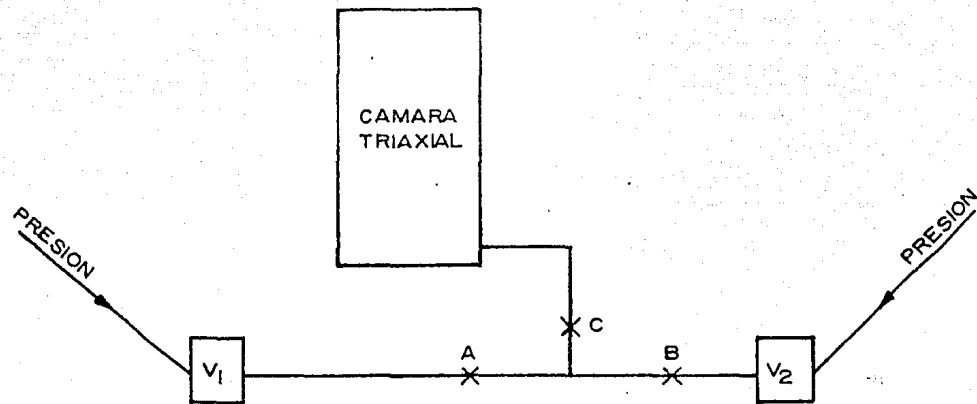
Utilizando el diagrama del equipo que se muestra en la Fig 13, se explica la secuencia a seguir en la realización de la prueba triaxial por el "método multitriaxial".

La prueba consiste en dar incrementos de presión de confinamiento en forma escalonada; o sea, que primero se aplica una presión confinante σ_{c1} en el vaso regulador 1 (VR1), pasando esta presión σ_{c1} a la cámara triaxial por la válvula A abierta, mientras que en el vaso regulador 2 (VR2) se registra el siguiente incremento de presión confinante $\Delta\sigma_c$ con la válvula B cerrada y así sucesivamente.

El equipo que se utilizó en la investigación de esta tesis fue utilizando los accesorios disponibles en el laboratorio, se construyó el sistema que se muestra en el diagrama de la Fig 14.

En las pruebas que se realizaron con probetas hidratadas se siguió la misma secuencia que se explicó anteriormente, con la diferencia que antes de ejecutar la prueba se tuvo que hidratar la probeta de la siguiente forma:

- Se montó la probeta en la cámara triaxial y se le aplicó un esfuerzo de confinamiento inicial σ_{c1} de acuerdo al programa planteado para esta investigación e hidratándose la probeta



A,B y C = VALVULAS .

V = VASO DE CONTROL DE PRESION .

FIG.- 13

DIAGRAMA DEL EQUIPO

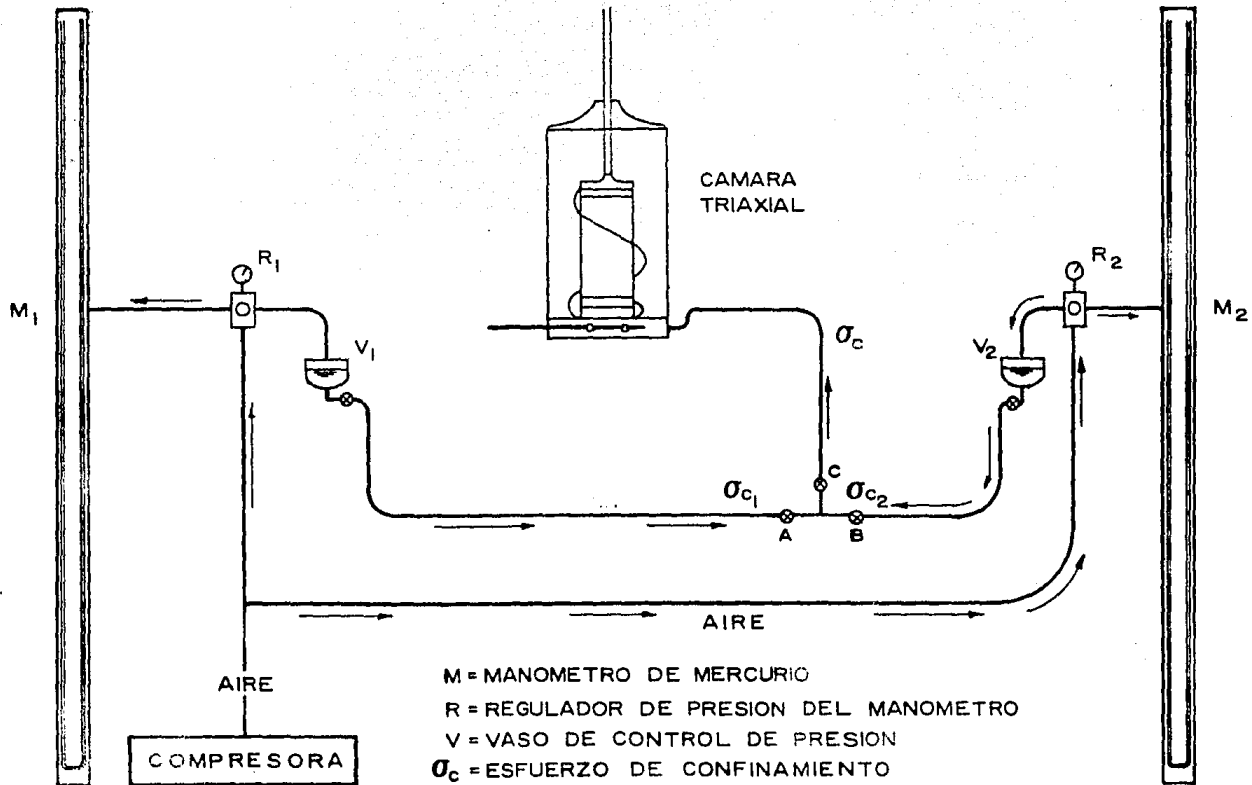


FIG.-14 DIAGRAMA DEL EQUIPO UTILIZADO

con este confinamiento, aplicando agua por la cabeza de éste y por la base vacío para que el tiempo empleado en este proceso de hidratación fuera más rápido por la impermeabilidad del material y así tener al material en su máxima expansión que es determinado por la hidratación de la probeta y no necesariamente ésta queda saturada, ver Fig 15.

Después de hidratada la probeta se efectúa la prueba como se explicó en párrafos anteriores.

En las Figuras 16 y 17 se muestra el equipo utilizado para las pruebas triaxiales efectuadas por el "método multitriaxial".

IV.9 Estudio Preliminar

Para desarrollar la técnica del método "multitriaxial" fue necesario efectuar pruebas preliminares en la cámara triaxial. Se utilizaron cuatro probetas compactadas en el laboratorio con una mezcla uniforme de un suelo areno-arcilloso. Lo anterior se efectuó como sigue:

- Se preparó una mezcla de material, combinando en volumen 80% de material arenoso y 20% de material arcilloso, los dos tipos de materiales se pusieron a secar en el horno para luego mezclarlos homogenizándolos, agregando a la mezcla 13% de agua.

Con el material ya preparado se formaron cuatro probetas de 3" de diámetro y 15cm de altura aproximadamente, compactándolas en un molde en 6 capas con 8 golpes por capa. Se utilizó el martillo próctor estándar.

