



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO

CARACTERÍSTICAS ESFUERZO-DEFORMACION DE SUELOS  
COHESIVOS COMPACTADOS: EFECTOS ESTRUCTURALES

T E S I S

que presenta

MANUEL JESUS MENDOZA LOPEZ

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(Mecánica de Suelos)

J U R A D O

DR. LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS . . . . .

DR. RAUL J. MARSAL CORDOBA . . . . .

M en I J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ . . . . .

ING. JESUS ALBERRO ARAMBURU . . . . .

DR. EULALIO JUAREZ BADILLO . . . . .

EL COORDINADOR DE LA SECCION

M en I J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

EL SECRETARIO ACADEMICO

M en I SERGIO TIRADO LEDESMA



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# 1. INTRODUCCION

## 2. VARIABLES INTERNAS Y VARIABLES DEL ESTADO DE ESFUERZO

- 2.1 Modelos de análisis
- 2.2 Modelos explicativos
- 2.3 Variables internas
- 2.4 Estructura
  - 2.4.1 Descripción de la estructura
- 2.5 Fuerzas entre partículas
- 2.6 Estructura de los suelos compactados
- 2.7 Variables del estado de esfuerzo
  - 2.7.1 Succión

## 3. SUELOS ENSAYADOS

- 3.1 Propiedades índice
  - 3.1.1 Granulometría
  - 3.1.2 Límites de consistencia
  - 3.1.3 Actividad
- 3.2 Localización y obtención de los materiales
  - 3.2.1 Suelo SM-San Vicente
  - 3.2.2 Suelo SC-Chicoasén
  - 3.2.3 Suelo MH-Necaxa
  - 3.2.4 Suelo CH-La Peña
- 3.3 Caracterización mineralógica
- 3.4 Compactación de especímenes
  - 3.4.1 Compactación por amasado
  - 3.4.2 Compactación por impactos
- 3.5 Microfotografías a través del microscopio electrónico
  - 3.5.1 Preparación de las muestras
  - 3.5.2 Descripción de la microestructura

## 4. MANIFESTACIONES ESTRUCTURALES DE ESPECIMENES COMPACTADOS EN LAS RAMAS SECA Y HUMEDA

- 4.1 Aspectos generales
- 4.2 Ensayes triaxiales  $\bar{UU}$  de especímenes saturados
  - 4.2.1 Procedimiento de ensaye
  - 4.2.2 Trayectorias de saturación
  - 4.2.3 Características de las curvas esfuerzo-deformación
- 4.3 Ensayes triaxiales  $\bar{CU}$  de especímenes saturados
  - 4.3.1 Procedimiento de ensaye
  - 4.3.2 Curvas de consolidación isotrópica
  - 4.3.3 Características de las curvas esfuerzo-deformación

5. MANIFESTACIONES DEL CAMBIO ESTRUCTURAL EN ESPECIMENES  
COMPACTADOS DEBIDO AL TIEMPO

- 5.1 Aspectos generales
- 5.2 Procedimiento de ensaye
- 5.3 Efecto del tiempo de reposo sobre la deformabilidad
  - 5.3.1 Curvas esfuerzo-deformación
  - 5.3.2 Variación de la resistencia y los módulos de deformación
- 5.4 ¿ Por qué del endurecimiento por el envejecimiento ?
  - 5.4.1 Proceso de solidificación
  - 5.4.2 Mecanismo tixotrópico
- 5.5 Implicaciones prácticas

6. RESUMEN

7. CONCLUSIONES

RECONOCIMIENTOS

REFERENCIAS

## LISTA DE FIGURAS

- 2.1 Enfoque del tipo caja negra
- 2.2 Enfoque del tipo explicativo
- 2.3 Factores y procesos que determinan la estructura de los suelos (Mitchell-1976)
- 2.4 Estructura de los suelos arcillosos compactados según Lambe (Lambe-1958)
- 2.5 Microfotografías de bloques en un caolín compactado (Yoshinaka y Kazama-1973)
- 2.6 Microfotografías de secciones horizontales y verticales de un espécimen compactado por impactos (Yoshinaka y Kazama-1973)
- 2.7 Microfotografías de un caolín compactado con el contenido óptimo de agua (Yoshinaka y Kazama-1973)
- 2.8 Difractogramas de rayos-x en un caolín compactado (Yoshinaka y Kazama-1973)
  
- 3.1 Distribuciones granulométricas de los suelos SC-Chicoasén y SM-San Vicente
- 3.2 Distribuciones granulométricas de las partículas de los suelos MH-Necaxa y CH-La Peña
- 3.3 Distribuciones granulométricas de los grumos de los suelos MH-Necaxa y CH-La Peña
- 3.4 Límites de plasticidad de los suelos ensayados
- 3.5 Vista del compactador manual de resorte tipo Harvard
- 3.6 Vista del compactador mecánico de resorte
- 3.7 Vista del pisón neumático manual para compactar por amasado
- 3.8 Vista del compactador neumomecánico (Amasado)
- 3.9 Vista del extractor de probetas compactadas
- 3.10 Fotografías de la microestructura del suelo compactado ML-San Vicente (fracción que pasa la malla No 200)
- 3.11 Fotografías de la microestructura del suelo compactado CL-Chicoasén (fracción que pasa la malla No 200)
- 3.12 Fotografías de la microestructura del suelo compactado MH-Necaxa (material integral sin tamizar)
- 3.13 Fotografías de la microestructura del suelo compactado CH-La Peña (material integral sin tamizar)
  
- 4.1 Proceso de saturación de las muestras compactadas en la rama seca

- 4.2 Saturación de los especímenes compactados por ensayar a compresión triaxial UU. MH-Necaxa
- 4.3 Curvas esfuerzo-deformación de los especímenes saturados MH-Necaxa, sometidos a compresión triaxial UU
- 4.4 Curvas esfuerzo-deformación de los especímenes saturados SC-Chicoasén, sometidos a compresión triaxial UU
- 4.5 Curvas de consolidación isotrópica de especímenes saturados compactados en las ramas seca y húmeda. SC-Chicoasén
- 4.6 Curvas de consolidación isotrópica en diagrama  $\Delta V$  vs  $\sqrt{t}$ . SC-Chicoasén
- 4.7 Curvas de consolidación isotrópica de especímenes saturados, compactados por amasado en las ramas seca y húmeda. MH-Necaxa
- 4.8 Curvas de consolidación isotrópica de especímenes saturados, compactados por impactos en las ramas seca y húmeda. MH-Necaxa
- 4.9 Curvas de compresibilidad de especímenes compactados consolidación isotrópica. MH-Necaxa
- 4.10 Curvas esfuerzo-deformación de los especímenes saturados. SC-Chicoasén, sometidos a compresión triaxial CU
- 4.11 Desarrollo de la presión de poro bajo presión confinante hidrostática. SC-Chicoasén
- 4.12 Variación de la presión de poro en la etapa de falla del ensaye CU. SC-Chicoasén. Amasado
- 4.13 Curvas  $\sigma$ - $\epsilon$ - $u$  del suelo saturado MH-Necaxa, compactado por amasado con semejante  $\gamma_d$  en las ramas seca y húmeda.
- 4.14 Curvas  $\sigma$ - $\epsilon$ - $u$  del suelo saturado MH-Necaxa, compactado por impactos con semejante  $\gamma_d$  en las ramas seca y húmeda
- 4.15 Variación de la presión de poro en la etapa de falla de los ensayes CU. MH-Necaxa. Compactación por amasado
- 4.16 Variación del coeficiente  $A$  de Skempton según el nivel de esfuerzo. Ensayes CU. MH-Necaxa. Compactación por impactos
- 4.17 Curvas vectoriales de los ensayes  $\overline{CU}$  en los especímenes compactados por amasado. MH-Necaxa
- 4.18 Curvas vectoriales de los ensayes  $\overline{CU}$  en los especímenes compactados por impactos. MH-Necaxa
- 4.19 Desarrollo de la presión de poro respecto al esfuerzo desviador y su representación vectorial

- 4.20 Razón de cambio del desarrollo de presión de poro como función de la pendiente de una curva vectorial (Hirschfeld-1963)
- 5.1 Forma de las curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  afectadas por el tiempo de reposo. Compresión no confinada
- 5.2 Efecto del tiempo de reposo sobre las curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  de suelos compactados. Compresión no confinada
- 5.3 Efecto del envejecimiento sobre la resistencia en compresión no confinada
- 5.4 Proceso de solidificación según Terzaghi (Terzaghi-1941)
- 5.5 Curvas energía-distancia en un suelo tixotrópico compactado (Mitchell-1961)
- 5.6 Diagrama esquemático del cambio estructural de un suelo tixotrópico compactado (Mitchell-1961)
- 5.7 Difractogramas de rayos-x del suelo MH-Necaxa, de una muestra compactada envejecida tres años y otra recién compactada

## LISTA DE TABLAS

- 2.1 Esquema del nivel de apreciación de la estructura (Yong y Sheeran -1973)
- 2.2 Unidades de microestructura (Bochko-1973)
  
- 3.1 Granulometría de partículas de los suelos ensayados
- 3.2 Propiedades índice de los suelos ensayados
- 3.3 Actividad de los suelos ensayados
- 3.4 Mineralogía de los suelos ensayados
- 3.5 Contracciones por diversos procesos de secado
  
- 4.1 Condiciones de prueba de los especímenes ensayados en compresión triaxial no-consolidada no-drenada. MH-Necaxa
- 4.2 Condiciones de prueba de los especímenes ensayados en compresión triaxial no-consolidada no-drenada. SC-Chicoasén
- 4.3 Resultados de los ensayos triaxiales  $\overline{UU}$
- 4.4 Condiciones de prueba de los especímenes compactados por amasado y ensayados en compresión triaxial consolidada no-drenada
- 4.5 Condiciones de prueba de los especímenes compactados por impactos y ensayados en compresión triaxial consolidada no-drenada
- 4.6 Parámetros de consolidación isotrópica. MH-Necaxa. Ensayos  $\overline{CU}$
- 4.7 Resultados de los ensayos de compresión triaxial  $\overline{CU}$ . Compactación por amasado y por impactos. MH-Necaxa.

## 1. INTRODUCCION

Debe considerarse a los suelos como el material de construcción que con mayor frecuencia emplea el hombre en las obras de infraestructura que construye en su beneficio. Asimismo, se reconoce la necesidad de mejorar sus propiedades ingenieriles mediante procedimientos de estabilización; la compactación mecánica resulta el medio más común para tal efecto, dada su eficiencia y su relativo bajo costo. De aquí que el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos compactados esté ampliamente justificado; esta tesis versará sobre suelos cohesivos compactados y ensayados en el laboratorio.

Una hipótesis básica que se adopta en este trabajo es que, considerando a los suelos como materiales discretos, su comportamiento a macronivel, depende del comportamiento y la interacción de sus microelementos. Para establecer esta relación se reconocerá, por una parte, a la estructura de los suelos como al conjunto de características que describen la geometría y arreglo relativo de las partículas o asociaciones de partículas minerales, y por la otra, al campo de fuerzas como el conjunto de acciones entre éstas, de naturaleza fisicoquímica y mecánica. Cabe señalar que

se empleará particularmente el término microestructura, cuando la descripción estructural requiera por lo menos de un microscopio óptico.

Objetivos. Los objetivos principales de esta tesis son los siguientes:

- a. Mostrar los diferentes comportamientos esfuerzo-deformación que exhiben los suelos cohesivos compactados, como consecuencia de las diferentes estructuras que se les imparte, o al menos se les modifica, por el proceso de compactación. Para el caso, se revisan previamente aspectos relacionados con la estructura de los suelos en general y de los compactados en particular.
- b. Exponer el fenómeno de endurecimiento que exhiben los suelos cohesivos compactados como consecuencia del envejecimiento o tiempo de reposo, bajo condiciones constantes de peso volumétrico seco y contenido de agua de compactación. Se revisan diversos mecanismos estructurales para la interpretación de este fenómeno, y
- c. Plantear algunos de los posibles enfoques para el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos cohesivos compactados.

Descripción General. En el capítulo 2 se distingue la naturaleza de la relación existente entre las condiciones de compactación y las propiedades ingenieriles de los suelos cohesivos compactados. Si se establece un vínculo directo entre aquellas y éstas, se realiza un análisis fenomenológico o de caja negra; con ello se conoce el qué y cómo. Sin embargo, se llama la atención sobre la conveniencia de explicar el por qué, lo que obliga a recurrir a los análisis de función mediadora o de variables internas. Se adopta como hipótesis para el análisis del último tipo, que las variables internas son: el peso volumétrico seco o

la relación de vacíos, el grado de saturación y la estructura.

En el capítulo 2 se analizan diversos estudios de la microestructura de los suelos cohesivos, tanto naturales como compactados. Asimismo, se revisan las posibles fuerzas entre partículas y sus mecanismos de interacción. Se carece aún del o los parámetros que definan completamente la microestructura, dada su intrínseca complejidad; por ello, al término del capítulo 2, se exponen otros posibles enfoques complementarios del microestructural.

Durante el desarrollo de esta tesis se han ensayado cuatro suelos cohesivos típicos (SC, SM, CH y MH), cuyas propiedades y características se presentan en el capítulo 3. Se describen sus propiedades granulométricas y plásticas, así como su caracterización mineralógica; ésta última con base en ensayos de difracción de rayos-x, AFD, AFG y análisis cualitativo. Asimismo, se muestran microfotografías de los suelos compactados, obtenidas con microscopio electrónico de barrido.

En el capítulo 4 se muestra la influencia de la estructura sobre las curvas esfuerzo-deformación; para efectuar este estudio se compactaron especímenes en las ramas seca y húmeda con igual  $\gamma_d$ , luego se saturaron preservando su  $\gamma_d$  y finalmente, se ensayaron en pruebas triaxiales  $\overline{UU}$  y  $\overline{CU}$ . Los suelos empleados en esta serie fueron los clasificados como MH y SC.

Según la hipótesis de las variables internas, al ensayar especímenes saturados con igual  $\gamma_d$  al de su compactación, pero preparados unos en la rama seca y otros en la húmeda, las diferencias que ocurran, deben atribuirse a la estructura generada por el proceso de compactación. Pudo comprobarse que no obstante la saturación y además la consolidación ejercida en el caso de los ensayos  $\overline{CU}$ , los especímenes guardan memoria de la estructura desarrollada al compactarlos.

La otra manifestación estructural estudiada fue la relacionada con los efectos del tiempo de reposo o envejecimiento sobre las características esfuerzo-deformación; ello se trata en el capítulo 5. Se ensayaron los cuatro suelos descritos en el capítulo 3, compactándoseles por amasado con contenido de agua óptimo y los representativos de las ramas seca y húmeda de compactación; con cada contenido de agua se formaron diez especímenes. Conforme transcurrió el tiempo se fueron ensayando las muestras a compresión no-confinada, cuidando que durante ese tiempo de reposo los especímenes no perdiesen agua; se cubrió un periodo de observación de aproximadamente tres años. Se describe el incremento tanto en resistencia máxima como en los módulos de deformación, a medida que el tiempo de reposo aumenta; se revisan diversas explicaciones del mecanismo de endurecimiento.

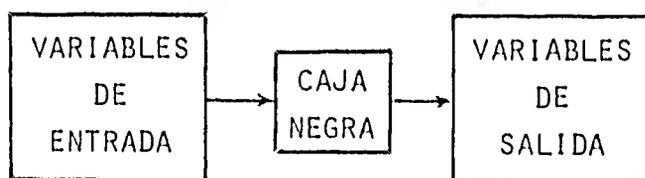
En el capítulo 6 se presenta un resumen de lo tratado en la tesis y finalmente en el capítulo 7 se exponen las conclusiones de este trabajo, enfatizando que el estudio de la microestructura está orientado primordialmente al entendimiento de los fundamentos del comportamiento de los suelos, a diferencia del estudio de la macroestructura, que es de uso más directo en la solución de problemas ingenieriles específicos.

## 2. VARIABLES INTERNAS Y VARIABLES DEL ESTADO DE ESFUERZO

### 2.1 Modelos de análisis

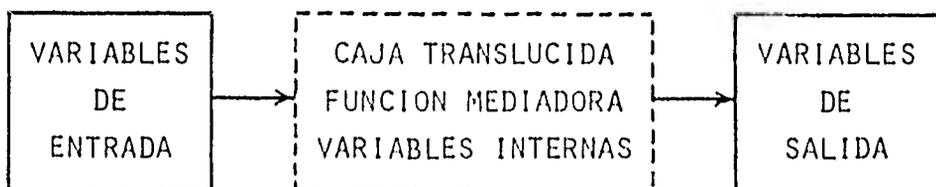
Revisemos primeramente la relación existente entre las condiciones de compactación y las propiedades ingenieriles de los suelos cohesivos compactados. Las primeras son el conjunto de condiciones que podemos preestablecer durante la compactación y por tanto, podemos considerarlas como variables de entrada del proceso de compactación. A su vez, las variables resultantes o de salida son las propiedades mecánicas. Las variables de entrada incluyen al procedimiento de preparación del material, al contenido de agua, la energía y el método de compactación; las variables de salida pueden referirse a la compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación, la resistencia cortante y la permeabilidad de estos suelos.

Los modelos de análisis que ligan directamente las variables de entrada con las de salida son del tipo fenomenológico o de caja negra (Bunge- 1975). De esta manera se establece un vínculo directo entre causas netas (entradas) y los efectos netos (salidas), fig 2.1.



*Fig 2.1 Enfoque del tipo caja negra*

Cuando entre las variables de entrada y las de salida se hacen intervenir funciones mediadoras que expliquen con mayor profundidad su relación, se trata de modelos del tipo representacional, explicativo o de caja translúcida. La función mediadora está determinada por un conjunto de variables internas que caracterizan el interior de la caja; por esta razón en ocasiones se les denomina a estos modelos, del tipo de variables internas o de estado, fig 2.2



*Fig 2.2 Enfoque del tipo explicativo*

La gran mayoría de los estudios sobre suelos cohesivos compactados se pueden encasillar en los modelos del tipo caja negra. No hay duda que trabajos como los de Casagrande y Hirschfeld (1960) en la Universidad de Harvard, han resultado muy valiosos en la geotecnia práctica y han permitido establecer otros posibles enfoques de análisis; sin embargo, si además de responder el qué y cómo, se pretende explicar realmente el por qué de la relación entre las condiciones de compactación y las propie-

dades ingenieriles resultantes, habrá de recurrirse a los modelos de caja translúcida.

## 2.2 Modelos explicativos

Reconocemos a un suelo como un sistema trifásico, disperso, discreto, poroso y heterogéneo; sin embargo, lo más frecuente es que las masas térreas se traten como un medio continuo en el análisis y diseño geotécnicos. Como se ha mencionado anteriormente, éste es el modelo de análisis que se aplica en la ingeniería práctica debido a que los modelos explicativos como la mecánica de partículas, han tenido un desarrollo limitado. Desde 1920, Terzaghi insistió en la necesidad de tener presente las interacciones entre las partículas sólidas y las otras dos fases, si es que se desea conocer la razón del comportamiento mecánico de los suelos.

En el caso de los suelos cohesivos compactados, los modelos explicativos han reconocido desde hace varias décadas la importancia de la microestructura y de las fuerzas entre las fases integrantes de estos suelos. El estudio del arreglo de las partículas tuvo un avance significativo a partir de los cincuentas, a raíz de observaciones directas con técnicas de microscopía electrónica. Por su parte, el estudio de las acciones fisicoquímicas entre las partículas arcillosas tuvieron su antecedente en los estudios de fisicoquímica coloidal; su desarrollo ha sido más limitado que el de la microestructura debido a su complejidad.

## 2.3 Variables internas

Revisemos a continuación los intentos que se han hecho para establecer las variables internas, las que eventualmente expliquen el comportamiento de los suelos cohesivos compactados.

Lambe (1954, 1958) al referirse a la permeabilidad, estableció que es función tanto de la porosidad como de la estructura; esto es,  $k = \phi(n, \lambda)$ . A su vez, diversos autores (Mitchell- 1975; Langfelder- 1965) en una interpretación de la ecuación de Kozeny-Carman, han coincidido en que la permeabilidad al aire o al agua a través de un suelo parcialmente saturado, es una función del grado de saturación,  $S_r$ ;  $k = f(S_r) = KS_r^3$ . Por su parte, Barden (1965) analizó el fenómeno de consolidación de arcillas compactadas, en donde involucró a los coeficientes de permeabilidad al aire y al agua; éstos a su vez los consideró función de las variables de estado: porosidad, estructura y grado de saturación. Funcionalmente se puede expresar como:

$$k_a = f_a(n, \lambda, S_r)$$

$$k_w = f_w(n, \lambda, S_r)$$

en donde  $f_a$  y  $f_w$  son funciones por establecerse experimentalmente. A su vez, Bishop y Bjerrum (1960) reconocieron que la diferencia de las características de resistencia cortante entre una arena y una arcilla, no reside tanto en las propiedades friccionales entre los granos y las partículas componentes, sino en la diferencia extraordinaria de permeabilidad. Aceptando esto, puede adoptarse como hipótesis de trabajo que la resistencia al esfuerzo cortante, tanto como la compresibilidad y la permeabilidad, son función de las variables de estado: porosidad, estructura y grado de saturación.

Reséndiz (1980) propone como variables de estado para analizar los suelos compactados, a la relación de vacíos o peso volumétrico seco, a la microestructura y al grado de saturación; nótese que los parámetros  $e$  ó  $\gamma_d$  son variables biunívocamente dependientes de la porosidad. Mientras para Lambe el término estructura denota tanto la microestructura como las fuerzas entre partículas adyacentes, Reséndiz la simplifica en principio, considerándola como una variable puramente geométrica que describe

el arreglo relativo de las partículas en el espacio.

De lo antes señalado, se concluye que existe consenso entre varios autores para adoptar como variables internas o de estado 1) la porosidad, la relación de vacíos o el peso volumétrico seco, 2) la microestructura y 3) el grado de saturación. Con ellas se estima que podrá explicarse la relación entre las condiciones de compactación y las propiedades ingenieriles.

El modelo ya anotado maneja dos variables de estado cuya determinación es sencilla y conocida en la mecánica de suelos; sin embargo, la definición de la microestructura requiere de técnicas más complejas (Morgenstern- 1969); su determinación cuantitativa ha sido tema de trabajo de diversas investigaciones (Diamond - 1971, Yong- 1973, Tovey- 1973), sin llegar a encontrarse un procedimiento general, y menos aún simple, para caracterizar arreglos tan complejos como los de los suelos arcillosos. Los métodos que se han propuesto para la caracterización de la estructura de los suelos, son en realidad métodos indirectos que miden algunos atributos de la estructura, más bien que la estructura en sí. Por lo tanto, el concepto de estructura se usa más que nada en sentido cualitativo; no obstante, ello ha permitido explicar diversos comportamientos de los suelos, según se expone en los capítulos siguientes.

#### 2.4 Estructura

La acepción del término *estructura*, señalada en el capítulo 1, difiere un tanto de la de Lambe (1958), para quien significa el arreglo de las partículas del suelo y las fuerzas eléctricas actuando entre partículas adyacentes. Sin duda las propiedades de un suelo con importante fracción fina están determinadas por todos estos factores, pero para su estudio parece más conveniente separarlos, máxime que la interacción microestructural preponderante podría no ser a través de partícula a partícula, sino a

través de asociaciones de partículas; la clara descripción espacial de éstas, es el paso inicial para establecer su mecanismo de interacción. Revisaremos a continuación los factores que condicionan la estructura final que adoptan los suelos. La fig 2.3 (Mitchell- 1976) muestra los factores intrínsecos que determinan la estructura inicial, misma que se ve modificada por diversos procesos a través del tiempo, para alcanzar una estructura final. De los factores indicados por Mitchell, interesa destacar que los factores intrínsecos inciden primordialmente en la magnitud de las fuerzas fisicoquímicas entre partículas vecinas (Nalezni y Li - 1969); los factores externos o sean las condiciones de compactación mencionadas en el inciso 2.1, parecen afectar fundamentalmente al arreglo que adoptan las partículas por compactación. Desde luego, los dos grupos de factores intervienen en la configuración de la estructura inicial que se señala en la fig 2.3.

A los factores externos mencionados, debe añadirse el procedimiento de preparación como aspecto influyente en la estructura de los suelos. Acciones tales como el secado de suelos residuales (Alberro, et al- 1982) determinan cambios significativos en las curvas de compactación y en su resistencia en los que contienen haloisita, alófanos o cenizas volcánicas; asimismo, el empleo selectivo de fracciones con diferentes tamaños de grumos previamente secados ( Op. cit.) condicionan los resultados de la compactación y las propiedades mecánicas. Se considera que lo antes citado se debe al arreglo que adoptan las partículas de estos suelos durante el secado y la preparación, estructura que no logra alterar sensiblemente la compactación.

Bajo condiciones de volumen y contenido de agua constantes, se ha observado que a través del tiempo de reposo o envejecimiento de probetas compactadas, ocurre un endurecimiento con el consiguiente aumento de resistencia y de los módulos de deformación (Mendoza y Náder - 1979). Este endurecimiento y rigidización puede explicarse como consecuencia de cambios en la estructura a través del tiempo. Este aspecto se revisará detalladamente en

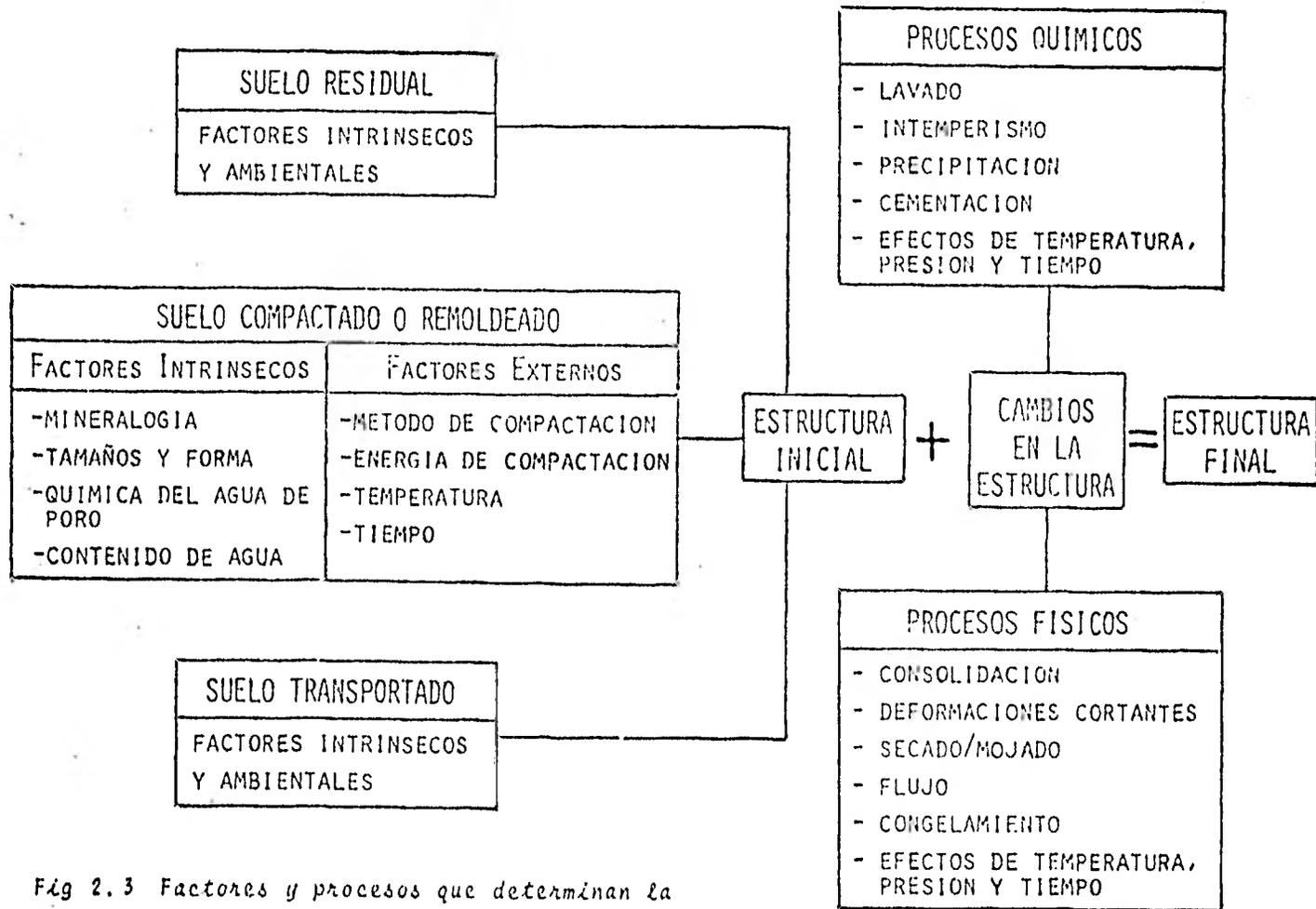


Fig 2.3 Factores y procesos que determinan la estructura de los suelos (Mitchell-1976)

el capítulo 5 de esta tesis. El tiempo de curado del material antes de la compactación influye en las curvas de compactación  $\gamma_d$  vs  $w_c$  (Alberro et al- 1978), aunque su efecto sobre las propiedades mecánicas es menor que el tiempo de reposo.

#### 2.4.1 Descripción de la estructura

El arreglo relativo entre los granos y/o partículas minerales ha sido tema de preocupación y estudio, con miras a proporcionar ex plicaciones sobre la pérdida de resistencia de la mayoría de las arcillas naturales cuando se remoldean a contenido de agua constante, diferencias de las propiedades de suelos depositados en diferentes ambientes, deformación plástica (creep) y compresión secundaria, endurecimiento tixotrópico e influencia del método de compactación, entre otros. En este inciso se revisan aspectos generales de la microestructura de los suelos transportados y re siduals; en el inciso siguiente se abordará la de los suelos co hesivos compactados.

Las ideas y conceptos iniciales acerca de la microestructura fue ron especulativos en gran medida, debido a las limitaciones técnicas de ese tiempo (década de los veinte), para la observación directa de las partículas arcillosas; Goldschmidt planteó en 1926 que las partículas en una arcilla sensitiva estaban arregla das como en un *castillo de naipes* que se colapsa con el remoldeo. Por su parte, Casagrande sugirió en 1932 un arreglo para arcillas sensitivas depositadas en un medio marino; se trata de una estruc tura abierta en la que los granos de limo y arena están fuertemente ligados por partículas arcillosas; en realidad tal concepción no difiere grandemente de las estructuras observadas en algunos suelos (Mitchell- 1976).

Más adelante, Lambe propuso arreglos de los suelos arcillosos inorgánicos (Lambe- 1958), basándose en consideraciones de la

teoría de la doble capa y el comportamiento de placas arcillosas en suspensiones coloidales diluidas. Postuló que las arcillas marinas inalteradas tenían un arreglo tipo castillo de naipes semejante al que propuso Goldschmidt, en tanto que las arcillas sedimentadas en agua dulce tenían un arreglo aleatorio de partículas y menos abierto; asimismo, consideró que las arcillas remoldeadas tenían un arreglo paralelo (orientando) de partículas.

Fue sin duda el advenimiento de técnicas ópticas, microscopía electrónica y difracción de rayos -x, lo que permitió la observación directa de la microestructura; ello se inició a mediados de la década de los cincuentas. Con base en tales técnicas se ha descrito el arreglo de una gran cantidad de suelos, aunque no se ha podido implantar incluso una nomenclatura internacional (Tovey - 1973) para la micromorfología de los mismos; los términos para describir los arreglos de partículas y tipos de poros son muy numerosos.

En la tabla 2.1 se presenta (Yong y Sheeran - 1973) una descripción de las unidades estructurales de los suelos, según su nivel de apreciación. Puede distinguirse que el aspecto más distintivo de esta clasificación es la idea del agrupamiento o agrupamiento de las partículas para formar diversas asociaciones. Sobre este punto parece haber un consenso general en el sentido de que en la mayoría de los sedimentos y otros suelos de interés ingenieril, las asociaciones de partículas individuales son muy raras y que los agregados de muchas placas arcillosas son las unidades estructurales más frecuentes.

Basándose en estudios de minerales caoliníticos y montmoriloníticos mediante microscopio electrónico de barrido, Bochkó -1973 distingue diversas unidades microestructurales, a las que asigna los términos y características que se muestran en la tabla 2.2. Nuevamente el aspecto más relevante es la asociación de partículas.

Tabla 2.1 Esquema del nivel de apreciación de la estructura

NIVEL	UNIDAD DE TRAMA	IDENTIFICACION
MACROSCOPICO	GRUMOS y grupos de grumos (peds)	Apreciables a simple vista. La unidad distinguible más pequeña es el grumo.
MICROSCOPICO	AGREGADOS, Agrupamiento de agregados (clusters) dentro de un grumo. Pueden llamarse también flóculos.	La unidad visible más pequeña con microscopio óptico es un agregado.
SUB-MICROSCOPICO	PAQUETES, Agrupamiento de paquetes (dominios) dentro de agregados y finalmente dentro de grumos.	La unidad de trama más pequeña observada a este nivel con microscopio electrónico, es la partícula.

(Tomada de Yong y Sheeran - 1973)

Tabla 2.2 Unidades de microestructura

TERMINO	TAMAÑOS	IDENTIFICACION
ULTRAMICROBLOQUE	0.2 a 3 $\mu$	Acumulaciones de partículas minerales arcillosas orientadas según su eje $c$ ; esto es, adjuntas cara a cara. Formas laminares y foliadas
MICROBLOQUE	1 a 10 $\mu$	Acumulaciones de ultramicrobloques orientados según su eje $c$ . Formas variadas.
MICROAGREGADOS	1 a 10 $\mu$	Acumulaciones de ultramicrobloques y pequeños microbloques sin una orientación definida.

(Tomada de Boekko - 1973)

No hay duda de que se ha hecho un gran esfuerzo para distinguir y clasificar (Smart- 1969 y Collins y Mc Gown -1974, además de los antes revisados) las unidades que definen la microestructura empleando el microscopio electrónico; sin embargo, se adolece de una apreciación de la forma en que estas unidades de partículas o grupos interactúan, ya sea en términos de mecanismos de liga (fuerzas entre partículas o grupos) o de contacto. Se tienen tratamientos teóricos para estimar el campo de fuerzas entre partículas, como se mencionará en el inciso siguiente, pero no para los mecanismos de contacto y entre grupo de partículas (llámense grumos, agregados, paquetes o bloques) que sin duda contribuyen al mecanismo de resistencia ante fuerzas perturbadoras. Yong considera (1973) que los agregados y los grumos parecen actuar como unidades individuales grandes y que el arreglo de estos grupos, definen la estructura de interés en la mayoría de los problemas de comportamiento de suelos.

La idea anterior fue ya adelantada por Terzaghi en 1956 gracias a su privilegiada intuición, en una carta dirigida a la revista *Géotechnique*, en la que cuestiona la posibilidad de arreglos de partículas paralelas; propone a su vez la existencia de agregados de partículas o *clusters*. Sugiere que las propiedades físicas de los agregados están determinadas por factores de interacción entre ellos, de tipo puramente mecánico; asimismo estima que las fuerzas fisicoquímicas, incluyendo las osmóticas, tienen un campo de influencia que no se extiende más allá de las fronteras de cada uno de los agregados.

Seguramente la implementación de técnicas complementarias de la microscopía electrónica, darán en el futuro mayor conocimiento acerca de los mecanismos de interacción entre los grupos de partículas. Puede mencionarse el desarrollo (Peralta et al- 1981) de la técnica de interferometría holográfica, a fin de definir el patrón de deformaciones en especímenes sometidos a esfuerzos crecientes o sostenidos, y la puesta en operación de una pequeña prensa para cargar especímenes al observarlos al microscopio

electrónico, con lo que eventualmente podrá conocerse el campo de esfuerzos y deformaciones a nivel microestructural.

## 2.5 Fuerzas entre partículas

El estudio de las fuerzas fisicoquímicas entre partículas arcillosas se inició hace unos 50 años, al tratar de explicarse aspectos tales como la sensibilidad al remoldeo de ciertos suelos cohesivos. Su punto de partida básico fue la consideración de las fuerzas de atracción y repulsión de suspensiones arcillosas, lo que condujo al desarrollo de los conceptos de adsorción y doble capa difusa. La teoría de Gouy-Chapman (Mitchell- 1976) describe la distribución de iones adyacentes a las superficies cargadas de las placas arcillosas; desde luego está basada en ciertas hipótesis simplificadoras y por ello es sólo un modelo matemático o marco de referencia. Por otra parte, si tenemos en cuenta que la propia estructura del agua es motivo de controversias y que, los mecanismos de adsorción del agua por parte de las superficies arcillosas son interpretables en más de una manera, podrá explicarse la dificultad para poder expresar y cuantificar con razonable confiabilidad, las fuerzas fisicoquímicas entre las partículas.

Por otra parte, si tomamos en consideración que un suelo cohesivo compactado es una masa más densa que una suspensión, cobran importancia otras fuerzas de interacción de pequeño alcance entre las partículas adyacentes. De estas fuerzas podemos distinguir las de repulsión y las de atracción; de las primeras se cuentan las de Born y las debidas a la hidratación de las superficies arcillosas, mientras que en las de atracción se tienen las electrostáticas, las electromagnéticas, las ligas covalentes y/o de cementación y las fuerzas capilares.

Por lo indicado con anterioridad, no existe ninguna expresión

cuantitativa en la que estén involucradas todas las posibles fuerzas entre partículas. Aun cuando la naturaleza exacta del contacto entre partículas (Terzaghi - 1941) es tema de especulación; hay evidencia (Matsui et al-1980) de que es efectivamente sólido a sólido. Al respecto, al analizar el equilibrio de fuerzas de atracción y de repulsión en un contacto, Mitchell propone el concepto de *esfuerzo intergranular*,  $\sigma_i$ , que resulta el cociente entre la fuerza neta a través de un contacto y el área de influencia transversal total (suelo + agua) de dicho contacto; la ecuación sugerida es

$$\sigma_i = \sigma - u + A \quad (2.1)$$

donde  $\sigma$  es el esfuerzo total que actúa en el área de influencia del contacto,

$u$  es la presión del agua, incluyendo las repulsiones de largo alcance de la doble capa y,

$A$  es el esfuerzo de atracción de largo alcance, originado por fuerzas electrostáticas y de van der Waals.

Se aprecia similitud entre la ec 2.1 y la que establece el principio de los *esfuerzos efectivos*,  $\sigma'$ , de Terzaghi :

$$\sigma' = \sigma - u_0 \quad (2.2)$$

donde  $u_0$  es la presión en el agua libre del suelo.

Para poder relacionar las expresiones 2.1 y 2.2 debe tenerse presente que mientras la presión  $u$  se mide en la vecindad del contacto (esfuerzo intergranular),  $u_0$  se mide en el agua libre (esfuerzo efectivo); lo anterior implica una diferencia de concentración de sales entre las aguas adsorbida y libre. Puesto que invariablemente la concentración será mayor entre los contactos que en las zonas alejadas de éstos, se provoca un potencial osmótico que es negativo; o sea, el agua tiende a fluir en la dirección

de la concentración creciente y con ello genera una fuerza de repulsión  $R$  entre los contactos. En lo antes anotado se considera que el potencial es positivo cuando el suelo tiende a expeler agua y negativo cuando trata de absorber agua.

Cuando no hay diferencia entre la elevaciones del agua adsorbida en el contacto y el agua libre, y tomando en cuenta que  $R$  es una acción negativa, se tiene:

$$u = u_0 + (-R) \quad (2.3)$$

$$\sigma_{\lambda} = \sigma - u_0 + \lambda - R \quad (2.4)$$

$$\sigma_{\lambda} - \sigma' = \lambda - R \quad (2.5)$$

Así por ejemplo, en suelos granulares  $|\lambda| \approx |R|$ , lo que implica que sean iguales el esfuerzo intergranular y el efectivo.

La cuantificación de los términos de atracción y repulsión de la ec 2.4, es la mayor restricción para su uso en la ingeniería práctica. La ecuación de esfuerzos efectivos propuesta por Terzaghi constituye una aproximación excelente para el tratamiento de problemas geotécnicos en los que intervienen suelos saturados.

Un procedimiento para estimar el esfuerzo intergranular propuesto por el Prof Marsal (1979), consiste en medir la abscisa al origen de la prolongación de los tramos a  $45^\circ$  de las curvas presión de poro vs presión confinante, de especímenes compactados con diferentes contenidos de agua, al ensayarlos en compresión triaxial. Tomando datos de la literatura (Casagrande y Hirschfeld-1960), verifica que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos compactados con una misma relación de vacíos inicial es proporcional a los esfuerzos intergranulares.

En el caso de los suelos parcialmente saturados deben agregarse los esfuerzos capilares,  $C$ , que derivan de un potencial negati-

vo. El esfuerzo efectivo que se propone para los suelos no saturados, como una extensión de la ecuación de Terzaghi es :

$$\sigma' = \sigma_i - A + R + C \quad (2.6)$$

## 2.6 Estructura de los suelos compactados

En la década de los cincuentas se expusieron las primeras ideas acerca de la influencia de la estructura sobre las propiedades de los especímenes cohesivos compactados; tales desarrollos estuvieron basados en consideraciones teóricas de la química coloidal.

Lambe (1958) postuló que las arcillas compactadas por impactos del lado seco, adoptan un arreglo aleatorio tipo castillo de naipes sin ningún orden preferencial de sus partículas, fig 2.4; asimismo sugirió que la compactación del lado húmedo produce un arreglo más orientado. Explicó esto con el siguiente mecanismo: conforme crece el contenido de agua de compactación, las películas de la doble capa son más gruesas y desarrolladas, la concentración de electrolitos se reduce y las fuerzas de repulsión aumentan; ello crea una situación favorable para el desarrollo de una estructura paralela u orientada. Al arreglo *aleatorio* también le llamó *floculado* y al *orientado*, disperso; realmente tales vocablos son poco afortunados si tenemos presente que son los empleados para describir la trama de las partículas arcillosas en suspensiones diluidas, con una connotación diferente.

Por su parte Seed y Chan (1959) estudiando una arcilla limosa y un suelo caolinítico compactados, concluyeron que los puntos de vista de Lambe explicaban los diversos comportamientos esfuerzo-deformación observados. A su vez, tales autores investigaron el efecto del método de compactación sobre la estructura de los suelos compactados y concluyeron que la deformación cortante creciente de los métodos de compactación por amasado e impactos,

genera un paralelismo igualmente creciente de las partículas arcillosas.

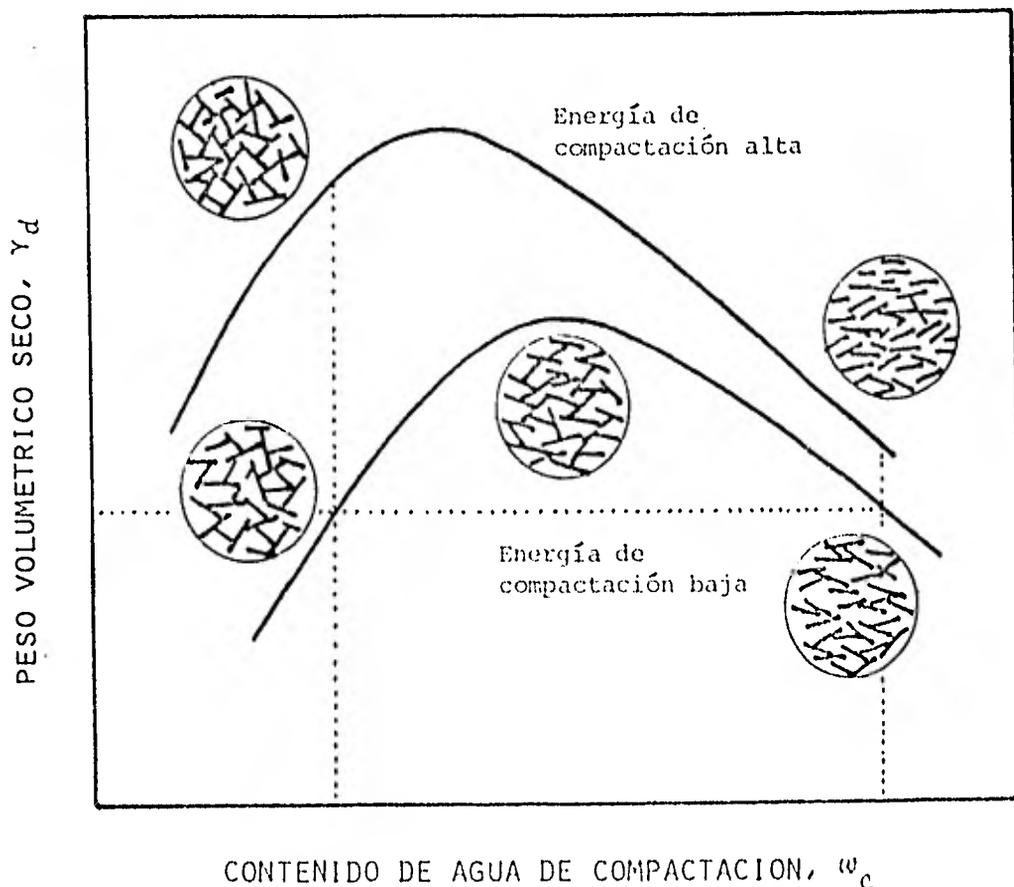


Fig 2.4 Estructura de los suelos arcillosos compactados, según Lambe (1958)

Los arreglos propuestos por Lambe fueron inferidos teóricamente y apoyados en evidencias indirectas con pruebas sobre propiedades ingenieriles de especímenes compactados; se contaba con el microscopio petrográfico para observar la microestructura. Sin embargo, con la introducción del microscopio electrónico, primero el de transmisión y últimamente el de barrido, se inicia una época más propicia para observar directamente la microestructura. Una primera conclusión del uso de estas técnicas, fue

que prácticamente no hay suelo compactado cuyos arreglos estén constituidos con base en partículas individuales; ésto es, como en los suelos naturales, las asociaciones de placas arcillosas son las unidades microestructurales elementales en los suelos cohesivos compactados.

Sloane y Kell (1966) realizaron una evaluación cualitativa de la trama de un caolín compactado, empleando procedimientos de amasado, impactos y de carga estática; utilizando el microscopio electrónico de transmisión, observaron las réplicas en platino-carbón de muestras compactadas en el óptimo y 3% arriba y abajo del mismo. Estos autores señalan que hay pocos, si no es que ninguno, contactos individuales partícula-partícula del material monomineral; la mayor proporción de las partículas aparecen como asociaciones orientadas de partículas o paquetes, siendo muy probable que tales paquetes estuviesen formados antes de la compactación. En los especímenes compactados por abajo del óptimo, los paquetes muestran un arreglo aleatorio, independientemente del tipo de compactación; para esta estructura sugieren el término paquetes desordenados o castillo de libros (bookhouse). Para los especímenes del lado húmedo se distinguieron paquetes orientados, perpendiculares a la acción de la compactación por amasado, aunque no reportan ninguna medición cuantitativa; para tal arreglo proponen el término de paquetes paralelos (parallel-packet).

Por su parte Diamond (1971) observó la microestructura de muestras compactadas por impactos, mediante microscopio electrónico de barrido; como en los estudios de Sloane y Kell, el autor ensayó especímenes de un solo mineral, caolinita o ilita. Su estudio comprendió ya determinaciones índice de la trama de tipo cuantitativo, prestando especial atención a la distribución del tamaño de poros, mediante técnicas de intrusión de mercurio. Como en los estudios antes descritos, apreció asociaciones de partículas, que denominó paquetes o dominios en todo el intervalo de contenidos de agua de compactación; no obstante, distinguió

que del lado seco, éstos se tocan sólo en sus puntos periféricos y dejan grandes espacios vacíos, en tanto que en el óptimo y del lado húmedo están en un contacto más íntimo y dejan pocos espacios grandes entre paquetes. Sólomente se aprecia paralelismo de partículas dentro de los paquetes y, la orientación preferencial perpendicular a la acción de la compactación, no fue más pronunciada en los especímenes del lado húmedo que en los de la rama seca o los del óptimo.

El estudio posterior de Yoshinaka y Kazama (1973) evitó el secado del material, reemplazando el agua por Carbowax 6 000 (resina plástica) a 63°C (estado líquido), que posteriormente se solidifica a temperatura ambiente. Es indispensable la remoción o reemplazo del agua de las pequeñas muestras a observar en el microscopio electrónico de barrido, dado que su cámara de observación se somete al alto vacío y los vapores de agua interfieren con la operación del aparato. Al analizar las microfotografías de un caolín puro (CH), compactado por impactos y observado en secciones normales y paralelas a la compactación, Yoshinaka y Kazama concluyen que:

- a) La trama consiste de bloques tridimensionales de partículas, los que son difíciles de apreciar con vistas bidimensionales, fig 2.5 b. Los bloques tienen una fuerte tendencia al paralelismo, fig 2.5 c, aun cuando el arreglo a macroescala sea aleatorio.
- b) El arreglo antes mencionado se observó en todo el intervalo de contenidos de agua de la curva de compactación; compárense las figs 2.5 a y 2.5 b. Conforme aumenta el contenido de agua, crece el aplastamiento de los bloques y exhiben patrones de flujo.
- c) Se confirma la tendencia al paralelismo en las placas de los bloques, fig 2.6. En las secciones paralelas a la caída del martillo se distinguen más las orillas de las placas, fig 2.6 a y 2.6 c, mientras que en las normales se observan las ca-

que del lado seco, éstos se tocan sólo en sus puntos periféricos y dejan grandes espacios vacíos, en tanto que en el óptimo y del lado húmedo están en un contacto más íntimo y dejan pocos espacios grandes entre paquetes. Sólomente se aprecia paralelismo de partículas dentro de los paquetes y, la orientación preferencial perpendicular a la acción de la compactación, no fue más pronunciada en los especímenes del lado húmedo que en los de la rama seca o los del óptimo.

El estudio posterior de Yoshinaka y Kazamú (1973) evitó el secado del material, reemplazando el agua por Carbowax 6 000 (resina plástica) a 63°C (estado líquido), que posteriormente se solidifica a temperatura ambiente. Es indispensable la remoción o reemplazo del agua de las pequeñas muestras a observar en el microscopio electrónico de barrido, dado que su cámara de observación se somete al alto vacío y los vapores de agua interfieren con la operación del aparato. Al analizar las microfotografías de un caolín puro (CH), compactado por impactos y observado en secciones normales y paralelas a la compactación, Yoshinaka y Kazama concluyen que:

- a) La trama consiste de bloques tridimensionales de partículas, los que son difíciles de apreciar con vistas bidimensionales, fig 2.5 b. Los bloques tienen una fuerte tendencia al paralelismo, fig 2.5 c, aun cuando el arreglo a macroescala sea aleatorio.
- b) El arreglo antes mencionado se observó en todo el intervalo de contenidos de agua de la curva de compactación; compárense las figs 2.5 a y 2.5 b. Conforme aumenta el contenido de agua, crece el aplastamiento de los bloques y exhiben patrones de flujo.
- c) Se confirma la tendencia al paralelismo en las placas de los bloques, fig 2.6. En las secciones paralelas a la caída del martillo se distinguen más las orillas de las placas, fig 2.6 a y 2.6 c, mientras que en las normales se observan las ca-



x 3 000

(a) Rama seca. Sección vertical

$w_c = 4.3 \%$



x 1 000

(b) Rama húmeda. Sección horizontal

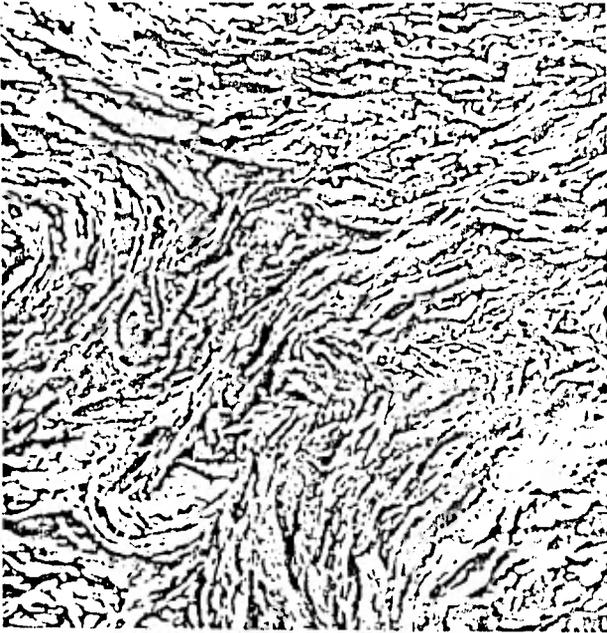
$w_c = 45.0 \%$



x 10 000

(c) Rama seca. Sección vertical.  $w_c = 4.3 \%$

Fig 2.5 Microfotografías de bloques en un caolín compactado ( Yoshinaka y Kazama - 1973 )



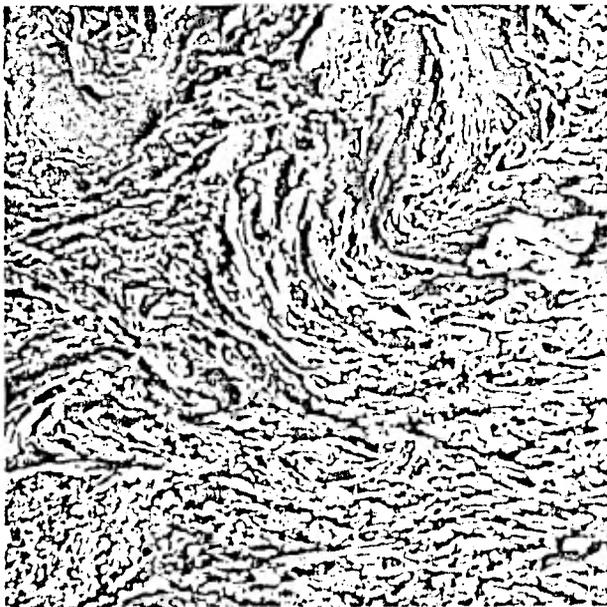
x 1 000

(a) Rama seca. Sección vertical



x 3 000

(b) Rama seca. Sección horizontal



x 1 000

(c) Rama húmeda. Sección vertical



x 3 000

(d) Rama húmeda. Sección horizontal

Fig 2.6 Microfotografías de secciones horizontales y verticales de un espécimen compactado por impactos ( Op. Cit. )

ras, figs 2.6 b y 2.6 d. Este arreglo de paquetes plegados y oblicuamente en contacto uno con otro, se aprecian en los especímenes tanto de la rama seca como de la húmeda.

- d) Los especímenes con contenido de agua óptimo muestran un arreglo de paquetes orientados no plegados, independientemente de la sección observada, fig 2.7
- e) Crece la orientación de las partículas hacia el plano normal a la compactación conforme crece el contenido de agua de compactación; ésto se ratificó indirectamente con las determinaciones del término  $K_0 S^2$  de la ecuación de Kozeny-Carman (Mitchell-1976), el cual indica la tortuosidad del flujo. Asimismo tal tendencia se verificó mediante el llamado índice de microestructura,  $FI$ , el cual toma en cuenta la intensidad de la difracción de rayos-x en secciones paralelas (verticales) y normales (horizontales) a la compactación; en la fig 2.8 se definen los términos que intervienen en el  $FI$ :

$$FI = \frac{H_v w_v}{H_h w_h + H_v w_v} \quad (2.7)$$

Los valores del  $FI$  varían de cero a la unidad; un valor 0.5 indica una orientación aleatoria, cero una orientación perfecta paralela al plano normal, y 1.0 cuando es totalmente paralelo el eje de compactación.