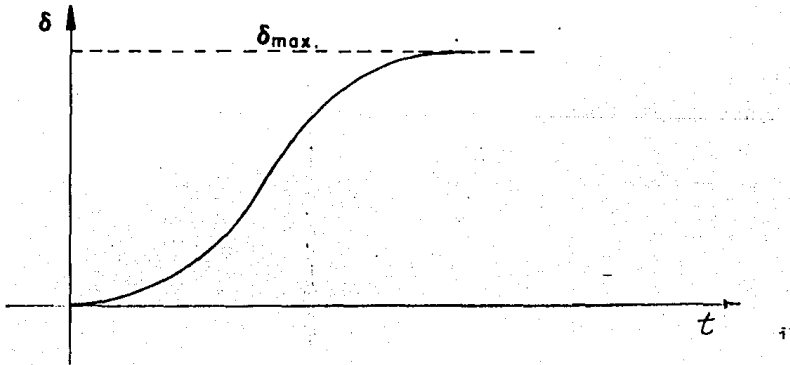
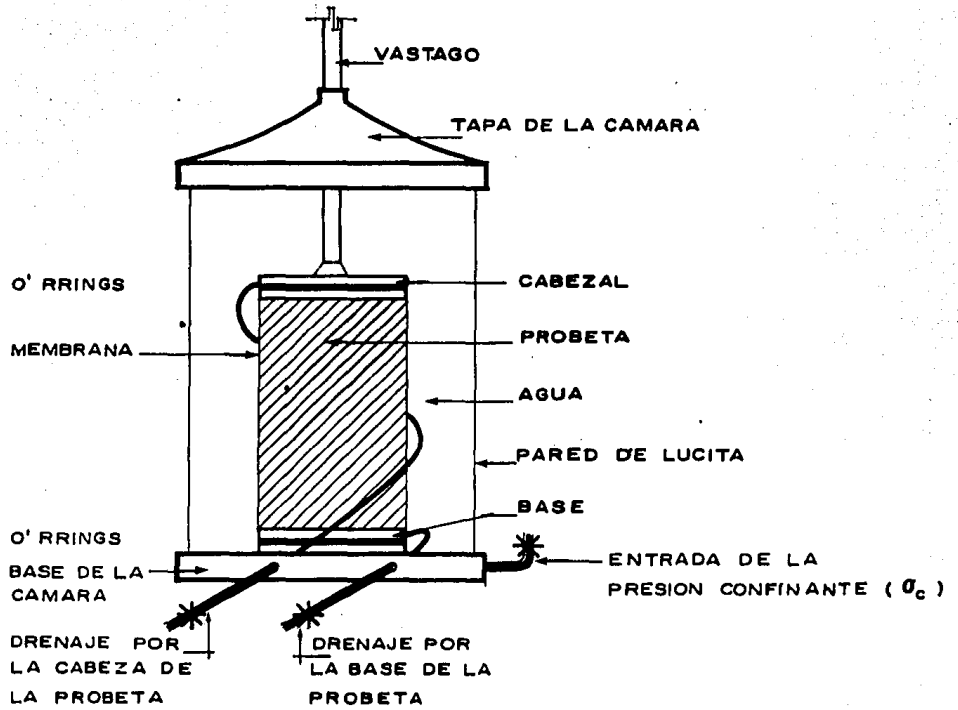


FIG.-15

DETALLE DE LA CAMARA TRIAXIAL

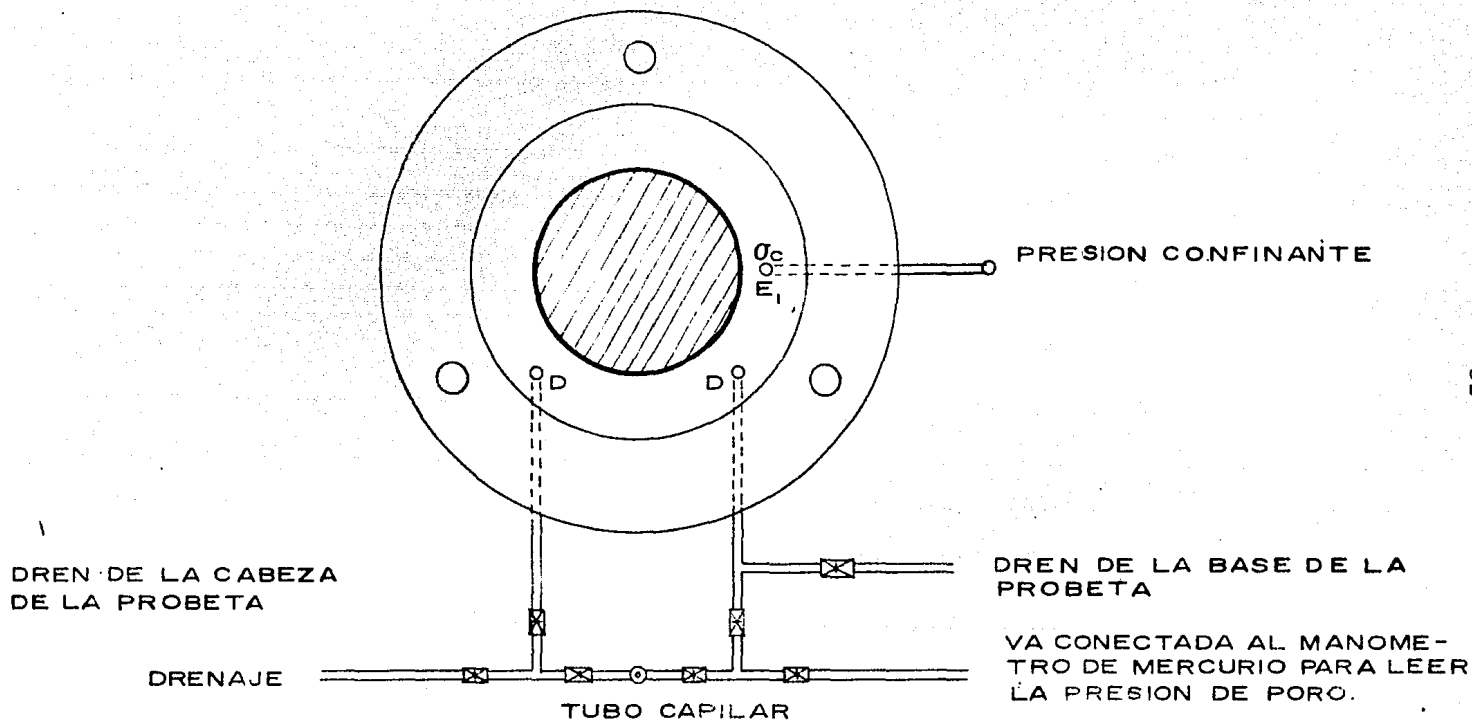
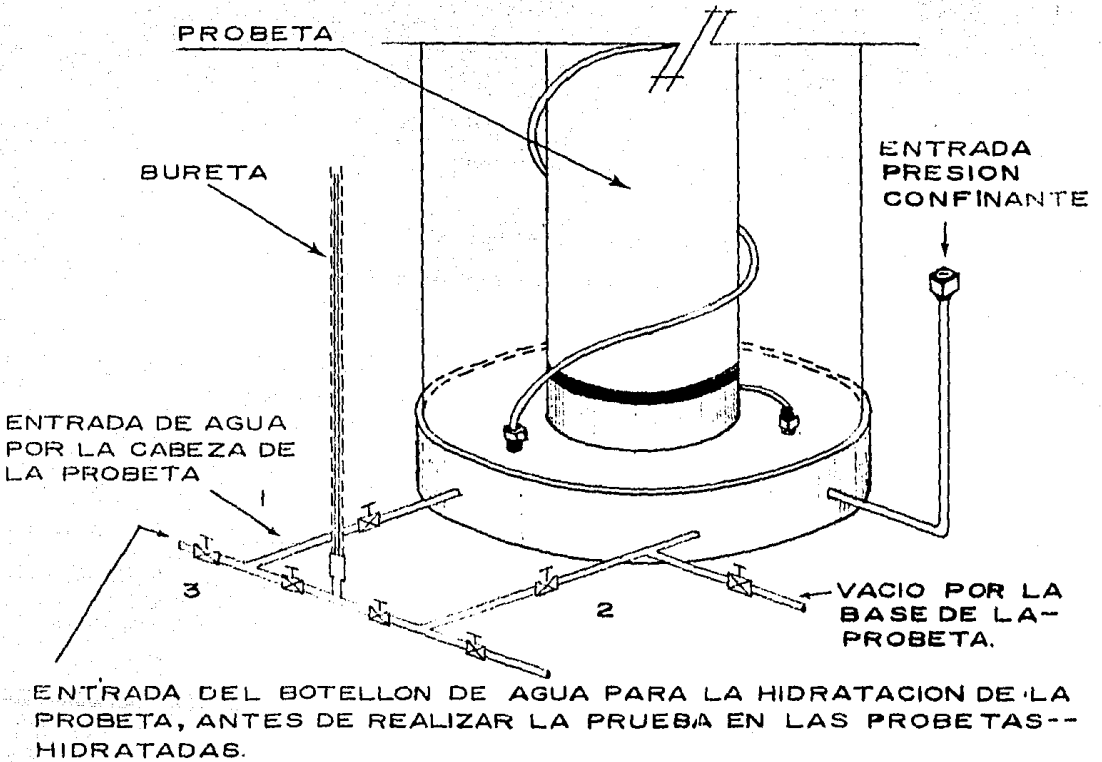