De lo antes aquí expuesto respecto a la microestructura de los suelos cohesivos compactados, podemos sacar las siguientes conclusiones:

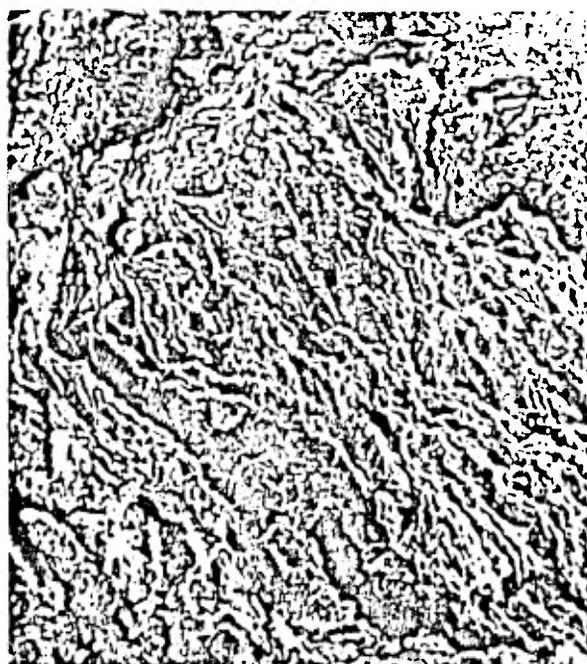
- i) Diversos autores han observado de manera sistemática asociaciones de partículas, como arreglo básico; muy probablemente la interacción entre ellas es la que gobierna el comportamiento mecánico del suelo.
- ii) No existe consenso en la terminología de tales asociaciones



(a) Sección vertical

$w_c = 25.9 \%$

x 1 000

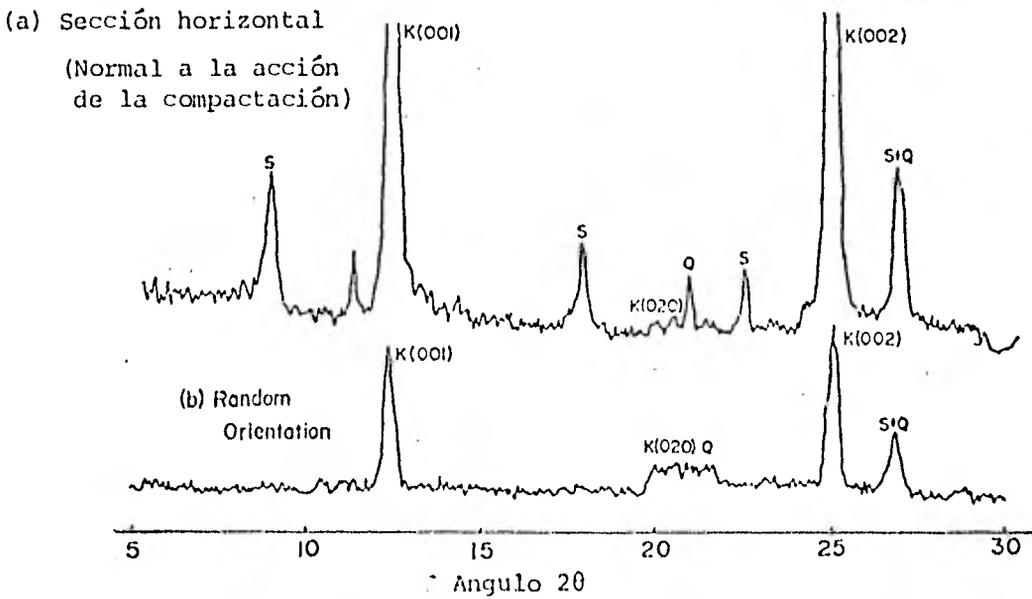


(b) Sección horizontal

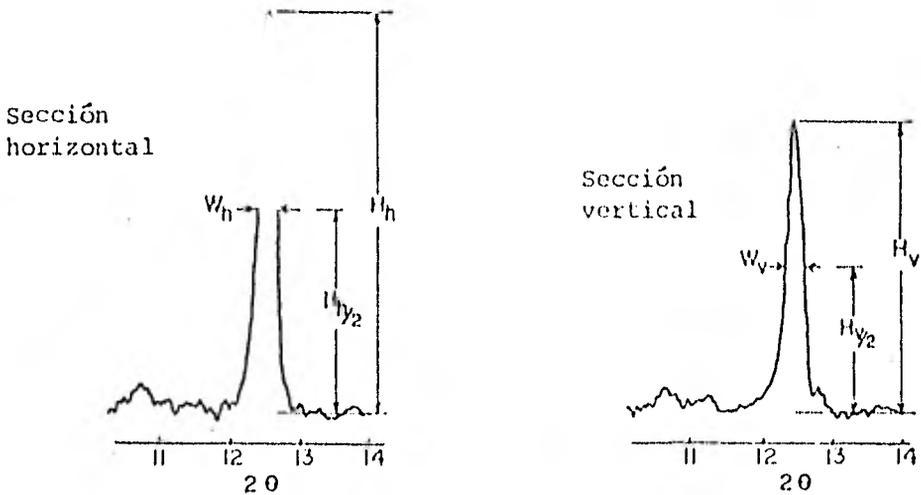
$w_c = 25.9 \%$

x 1 000

*Fig 2.7 Microfotografías de un caolín compactado con el contenido óptimo de agua ( Op. Cit. )*



(b) Sección vertical. (Paralela a la compactación)



(c) Estimación del índice de microestructura

Fig 2.8 Difractogramas de rayos - x en un caolín compactado ( Op. Cit. )

empleada por diversos investigadores, siendo frecuente el uso de términos tales como grumos, agregados, bloques, dominios, etc; ello da idea de la dificultad del problema. La clasificación por niveles de apreciación parece un buen punto de partida, y es conveniente intentar la medición de desplazamientos en la microestructura debidos a carga. En la actualidad, no se ha superado la fase descriptiva de la microestructura, y en el mejor de los casos, se ha caracterizado con base en pruebas índice.

- iii) Se cuenta con tratamientos teóricos para cuantificar las fuerzas eléctricas y fisicoquímicas entre placas arcillosas, pero se desconoce la forma como interactúan las asociaciones de partículas y el mecanismo para resistir fuerzas externas.
- iv) Las partículas dentro de las asociaciones o unidades estructurales básicas, por lo menos en los suelos caoliní-ticos compactados, están orientados paralelamente. En suelos arcillosos poliminerales o de éstos mezclados con li-mo y/o arena, la información de la microestructura es es-casa. Se afirma (Barden y Sides - 1970) en este último caso, que se aprecia mayor diferencia estructural a nivel macroscópico que microscópico, para los diferentes conte-nidos de agua de compactación.

A pesar de lo señalado en el punto i) anterior, el paralelismo de partículas dentro de las asociaciones parece justificar el hecho de que el modelo primario de Lambe con partículas paralelas y aleatorias haya explicado, al menos cualitativamente, el comportamiento esfuerzo-deformación, expansividad y contracción (Seed y Chan-1959) o la tixotropía (Mitchell -1961), que exhiben los suelos cohesivos compactados.

Se han mencionado las dificultades para establecer cuantitativamente los parámetros que definan la microestructura de los suelos cohesivos compactados. Las microfotografías mostradas ponen de manifiesto los arreglos tan complejos de sus partículas; muy probablemente con suelos arcillosos más activos y/o poliminerales o mezclados con cierta fracción gruesa, los obstáculos para la definición de su estructura se multiplicarán. A las dificultades anteriores, se agrega un elemento primario ausente en los resultados obtenidos de la observación directa de la microestructura, usando técnicas microscópicas : falta una medida de la magnitud de las fuerzas que actúan entre partículas individuales o asociaciones de las mismas. Yong (1973) reconoce que no hemos sido capaces de separar específicamente los factores cuantitativos que contribuyen a la estructura, de la del campo de fuerzas que resisten deformaciones y distorsiones.

## 2.7 *Variables del estado de esfuerzo*

### 2.7.1 Succión

Por lo antes indicado, resulta deseable investigar las acciones internas de un suelo cohesivo compactado mediante otros enfoques complementarios. En particular, el autor considera que una variable única, en la que de alguna manera están involucradas las variables estructura y grado de saturación, es la presión de poro negativa o succión\*; es posible que la liga entre ambos enfoques fuese mediante el concepto de esfuerzo intergranular (ecs 2.1 y 2.6), con las dificultades ya anotadas. Fredlund y Morgenstern (1977,1979) consideran que la succión mátrica es una variable del estado de esfuerzo que interviene en el comportamiento de un suelo compactado no saturado; estos desarrollos requieren aún más investigación primordialmente de tipo experimental.

---

\*La succión total la forman la succión mátrica (acciones capilares y de adsorción) más la succión osmótica (debida al contenido salino en el agua de poro).

### 3. SUELOS ENSAYADOS

#### 3.1 *Propiedades índice*

Las determinaciones de propiedades mecánicas de los suelos ensayados fueron precedidas por pruebas índice y de caracterización mineralógica. En todos los ensayos de compactación se emplearon materiales secados al aire previamente.

##### 3.1.1 Granulometría

En la tabla 3.1 se proporciona información granulométrica de los cuatro suelos estudiados. Las dimensiones de sus granos o partículas pasan por la malla No. 4, debido a que el molde de compactación usado fue de 3.6 cm de diámetro; se estableció como un requisito que la relación del diámetro del molde al tamaño máximo de granos o grumos, no fuese menor de siete veces y media.

Se realizó análisis granulométrico combinado, mallas e hidrómetro, tanto del suelo SC-Chicoasén como del SM-San Vicente; en la fig 3.1 se presentan sus distribuciones granulométricas. En los

Tabla 3.1 Granulometría<sup>†</sup> de partículas de los suelos ensayados

SUELO	Porcentaje menor que la malla			Porcentaje menor que 2 $\mu$ *
	No. 4	No. 40	No. 200	
SM-San Vicente	100	56	28	18
SC-Chicoasén	100	30	24	28
MH-Necaxa	100	100	90(98) <sup>#</sup>	47
CH-La Peña	100	99	90	51

<sup>†</sup> Determinación por vía húmeda

\* Porcentaje relativo a la fracción que pasa la malla No. 200

# Entre paréntesis, el porcentaje de material sin secado previo

ensayos con hidrómetro se usaron soluciones 0.01 N y 0.0025 N de hexametáfosfato de sodio y 0.005 N de pirofosfato de sodio, considerados los defloculantes más adecuados (Wintermeyer y Kinter-1954).

Dado que los suelos MH-Necaxa y CH-La Peña tienen elevado porcentaje de partículas finas, sus distribuciones granulométricas se obtuvieron mediante la prueba del hidrómetro, fig 3.2; cabe destacar la tendencia muy acentuada del suelo MH-Necaxa a la floculación, que se puso de manifiesto durante estos ensayos. Puesto que los materiales compactados se secaron previamente al ambiente, sus partículas se agruparon, por lo que las distribuciones granulométricas ensayadas de estos dos suelos son las mostradas en la fig 3.3; ambos materiales se disgregaron a mano mediante un pisón de madera recubierto con hule, hasta hacerlos pasar totalmente por la malla No 4.

### 3.1.2 Límites de consistencia

Los valores promedio de los límites de consistencia de los suelos en estudio, se presentan en la tabla 3.2 y en la carta de plasti-

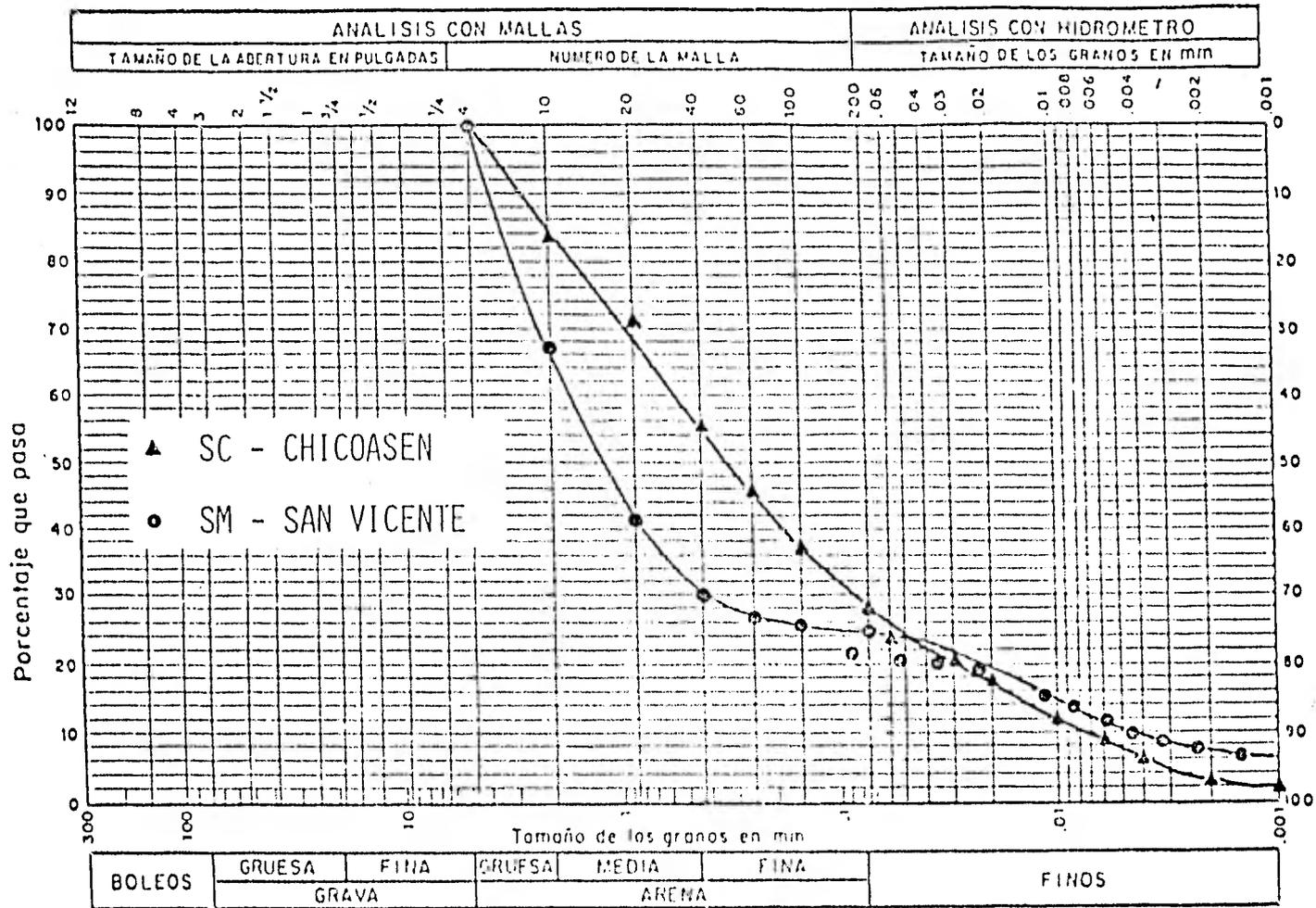
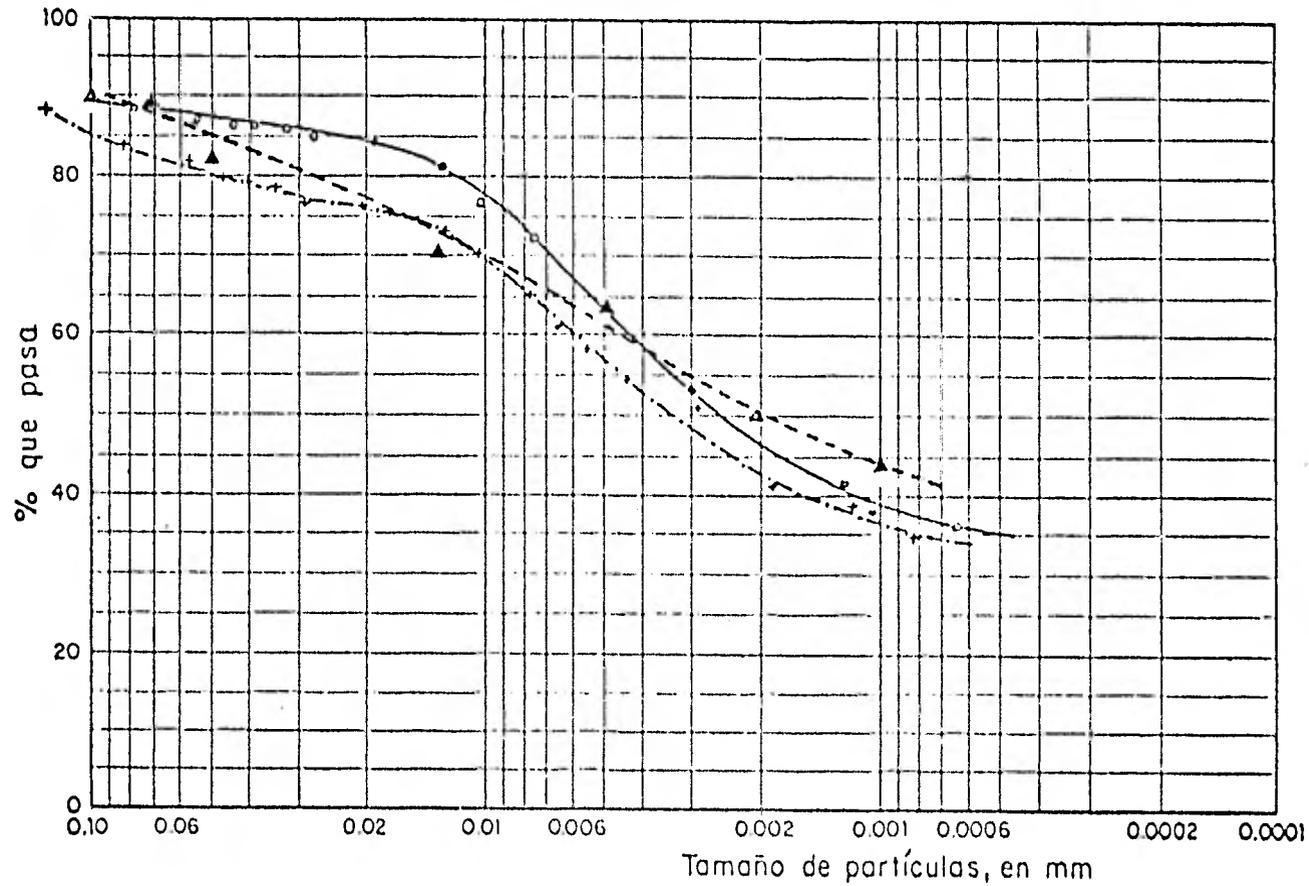
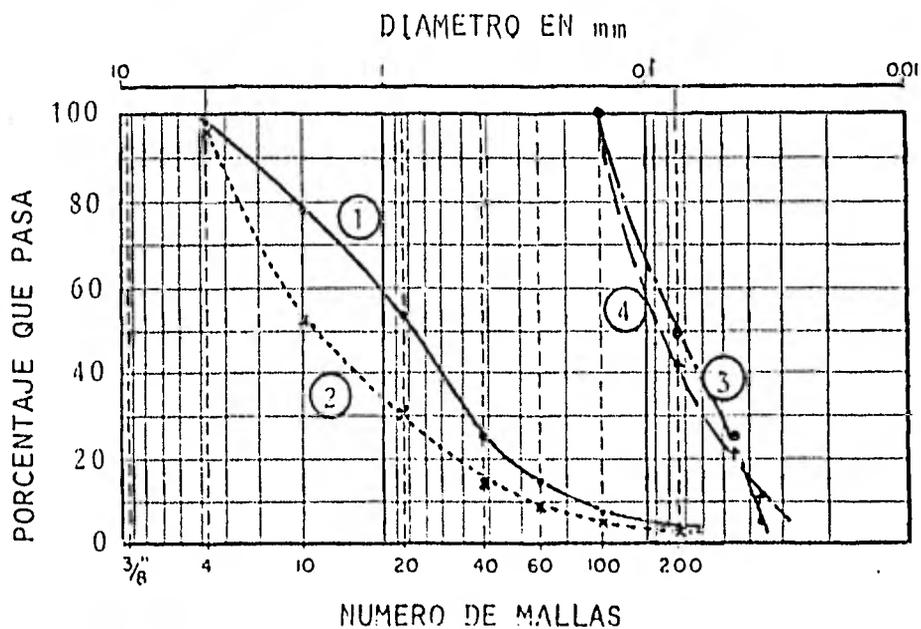


Fig 3.1 Distribuciones granulométricas de los suelos  
 SC - Chicoasén y SM - San Vicente



MH - Necaxa ○——○ Hexametafosfato de sodio, 0.005 N  
 MH - Necaxa +-----+ Pirofosfato de sodio, 0.005 N  
 CH - La Peña ▲-----▲

Fig 3.2 Distribuciones granulométricas de las partículas de los suelos MH - Necaxa y CH - La Peña



Material tal como se compacta

① MH - Necaxa

② CH - La Peña

Fracción de los grumos finos

③ MH - Necaxa

④ CH - La Peña

NOTAS:

1. Granulometrías por mallas y en seco ( mallas Nos. 200, 325 y 400)
2. El suelo MH - Necaxa se secó al aire, hasta un contenido de agua de 8.8 %.
3. El suelo CH - La Peña se secó ligeramente de su contenido natural de agua, se disgregó manualmente con pisón de madera y se tamizó previamente por la malla No. 4.

Fig 3.3 Distribuciones granulométricas de los grumos de los suelos MH - Necaxa y CH - La Peña

cidad de la fig 3.4. Antes de la ejecución de todos los ensayos de límite líquido, se dejó curar el material durante un día.

En virtud de que los suelos SC y SM no son suelos finos, se consideró pertinente revisar la influencia de la fracción granular en los límites de plasticidad; atendiendo a ello, se ensayó la

Tabla 3.2 Propiedades índice de los suelos ensayados

SUELO	$w_n$ (%)	$w_b$ (%)	$G_s$ vías húmeda y seca	Fracción o condición de prueba	$w_L$ (%)	PI (%)	$\Delta PI$ (%)	$w_s$ (%)
SM - San Vicente	30.0	14.2	2.64	< M # 40	32.5	6.1	-3.0	-
			2.61	< M # 200	40.5	10.0	-5.0	
SC - Chicoasén	10.0	4.2	-	< M # 40	30.0	8.6	+1.3	17.0
			2.76	< M # 200	37.4	14.0	+1.3	
MH - Necaxa	51.6	7.2	2.94	sin secar	88.0	33.8	-15.8	34.7
			2.87	secado aire	84.5	28.2	-18.9	
				secado horno	70.0	20.0	-16.5	
CH - La Peña	21.6	19.4	2.59 2.53	< M # 40	69.4	38.3	+2.2	14.8

$w_n$  = contenido de agua "in situ"

$G_s$  = densidad de sólidos

$w_b$  = contenido de agua del suelo almacenado  $w_s$  = límite de contracción

$w_L$  = límite líquido

PI = índice plástico

$\Delta PI$  = ordenada del punto de interés a la línea A; esto es  $(PI - 0.73(w_L - 20))$

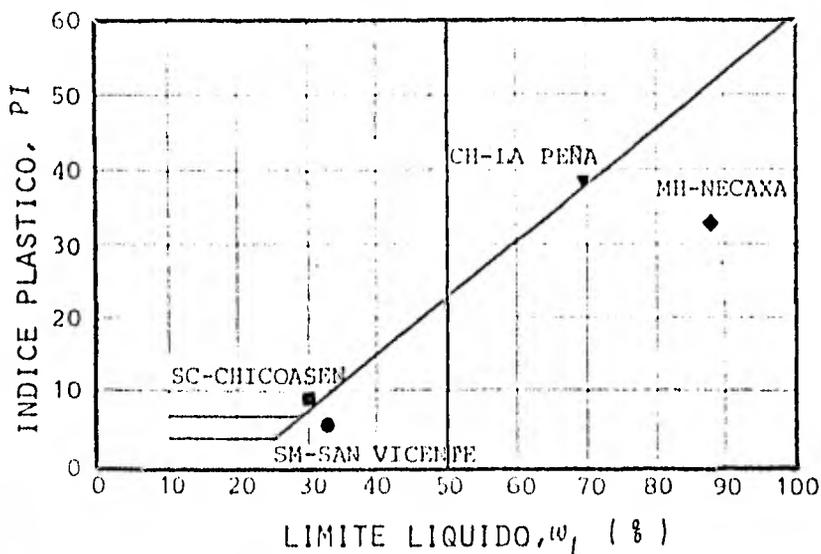


Fig 3.4 Límites de plasticidad de los suelos ensayados

cidad de la fig 3.4. Antes de la ejecución de todos los ensayes de límite líquido, se dejó curar el material durante un día.

En virtud de que los suelos SC y SM no son suelos finos, se consideró pertinente revisar la influencia de la fracción granular en los límites de plasticidad; atendiendo a ello, se ensayó la

Tabla 3.2 Propiedades índice de los suelos ensayados

SUELO	$w_n$ (%)	$w_b$ (%)	$G_s$ vías húmeda y seca	Pracción o condición de prueba	$w_L$ (%)	PI (%)	$\Delta PI$ (%)	$w_s$ (%)
SM - San Vicente	30.0	14.2	2.64	< M # 40	32.5	6.1	-3.0	-
			2.61	< M #200	40.5	10.0	-5.0	
SC - Chicoasén	10.0	4.2	-	< M # 40	30.0	8.6	+1.3	17.0
			2.76	< M #200	37.4	14.0	+1.3	
MH - Necaxa	51.6	7.2	2.94	sin secar	88.0	33.8	-15.8	34.7
			2.87	secado aire	84.5	28.2	-18.9	
				secado horno	70.0	20.0	-16.5	
CH - La Peña	21.6	19.4	2.59 2.53	< M # 40	69.4	38.3	+2.2	14.8

$w_n$  = contenido de agua "in situ"

$G_s$  = densidad de sólidos

$w_b$  = contenido de agua del suelo almacenado

$w_s$  = límite de contracción

$w_L$  = límite líquido

PI = índice plástico

$\Delta PI$  = ordenada del punto de interés a la línea A; esto es  $(PI - 0.73(w_L - 20))$

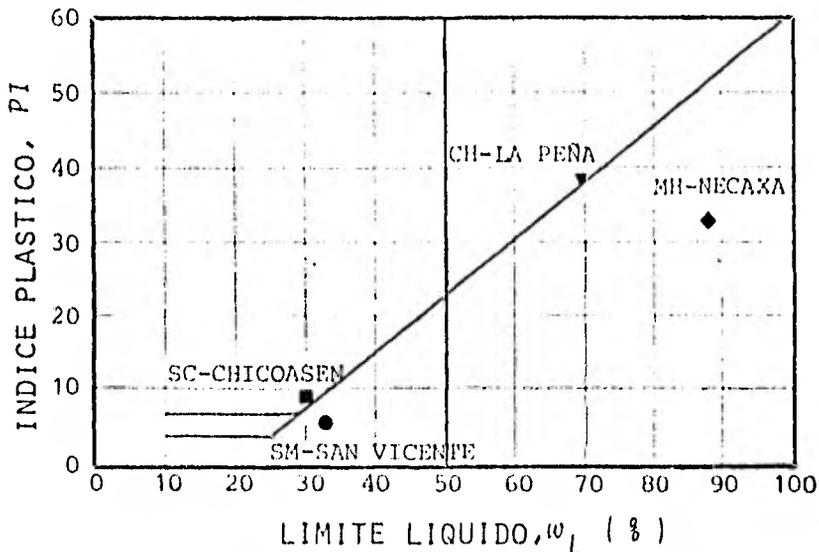


Fig 3.4 Límites de plasticidad de los suelos ensayados

fracción de dimensiones menores a la abertura de la malla No.200, además de la convencional (lo que pasa la malla No.40). Reconociendo que el suelo MH-Necaxa es residual, se ensayaron fracciones a partir de su humedad natural, y de materiales secados al aire y al horno.

### 3.1.3 Actividad

Conocidos los límites de plasticidad y la granulometría se calculó la *actividad A* de estos suelos, tomando el cociente entre el *PI* y el porcentaje de partículas menores de  $2\mu$  menos 9 (Seed-1964) cuando tal porcentaje es mayor de 40, y sólo *PI* entre el porcentaje coloidal cuando éste resulta menor de 40; en la tabla 3.3 se presentan los valores de *A* y su clasificación según Skempton (1959).

Tabla 3.3 *Actividad de los suelos ensayados*

SUELO	% $<2\mu$ del total	PI considerado	A	Calificativo
SM - Vicente	3.4	Fracción M #40	1.8	"Arcilla activa"
		Fracción M #200	2.9	
SC - Chicoasón	6.7	Fracción M #40	1.3	"Arcilla activa"
		Fracción M #200	2.1	
MH - Necaxa	46.0	Fracción sin secar	0.9	"Arcilla normal"
		Fracción secada al aire	0.8	
		Fracción secada al horno	0.5	
CH - La Peña	46.0	Fracción M #40	1.0	"Arcilla normal"

## 3.2 *Localización y obtención de los materiales*

### 3.2.1 Suelo SM - San Vicente

El material areno-limoso proviene de un banco de préstamo localizado al oriente del Distrito Federal, el cual se emplea en relle

nos de esa zona. El préstamo se encuentra localizado a la altura del kilómetro 2 de la carretera México- Texcoco, 500 m a la derecha de esta vía; se trata de lomeríos suaves formados por tobas volcánicas. El material del banco se explotó y se cargó con trascavo a un camión de volteo; de éste como de los otros materiales, se hizo acopio de suficiente cantidad para el desarrollo de la investigación. En el Instituto de Ingeniería ( I de I ) de la U.N.A.M. se secó al ambiente en capas de 3 a 5 cm, hasta alcanzar un contenido de agua de aproximadamente 15%; tamizado por la malla No 4, se mezcló y envasó en bolsas de polietileno.

### 3.2.2 Suelo SC-Chicoasén

El material areno-arcilloso proviene del banco "La Costilla", que se explotó para la construcción del corazón impermeable de la presa Chicoasén, a menos de un kilómetro de la confluencia de los ríos Bombaná y Grijalva, sobre la margen derecha del primero; se trata de lutitas muy alteradas y redepositadas del reciente, con espesor de más de 50 m. El material en estudio se tomó de la parte baja del préstamo por ser la zona más homogénea; su extracción y tratamiento posterior fueron análogos a los del suelo SM-San Vicente.

### 3.2.3 Suelo MH-Necaxa

El suelo MH proviene de la ladera derecha, a unos 70 m aguas abajo del dique Necaxa en el estado de Puebla; dicho suelo se extrajo de un pozo a cielo abierto, entre 1.10 m y 1.5 m de profundidad, situado al nivel de la corona del dique. En la vecindad de la presa se observan rocas ígneas del terciario, que cubren calizas cretácicas (Instituto de Geología-1937). Aquéllas se presentan como una serie de flujos de lava basáltica prácticamente horizontales. Cada colada estuvo sometida a fuerte meteorización en un clima subtropical y ello dió lugar a un suelo residual de color café-rojizo. La extracción se hizo con pico y pala, encontrándose ocasionalmente fragmentos basálticos alterados de es-

estructura vesicular y color grisáceo, que al romperse con la simple presión de los dedos, exhibe la coloración café-rojiza del suelo residual.

Conociéndose que los materiales volcánicos residuales tropicales y subtropicales son muy sensibles a procesos de secado, una tercera parte del material se envasó después de homogeneizarlo, sin secarlo. El material restante se secó al ambiente, se mezcló y envasó; en ningún caso se tamizó ya que sus partículas pasan la malla No. 4, y los grumos son fácilmente disgregables. En los ensayos que se describen en esta tesis, se empleó el material se cado al aire.

#### 3.2.4 Suelo CH-La Peña

El suelo arcilloso de alta compresibilidad proviene de un depósito cercano a la boquilla de la presa La Peña en el estado de Hidalgo. El material se extrajo de un pozo a cielo abierto, entre 0.5 y 1.2 m de profundidad, una vez eliminada la capa vegetal; éste se encuentra distante unos 50 m de la margin izquierda del canal principal, en la estación 5 + 520. Se trata de una formación aluvial del cuaternario que se encuentra estratificada con capas de gravas, boleos y arenas. La extracción del suelo se realizó con retroexcavadora, y fue transportado en camión de vol teo al I de I. Después de disgregarlo y sin secarlo, se envasó con su contenido natural de agua.

### 3.3 *Caracterización mineralógica*

La caracterización mineralógica se encargó a la Comisión de Fomento Minero, de la Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial. Los estudios realizados fueron difracción de rayos-x, análisis térmico diferencial (ATD), análisis termogravimétrico (ATG) y análisis cualitativo espectrográfico. Los especímenes se secaron

al ambiente, se disgregaron y se empleó lo que pasa la malla No. 100; el material MH - Necaxa también se estudió con su contenido natural de agua.

Con base en los difractogramas, termogramas y espectros de rayos-x (Alberro et al-1978), fue posible conocer la composición mineralógica de los suelos en estudio. En la tabla 3.4 se presenta una síntesis de los constituyentes minerales y sus proporciones.

Tabla 3.4 Mineralogía de los suelos ensayados\*

Proporción cualitativa	SM SAN VICENTE	SC CHICOASEN	MH NECAXA	CH LA PEÑA
MAYOR	Feldespatos	Cuarzo	Metahaloisita <sup>+</sup>	Montmorilonita
MEDIA	Montmorilonita Haloisita	Clorita	Hematita Cuarzo Magnetita	Feldespatos
MENOR O TRAZAS DE	Cristobalita Anfíbola	Mica Montmorilonita Feldespatos Calcita	Ilmenita Montmorilonita	Cristobalita Anfíbola Cuarzo

\* Fracción que pasa la malla No. 100.

+ Para el contenido natural del agua ( in-situ ), la proporción mayor es haloisita hidratada.

### 3.4 Compactación de especímenes

Los métodos de compactación empleados en los ensayos que aquí se describen fueron por amasado y por impactos. El molde usado en ambos métodos fue el denominado I de I de 3.6 cm de diámetro, 8.5 cm de altura y bipartido; tales dimensiones permiten ensayar el es-

pécimen compactado en el equipo triaxial con que cuenta el Instituto de Ingeniería (Santoyo y Reséndiz- 1969).

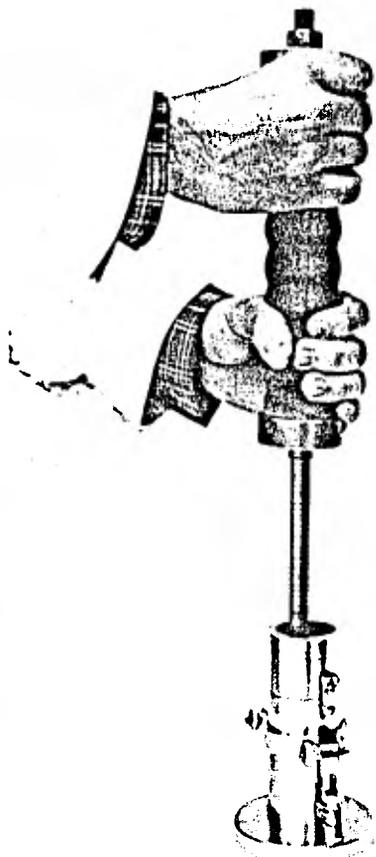
#### 3.4.1 Compactación por amasado

La compactación por amasado se realizó con diversos compactadores, los que se fueron desarrollando con objeto de reducir la influencia del operador, hacer más sistemática y reproducible la compactación y emplear menor esfuerzo en su ejecución.

El primer compactador fue manual provisto de un resorte, semejante al Harvard miniatura, el cual permite aplicar fuerzas hasta de 25 kg, a través de un pisón de 1.27 cm (1/2") de diámetro (fig 3.5 ). Posteriormente se revisó la bondad de un compactador mecánico (fig 3.6) que utiliza el mismo principio del resorte calibrado del compactador Harvard. Con este dispositivo se mejoró la reproducibilidad de las muestras, aunque era apreciable la influencia del operador; una ligera penetración adicional del pisón causa una mayor compresión del resorte y así, la aplicación de una fuerza mayor.

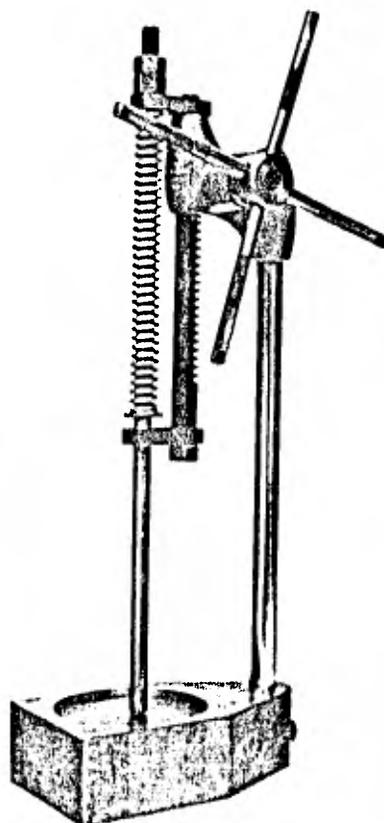
Posteriormente se adoptó un compactador neumático (fig 3.7). En vez de un resorte calibrado se tiene un "colchón" de aire a presión regulada y con gran volumen, que al actuar sobre un diafragma ahulado (bellofram), le transfiere una fuerza a la cabeza del pisón igual al producto de la presión por el área; el pisón a su vez se mantiene guiado y prácticamente sin fricción gracias a un buje lineal con balines ( ball-bushing ). Con este dispositivo se mejoró apreciablemente la compactación de especímenes, pero limitado a una fuerza de 25 kg debido a que se opera manualmente.

Si bien en las pruebas que se mencionan en esta tesis no se aplican fuerzas en el pisón por arriba de los 20 kg, en otras ocasiones es necesario compactar materiales más gruesos que los aquí



*Fig 3.5 Vista del compactador manual de resorte tipo Harvard*

*Fig 3.6 Vista del compactador mecánico de resorte*



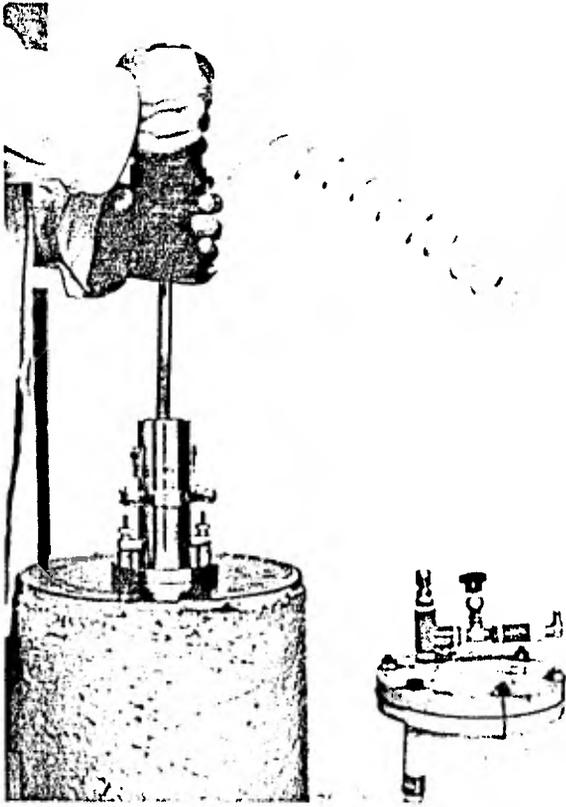
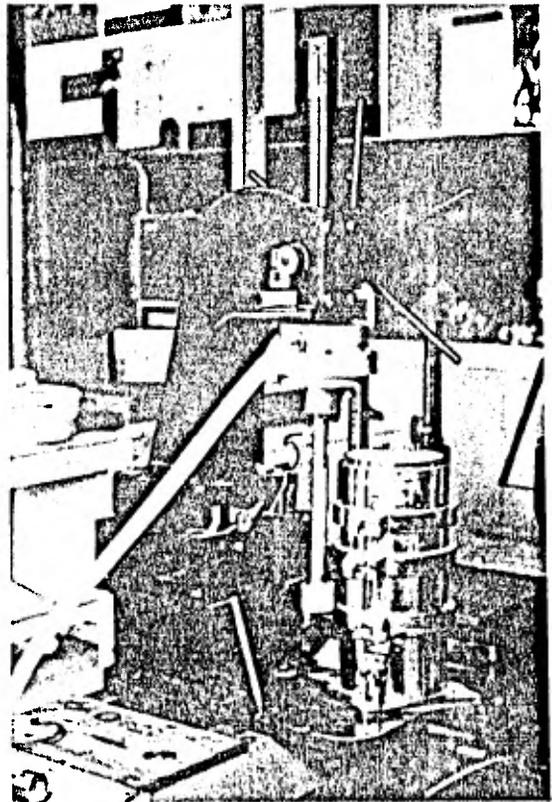


Fig 3.7 Vista del pistón neumático manual para compactar por amasado

Fig 3.8 Vista del compactador neumomecánico (Amasado)



tratados. En tales circunstancias, se requiere emplear moldes de compactación de mucho mayor diámetro, en los que asimismo se debe recurrir a pisonos y fuerzas mayores. Por esta razón hubo necesidad de diseñar el compactador neumo-mecánico que se muestra en la fig 3.8. El sistema neumático es semejante al descrito anteriormente, aunque con un área del "bellofram" cuatro veces y media más grande; por otra parte, al montar el compactador en una prensa de cremallera, la acción manual se vió multiplicada por la palanca de su maneral. Así, el área mayor y la acción mecánica de la prensa permite aplicar fuerzas diez veces mayores; ésto es, se han podido ejercer 200 kg a través del pisón, con sólo un esfuerzo moderado del operador. Se ha compactado en moldes de 15.2 cm de diámetro, pisón de 5.4 cm y con esfuerzos de compactación comparables a los aplicados con el pisón de 1.27 cm en el molde I de I.

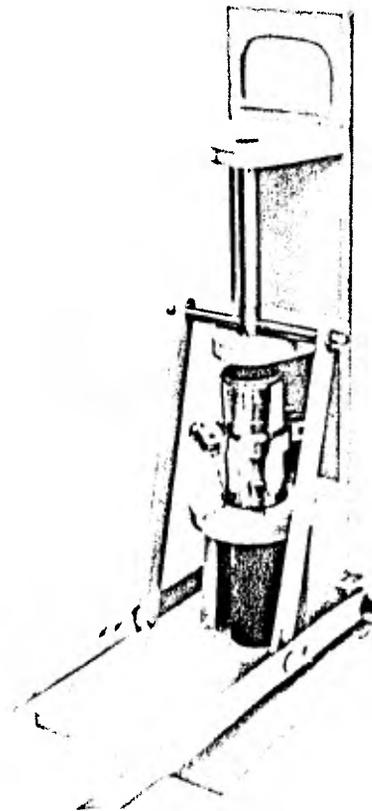
La compactación por amasado queda definida al indicar en este orden: La cantidad  $N_p$  de pisonadas con cierta fuerza  $F$  en kilogramos, aplicadas en cada una de las  $N_c$  capas con que se forma un espécimen; en todos los casos se usaron diez capas, a fin de obtener una probeta homogénea (Casagrande y Hirschfeld- 1960; Alberro et al- 1978).

#### 3.4.2 Compactación por impactos

La compactación por impactos con una energía  $E_d = 6.06 \text{ kg-cm/cm}^3$  (correspondiente a la Proctor estándar), se proporcionó con un martillo de peso  $W = 0.466 \text{ kg}$  y altura de caída  $H = 14.4 \text{ cm}$ , con lo que se aplicó un número de golpes por capa  $N_g = 8$ ; el número de capas por espécimen  $N_c = 10$ .

La preparación del material consistió en la adición de agua, siempre destilada, con 24 horas de anticipación; este lapso se reconoce como tiempo de curado. El agua se agregó de manera atomizada

mediante pistola neumática, en una cantidad tal que diese cierto contenido de agua; una vez distribuida uniformemente el agua, lo que se lograba al mezclar continuamente el material mediante espátula de abanico, los suelos se envasaron en bolsas de plástico que se sellaron herméticamente con objeto de evitar pérdidas de humedad. Otros aspectos que se controlaron tanto en la compactación por amasado como por impactos, fue el peso de material de cada capa, la altura saliente del molde sólo se aceptó si era de 3 a 6 mm, la adición de una delgada capa de aceite de silicón en las paredes interiores del molde de compactación para facilitar su extrusión, así como el empleo del extractor de muestras que se aprecia en la fig 3.9.



*Fig 3.9 Vista del extractor de probetas compactadas*

### 3.5 *Microfotografías a través del microscopio electrónico*

Puesto que se ha adoptado como hipótesis básica de esta tesis que el comportamiento a macronivel de los suelos, considerados como medios discretos, depende del comportamiento e interacción de sus microelementos, se consideró conveniente observar la microestructura de los suelos en estudio mediante el microscopio electrónico de barrido (MEB).

#### 3.5.1 Preparación de las muestras

Para observar las muestras en el MEB es necesario remover o reemplazar el fluido de poro (usualmente agua) antes de introducir las a la columna al alto vacío dentro de la que se mantienen durante las observaciones. Hay esencialmente seis técnicas diferentes (Tovey y Kwong- 1973) para remover el agua: secado al horno, secado al aire, secado con humedad controlada, secado por sustitución, secado por congelamiento y sublimación y secado de punto crítico. El reemplazo del agua por una resina plástica se realiza cuando se desea reducir la contracción y no es crítico tener otra sustancia en los poros; usualmente se emplea el Carbowax 6 000 que es un etilenglicol de alto peso molecular.

La efectividad de cualquier técnica para observar la microestructura de los suelos depende de la preservación de la estructura durante la preparación; sin duda, la mayor dificultad en el uso del MEB para el estudio de la microestructura es la preparación de los pequeños especímenes por observar. De los métodos mencionados, el secado por congelamiento-sublimación, el de punto crítico y el de sustitución son las técnicas más adecuadas para la preparación de muestras; ésta última fue la utilizada en este estudio. Como su nombre lo indica, el secado por sustitución consiste en permutar el agua del suelo por un líquido de baja tensión superficial y soluble en agua, tal como metanol o acetona, lo que se logra

con múltiples inmersiones en estos líquidos; la volatilidad de tales fluidos les permite eliminarse a la atmósfera, con bajos esfuerzos de capilaridad y consecuentemente con baja contracción.

Si bien es cierto que la técnica de sustitución se usa ampliamente, incluso en biología, Tovey y Kwong concluyen que el método de congelamiento-sublimación es usualmente el único método satisfactorio para la preparación de suelos naturales; que no es el caso de los suelos compactados en estudio con humedades reducidas. Puede mencionarse que para observar la microestructura de suelos cohesivos compactados, investigadores tales como Sloane y Kell en 1966, Barden y Sides en 1970 y Diamond en 1971 secaron al aire o al horno los especímenes por observar en el microscopio; el mismo Tovey empleó la técnica de sustitución en 1970 en su tesis doctoral al estudiar arcillas naturales, e incluso más recientemente, Davey en 1978 secó los suelos al aire para observarlos en el MEB.

Un índice del cambio estructural ocasionado por el secado es la contracción volumétrica  $\Delta V/V_0 = \epsilon_v$ . A fin de evaluar este indicador se compactaron especímenes por amasado 27 - 10 - 5 con el contenido óptimo de agua, de los cuatro suelos en estudio; se prepararon tres probetas de cada uno, los que se secaron al horno, al aire y sustituyendo en gran medida el agua por alcohol y acetona, fluidos que se volatilizaron al ambiente posteriormente. En la tabla 3.5 se presentan las deformaciones volumétricas que acusaron los especímenes compactados. Se ratifica el hecho de que en general el secado por sustitución provoca menores contracciones que el secado al horno y al ambiente.

No obstante lo antes citado, deben aceptarse como preliminares las observaciones que se harán enseguida en relación con las microfotografías tomadas, hasta compararlas con las muestras secadas mediante la técnica de punto crítico, lo que podrá realizarse en un futuro próximo.

Tabla 3.5. Contracciones por diversos procesos de secado

SUELO	Contracción volumétrica, $c_v$ en %		
	Al horno	Al aire	Por sustitución
SM - San Vicente	1.56	1.72	1.38
SC - Chicoasén	2.06	2.57	1.87
MH - Necaxa	13.53	13.22	12.19
CH - La Peña	13.06	17.46	11.59

Los especímenes observados al MEB se compactaron por amasado 27-10 - 3, y estáticamente con  $6 \text{ kg/cm}^2$ , también en tres capas, empleando en ambos casos el molde I de I. De la parte central de la capa intermedia se obtuvieron dos pequeñas muestras, una con cara horizontal y otra con cara vertical; cada una de ellas, exponen un área, de alrededor de  $0.2 \text{ cm}^2$ . La superficie por observar se obtuvo por fractura, poniéndose especial cuidado en no tocarla con ningún objeto; sólo se usó una perilla para eliminar con aire las partículas sueltas. Inmediatamente después, las pequeñas muestras se sumergieron repetidamente en alcohol y acetona, dejándose a continuación al ambiente durante 30 minutos. Cabe mencionar que los especímenes preparados con contenido de agua muy por abajo del óptimo y sobretodo los compactados estáticamente, se disgregan al ponerlos en contacto con alcohol, por lo que hubo necesidad de secarlos al horno.

A los pequeños prismas, una vez eliminado el agua, se les dispuso sobre una platina metálica, pegándolos por su base con un adhesivo conductor de electricidad. Las muestras se sombrearon con carbón y para asegurar también la conductividad en las áreas de observación, se cubrieron con una delgada capa de aluminio, depositados ambos al alto vacío. El microscopio utilizado fue el modelo JSM- 35C, fabricado por Japan Electron Optics Laboratory (JEOL), operado a 20 y 30 KV; se obtuvieron microfotografías con aumentos entre x200 y x10000.

### 3.5.2 Descripción de la microestructura

En el pie de cada una de las fotografías que se muestran enseguida, se menciona la diferencia de potencial en el filamento emisor de electrones, el aumento, el número de la foto, la escala en micras y las siglas del I de I. En lo sucesivo se hará referencia a las fotografías designándolas ①, ②, ..., ⑧ de izquierda a derecha y de arriba a abajo; ver explicaciones en la página 3-21.

ML-San Vicente (fig 3.10) Con una excepción, sólo se observó al MEB la fracción que pasó la malla No 200.

Se aprecian asociaciones equidimensionales de partículas en ① con tamaños de hasta  $10\mu$ ; a mayor magnificación ②, se distinguen microagregados casi esféricos de 1 a  $2\mu$  constituidos por arcillas, así como granos lisos subredondeados a los que no están ligadas las partículas arcillosas. En ③ se observa una estructura abierta constituida por agregados de placas arcillosas con granos equidimensionales, e incluso de forma acicular, los que se presume son minerales haloisíticos; a mayor aumento ④, se distinguen los agregados, así como los interhuecos de 10 a  $20\mu$ . No se distinguen diferencias en la estructura entre las muestras ① y ② compactadas estáticamente y las ③ y ④ densificadas por amasado. Mientras que la muestra compactada del lado seco ⑤ exhibe una estructura abierta, la densificada del lado húmedo ⑥ se aprecia más cerrada (igual aumento) y el material más fino recubriendo a los granos. Lo antes mencionado para los especímenes compactados por amasado es válido para los compactados estáticamente; comparar ⑧ con ①. Finalmente, en ⑦ se muestra una microfotografía del suelo integral compactado con el óptimo de agua y secado al horno, en donde los microagregados recubren a los granos; se trata de una sección vertical, en la que por cierto no se distinguió diferencia alguna con una sección horizontal.

CL-Chicoasén (fig 3.11). Se observó al MEB únicamente la fracción que pasa la malla No 200.

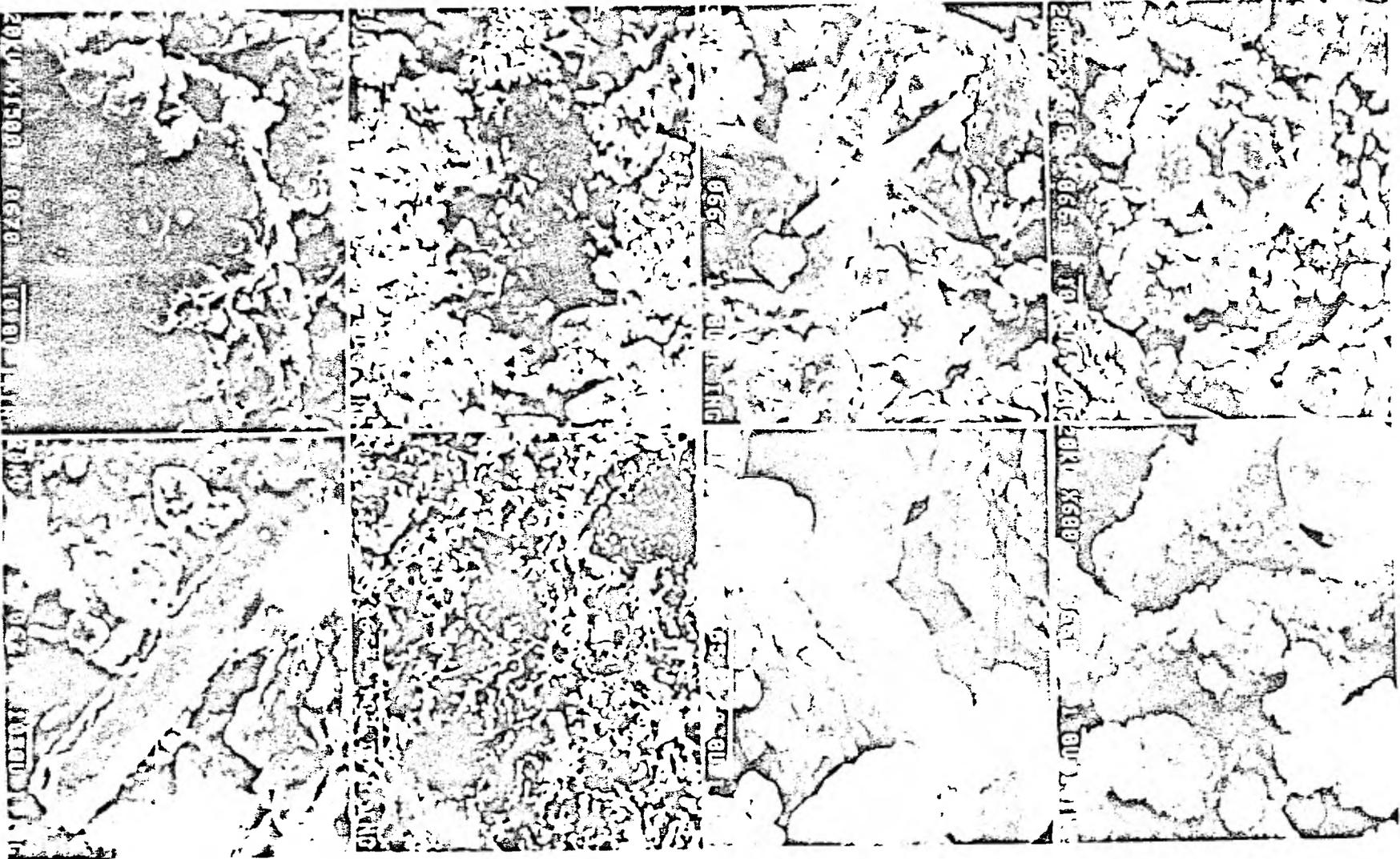


Fig 3.10 Fotografías de la microestructura del suelo compactado ML-San Vicente (fracción que pasa la malla No 200)

## Muestras observadas en las Figs 3.10 a 3.13

Fig 3.10 ML-SAN VICENTE (Pasa malla No 200)	Fig 3.11 CL-CHICOASEN (Pasa malla No.200)
① x1500 0661 Seca, Estática, Horiz	① x 300 0300 Húmeda, Amasado, Horiz
② x2000 0660 Seca, Estática, Horiz	② x1500 0301 Húmeda, Amasado, Horiz
③ x 750 0664 Seca, Amasado, Horiz	③ x 500 0304 Húmeda, Amasado, Vert
④ x3300 0665 Seca, Amasado, Horiz	④ x1800 0305 Húmeda, Amasado, Vert
⑤ x 330 0666 Seca, Amasado, Horiz	⑤ x 300 0306 Húmeda, Estática, Horiz
⑥ x 330 0667 Húmeda, Amasado, Horiz	⑥ x3000 0308 Húmeda, Estática, Horiz
⑦ x1500 0670 Optimo, Amasado, Horiz Suelo SM: Material integral	⑦ x3000 0309 Seca, Estática, Horiz
⑧ x1000 0671 Optimo, Amasado, Vert Suelo SM: Material integral	⑧ x7500 0310 Seca, Estática, Horiz
Fig 3.12 MH-NECAXA (integral)	Fig 3.13 CH-LA PEÑA (integral)
① x 360 0490 Húmeda, Estática, Horiz	① x1000 0643 Húmeda, Amasado, Vert
② x1000 0491 Húmeda, Estática, Horiz	② x 200 0643 Húmeda, Amasado, Vert
③ x 360 0495 Húmeda, Estática, Vert	③ x3000 0646 Húmeda, Amasado, Vert
④ x1000 0408 Optimo, Amasado, Horiz	④ x 240 0649 Seca, Amasado, Horiz
⑤ x 360 0402 Húmeda, Amasado, Horiz	⑤ x2400 0651 Seca, Amasado, Horiz
⑥ x 500 0412 Optimo, Amasado, Vert	⑥ x 200 0653 Húmeda, Estática, Horiz
⑦ x 750 0404 Húmeda, Amasado, Vert	⑦ x3600 0654 Húmeda, Estática, Horiz
⑧ x6000 0406 Húmeda, Amasado, Vert	⑧ x 330 0658 Seca, Estática, Vert

①	②
③	④
⑤	⑥
⑦	⑧

## NOTAS:

El número dentro del círculo indica la posición de cada fotografía en la respectiva figura, de acuerdo con el esquema adjunto. Se señala el aumento, el número de fotografía y las condiciones de los especímenes observados.