FIG.-16 DETALLE DE LA BASE DE CAMARA TRIAXIAL



DETALLE DE LA BASE DE LA CAMARA TRIAXIAL

FIG-17

Las cuatro probetas se guardaron en el cuarto húmedo para que no perdieran agua por evaporación, para después probarlas en la cámara triaxial.

Antes de montarlas en la cámara triaxial se les hizo el cabeceo respectivo a cada probeta, así también se determinaron las dimensiones; peso de la probeta y contenido de agua.

Los confinamientos programados que se aplicaron a las probetas fueron los siguientes: $\sigma_{c1}=0.20$ kg/cm²; $\sigma_{c2}=0.40$ kg/cm²; $\sigma_{c3}=0.60$ kg/cm²; $\sigma_{c4}=0.80$ kg/cm²; $\sigma_{c5}=1.00$ kg/cm²; en este último confinamiento se llevó a la falla la probeta.

La técnica que se siguió para realizar las pruebas fue la que se explicó en páginas anteriores de este capítulo.

Para prever en las pruebas triaxiales hasta donde era necesario detener la aplicación del esfuerzo desviatorio para cada estado confinante de la probeta sin llegar a la falla, se realizó una investigación del rango del esfuerzo límite para este objeto.

IV.9.1 Rango del esfuerzo límite

Se programaron pruebas con las probetas así elaboradas con propiedades índices aproximadamente iguales. Las pruebas efectuadas con las probetas de laboratorio mencionadas, permitieron comparar los resultados de los parámetros de resistencia, cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ψ) obtenidos de cada una de las pruebas triaxiales, pudiendo observar la variación

en la magnitud del esfuerzo desviatorio hasta llevar a la probeta cerca de la falla para cada esfuerzo de confinamiento aplicado.

De los resultados de las pruebas se observa que el rango del esfuerzo límite en donde se suspendió la aplicación del esfuerzo desviatorio es del orden del 96.5% al 98.5% del esfuerzo máximo para producir la falla. Por lo que se concluye que no se afectan los valores de los parámetros de resistencia en el rango del esfuerzo límite del orden aquí investigado, el cual es ligeramente menor que el máximo.

A continuación se presentan las gráficas de esfuerzo-deformación obtenidas de los datos de las pruebas de laboratorio como se observa en las Figuras de la 18 a la 21, así como también la Tabla 3 con el resumen de los resultados de este estudio preliminar para desarrollar la técnica del "método multiaxial".

Obsérvese que los parámetros de resistencia, cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ) se afectan sensiblemente debido a que las características índices de las probetas no fueron iguales, aún y cuando la preparación de las mezclas se efectuó tratando de elaborarlas lo más homogéneamente posible. La Tabla 3, donde se consignan los resultados, es por sí sola explicativa de los resultados obtenidos.

PRUEBA DE REFUERZO CORTANTE

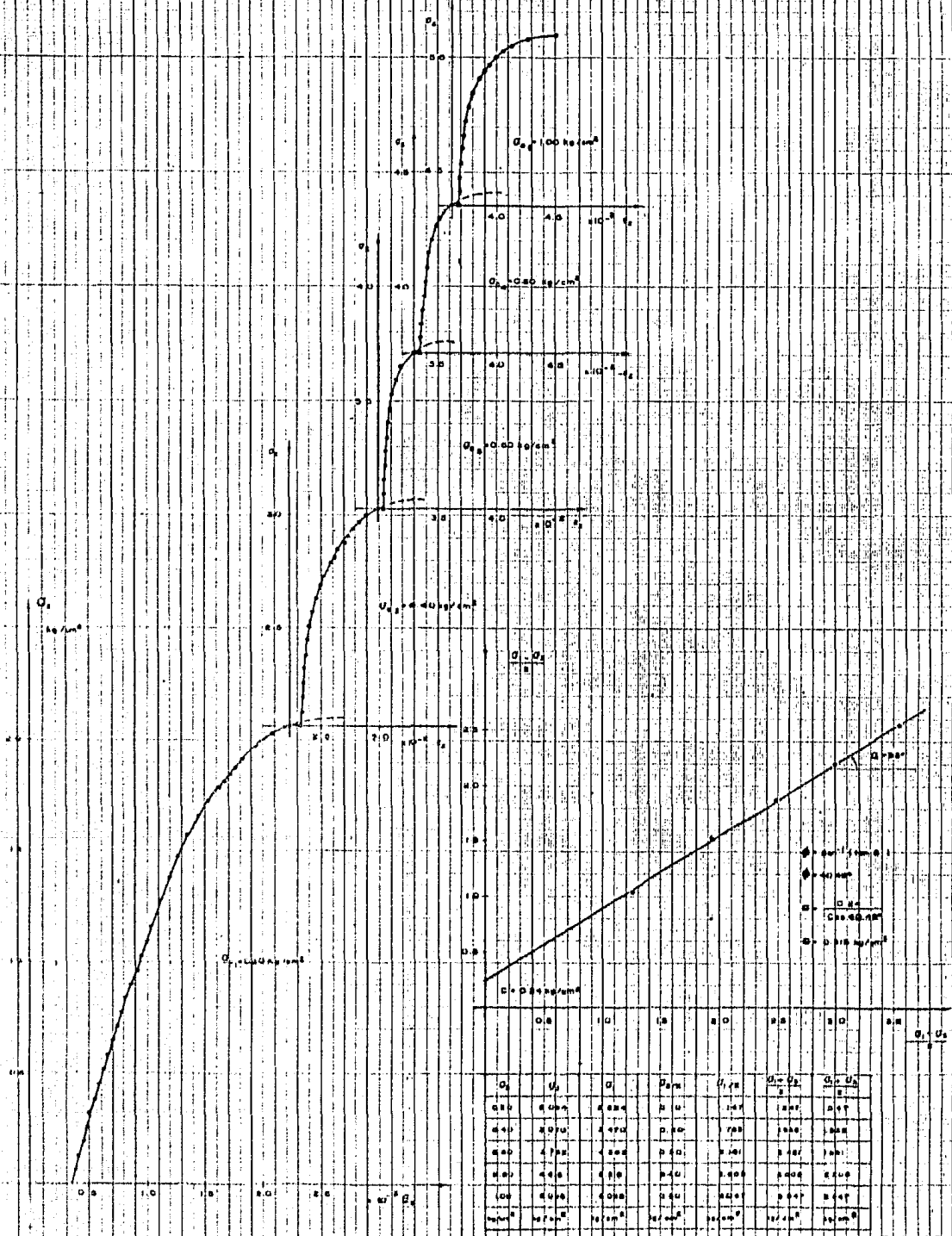


FIG. 18

PRUEBA DE ESFUERZO CONSTANTE

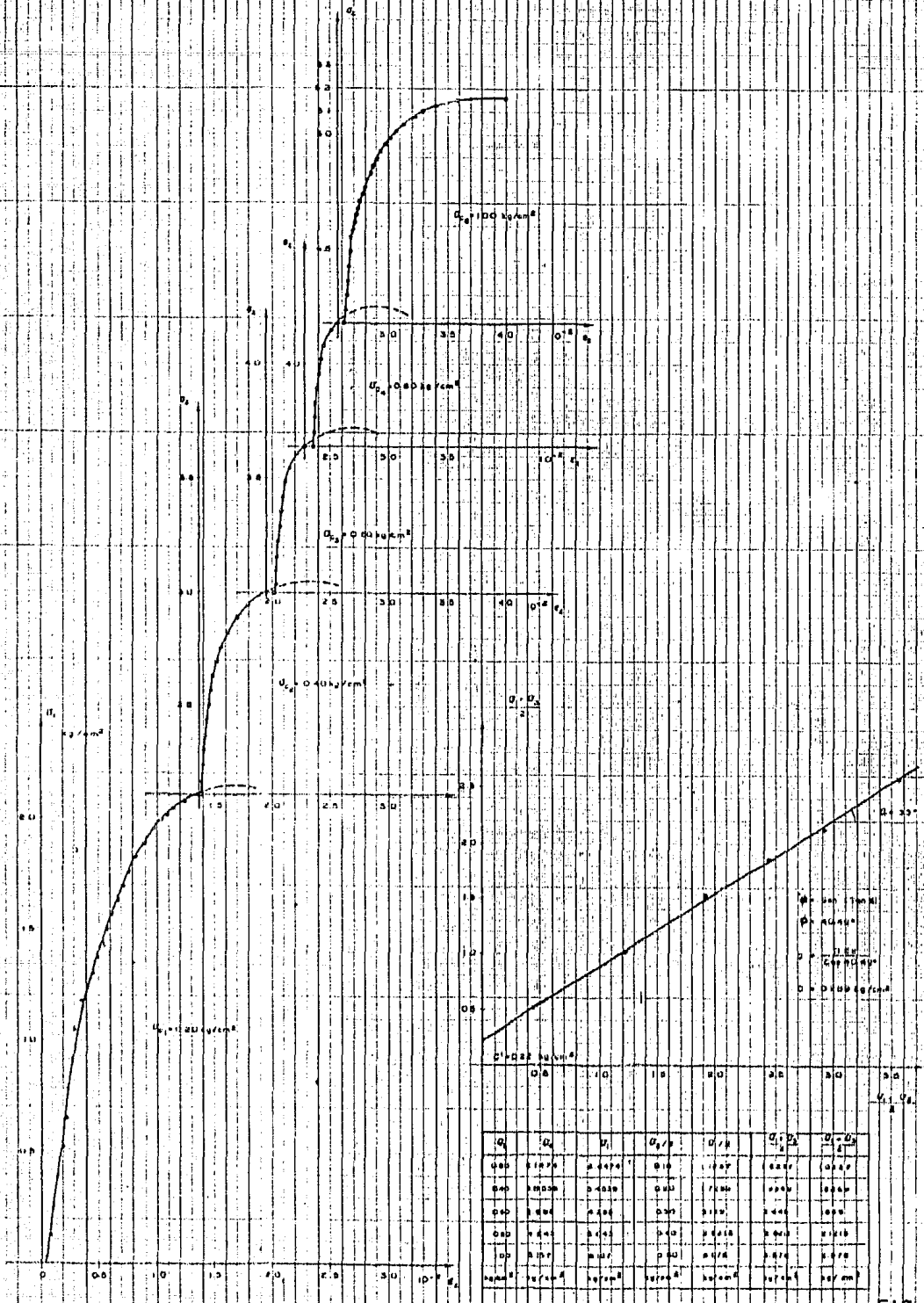


FIG. 19

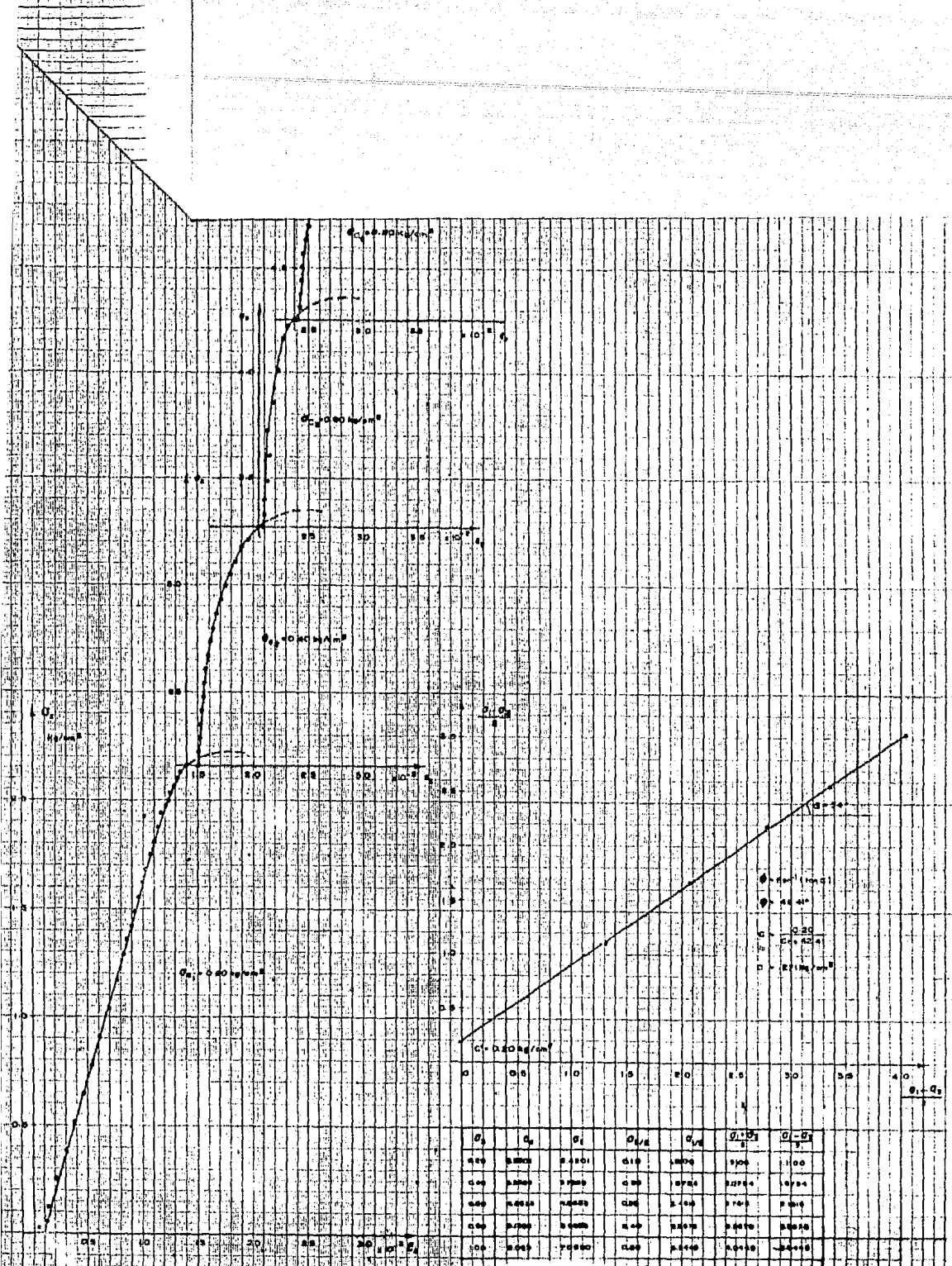


FIG.

PRUEBA DE ESFUERZO CORTANTE

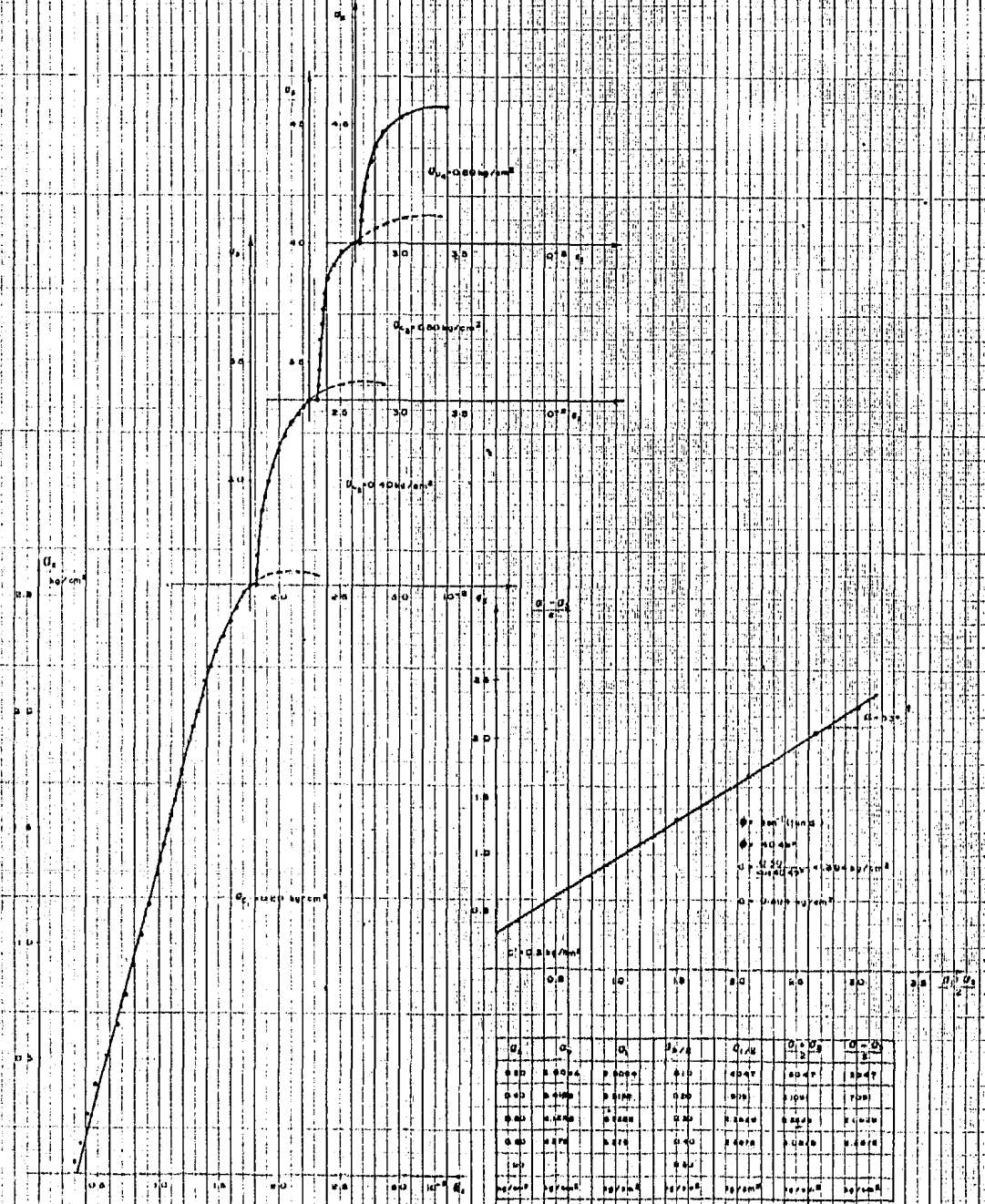


FIG. 21

TABLA N° 3

RESUMEN DE RESULTADOS DEL ESTUDIO PRELIMINAR .

FIG.	N° DE PROBETA	% ESFUERZO MAX.	ϕ	C kg / cm ²	e	% S	γ_m ton / m ³	% ω'
18	1	98.646	40.49°	0.315	0.444	93.8 %	2.088	16.8 %
19	2	98.371	40.49°	0.289	0.498	92.8 %	2.044	17.7 %
20	3	97.406	42.41°	0.271	0.420	79.45 %	2.067	13.0 %
21	4	97.749	40.49°	0.389	0.413	69.4 %	2.043	11.6 %

% = PORCIENTO DEL RANGO DEL ESFUERZO MAXIMO

ϕ = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

C = COHESION

e = OQUEDAD

% S = PORCIENTO DE SATURACION

γ_m = PESO VOLUMETRICO

% ω' = CONTENIDO DE HUMEDAD.

OBSERVACIONES :

VARIACION EN EL CONTENIDO DE AGUA EN LA PREPARACION DE CADA PROBETA .

CAPITULO V. INTERPRETACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En este capítulo se muestran los resultados de las pruebas para los materiales en estado no hidratado e hidratado que se efectuaron para esta investigación.

En la tabla No. 4 se muestra el resumen de los resultados obtenidos de las pruebas triaxiales de acuerdo al programa planteado en esta investigación.

En la tabla No. 5 se tiene el resumen de resultados de las muestras del estado no hidratado que fue tomada como base, donde se anotan los siguientes datos: No. de la muestra, oquedad inicial, grado de saturación, cohesión y ángulo de fricción interna.