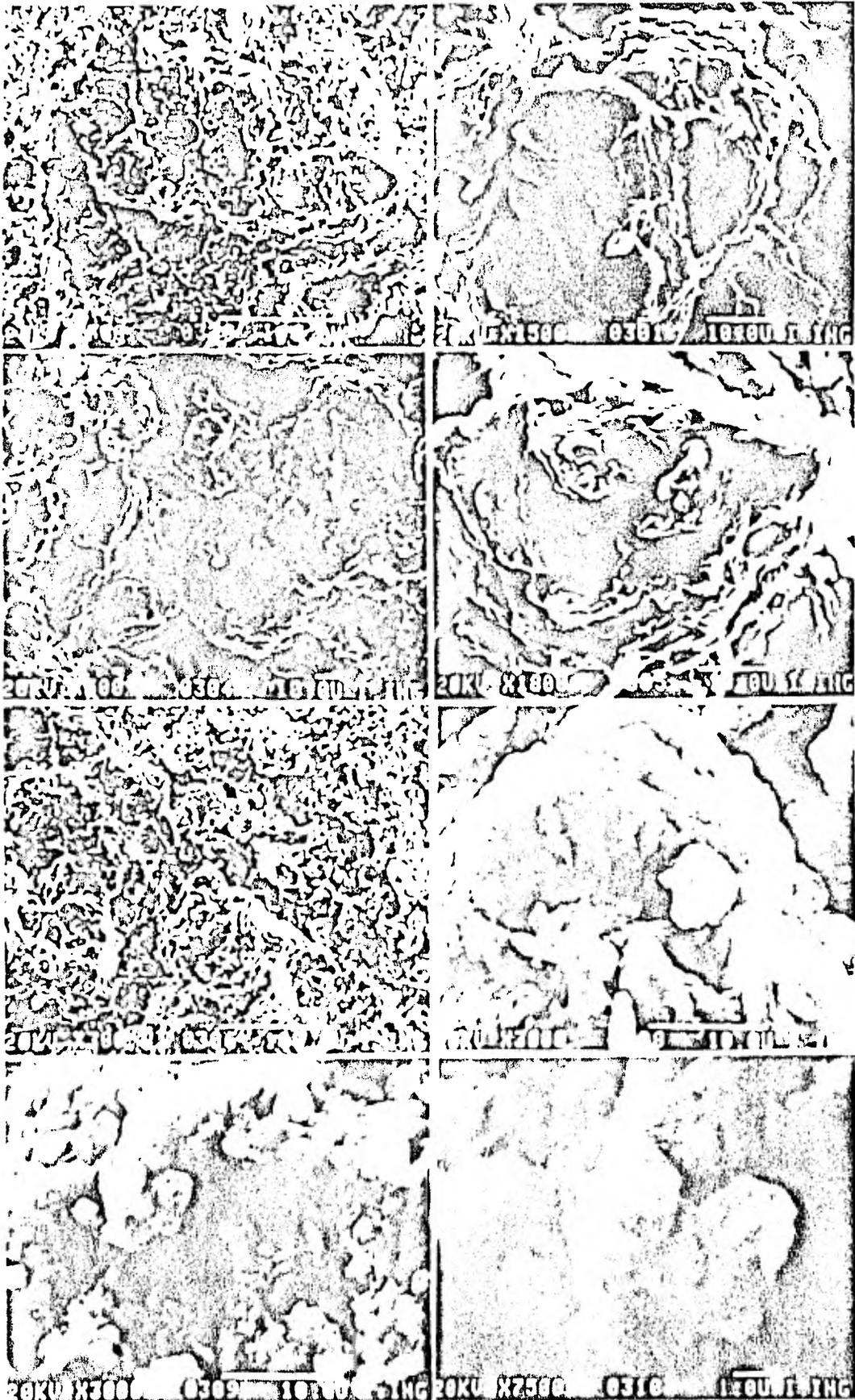
Tales condiciones comprenden la rama de compactación, el método de densificación y la sección mostrada.

Compactación por amasado 25-10-10; con presión estática de 6 Kg/cm<sup>2</sup>, en tres capas. La sección horizontal es perpendicular a la acción de la compactación.

① A relativo poco aumento, se aprecian agregados aplastados formando una especie de terrazas; de la parte media superior de ① se presenta una magnificación ②, en donde se distingue un microbloque con partículas ajenas en su superficie. Las microfotografías ③ y ④ de una sección vertical, no mostraron diferencias con las horizontales ① y ②; en ④ se aprecia un microbloque tridimensional con partículas sensiblemente paralelas, que envuelven a un grano presumiblemente de cuarzo. El espécimen compactado estáticamente ⑤ no exhibe diferencias respecto al compactado por amasado ①; se ratifica en ⑥ la ocurrencia de microagregados aplastados cuando se les compacta con contenidos de agua superiores al óptimo. Los especímenes compactados del lado seco ⑦ y ⑧ muestran una estructura abierta con interhuecos de aproximadamente  $10\mu$ ; a diferencia con las microfotografías anteriores, los agregados, incluso, no se presentan aplastados.

MH-Necaxa (fig 3.12) La primera observación de estas microfotografías es que este suelo está constituido por placas arcillosas y no por tubos o placas enrolladas, como usualmente se suponen las haloisitas.

En ① se distinguen asociaciones de partículas cuyas caras se encuentran en planos perpendiculares a la dirección de la compactación; presenta como en el suelo Cl-Chicoasén, un arreglo como de terrazas, lo que se pone de manifiesto en ②. Se aprecia en estas muestras de la rama húmeda una estructura cerrada, con interhuecos a través de los agregados de dimensiones menores de  $10\mu$ . La cara vertical en ③ ya no muestra el arreglo ordenado de ① y ②, sobretodo a bajo aumento; se distinguen grietas debidas seguramente al secado. El material compactado por amasado acusa ya en el óptimo ④, la orientación perpendicular a la compactación. Por su parte, el espécimen compactado por amasado del lado húmedo ⑤, tiene una apariencia diferente al compactado estáticamente ① (igual magnificación); asimismo, mientras que en ④ se mantienen orienta-



Ver las explicaciones de la página 3-21

Fig 3.11 Fotografías de la microestructura del suelo compactado Cl-Chicoasén (fracción que pasa la malla No 200)



Fig. 3.12 Fotografías de la microestructura del suelo compactado MH-Nocaya (material interior sin tamicas).

dos los agregados horizontalmente, al apreciar la cara vertical ⑥, éstos forman microbloques equidimensionales. Finalmente, en ⑦ y ⑧, los especímenes compactados por amasado en la rama húmeda, muestran en una sección vertical, microbloques con partículas paralelas según su eje c, que no resultan perpendiculares a la foto; la asociación de partículas cara-cara se distingue en ⑧ a mayor aumento, formando ultramicrobloques.

CH-La Peña (fig 3.13) En ① se distingue un grano mineral al que se le han depositado minerales o sales, que sirven de liga con las placas arcillosas. En ② se aprecia este mismo grano pero a menor aumento, lo que permite observar cadenas de placas arcillosas que forman polígonos; esta formación parece unir y rellenar los vacíos dejados por agregados o granos. En ③ se advierte cómo los microagregados de placas cara a cara rematan en una cúspide. El espécimen compactado en la rama seca ⑤, exhibe como en los casos anteriores microagregados tridimensionales de un sinnúmero de placas arcillosas; sin embargo, a menor aumento ④, se aprecian ligeras diferencias con el compactado del lado húmedo ②. En la fotografía ⑥ se observa la huella dejada por un grano o parte del propio grumo, apreciándose incluso una capa arcillosa de color más claro que lo cubría; nuevamente, lo más peculiar es el ordenamiento de las partículas en cadenas poligonales de centenas o decenas de micras.

En ⑦ se distinguen microagregados de poco más de  $10\mu$  con interhuecos de hasta  $5\mu$ ; este espécimen se compactó estáticamente arriba del óptimo. La misma compactación pero con contenido de agua menor que el óptimo ⑧, genera una estructura muy abierta formada por agregados equidimensionales de hasta  $100\mu$ , con partículas poco orientadas, así como huecos de  $50$  a  $70\mu$ .

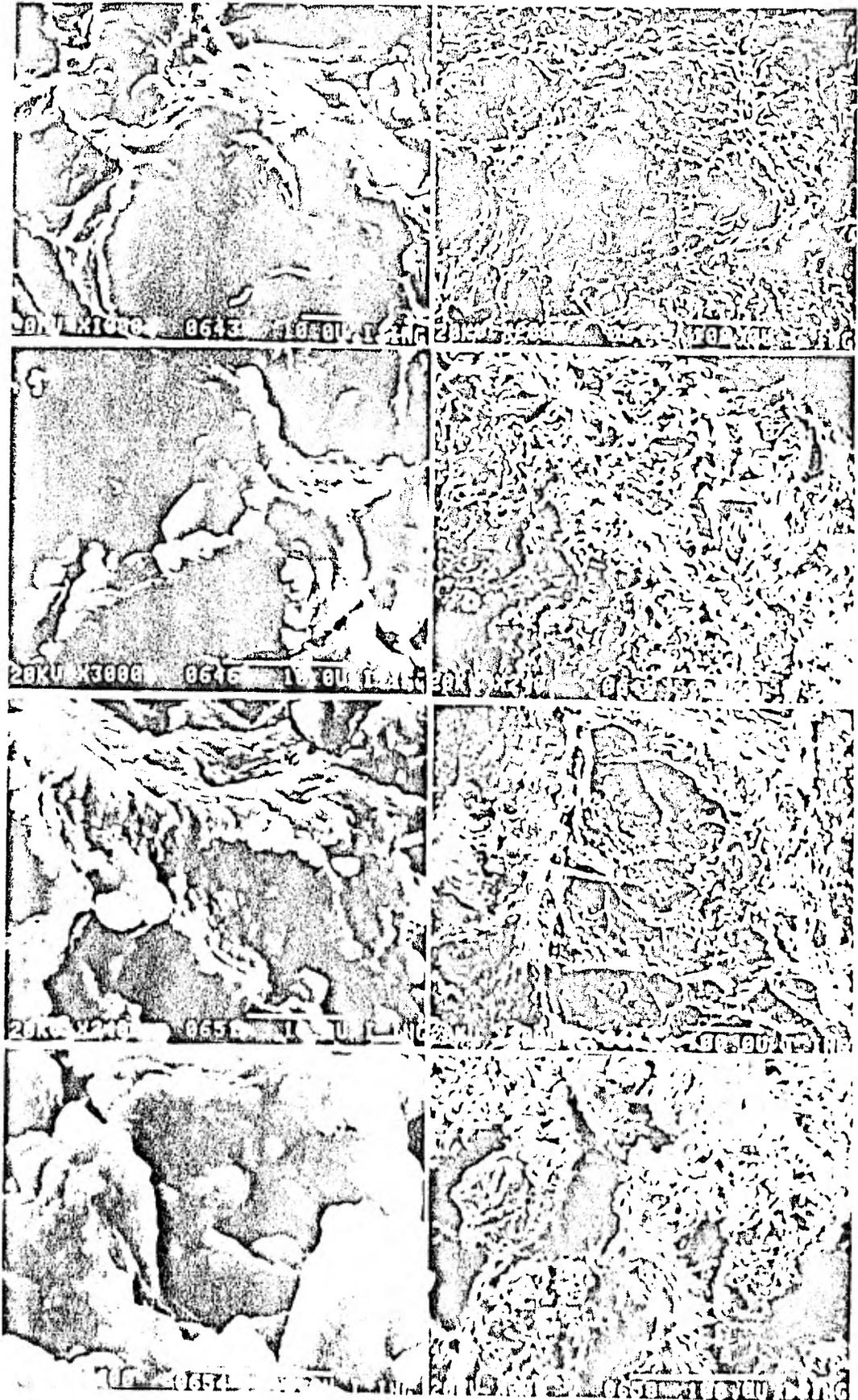


Fig 3.13 Fotografías de la microestructura del suelo compactado CH-La Peña (material integral sin compactar)

#### 4. MANIFESTACIONES ESTRUCTURALES DE ESPECIMENES COMPACTADOS EN LAS RAMAS SECA Y HUMEDA

##### 4.1 Aspectos generales

Uno de los objetivos principales de esta tesis, según lo indicado en el primer capítulo, es describir algunas manifestaciones de la estructura de los suelos compactados, a partir de sus características esfuerzo-deformación en pruebas triaxiales. Con tal fin, se compactaron especímenes en las ramas seca y húmeda con igual peso volumétrico seco; posteriormente se saturaron preservando su  $\gamma_d$ , y finalmente, se ensayaron en pruebas de compresión triaxial  $\bar{UU}$  y  $\bar{CU}$ . En esta serie se usaron los suelos MH-Necaxa y SC-Chicoasén.

De acuerdo con la hipótesis de las variables internas, ver inciso 2.3, si se ensayan especímenes saturados con igual peso volumétrico seco, pero preparados unos en la rama seca y otros en la húmeda, las diferencias que se aprecian en su comportamiento mecánico deben atribuirse a las estructuras diferentes que se les imparte a los suelos, o al menos se les modifica, durante la compactación; en el capítulo segundo se expusieron los factores que condicionan la estructura de los suelos compactados. Una considerau

ción adicional para interpretar los resultados, es que la estructura del suelo compactado no se modifica sensiblemente a través del proceso de saturación.

En el inciso siguiente se muestran los resultados de ensayos triaxiales no drenados, mientras que el inciso 4.3 se presentan los de los ensayos triaxiales consolidados no-drenados. Estas pruebas tienen implicaciones prácticas importantes, ya que a menudo los suelos no saturados y compactados en estructuras térreas como presas y terraplenes, se inundan durante su vida útil, alcanzando una saturación casi total. Además, permiten revisar la hipótesis de las tres variables internas e independientes, ya mencionadas.

#### 4.2 *Ensayos triaxiales III de especímenes saturados*

##### 4.2.1 Procedimiento de ensaye

Se prepararon seis especímenes de cada suelo, tres pertenecientes a la rama seca y tres a la rama húmeda de la curva de compactación por amasado 25-10-10. Se compactaron en moldes perforados de plástico (lucita) con tapas del mismo material firmemente sujetas, lo que impedía todo aumento de volumen del espécimen confinado; sus dimensiones son iguales a las del molde metálico I de I. Estos moldes se introdujeron en un tanque metálico lleno con agua destilada, en el que se mantuvieron bajo presión de  $6 \text{ kg/cm}^2$  durante no menos de 15 días, a fin de lograr un alto grado de saturación.

Lo anterior no se efectuó directamente en la cámara triaxial debido a que era necesario mantener constante el volumen de los especímenes compactados, lo que se estimó difícil de controlar en una cámara triaxial. Además, la saturación de las probetas no sólo requiere de la aplicación de cierta presión, sino que exige su

mantenimiento durante lapsos prolongados (Black y Lee-1973); ello precisaría de un número considerable de cámaras o un tiempo excesivo en esta serie de ensayos.

Al cabo de la estadía de los moldes en el tanque, los especímenes se extruyeron, pesaron y midieron. Se montaron en la cámara triaxial y se restituyó la presión que actuaba en el tanque, mediante presión confinante  $PC$  y contrapresión  $CP$ , conservando esta condición hasta estabilizarse el menisco de la bureta conectada al dren de la probeta; ello tomó aproximadamente un día. Después de cerrar la válvula de drenaje se aumentó la presión confinante con cierto  $\Delta p_3$  y se midió la respuesta de la presión de poro,  $\Delta u$ ; los incrementos aplicados fueron 1.0, 3.0 y 6.0  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Con los datos anteriores se calculó el parámetro  $B = \Delta u / \Delta p_3$  (Skempton 1954), alcanzándose valores de 0.999; con ésto se verificó que los especímenes se encontraban prácticamente saturados al iniciar la aplicación de esfuerzo desviador, el cual se aplicó con carga controlada y cerrado el drenaje.

Las cámaras triaxiales usadas fueron las del tipo INING (Santoyo y Reséndiz- 1969), en las que la fuerza desviadora se trasmite mediante alambres, lográndose así una reducción sustancial de la fricción en comparación con las cámaras convencionales de pistón; los ensayos se llevaron a cabo en un local con temperatura controlada ( $20^{\circ} \text{C}$ ).

La aplicación de presión confinante y contrapresión se realizó con agua a través de intercambiadores aire-agua, y se controló con reguladores de precisión ( $\pm 1 \text{ mm}$  de columna de mercurio) de sangría continua. La medición de presión de poro se efectuó con un transductor situado cerca del pedestal de la cámara, y se usó una piedra porosa de baja presión de entrada de aire. El sistema se mantuvo saturado y bajo presión entre ensaye y ensaye; la compresibilidad del sistema, incluyendo el transductor, no excede de  $10^{-3} \text{ cm}^3/\text{kg}/\text{cm}^2$ .

#### 4.2.2 Trayectorias de saturación

En las tablas 4.1 y 4.2 se proporcionan los datos más relevantes de estos ensayos, correspondientes a la condición de compactación (subíndice e), una vez extruidos después de su estadía en el tanque con agua a presión (subíndice e), y al final de la etapa de falla (subíndice f). La trayectoria de saturación de los especímenes compactados en la rama seca, se muestra esquemáticamente en la fig 4.1.

En la fig 4.2 se muestran las condiciones iniciales de compactación (etapa 1, fig 4.1) y al final del proceso de saturación (etapa 5, fig 4.1), de los especímenes compactados del suelo MH-Necaxa; los pesos volumétricos secos de compactación de las muestras de la rama seca difirieron 1.3%, en promedio, respecto a los de la rama húmeda. Esta diferencia alcanzó un valor de 2.6% en los especímenes SC-Chicoasén entre los compactados del lado seco y los del húmedo.

#### 4.2.3 Características de las curvas esfuerzo-deformación

Las curvas esfuerzo-deformación de los suelos ensayados se muestran en las figs 4.3 y 4.4. Se puede apreciar una clara diferencia en las características de las curvas de los especímenes compactados en la rama seca y los de la rama húmeda; en los primeros se destacan curvas inicialmente escarpadas con resistencia máxima a bajas deformaciones, mientras que las de los compactados en la rama húmeda son más aplanadas con resistencias crecientes a deformaciones superiores incluso al 20%.

La resistencia última fue mayor en los especímenes preparados en la rama húmeda, aunque los módulos tangente inicial y secante  $M_{50}$  resultaron superiores en los especímenes compactados del lado seco; en la tabla 4.3 se proporcionan datos relevantes al respecto (valores promedio).

Tabla 4.1 Condiciones de prueba de los especímenes ensayados en compresión triaxial no-consolidada no-drenada

COMPACTACION POR AMASADO : 25-10-10

MH-NECAXA

Ensayo	$\Delta p_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	Saturación		Cámara triaxial	CP=U <sub>0</sub>	B* Skempton	Contenido de agua, en %			Peso volumétrico seco (g/cm <sup>3</sup> )			Grado de saturación, en %			Relación de vacíos		
		CP Kg/cm <sup>2</sup>	Lapso días				w <sub>c</sub>	w <sub>e</sub>	w <sub>f</sub>	$\gamma_{dc}$	$\gamma_{de}$	$\gamma_{df}$	S <sub>rc</sub>	S <sub>re</sub>	S <sub>rf</sub>	e <sub>c</sub>	e <sub>e</sub>	e <sub>f</sub>
ESPECIMENES COMPACTADOS EN LA RAMA SECA																		
UU-1	1.0	6.0	14	7	5.0	0.996	35.13	41.51	46.02	1.256	1.233	1.233	78.72	89.78	99.53	1.280	1.326	1.326
UU-2	3.0	6.0	12	2	3.0	0.985	35.10	-	46.87	1.24	1.227	1.227	76.78	-	100.0	1.311	1.337	1.337
UU-3	6.0	6.0	15	2	3.0	1.00	35.02	42.48	46.97	1.247	1.219	1.219	77.26	90.06	99.58	1.300	1.352	1.352
Valores promedio							35.08	42.00	46.63	1.249	1.226	1.226	77.59	89.92	99.70	1.297	1.338	1.338
Diferencia máxima							0.11	0.97	0.95	0.017	0.014	0.014	1.94	0.28	0.47	0.031	0.026	0.026
ESPECIMENES COMPACTADOS EN LA RAMA HUMEDA																		
UU-4	1.0	6.0	12	7	5.0	0.986	45.05	45.13	45.15	1.235	1.254	1.254	97.71	100.0	100.0	1.322	1.287	1.287
UU-5	3.0	6.0	12	2	3.0	0.967	44.85	45.06	45.06	1.233	1.255	1.255	97.00	100.0	100.0	1.326	1.285	1.285
UU-6	6.0	6.0	15	2	3.0	0.999	44.94	45.58	45.23	1.231	1.245	1.245	96.92	100.0	99.5	1.329	1.304	1.304
Valores promedio							44.95	45.26	45.15	1.233	1.251	1.251	97.21	100.0	99.8	1.326	1.292	1.292
Diferencia máxima							0.20	0.52	0.15	0.004	0.010	0.010	0.79	-	0.50	0.007	0.019	0.019

NOTA: Los subíndices c, e y f corresponden al espécimen después de compactarlo, al extruirlo del molde después de su primera etapa de saturación y al término de la falla, respectivamente.

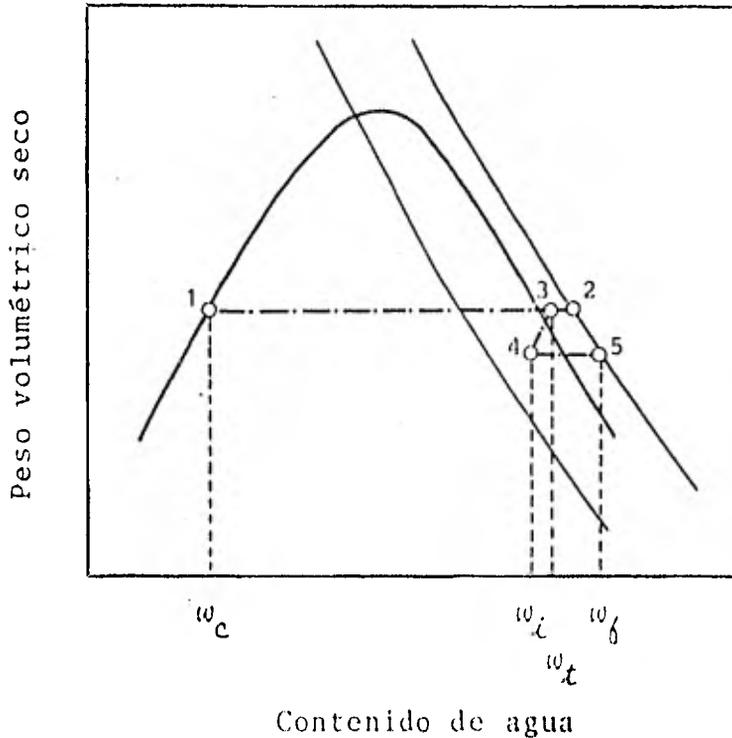
\* Medidos al cambiarse la presión confinante de 6 a 5, 6 a 3, 3 a 9, 6 a 5, 3 a 5 y 3 a 5 Kg/cm<sup>2</sup>, correspondientemente, de los ensayos UU-1 a UU-6.

Tabla 4.2 Condiciones de prueba de los especímenes ensayados en compresión triaxial no-consolidada no-drenada.

COMPACTACION POR AMASADO : 25-10-10  
SC-CHICOASEN

Ensaye	$\Delta p_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	Saturación		Cámara triaxial	$CP \cdot u_0$ Kg/cm <sup>2</sup>	$B^*$ Skempton	Contenido de agua, en %			Peso volumétrico seco, en g/cm <sup>3</sup>			Grado de saturación, en %			Relación de vacíos		
		CP Kg/cm <sup>2</sup>	Lapso días				$w_c$	$w_e$	$w_f$	$\gamma_{dc}$	$\gamma_{de}$	$\gamma_{df}$	$S_{\lambda c}$	$S_{\lambda e}$	$S_{\lambda f}$	$e_c$	$e_e$	$e_f$
ESPECIMENES COMPACTADOS EN LA RAMA SECA																		
UU-7	1.0	6.0	12	7	5.0	1.00	11.31	15.49	17.60	1.873	1.854	1.855	65.91	87.49	99.90	0.473	0.489	0.488
UU-8	3.0	6.0	13	2	3.0	0.976	11.69	16.21	18.14	1.862	1.838	1.830	66.90	89.19	100.0	0.482	0.501	0.501
UU-9	6.0	6.0	15	2	3.0	1.00	11.26	16.10	17.50	1.868	1.849	1.845	65.08	90.19	98.37	0.478	0.493	0.493
Valores promedio							11.42	16.07	17.80	1.867	1.847	1.844	65.96	88.96	99.42	0.477	0.494	0.494
Diferencia máxima							0.43	0.72	0.63	0.011	0.016	0.012	1.82	2.70	1.63	0.009	0.012	0.013
ESPECIMENES COMPACTADOS EN LA RAMA HUMEDA																		
UU-10	1.0	6.0	8	7	5.0	1.00	15.43	15.70	15.93	1.916	1.926	1.927	96.67	100.0	100.0	0.444	0.433	0.432
UU-11	3.0	6.0	6	2	6.0	-	15.26	15.50	15.82	1.920	1.937	1.937	96.27	100.0	100.0	0.438	0.425	0.425
UU-12	6.0	6.0	8	2	3.0	0.997	15.43	15.70	15.61	1.915	1.931	1.931	96.51	100.0	100.0	0.441	0.429	0.429
Valores promedio							15.37	15.63	15.78	1.917	1.931	1.931	96.48	100.0	100.0	0.439	0.429	0.429
Diferencia máxima							0.17	0.20	0.32	0.005	0.011	0.010	0.40	-	-	0.003	0.008	0.007

\* Medido al cambiarse la presión confinante de 5 a 6, 3 a 6, 3 a 9, 5 a 6 y 3 a 9 Kg/cm<sup>2</sup>, correspondientemente en los ensayos UU-7 a UU-12.



1. Compactación
2. Material saturado. Al término de la estadía del espécimen dentro del molde y dentro del tanque, a una presión de  $6 \text{ Kg/cm}^2$
3. Reducción del grado de saturación. Espécimen dentro del molde y fuera del tanque, a la presión atmosférica
4. Reducción adicional del grado de saturación y disminución del peso volumétrico seco. Al extraer el espécimen aumenta su volumen por un efecto elástico y ocurre una pequeña expulsión de agua
5. Material prácticamente saturado. Al final de la etapa de saturación en la cámara triaxial, el espécimen sometido a la presión y contrapresión de la etapa 2.