En la tabla No. 6 se presenta el resumen de resultados de las muestras en estado hidratado en donde se consignan los valores

de: No. de la muestra, oquedad inicial, esfuerzo de confinamiento inicial para el cual se hidrató la probeta, grado de saturación base antes de la hidratación de la probeta, grado de saturación después de hidratar la probeta, cohesión y ángulo de fricción interna.

V.1 Material No Hidratado

Los resultados de las pruebas de laboratorio se representan gráficamente para los materiales en estado no hidratado en las gráficas de: cohesión vs grado de saturación, Fig 22 y ángulo de fricción interna vs grado de saturación, Fig 23.

Se observa de la gráfica de la Fig 22 que existe cierta errática en los resultados por el fisuramiento prismático de este suelo, de donde se concluye que la cohesión aumenta a medida que el grado de saturación baja. De la gráfica de la Fig 23, se observa que es importante tomar en consideración el grado de saturación con el cual se encuentra el material en el subsuelo en las diferentes épocas del año. De donde se concluye que para el material con un grado de saturación entre 50 y 70% se obtienen valores del ángulo de fricción interna del orden de 70° y una cohesión del orden de 1.5 kg/cm^2 , y al aumentar la hidratación del material el ángulo de fricción disminuye hasta alcanzar valores de 23° (Fig 23) y la cohesión tiende a ser muy baja del orden de 0.20 kg/cm^2 .

V.2 Material Hidratado

Para los materiales hidratados se tienen las siguientes gráficas: ángulo de fricción interna vs grado de saturación antes de hidratar el material, Fig 24 y el ángulo de fricción interna vs esfuerzo de confinamiento al cual se hidrató el material, Fig 25.

De la gráfica de la Fig 24 se concluye que al hidratarse el material que contenía de 50 a 70% de grado de saturación en estado no hidratado, el ángulo de fricción interna se disminuye considerablemente en un rango de 30 a 45° y la cohesión se reduce prácticamente a cero. Obsérvese también de la misma gráfica que a medida que el grado de saturación aumenta hasta la hidratación máxima, el ángulo de fricción disminuye hasta valores del orden de 23°, perdiéndose la cohesión.

De la gráfica de la Fig 25 se concluye que a medida que se hidrata el material a mayor esfuerzo de confinamiento, el ángulo de fricción interna aumenta sensiblemente, para el suelo hidratado con un esfuerzo de confinamiento mínimo de 0.20 kg/cm², el ángulo de fricción tiene valores de 20 a 30° y para las mismas condiciones de hidratación con un esfuerzo de confinamiento máximo de 0.80 kg/cm², el ángulo de fricción interna adquiere valores de 35 a 45°. Se puede concluir que la erraticidad de los resultados que se observa en la Fig 25 en relación al ángulo de fricción vs esfuerzo de confinamiento, al cual se hidrató la probeta, se debe principalmente a la heterogeneidad que presenta el material debido al fisuramiento prismático en las diferentes pro

betas utilizadas, como se mencionó anteriormente en los capítulos II y III.

Por lo que respecta a la cohesión del suelo, se encuentra que invariablemente ésta se reduce a valores muy pequeños prácticamente nulos, independientemente del esfuerzo de confinamiento al cual se hidrató el material. De donde se concluye que el suelo en condiciones hidratadas se puede considerar que se comporta como un suelo puramente friccionante con un ángulo de fricción interna dentro del rango que indican las gráficas de las Figs 24 y 25.

La interpretación de este fenómeno en la disminución tan fuerte de los parámetros de resistencia, cohesión y ángulo de fricción interna es la siguiente a saber:

Como ya se explicó en los capítulos II y III, se origina en el suelo por los ciclos de humedecimiento y secado; o sea, expansión y contracción, un fisuramiento prismático, este fenómeno es muy importante para poder interpretar los resultados obtenidos en esta investigación. Los altos valores de los parámetros de resistencia principalmente el ángulo de fricción interna obtenidos cuando el suelo se encuentra con un grado de saturación bajo, se explica debido al fisuramiento prismático que, formando "bloques acomodados" que a su vez tienen alta cohesión individualmente, se comportan como un material principalmente friccionante de baja cohesión. Al iniciarse el desplazamiento de los "bloques" unos con respecto a los otros y estando dicho movimiento restrin

gido por el confinamiento por pequeño que sea, la falla se presenta por los planos de deslizamientos más frágiles del fisuramiento prismático. Estos planos indican inclinaciones del orden de 60°.

Al hidratarse el material a un cierto confinamiento se expande perdiéndose la cohesión de los "bloques" independientemente de su confinamiento. Por tanto, al disminuir dicha cohesión a valores tan pequeños, el suelo se comporta con las características de un suelo friccionante.

Por lo anteriormente expuesto, se concluye que es muy importante de tomar en consideración el efecto de los períodos de lluvias y sequías que se presentan en la zona en estudio para poder predecir con cierta veracidad los parámetros de resistencia que se utilizarían en los cálculos de capacidad de carga para las zapatas de cimentación y poder cubrir la estabilidad de la cimentación en la época de lluvias cuando el suelo se hidrata.

Para este cálculo debemos de tomar en cuenta los parámetros de resistencia de acuerdo a la época del año. El material "in situ" tiene un determinado grado de saturación y si por alguna causa, como por ejemplo, época de lluvias, humedecimiento del suelo por zonas verdes, filtración de los drenajes y tuberías, etc, éste se llega a hidratar, los parámetros cambian notablemente afectando éstos el cálculo de la capacidad de carga en comparación a los utilizados en las condiciones bajas del grado de saturación.

De lo anterior se concluye que para el análisis de capacidad de carga de zapatas en este tipo de suelo, se recomienda obtener muestras inalteradas del material bajo el desplante y efectuar pruebas en la cámara triaxial hidratando la probeta bajo un esfuerzo de confinamiento medio equivalente al que se encuentra en el campo. Se recomienda también, por los razonamientos aquí expuestos, el uso del método multitriaxial aquí desarrollado.

TABLA N° 4.- RESUMEN DE RESULTADOS DE ACUERDO A LA PROGRAMACION DE ESTA INVESTIGACION

ESTADO NO HIDRATADO (MATERIAL BASE)								ESTADO HIDRATADO PARTIENDO DE LOS GRADOS DE SATURACION INICIAL INDICADOS.					
% S	52%	60%	64%	68%	76%	92%		56 %	65 %	70 %	87 %	% S	
C	1.282	0.300	0.770	1.536	0.923	0.240		0.137 29.19° 1	0.189 47.70° 2	0.187 15.54° 3	0.043 22.57° 4	C ϕ	σ _c =0.20 kg/cm ²
ϕ	62.09	61.93%	74.94°	67.02°	53.42°	24.47°		48 %	60 %	70 %	—	% S	
	.1	2	3	4	5	6		0 35.75° 5	0.098 35.26° 6	0.023 32.12° 7	— 8	C ϕ	σ _c =0.40 kg/cm ²
								57 %	64 %	70 %	82 %	% S	
								0 31.40° 9	0 39.67° 10	0 33.37° 11	0 33° 12	C ϕ	σ _c =0.60 kg/cm ²
								49 %	58 %	—	—	% S	
								0 46° 13	0 33.6° 14	— 15	— 16	C ϕ	σ _c =0.80 kg/cm ²

TABLA N° 5

RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS EN ESTADO NO HIDRATADO

No MUESTRA	e_i	%S	C Kg/cm ²	ϕ
M - 19	0.808	92 %	0.240	24.47°
M - 6	0.575	76 %	0.923	53.42°
M - 17	0.523	68 %	1.153	67.02°
M - 15	0.557	64 %	0.770	74.94°
M - 8	0.610	60 %	0.300	61.93°
M - 12	0.505	52 %	1.282	62.09°

e_i = OQUEDAD INICIAL
 %S = PORCIENTO DE GRADO DE SATURACION
 C = COHESION
 ϕ = ANGULO DE FRICCION INTERNA

TABLA N° 6.-

RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS MUESTRAS EN ESTADO HIDRATADO

Nº MUESTRA	e_i	σ_c^* kg/cm ²	% S _i	% S [*]	C kg/cm ²	ϕ
M-11	0.823	0.20	56 %	92.3 %	0.137	29.19°
M-5	0.644	0.20	65 %	88.0 %	0.189	47.70°
M-18	0.912	0.20	70 %	95.6 %	0.187	15.54°
M-20	0.894	0.20	87 %	93.0 %	0.043	22.57°
M-1	0.505	0.40	48 %	94.5 %	0	35.70°
M-14	0.711	0.40	60 %	93.9 %	0.098	35.26°
M-2	0.801	0.40	70 %	94.8 %	0.023	32.12°
M-7	0.639	0.60	57 %	92.0 %	0	31.40°
M-16	0.597	0.60	64 %	93.1 %	0	39.57°
M-4	0.618	0.60	70 %	92.0 %	0	33.37°
M-22	0.769	0.60	82 %	92.0 %	0	33.00°
M-13	0.526	0.80	49 %	85.0 %	0	46.00°
M-9	0.608	0.80	58 %	90.0 %	0	33.60°

e_i = OQUEDAD INICIAL

σ_c^* = ESFUERZO DE CONFINAMIENTO AL CUAL SE HIDRATO EL MATERIAL

% S_i = GRADO DE SATURACION ANTES DE HIDRATAR EL MATERIAL

% S^{*} = GRADO DE SATURACION DESPUES DE HIDRATAR EL MATERIAL

C = COHESION

ϕ = ANGULO DE FRICCION INTERNA

ESTA TERCERA PAGINA DE LA MEMORIA

ESTADO NO HIDRATADO

⊙ (M-17)

(kg/cm²) C
1.5

No. MUESTRA	C (kg/cm ²)	% S
M-19	0.24	92 %
M-6	0.92	76 %
M-17	1.54	68 %
M-15	0.77	64 %
M-8	0.30	60 %
M-12	1.28	52 %

⊙ (M-12)

1.0

⊙ (M-6)

⊙ (M-15)

0.5

⊙ (M-8)

⊙ (M-19)

40

50

60

70

80

90

100

% S

FIG.-22

GRAFICA C Y % S

ESTADO NO HIDRATADO

No. MUESTRA	ϕ	% S
M-19	24.47°	92 %
M-6	53.42°	76 %
M-17	67.02°	68 %
M-15	74.94°	64 %
M-8	61.93°	60 %
M-12	62.09°	52 %

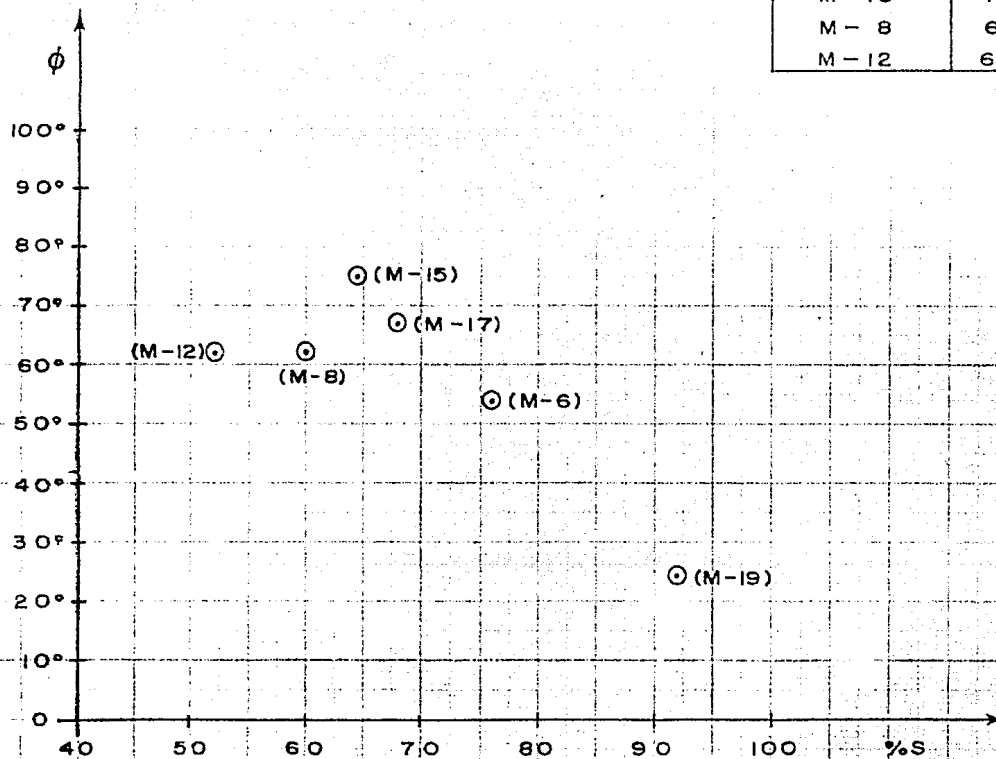
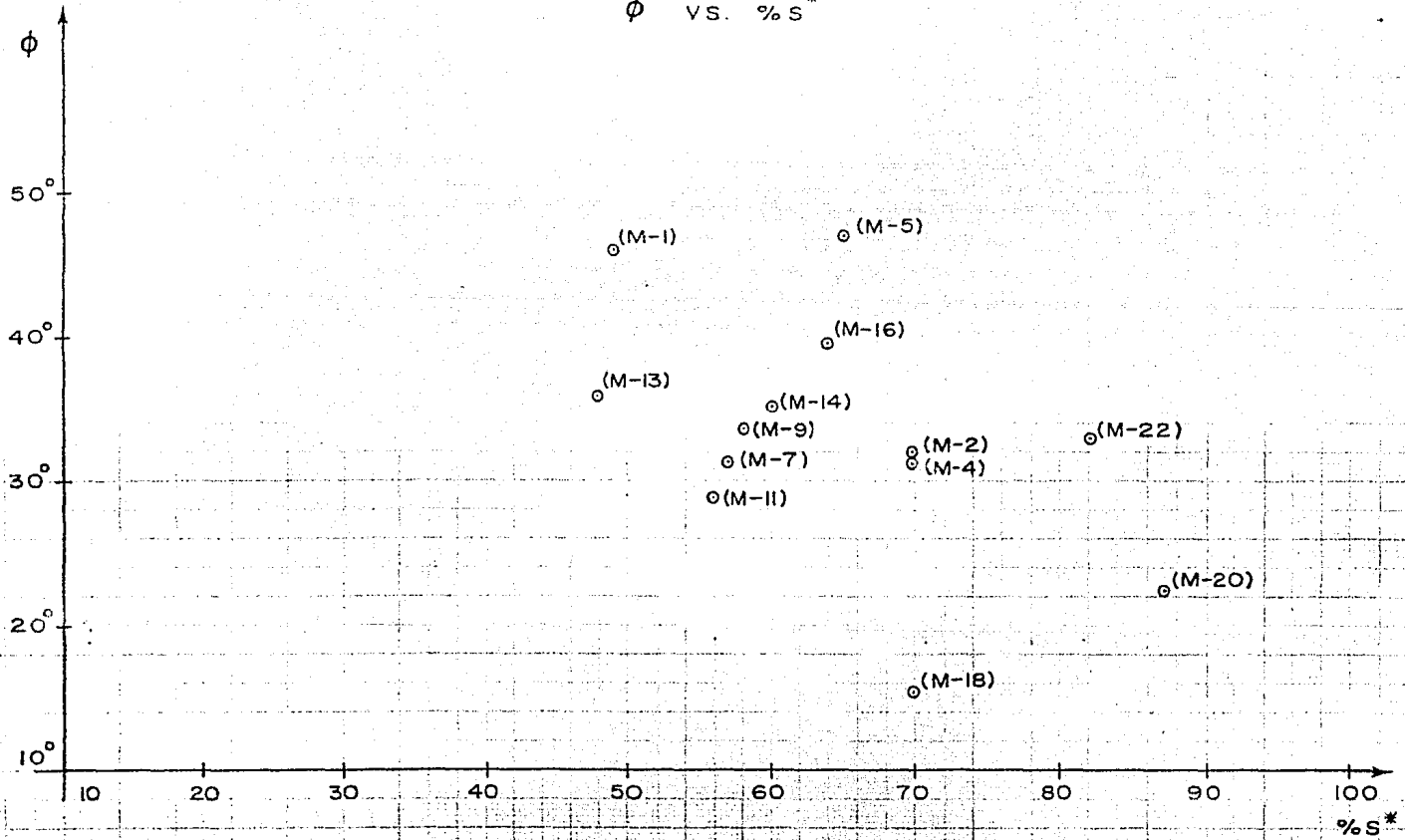