Fig 4.1 Proceso de saturación de las muestras compactadas en la rama seca

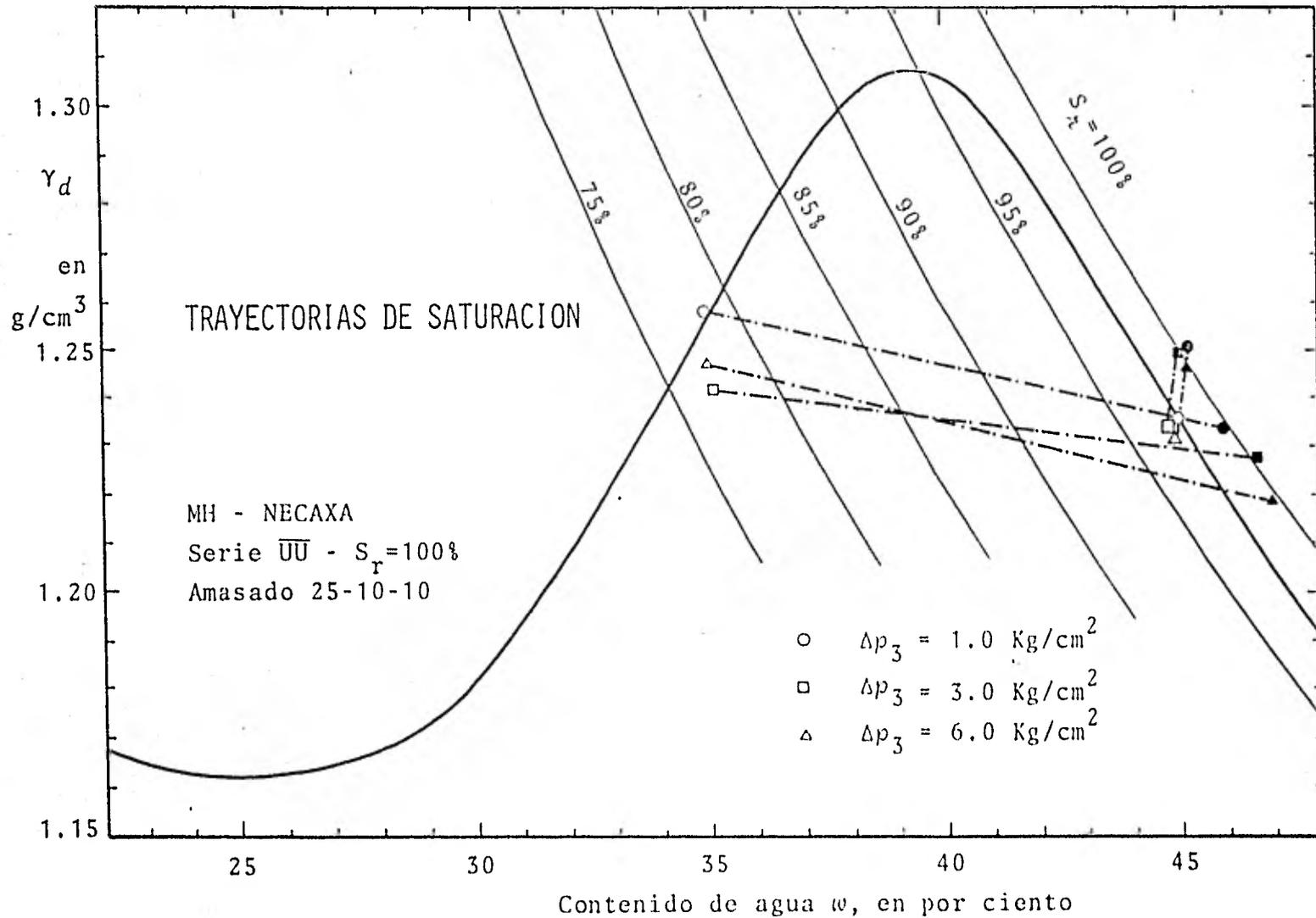


Fig 4.2 Saturación de los especímenes compactados por ensayar a compresión triaxial  $\overline{UU}$ . MH-Necaxa

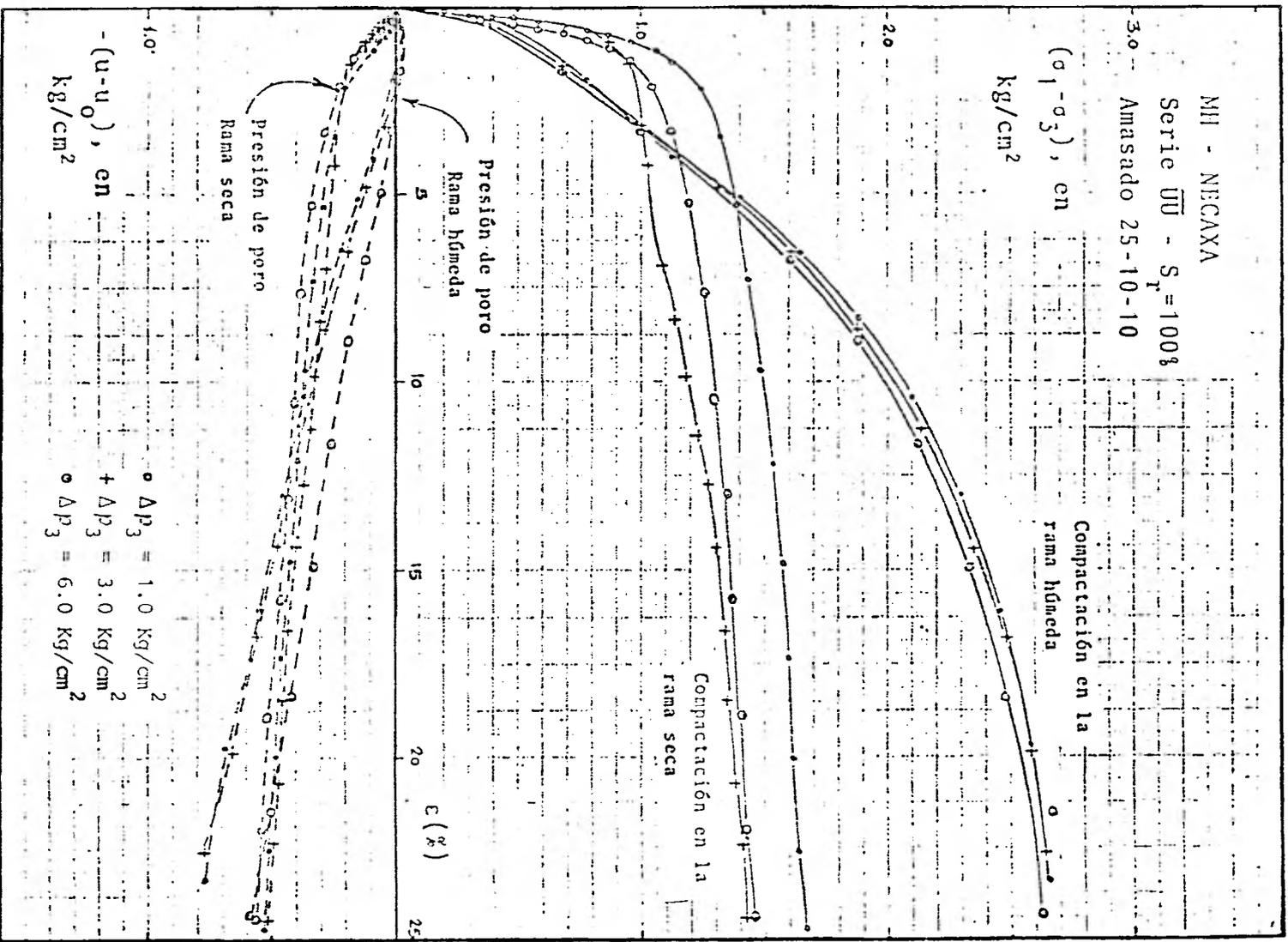


Fig 4.3 Curvas esbozo de formación de los especímenes saturados MH-Necaxa, sometidos a compresión triaxial  $\overline{UU}$

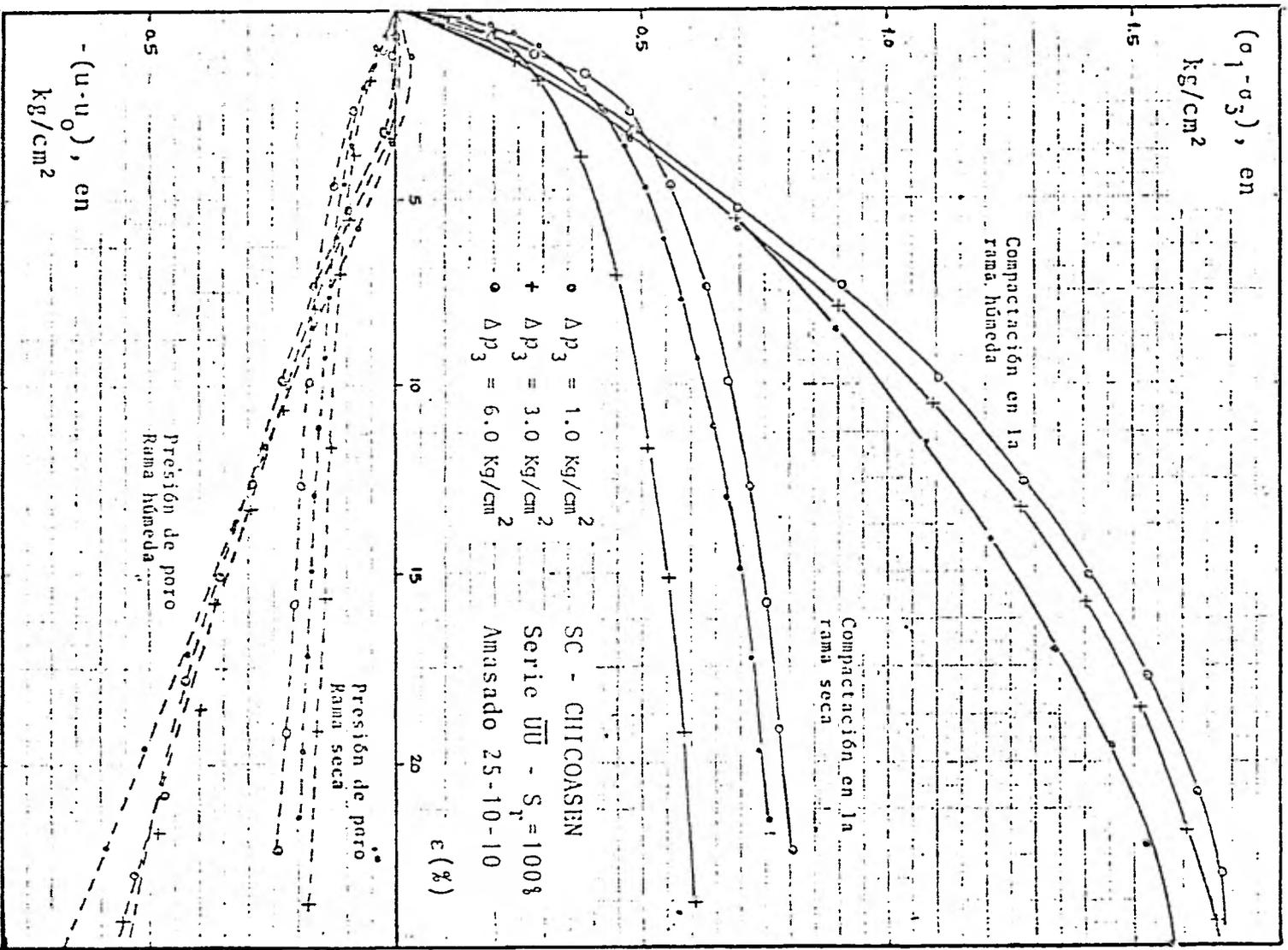


Fig 4.4 Curvas esfuerzo-deformación de los especímenes saturados SC-Chicoasén, sometidos a compresión triaxial UU

Se insiste en que el peso volumétrico seco y el grado de saturación ( $S_h \approx 100\%$ ) de las probetas de las ramas seca y húmeda, de cada suelo ensayado, son comparables al iniciar las pruebas triaxiales. Así pues, las diferencias en las curvas esfuerzo-deformación deben explicarse por la diferente estructura que se les genera durante la compactación, así como por el cambio de concentración salina (Lambe- 1954, Marsal- 1979) en el agua intersticial, debido a la saturación, sobre todo en los especímenes del lado seco.

En el inciso 3.5 se mostraron microfotografías de los suelos compactados del lado seco, en las que se ponen de manifiesto microestructuras muy abiertas con grandes huecos entre asociaciones de partículas. El comportamiento inicialmente rígido de estos especímenes debe ligarse a esa estructura metaestable ante deformaciones cortantes, constituida por agregados poco deformables; más adelante se expone una posible explicación a la fluencia que acusan los especímenes con la deformación.

Tabla 4.3 Resultados de los ensayos triaxiales III

CARACTERISTICAS	MH-NECAXA		SC-CHICOASEN	
	Compactación en la rama			
	SECA	HUMEDA	SECA	HUMEDA
Módulo tangente inicial, $M_0$ en $\text{kg/cm}^2$	160	129	57	22
Módulo secante al 50% del esfuerzo de falla, $M_{50}$ en $\text{kg/cm}^2$	103	27	18	12
Esfuerzo desviador de falla ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) <sub>f</sub> en $\text{kg/cm}^2$	1.53	2.65	0.73	1.65
Deformación de falla, $\epsilon_f$ en porcentaje	2*	20	1.5*	20
Deformación al 50% del es- fuerzo de falla, $\epsilon_{50}$ en porcentaje	0.7	4.9	2.0	7.1

\* Corresponden a la condición de máxima curvatura de la curva  $\sigma-\epsilon$

Las microfotografías de los suelos compactados en la rama húmeda, exponen igualmente asociaciones de partículas más "aplastadas" que las del lado seco, y con poca diferencia en el tamaño de los intrahuecos en los agregados y el de los interhuecos entre los agregados; ésto condiciona una estructura menos abierta y más estable constituida por agregados muy deformables, que de terminan curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  con resistencias cortantes crecientes conforme aumenta la deformación.

En las figs 4.3 y 4.4 se incluyen las curvas de la presión de poro que se registraron una vez que se había alcanzado la casi total estabilización en el puente indicador, conectado al transductor de presión; ello tomó entre cinco y diez minutos después de aplicar cada incremento de esfuerzo desviador. Pudo verificar se más tarde, que teóricamente con los datos de los ensayos  $\overline{CU}$  (descritos en el inciso siguiente) ese lapso es adecuado para lograr un 95% de uniformidad de la presión de poro en todo el espécimen, únicamente en los materiales compactados del lado seco; teóricamente, en los especímenes compactados del lado húmedo se requiere un poco más de tiempo para alcanzar tal grado de uniformidad. Sin embargo, en el subinciso 4.3.3 se demuestra experimentalmente la razonable confianza de las mediciones de presión de poro en las muestras húmedas; la posible diferencia entre los valores tomados de la presión de poro y los reales, no influye en los valores del esfuerzo desviador, aunque si podría distorsionar la trayectoria de esfuerzos efectivos.

Los especímenes húmedos tanto del material SC-Chicoasén como del MH-Necaxa, desarrollaron presión de poro positiva entre el inicio y  $\epsilon_z \approx 2.5\%$ ; a mayor deformación generaron presión de poro negativa. Al analizar este comportamiento se tiene que al aplicar los primeros incrementos de esfuerzo desviador, se cumple que  $0 < d(u-u_0)/d(\sigma_1-\sigma_3) < 1$ , lo que corresponde a una tendencia compresiva. Cuando la presión de poro positiva alcanza un máximo,  $d(u-u_0)/d(\sigma_1-\sigma_3) = 0$ ; a partir de este punto, la presión empieza a disminuir conforme se aumenta el esfuerzo desviador, con lo

que  $d(u-u_0)/d(\sigma_1-\sigma_3) < 0$ , lo que corresponde a una tendencia dilatante. El comportamiento dilatante descrito antes, es típico de un suelo altamente preconsolidado (Hirschfeld - 1963) o uno compactado y ensayado a bajo nivel de esfuerzos, como es el caso analizado; se considera que lo presentan los especímenes húmedos por su microestructura, ya señalada, así como por el hecho del poco cambio en su concentración salina por la saturación previa al ensaye triaxial.

Se supone que parte de la ganancia de resistencia de las probetas húmedas, observada a altas deformaciones axiales, se debe al proceso dilatante mencionado; asimismo, tal ganancia debe ser reflejo de la estructura que conservan los especímenes compactados.

Por su parte, los especímenes secos tanto del material SC-Chicoaa sen como del MH-Necaxa, desarrollaron desde un principio presión de poro negativa, con tendencia a estabilizarse asintóticamente a un cierto valor; ésto es, primero  $d(u-u_0)/d(\sigma_1-\sigma_3) < 0$  y luego  $d(u-u_0)/d(\sigma_1-\sigma_3) \rightarrow 0$ .

El comportamiento antes mencionado no es representativo de un suelo dilatante, ya que no exhibe la tendencia inicial compresiva típica, ocasionada por la preponderancia del efecto de los incrementos de esfuerzo normal ( $\Delta\sigma_1$ ), respecto al de los esfuerzos cortantes [ $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)$ ] al empezar la etapa de falla. Al parecer el desarrollo de presión negativa, está relacionado con el fuerte cambio en la concentración salina que sufren los especímenes al pasar de la rama seca en que fueron compactados, a la condición saturada en que se ensayan.

En efecto, consideremos por una parte que las partículas dentro de grumos y agregados del lado seco se mantienen fuertemente ligadas por succión osmótica y por adsorción, entre otras acciones, debido a la alta concentración de sales. Cuando se saturan las muestras, se pierde el efecto capilar, pero se genera succión osmó-

tica en el agua por la concentración salina diferente en los interhucos y los intrahucos de aquellas unidades estructurales. Esta succión no se pone de manifiesto sino hasta cuando se cierra el drenaje conectado a la base de la probeta, instantes antes de iniciar la etapa de falla; por ello, incluso desde el primer incremento de esfuerzo desviador, la presión medida es negativa. Conforme se aumenta el cortante, la succión tiende a alcanzar un valor constante, al parecer por el equilibrio que se logra en ésta, entre los interhucos y los intrahucos.

Asimismo, con la reducción de la concentración salina se disminuye el potencial de succión en cada grumo o agregado, con lo que decrece la "dureza" de dichas unidades estructurales; la acción distorsionante de los esfuerzos de corte, aunada al efecto antes descrito, provocan la degradación de las asociaciones de partículas, la que se presume ocasiona la fluencia observada en las curvas esfuerzo-deformación de los especímenes compactados del lado seco.

Es interesante notar que la estructura que tienen los suelos después de compactarlos, no se pierde por un proceso de saturación o incluso de secado (Alberro et al-1979). En efecto, por ensayos previos no incluidos aquí, se conoce que los especímenes compactados tanto en la rama seca como en la húmeda y sometidos a compresión no-confinada (sin saturación previa), exhiben un comportamiento muy semejante al de las muestras saturadas; sin embargo, en esa condición, las probetas del lado húmedo poseen una resistencia menor que las del lado seco.

Lo antes expuesto muestra la gran importancia de la estructura generada o modificada por la compactación, en muestras ensayadas ya sea como se densifican o saturadas; dicha estructura depende de las variables controlables de compactación y del tipo de suelo, o sean los factores externos e intrínsecos mencionados en la fig 2.3.

Finalmente, revisemos los resultados obtenidos con los expuestos

por otros investigadores. Seed y Chan (1959 y 1960) realizaron ensayos parecidos, aunque sus muestras sólo se sumergieron en agua y no se saturaron totalmente. Al analizar dichos autores las diferencias en las características esfuerzo-deformación entre los especímenes del lado seco y los del húmedo, ensayados después de inundarlos, concluyen que las diferencias se deben principalmente a la diferencias en las presiones de poro, como resultado de sus estructuras iniciales diferentes. Por lo menos en los suelos MH y SC ensayados, resultan experimentalmente más notables las diferencias en el desarrollo del esfuerzo desviador que en el de la presión de poro; obsérvese por ejemplo, que la presión de poro en el suelo MH-Necaxa (fig 4.3) es muy semejante para los especímenes de ambas ramas, aun cuando se generen por mecanismos diferentes.

#### 4.3 *Ensayes triaxiales $\overline{CU}$ de especímenes saturados*

Se llevaron a cabo ensayos de compresión triaxial  $\overline{CU}$  con el objeto de establecer, primordialmente, las diferencias en las características de consolidación entre los especímenes compactados en las ramas seca y húmeda, con semejante peso volumétrico seco, como una manifestación adicional de la estructura impartida a los suelos por la compactación. Por su parte la etapa de falla permitió revisar las características esfuerzo-deformación y compararlas con las de los ensayos  $\overline{UU}$ . Asimismo, en esta etapa del trabajo se consideró de interés examinar la influencia del método de compactación, por lo que el suelo MH-Necaxa se compactó por amasado y por impactos.

##### 4.3.1 Procedimiento de ensaye

Del suelo SC-Chicoasén sólo se compactó por amasado 25-10-10 un espécimen del lado seco y otro del húmedo. Del suelo MH-Necaxa se compactaron por amasado 18-20-10, tres especímenes en la rama seca y tres en la húmeda; se prepararon otras muestras por

impactos con una energía de  $6.06 \text{ kg-cm/cm}^3$  (Proctor estándar). Todos los especímenes se compactaron en los moldes plásticos ya descritos.

La saturación de las probetas se efectuó de la misma manera que para los ensayos triaxiales no drenados, aunque la permanencia en el tanque con agua a presión fue mayor en los especímenes MH-Necaxa, rebasándose en promedio los tres meses. Como en los ensayos anteriores, la etapa final de saturación se efectuó en la cámara triaxial, en donde se midió el coeficiente B de Skempton para estimar su grado de saturación.

El proceso de consolidación se registró midiendo los cambios volumétricos que experimentan las probetas, mediante una bureta de 0.05 cc de sensibilidad. Se usó agua y aceite de silicón para transmitir la contrapresión a través de una fase líquida continua.

#### 4.3.2 Curvas de consolidación isotrópica

SC-Chicoasén. En la tabla 4.4 se presentan los datos más relevantes de los especímenes compactados por amasado en la rama seca y en la húmeda; en la fig 4.5 se muestran sus curvas de consolidación isotrópica. La diferencia en la forma de las curvas es muy notable; mientras la probeta compactada en el lado seco se consolida rápidamente, la densificada del lado húmedo requiere un lapso mucho mayor. Esto muestra la enorme diferencia en el coeficiente de permeabilidad, cuya determinación se realizó redibujando las curvas de consolidación en un diagrama de cambios volumétricos contra la raíz cuadrada del tiempo, fig 4.6, atendiendo a la sugerencia de Bishop y Henkel (1962). Para probetas sometidas a presión isotrópica y con drenaje sólo por la base, estos investigadores determinan primeramente el coeficiente de consolidación,  $c_v$ , mediante la ecuación siguiente:

$$c_v = \frac{\pi h^2}{t \cdot 100} \quad (4.1)$$

Tabla 4.4 Condiciones de prueba de los especímenes compactados por amasado y ensayados en compresión consolidada no-drenada

Ensaye	$\sigma'_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	Saturación		Cámara triaxial	CP= $u_0$	B* Skempton	Contenido de agua, en %			Peso volumétrico seco, en g/cm <sup>3</sup>			Grado de saturación, en %			Relación de vacíos		
		CP Kg/cm <sup>2</sup>	Lapso días				$w_c$	$w_e$	$w_f$	$\gamma_{dc}$	$\gamma_{de}$	$\gamma_{df}$	$S_{rc}$	$S_{re}$	$S_{rf}$	$e_c$	$e_e$	$e_f$

MH - NECAXA

AMASADO : 18-20-10

ESPECIMENES COMPACTADOS EN LA RAMA SECA																		
$\overline{CU-1}$	1.0	6.0	84	2	5.0	0.976	32.39	41.99	44.63	1.235	1.220	1.245	70.27	89.36	98.09	1.323	1.349	1.300
$\overline{CU-2}$	3.0	6.0	88	2	3.0	-	31.92	41.71	42.67	1.235	1.219	1.260	69.19	88.42	96.11	1.324	1.354	1.274
$\overline{CU-3}$	5.0	6.0	98	1	4.0	0.940	32.58	42.85	41.85	1.230	1.220	1.290	70.14	90.92	98.09	1.333	1.353	1.224
Valores promedio							32.30	42.18	43.05	1.233	1.220	1.260	69.87	89.57	97.43	1.327	1.352	1.261
Diferencia máxima							0.66	1.14	2.78	0.005	0.002	0.045	1.08	2.50	1.98	0.010	0.005	0.081

ESPECIMENES COMPACTADOS EN LA RAMA HÚMEDA																		
$\overline{CU-4}$	1.0	6.0	20	2	6.0	0.970	44.37	45.48	44.01	1.247	-	1.256	97.78	-	98.24	1.302	-	1.286
$\overline{CU-5}$	3.0	6.0	81	2	3.0	0.967	43.43	43.87	41.85	1.258	1.265	1.293	97.26	99.19	99.63	1.282	1.265	1.220
$\overline{CU-6}$	6.5	6.0	77	2	0.0	0.962	43.77	44.73	39.80	1.256	1.255	1.331	97.81	99.83	98.79	1.284	1.286	1.156
Valores promedio							43.86	44.60	41.72	1.254	1.260	1.291	97.62	99.51	98.89	1.289	1.277	1.220
Diferencia máxima							0.94	1.61	4.21	0.011	0.009	0.075	0.55	0.64	1.39	0.020	0.016	0.130

SC - CHICOASEN

AMASADO : 25-10-10

$\overline{CU-7}, S^{\#}$	1.0	6.0	14	1	6.0	0.997	11.10	16.96	16.84	1.830	1.809	1.863	60.28	89.04	96.53	0.508	0.525	0.481
$\overline{CU-8}, H^{\dagger}$	1.0	6.0	8	2	6.0	0.999	14.55	14.83	14.02	1.945	1.938	1.975	95.84	96.50	97.35	0.419	0.424	0.400

\* Valores medidos de 3 a 5, 1.5 a 4, 6 a 7, 2 a 3, 3, a 3.5, 6 a 7 y 6 a 7 Kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente, según como aparecen

# Espécimen compactado en la rama seca ; † Espécimen compactado en la rama húmeda

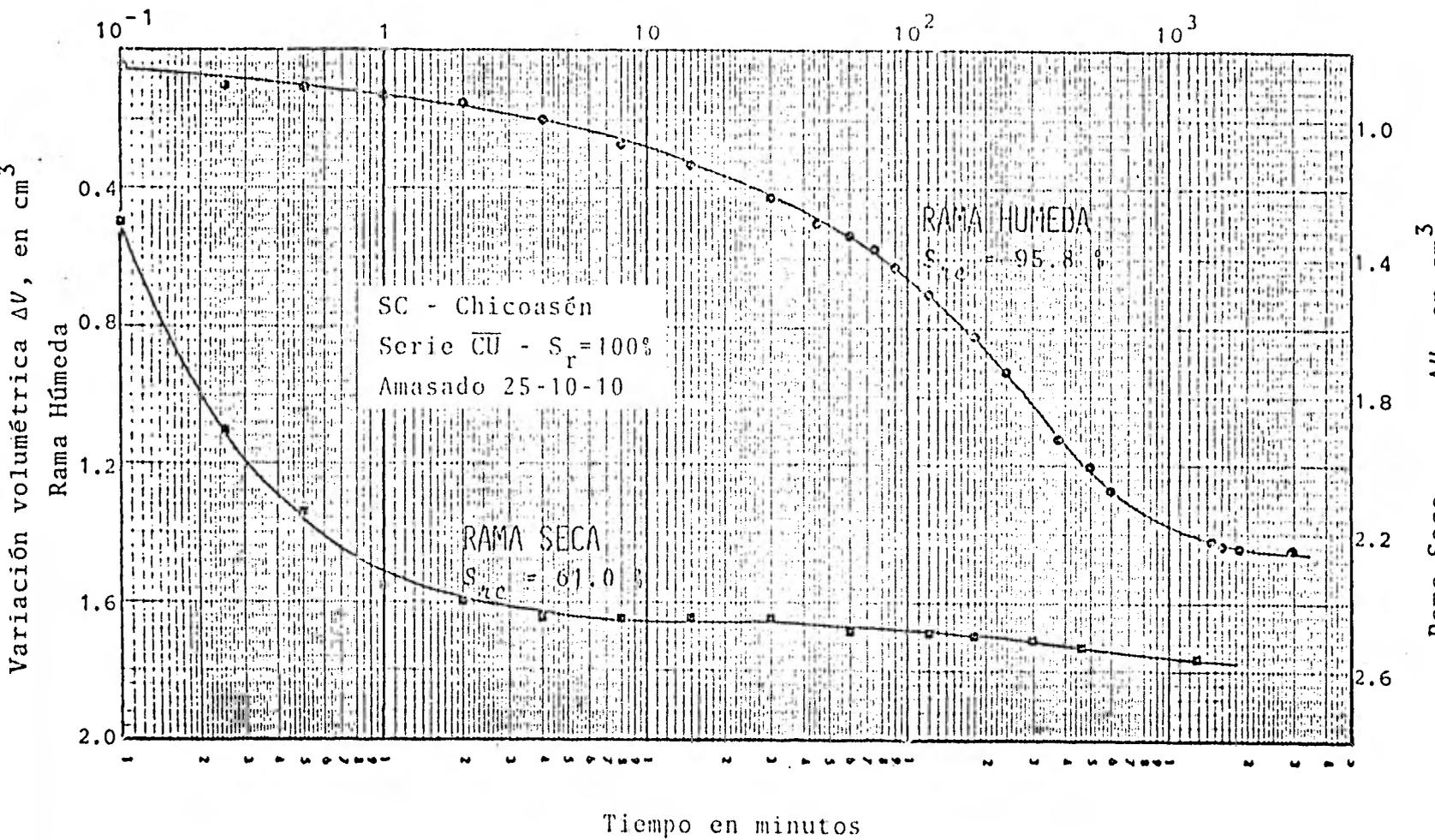


Fig 4.5 Curvas de consolidación isotérmica de especímenes saturados compactados en las ramas seca y húmeda. SC-Chicoasén

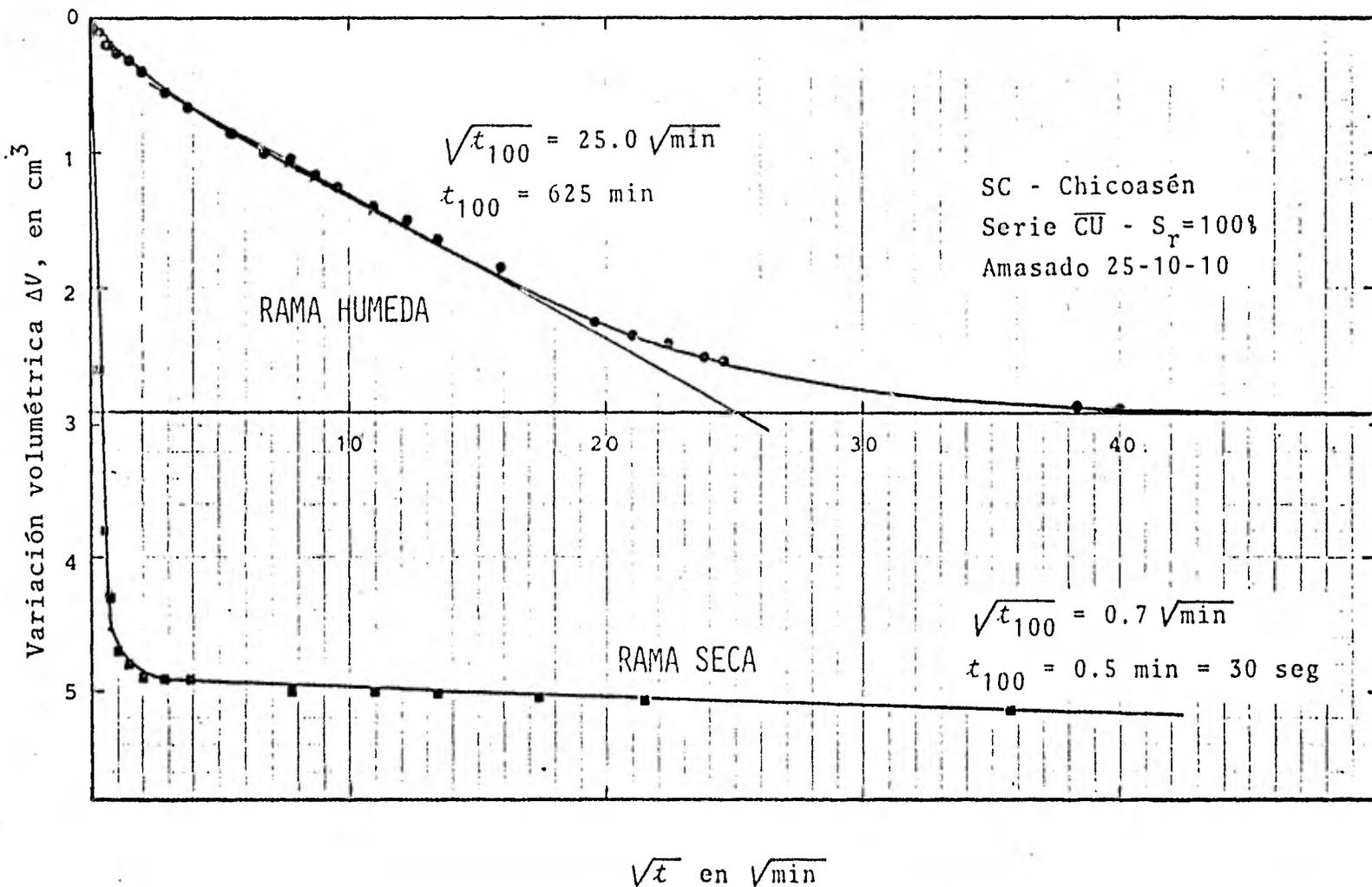


Fig 4.6 Curvas de consolidación isotrópica en diagrama  $\Delta V$  vs  $\sqrt{t}$   
 SC-Chicoasén

donde  $h$  es la altura del espécimen y el  $t_{100}$  se obtiene como se indica en la fig 4.6. Posteriormente, el coeficiente de permeabilidad,  $k$ , se obtiene como:

$$k = \gamma_w c_v m_v \quad (4.2)$$

donde  $m_v$  es el coeficiente de variación volumétrica, el que a su vez se determina con los datos de la consolidación:

$$m_v = \frac{\Delta e}{1 + e_e} \frac{l}{\Delta \sigma} \quad (4.3)$$

Los valores obtenidos del coeficiente de permeabilidad del suelo SC-Chicoasén difieren en tres órdenes de magnitud, como se indica enseguida:

$$\text{Espécimen del lado seco : } k_d = 2.4 (10)^{-4} \text{ cm/seg}$$

$$\text{Espécimen del lado húmedo : } k_h = 10^{-7} \text{ cm/seg}$$

MH-Necaxa. En las tablas 4.4 y 4.5 se presentan los datos más relevantes de los especímenes compactados por amasado y por impactos, respectivamente. Las presiones isotrópicas ( $\sigma_3^1$ ) de consolidación fueron 1,3 y 5 ó 6.5 kg/cm<sup>2</sup>; para dar las presiones más altas hubo necesidad de reducir la contrapresión ( $CP=u_o$ ) durante la etapa de falla a valores de 3 ó 5 kg/cm<sup>2</sup>, ya que el equipo neumático utilizado no suministra más de 10 kg/cm<sup>2</sup>; es posible que ésto haya producido una ligera reducción en el grado de saturación de los especímenes.

En las figs. 4.7 y 4.8 se muestran las curvas típicas de consolidación de los especímenes compactados por amasado e impactos, respectivamente, para una presión  $\sigma_3^1 = 3 \text{ kg/cm}^2$ ; se aprecia una gran semejanza con las curvas de consolidación del suelo SC-Chi-

Tabla 4.5 Condiciones de prueba de los especímenes compactados por impactos y ensayados en compresión triaxial consolidada no-drenada. MH-Neacaxa.

ENERGIA PROCTOR ESTANDAR,  $E_c = 6.06 \text{ Kg-cm/cm}^3$

Ensaye	$\sigma'_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	Saturación		Cámara No.	CP= $u_0$	B* Skempton	Contenido de agua, en %			Peso volumétrico seco en g/cm <sup>3</sup>				Grado de saturación en %				Relación de vacíos			
		CP Kg/cm <sup>2</sup>	Lapso días				$w_c$	$w_e$	$w_f$	$\gamma_{dc}$	$\gamma_{de}$	$\gamma_{d,co}$	$\gamma_{df}$	$S_{\lambda c}$	$S_{\lambda e}$	$S_{\lambda,co}$	$S_{\lambda f}$	$e_c$	$e_e$	$e_{co}$	$e_f$
<b>ESPECIMENES COMPACTADOS EN LA RAMA SECA</b>																					
$\overline{\text{CU-9}}$	1.0	6.0	93	1	4.0	0.994	33.40	41.68	44.44	1.246	1.224	No hubo reconsolidación	1.246	73.6	89.0	No hubo reconsolidación	97.80	1.302	1.344	No hubo reconsolidación	1.303
$\overline{\text{CU-10}}$	3.0	6.0	92	2	3.0	0.982	33.90	41.40	42.57	1.242	1.225	No hubo reconsolidación	1.272	74.19	88.53	No hubo reconsolidación	97.20	1.311	1.342	No hubo reconsolidación	1.257
$\overline{\text{CU-11}}$	6.5	6.0	97	2	1.5	0.974	33.11	42.87	40.56	1.250	1.210	No hubo reconsolidación	1.294	73.36	89.73	No hubo reconsolidación	95.61	1.29	1.37	No hubo reconsolidación	1.217
Valores promedio							33.47	41.98	42.52	1.246	1.220	No hubo reconsolidación	1.270	73.72	89.06	No hubo reconsolidación	96.89	1.30	1.352	No hubo reconsolidación	1.259
Diferencia máxima							0.79	1.47	3.88	0.008	0.015	No hubo reconsolidación	0.048	0.83	1.19	No hubo reconsolidación	2.25	0.016	0.029	No hubo reconsolidación	0.085
<b>ESPECIMENES COMPACTADOS EN LA RAMA HUMEDA</b>																					
$\overline{\text{CU-12}}$	1.0	6.0	99	2	5.0	0.977	42.36	43.80	41.56	1.251	1.256	no recon	1.271	94.00	98.09	no recon	94.89 (?)	1.293	1.282	no recon	1.257
$\overline{\text{CU-13}}$	3.0	6.0	104	1	4.0	0.962	42.15	43.57	39.70	1.256	1.256	1.253	1.266	94.18	97.27	+	97.62	1.284	1.285	1.191	1.167
$\overline{\text{CU-14}}$	5.0	6.0	109	2	4.0	0.970	42.48	43.91	39.45 39.13	1.243	1.254	1.328	1.350	93.17	97.77	97.53	99.82	1.308	1.289	1.161	1.125
Valores promedio							42.33	43.78	40.13	1.250	1.256		1.296	93.78	97.71		98.72	1.295	1.285		1.183
Diferencia máxima							0.33	0.34	2.43	0.013	0.004		0.084	1.01	0.82		2.20	0.024	0.007		0.132

\* Medidos al cambiarse la presión confinante de 2 a 4, 2 a 3, 0.5 a 1.5, 5 a 6, 3 a 4 y 3 a 4 Kg/cm<sup>2</sup>, correspondientemente, de los ensayos CU-9 al CU-16.

# El subíndice co indica las condiciones de la probeta reconsolidada

+ No se desmontó la probeta

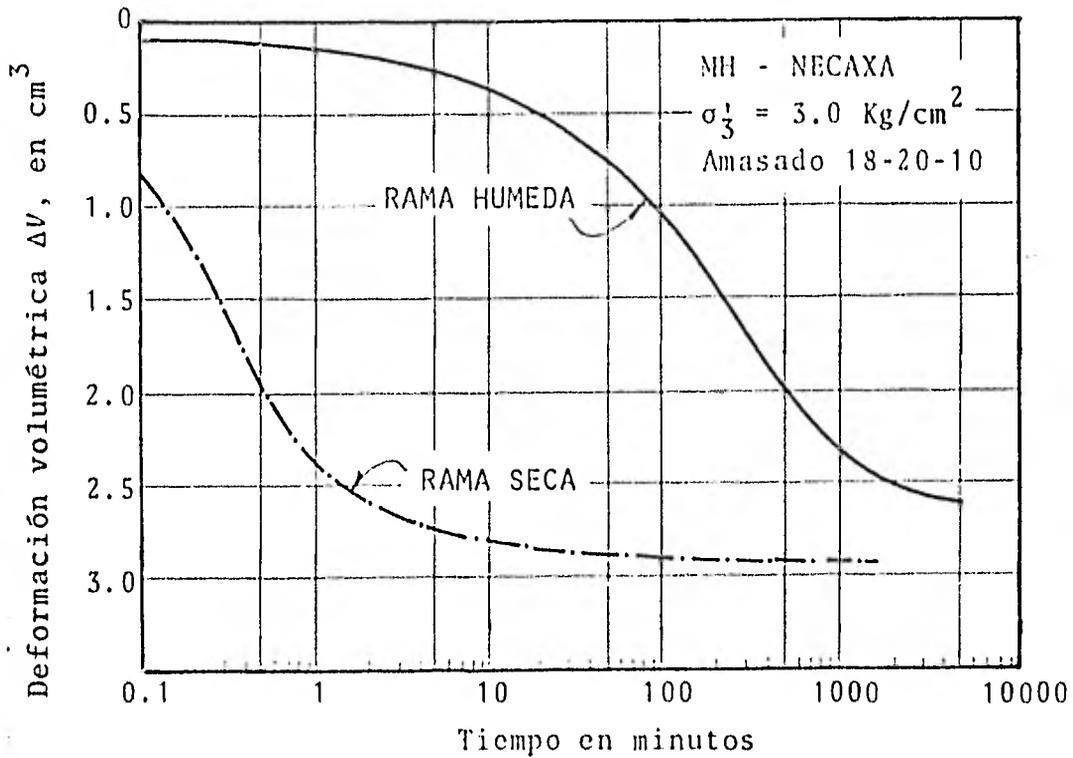


Fig 4.7 Curvas de consolidación isotrópica de especímenes saturados, compactados por amasado en las ramas seca y húmeda.

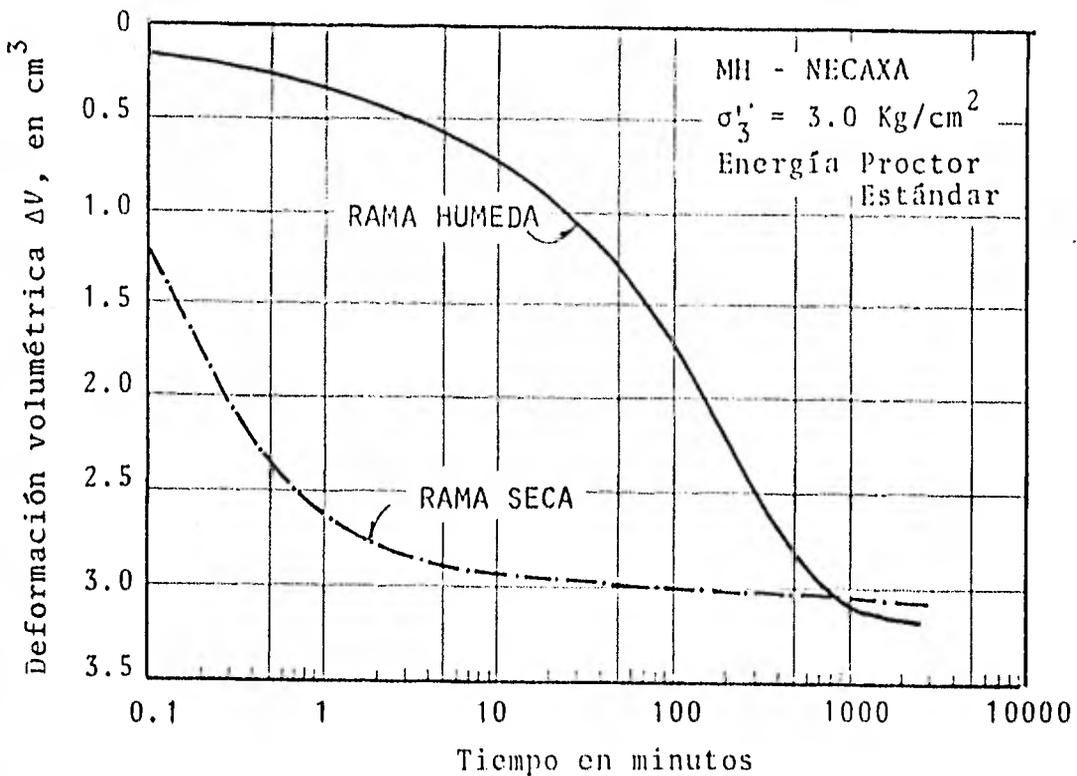


Fig 4.8 Curvas de consolidación isotrópica de especímenes saturados, compactados por impactos en las ramas seca y húmeda.

coasén (fig 4.5). Por otra parte, las curvas de consolidación de los suelos MH-Necaxa compactados por dos métodos diferentes, no exhiben discrepancias significativas. En la tabla 4.6 se resumen los parámetros de consolidación, calculados con las ecuaciones 4.1 a 4.3.

Las probetas compactadas por impactos del lado seco resultaron ligeramente más permeables que las compactadas por amasado; esta diferencia aumenta en las compactadas del lado húmedo hasta duplicarse su coeficiente de permeabilidad. De igual manera que en el suelo SC, en el suelo MH-Necaxa se tienen diferencias en los valores de  $k$  de tres órdenes de magnitud, entre los especímenes seco y húmedo, independientemente del tipo de compactación.

En lo referente a la compresibilidad, los especímenes compactados por impactos secos y húmedos, tienen prácticamente el mismo  $m_v$ ; los compactados por amasado del lado seco son casi el doble de compresibles que los del lado húmedo. Los especímenes del lado seco compactados por impactos y por amasado, son igualmente compresibles; comparando los del lado húmedo, la compresibilidad de los compactados por impactos resultó aproximadamente del doble que la de los densificados por amasado. En la fig 4.9 se presentan las curvas de compresibilidad de los especímenes ensayados, en donde se ratifica lo antes señalado. Se consideró como relación de vacíos inicial de cada serie al promedio de los valores iniciales de los tres especímenes; los valores subsecuentes de  $e$  se obtuvieron al restar de aquel valor inicial, el decremento  $\Delta e$  sufrido por las diferentes probetas al aplicarles su correspondiente incremento de esfuerzo  $\sigma'_3$ .

A juzgar por los resultados anteriores, puede decirse que no difiere la estructura de los especímenes compactados en la rama seca si se les densifica por impactos o por amasado. Asimismo, puede afirmarse que la diferencia entre estructuras es mucho más notoria al revisar la permeabilidad al agua que la compresibilidad.

Tabla 4.6 Parámetros de consolidación isotrópica. Ensayes  $\overline{CU}$

MH - NECAXA

Método de compactación	Rama	Insaye No.	Presión confinante efectiva $\sigma_3'$ Kg/cm <sup>2</sup>	Relación de vacíos inicial $e_i$	Coefficiente de variación volumétrica $m_v$ cm <sup>2</sup> /Kg	Coefficiente de consolidación $c_v$ cm <sup>2</sup> /seg	Coefficiente de permeabilidad $k$ cm/seg
AMASADO 18-20-10	SECA	$\overline{CU-1}$	1.0	1.349	0.0185	1.89	$3.5 \times 10^{-5}$
		$\overline{CU-2}$	3.0	1.354	0.0116	2.36	$2.7 \times 10^{-5}$
		$\overline{CU-3}$	5.0	1.353	0.0115	0.95	$1.1 \times 10^{-5}$
	HUMEDA	$\overline{CU-4}$	1.0	-	0.006 estimado	0.006	$3.7 \times 10^{-8}$
		$\overline{CU-5}$	3.0	1.269	0.0072	0.0041	$3.0 \times 10^{-8}$
		$\overline{CU-6}$	6.5	1.286	0.0087	0.0021	$1.8 \times 10^{-8}$
IMPACTOS E = 6.06 Kg-cm/cm <sup>3</sup>	SECA	$\overline{CU-9}$	1.0	1.344	0.0175	2.91	$5.1 \times 10^{-5}$
		$\overline{CU-10}$	3.0	1.342	0.0121	3.44	$4.2 \times 10^{-5}$
		$\overline{CU-11}$	6.5	1.371	0.0100	0.63	$0.6 \times 10^{-5}$
	HUMEDA	$\overline{CU-12}$	1.0	1.282	0.0142 0.0035	0.00713 0.00398	$10 \times 10^{-8}$ $1.4 \times 10^{-8}$
		$\overline{CU-13}$	3.0	1.286	0.0138 0.0036	0.00473 0.0027	$6.5 \times 10^{-8}$ $10^{-8}$
		$\overline{CU-14}$	5.0	1.289	0.0112 0.0033	0.00344 0.0151	$3.8 \times 10^{-8}$ $5 \times 10^{-8}$

NOTAS: ENSAYE  $\overline{CU-12}$ . Los valores de  $m_v$ ,  $c_v$  y  $k$  indicados en segundo lugar, corresponden a la probeta reconsolidada después de haberse fallado.

ENSAYE  $\overline{CU-13}$ . Consolidado el espécimen con  $\sigma_3'$ , se llevó al 75% de la falla (Fig 4.14) permitiendo uniformización de  $(u-u_0)$  en todo el espécimen. Posteriormente se descargó y se reconsolidó con el mismo  $\sigma_3'$ ; los valores señalados en segundo lugar corresponden a esta última condición. La recarga (rama d de la Fig 4.18) se aplicó con incrementos de esfuerzo desviador a cada diez minutos.

ENSAYE  $\overline{CU-14}$ . Consolidado el espécimen con  $\sigma_3'$ , se aplicó el primer incremento de  $(\sigma_1-\sigma_3)$  y al no estabilizarse la presión de poro, pudo detectarse la permeabilidad de las membranas; se cambiaron éstas y se reconsolidó el espécimen. Los valores indicados en segundo lugar, pertenecen a la segunda etapa de consolidación.

De acuerdo con la sugerencia del Dr E Juárez B, los pares coordenados  $(\sigma_3', e)$  pueden ajustarse a la ecuación de compresibilidad siguiente, que propone para arcillas y limos plásticos (Juárez-1981):

$$\frac{V}{V_1} = \left[ \frac{\sigma}{\sigma_1} \right]^{-\gamma} \quad (4.4)$$

donde  $V_1$  es un volumen conocido para un esfuerzo pequeño  $\sigma_1 \neq 0$ ;  $V$  es el volumen para el esfuerzo  $\sigma$  y  $\gamma$  es lo que el Dr Juárez Baidillo denomina coeficiente de compresibilidad no-lineal, el cual está relacionado con el coeficiente de variación volumétrica,  $m_v$ , mediante la expresión  $m_v = \gamma/\sigma$ . Al tomar los valores  $e_1$  para  $\sigma_1 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$  en ambas ramas y los de  $e$  para  $\sigma = 6.0$  y  $5.0 \text{ kg/cm}^2$  en las ramas seca y húmeda, respectivamente, se obtiene que  $\gamma = 0.0265$  para el lado seco y  $0.027$  para el húmedo. Las coordenadas de las curvas teóricas se definen con la ecuación de la fig 4.9. Al comparar las curvas teóricas con los valores observados se aprecian diferencias significativas, sobre todo en la rama seca y en general a esfuerzos reducidos; ésto último se debe a la condición inicial hipotética impuesta de que  $V_0 = \infty$  para  $\sigma_0 = 0$ .

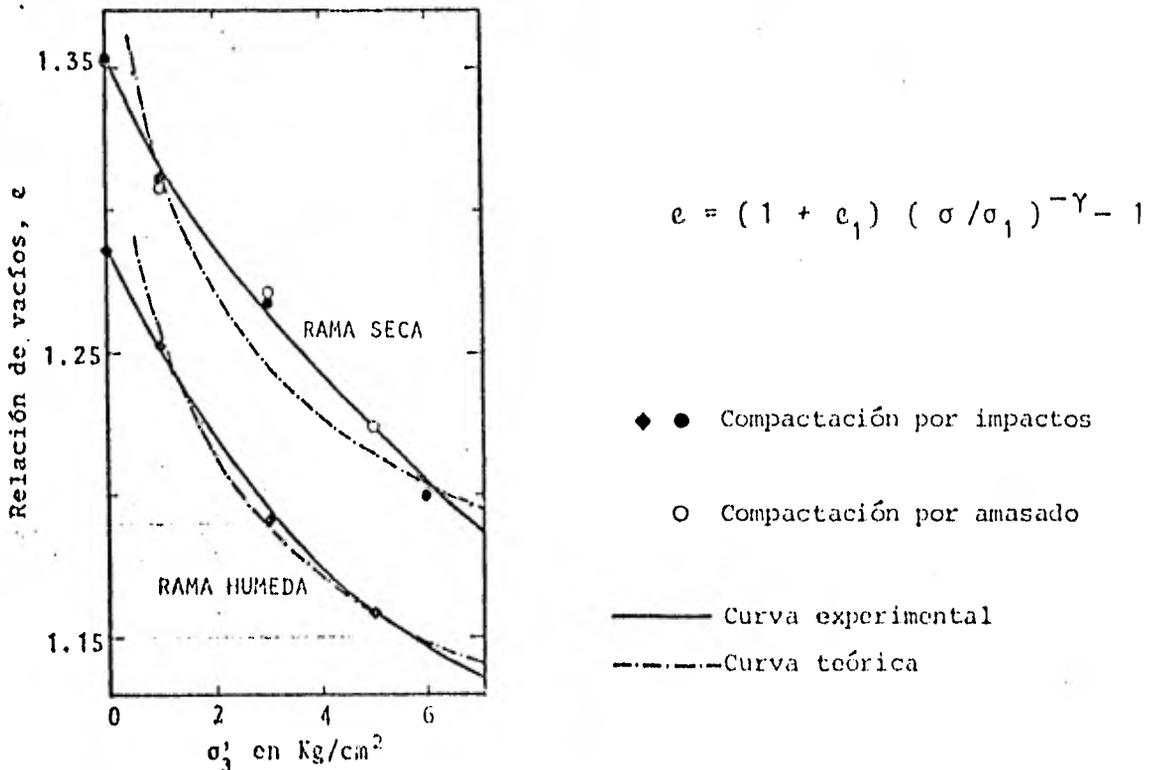


Fig 4.9 Curvas de compresibilidad de especímenes compactados. Consolidación isotrópica, MH-Necaxa

### 4.3.3 Características de las curvas esfuerzo-deformación

SC-Chicoasén. La diferencia entre las curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  de los especímenes del lado seco y de los del húmedo de las pruebas  $\overline{UU}$  (fig 4.4), es todavía más notable en los ensayos  $\overline{CU}$ . En la fig 4.10 se muestra el comportamiento elasto-plástico casi perfecto del espécimen compactado del lado seco, en tanto que el preparado en la rama húmeda se muestra plástico pero rigidizándose con la deformación; el primero exhibe el punto de fluencia con una deformación axial de 1%, en tanto que el segundo muestra deformaciones a la falla superiores al 20%.

Aun teniendo presente que el peso volumétrico seco de los dos especímenes difirió apreciablemente (tabla 4.4), es notable que la probeta de la rama húmeda haya alcanzado un esfuerzo desviador dos y media veces más grande que la de la rama seca. En general, se repite el comportamiento que mostró el suelo SC al ensayarlo en pruebas no-consolidadas. Asimismo, se agregan elementos de juicio que apoyan la hipótesis de que la estructura impartida a los suelos durante la compactación, no se pierde por procesos de saturación y consolidación isotrópica.

Por otra parte, el desarrollo de la presión de poro y su medición durante la etapa de falla, merecen análisis. El tiempo teórico necesario para alcanzar un 95% de uniformidad de la presión de poro en todo el espécimen, durante toda la etapa de falla, se puede definir con la ecuación siguiente (Josseaume-1971), que es válida para una probeta cilíndrica con dren por la base, únicamente, y sin papel filtro en su cara lateral:

$$t_{95} = \frac{1.67 h^2}{c_v} = 0.53 t_{100} \quad (4.5)$$

donde  $h$  es la altura efectiva; atendiendo a la condición de frontera en lo que a drenaje se refiere, en este caso,  $h = 8.5$  cm, que es la altura real del espécimen;  $t_{100}$  es el tiempo teórico para

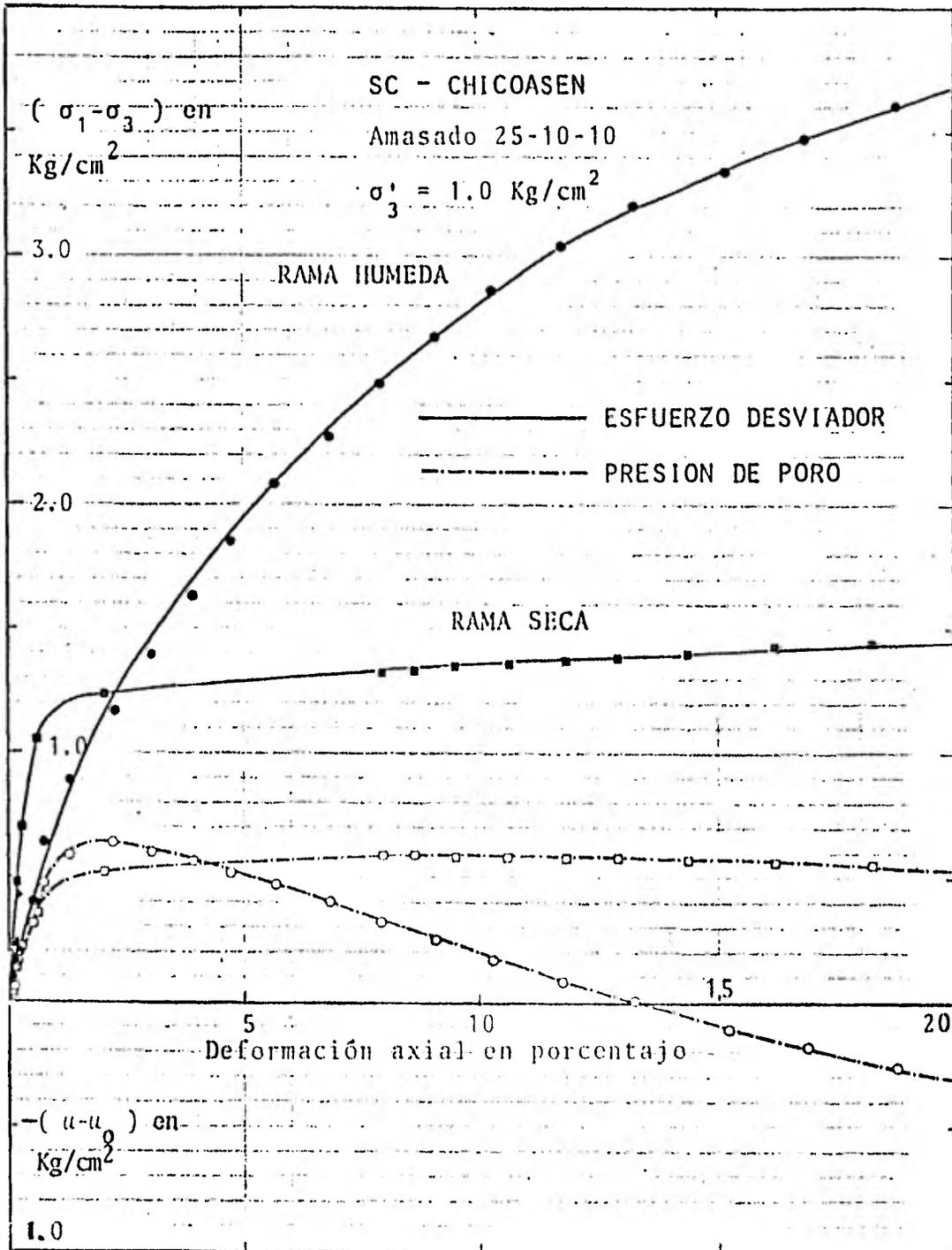


Fig 4.10 Curvas esfuerzo-deformación de los especímenes saturados SC-Chicoasén, sometidos a compresión triaxial  $\overline{CU}$

concluir la consolidación primaria en una prueba de compresión isotrópica.