FIG.-23

GRAFICA ϕ vs. %S

ESTADO HIDRATADO

ϕ VS. %S*



*%S = GRADO DE SATURACION ANTES DE HIDRATAR EL MATERIAL.

FIG.-24

ESTADO HIDRATADO

ϕ vs. σ_c

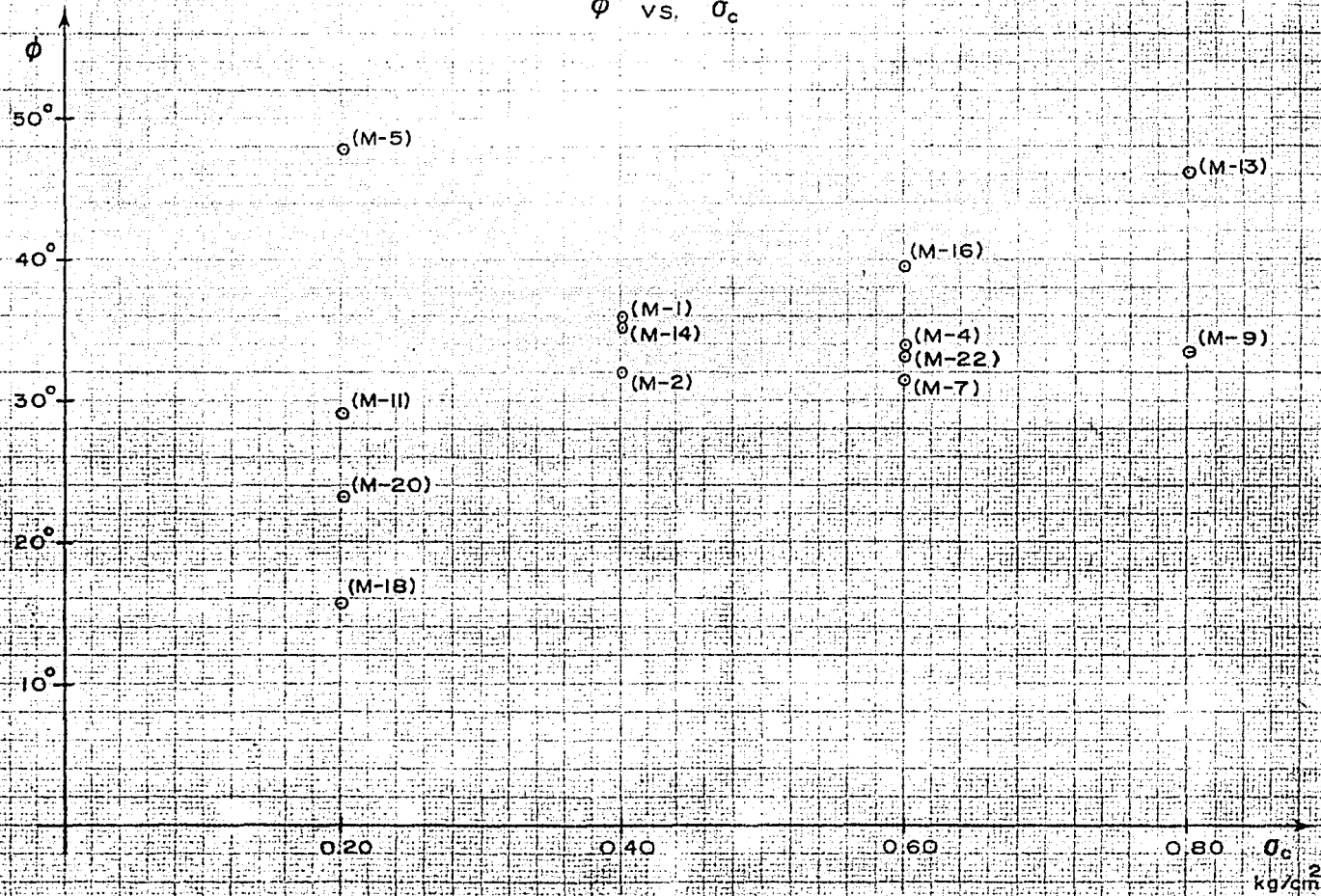


FIG.-25

σ_c = ESFUERZO DE CONFINAMIENTO AL CUAL SE HIDRATO EL MATERIAL

REFERENCIAS.-

- 1.- Chen, F.H. (1973), The Basic Physical Property of Expansive Clays and Laboratory Appreciation Criteria, Proc. III International Conference on Expansive Soils, Israel.
- 2.- Gibbs, H.J. and Holtz, W.G. (1956), Engineering Properties of Expansive Clays, Trans. ASCE, Paper No. 2814, Vol. 121.
- 3.- Jones, D. E. and Jones, W.G. (1973), Expansive Soils. The Hidden Disaster, Civil Engineering, August, Vol. 43.
- 4.- Manual de Mecánica de Suelos, (1970), Secretaría de Recursos Hidráulicos.
- 5.- Terzaghi, K., Theoretical Soils Mechanics.
- 6.- Zeevaert, L. (1973), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- 7.- Zeevaert, L. (1968), Propiedades Cualitativas de los Materiales del Subsuelo, Vol. I, Primer Cuaderno, Tercera Edición, U.N.A.M. México.
- 8.- Zeevaert, L. (1971), Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos, Vol. II, Tercer Cuaderno, U.N.A.M. México.