En el caso del suelo SC-Chicoasén, para los especímenes de la rama seca  $t_{95} = 15.6$  segundos (ver fig 4.6 para el  $t_{100}$ ), el cual se cumplió ampliamente. Por su parte, el valor de  $t_{95}$  teóricamente requerido en las probetas del lado húmedo es de 330 minutos. Sin embargo, durante los ensayos se notó una pronta estabilización de la presión de poro después de aplicar los incrementos de esfuerzo desviador; por tal motivo, se optó por aplicar tales aumentos de esfuerzo cortante a cada quince minutos, con lo que la etapa de falla tomó aproximadamente 180 minutos.

A fin de cuantificar el error cometido por la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante, se realizó un ensayo de compresión hidrostática sobre una muestra del suelo SC-Chicoasén, compactada por amasado (25-10-10) y con 2.5% arriba del contenido óptimo de agua; después de mantenerla con  $CP = PC = 6 \text{ kg/cm}^2$ , durante seis días, se aumento la  $PC$  a  $8 \text{ kg/cm}^2$ , se cerró el drenaje y se midió el desarrollo de presión de poro.

En la fig 4.11 se muestra el progreso de  $\Delta u$  con el tiempo. La presión de poro medida a los 10' resulta del 94.7% respecto a la registrada a los 200'; nótese que transcurrido este último lapso,  $\Delta u$  se mantiene casi constante. El resultado anterior parece otorgarle confiabilidad a las mediciones de presión de poro realizadas durante los ensayos  $\overline{CU}$ .

Pareciera que las condiciones de frontera consideradas para calcular los valores antes mencionados del  $t_{95}$ , no se cumplen realmente; tales condiciones de drenaje son determinantes en dicho cálculo. Así por ejemplo, si se considera que la probeta drena por toda su periferia, entonces se aplicaría la ecuación (Josse-aume- 1971):

$$t_{95} = \frac{0.071 h^2}{c_v} \quad (4.6)$$

lo que daría para la muestra húmeda del suelo SC,  $t_{95} = 14.1$  minutos.

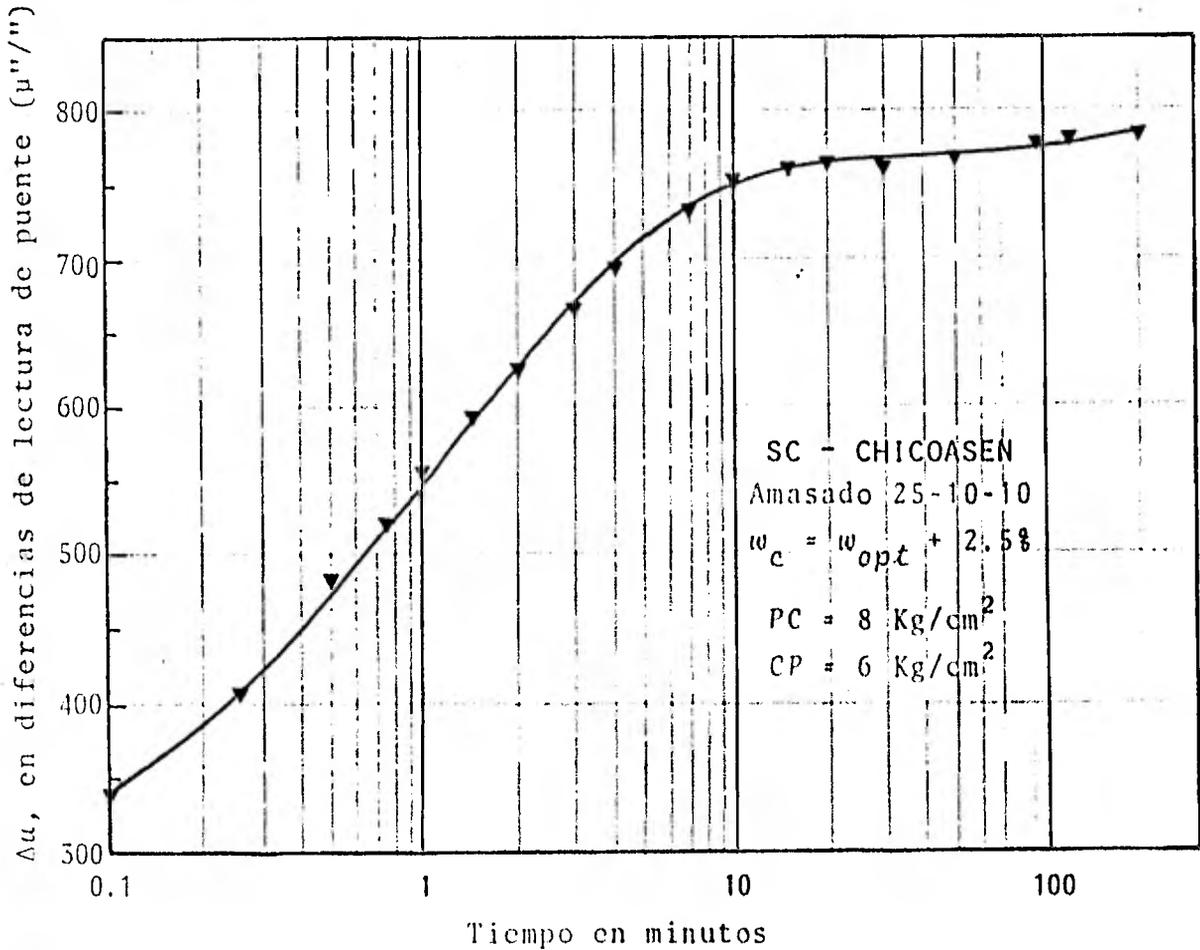


Fig 4.11 Desarrollo de la presión de poro bajo presión hidrostática. SC-Chicoasén

En la fig 4.12a se muestra la variación de la presión de poro ( $u-u_0$ ) durante el incremento del esfuerzo desviador ( $\sigma_1-\sigma_3$ ). Al ensayar el espécimen del lado seco con presión confinante más bien baja, exhibe un comportamiento contractivo parecido al de un suelo normalmente consolidado; se cumple que  $0 < d(u-u_0)/d(\sigma_1-\sigma_3) < 1$ , con valor de 0.28 al inicio de la etapa de falla. El espécimen del lado húmedo desarrolló inicialmente presión de poro positiva, como lo denota la pendiente positiva de 0.85; sin embargo, apro-

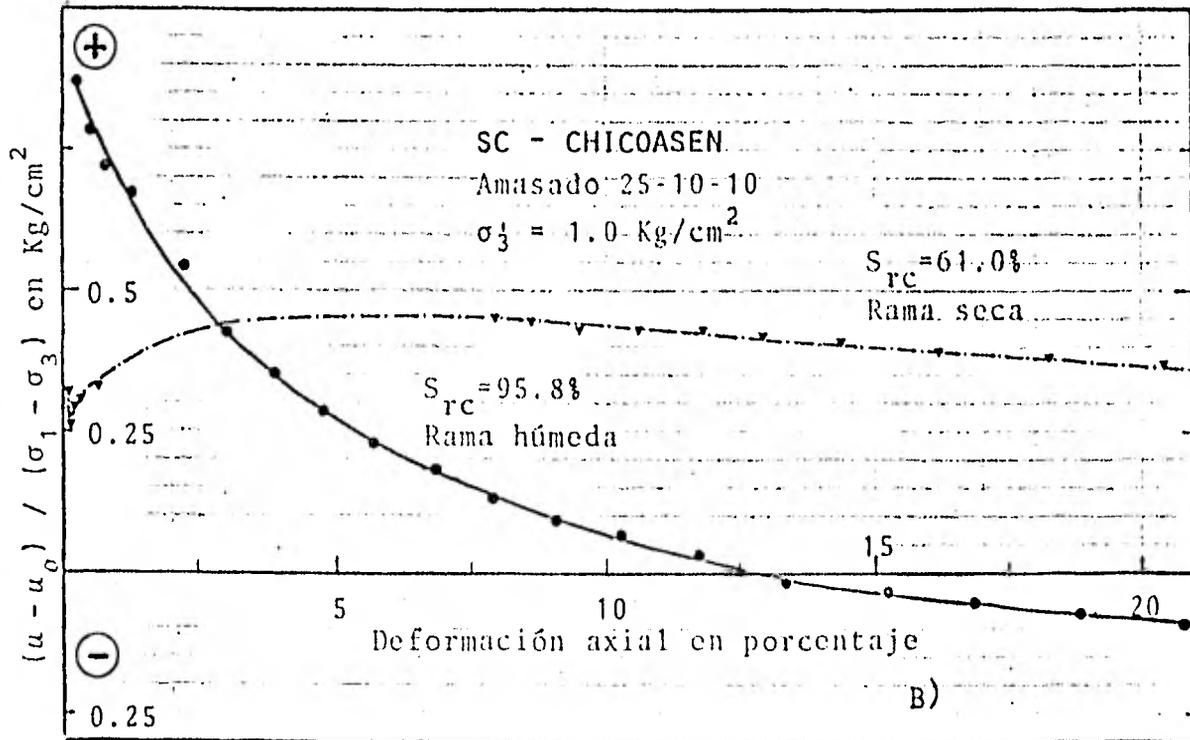
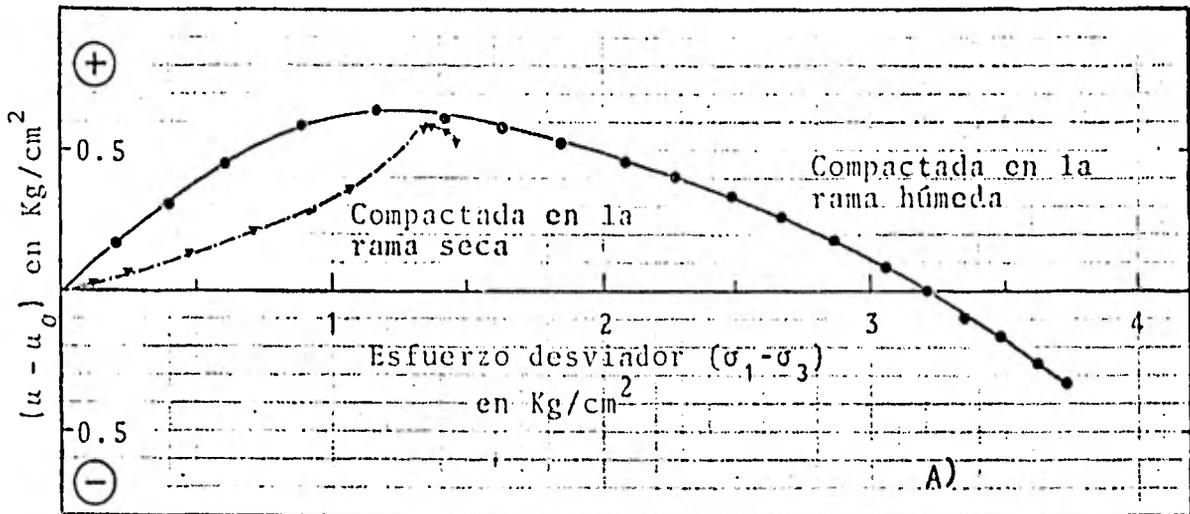


Fig 4.12 Variación de la presión de poro en la etapa de falla del ensaye  $\bar{C}\bar{U}$ . SC-Chicoasén. Compactación por amasado

ximadamente al tercio del esfuerzo desviador de falla que corresponde a una deformación  $\epsilon_z \approx 2.0\%$  (ver fig 4.10), se verifica que  $d(u-u_0) / d(\sigma_1-\sigma_3) = 0$ . A partir de ese punto y conforme crece el cortante, la pendiente es negativa; ello señala un decremento de la presión de poro, que determina valores negativos de ésta cerca del esfuerzo cortante máximo. El comportamiento descrito pertenece a una arcilla dilatante, semejante al que exhibieron los especímenes húmedos al ensayarlos sin consolidación previa (Pruebas  $\overline{UU}$ ).

Los resultados anteriores pueden representarse también con la variación del cociente  $(u-u_0) / (\sigma_1-\sigma_3)$ , con respecto a la deformación axial, como se muestra en la fig 4.12b; este cociente resulta el coeficiente  $A$  de la ecuación de Skempton (1954):

$$\Delta u = B [\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (4.7)$$

MH-Necaxa. Las curvas esfuerzo-deformación-presión de poro del suelo MH-Necaxa se muestran en las figs 4.13 y 4.14, pertenecientes a los compactados por amasado e impactos, respectivamente; se ensayaron con la misma presión confinante efectiva  $\sigma_3'$ . De estas figuras se ha resumido la información que aparece en la tabla 4.7; para calcular los módulos tangente inicial y secante al 50% del esfuerzo de falla se corrigió, cuando fue necesario, la concavidad al inicio de la curva  $\sigma$ - $\epsilon$  debida a muy ligeros ajustes de las probetas al iniciar los ensayos.

Como en el suelo SC (fig 4.10), y en general en los ensayos no consolidados (figs 4.3 y 4.4), las probetas del suelo MH-Necaxa compactadas del lado seco acusan un comportamiento rigidoplástico con límite de fluencia  $(\sigma_1-\sigma_3)_f$  bien definido y a deformaciones axiales bajas (0.8 a 2.7%); por el contrario, en las densificadas del lado húmedo no se define claramente la condición de falla, aumentando la resistencia cortante a deformaciones superiores al 20%.

Los especímenes del lado seco resultaron menos resistentes que los

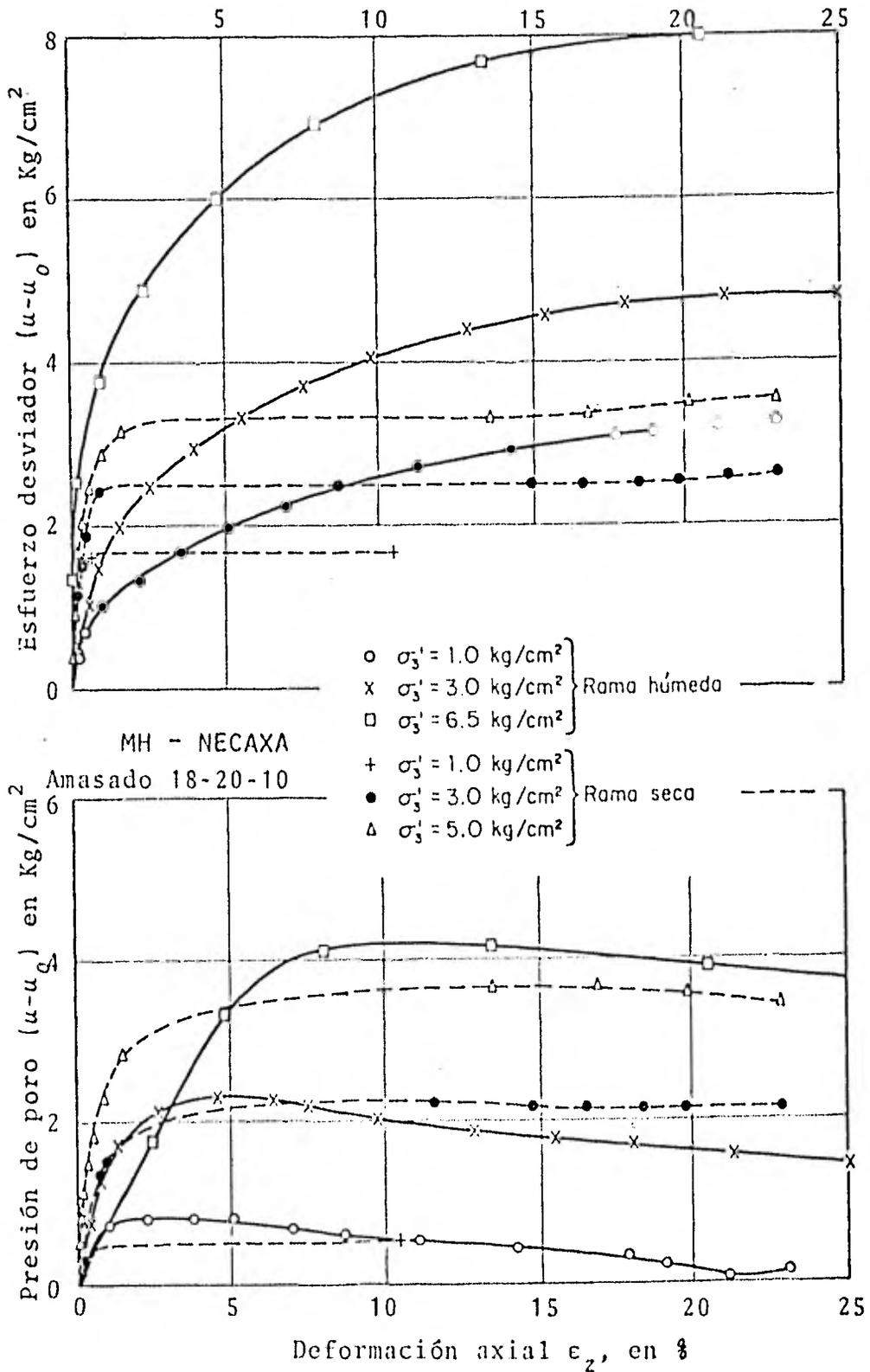
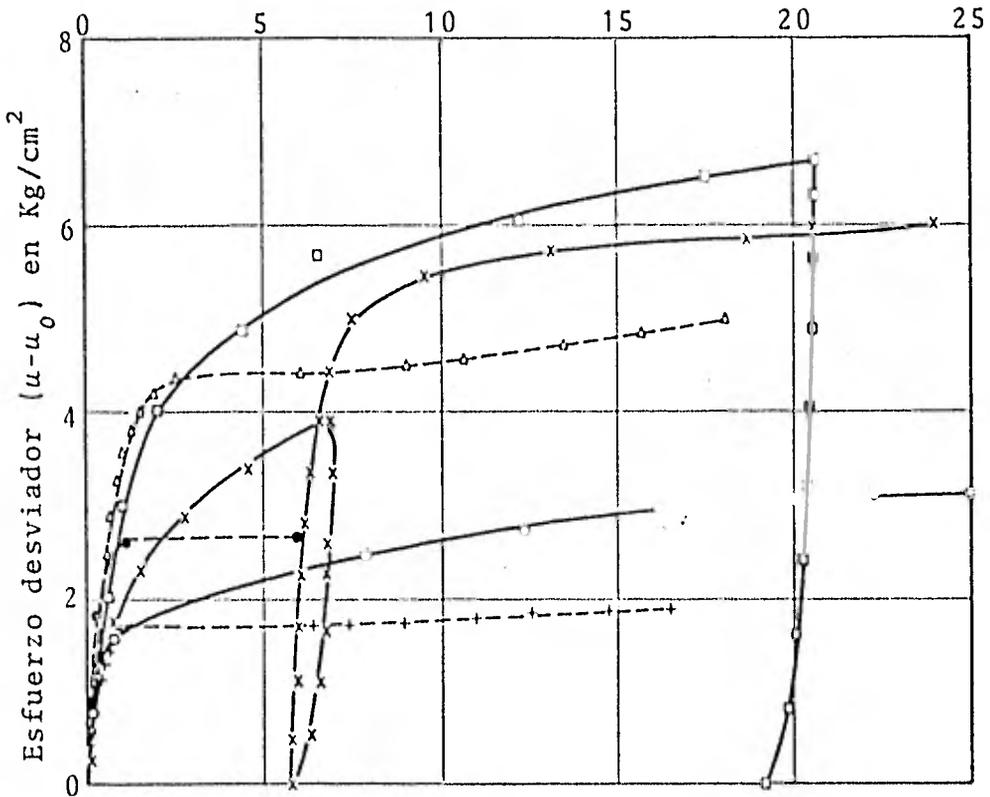


Fig 4.13 Curvas  $\sigma$ - $\epsilon$ - $u$  del suelo saturado MH-Necaxa, compactado en las ramas seca y húmeda con semejante  $\gamma_d$



MH - NECAXA  
 Compactación por impactos  
 $E_d = 6.06 \text{ Kg cm/cm}^3$

- |                                     |                     |
|-------------------------------------|---------------------|
| ○ $\sigma'_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ | } Rama húmeda ———   |
| x $\sigma'_3 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ |                     |
| □ $\sigma'_3 = 5.0 \text{ kg/cm}^2$ |                     |
| + $\sigma'_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ | } Rama seca - - - - |
| ● $\sigma'_3 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ |                     |
| △ $\sigma'_3 = 6.5 \text{ kg/cm}^2$ |                     |

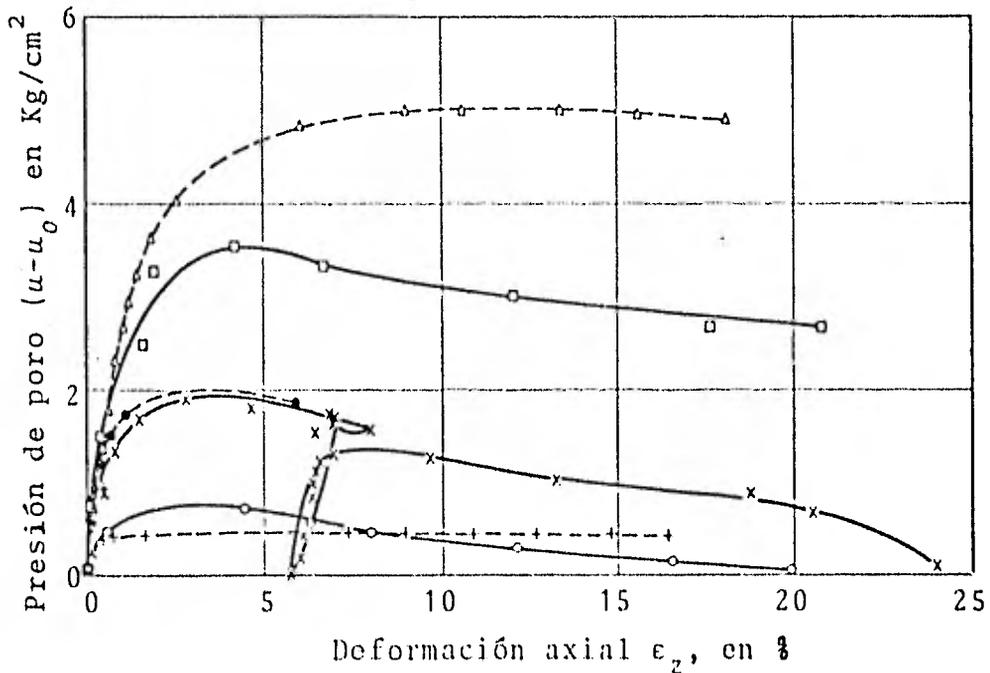


Fig 4.14 Curvas  $\sigma$ - $\epsilon$ - $u$  del suelo saturado MH-Necaxa, compactado por impactos en las ramas seca y húmeda con semejante  $\gamma_d$

Tabla 4.7 Resultados de los ensayos de compresión triaxial  
 CU. Compactación por amasado y por impactos.

MH-NECAXA

CARACTERISTICAS	Presión confinante efectiva, $\sigma_3^1$ en Kg/cm <sup>2</sup> .					
	1.0		3.0		6.5	
	S	H	S	H	S*	H
Módulo tangente inicial, $M_0$ en Kg/cm <sup>2</sup>	614	216	705	488	830	1140
	430	186	1220	318	3800	844
Módulo secante al 50% del esfuerzo de falla, $M_{50}$ en Kg/cm <sup>2</sup>	450	45	515	120	600	340
	300	52	876	155	3200	320
Esfuerzo desviador de fa- lla, $\sigma_1 - \sigma_3$ en Kg/cm <sup>2</sup>	1.64	3.23	2.46	4.80	3.25	8.00
	1.80	3.17	2.63	-	4.50	6.73
Deformación de falla, $\epsilon_f$ en porcentaje	0.8	23.2	1.5	21.3	2.0	20.6
	1.0	25.2	1.2	-	2.7	20.6
Deformación al 50% del esfuerzo de falla, $\epsilon_{50}$ en porcentaje	0.2	3.6	0.3	2.5	0.3	1.25
	0.3	0.6	0.15	-	0.5	1.5

NOTAS: 1. S = Espécimen compactado en la rama seca  
 H = Espécimen compactado en la rama húmeda

2. Los valores superiores corresponden a la compactación por amasado 18-20-10, y los inferiores a la de impactos con energía Proctor estándar

\* La presión confinante del espécimen compactado por amasado fue de 5.0 Kg/cm<sup>2</sup>

del lado húmedo, con ambos tipos de compactación. No se notaron diferencias en la resistencia máxima por los tipos de densificación utilizados, tanto en las probetas secas como húmedas. Los módulos iniciales son definitivamente mayores en los suelos del lado seco que en los del húmedo, con ambos tipos de compactación. Por cierto, en los primeros no queda claro cual de los tipos de densificación da los valores más altos de  $M_0$ , mientras que la compactación por amasado a los especímenes del lado húmedo, les

imparte mayor rigidez inicial ( $M_0$ ) que la de impactos; estas últimas tendencias se pierden conforme crece la deformación, alcanzándose ya valores muy semejantes del módulo secante  $M_{50}$ , con los dos tipos de compactación.

El desarrollo de la presión de poro de los especímenes compactados por amasado y ensayados con presión confinante  $\sigma_3^1 = 1.0$  y  $3.0$   $\text{kg/cm}^2$ , se muestran respectivamente en las figuras 4.15. El comportamiento de los especímenes con la presión confinante baja es muy semejante al del suelo SC-Chicoasén, con condiciones comparables; sin embargo el suelo MH-Necaxa del lado seco acusó una tendencia dilatante durante la fluencia, como lo señala el fuerte aumento de la presión de poro por las deformaciones cortantes, casi sin aumento del esfuerzo desviador; ésto fue más marcado al ensayar el suelo con presión confinante mayor, ver fig 4.15. En esta última figura, se aprecia que la presión de poro ya no alcanza valores negativos, en el espécimen húmedo, cuando la presión confinante es de  $3.0$   $\text{kg/cm}^2$ ; no obstante, se definen valores negativos de  $d(u-u_0) / d(\sigma_1-\sigma_3)$  cerca de la falla denotando una tendencia dilatante. En efecto, como se pone en evidencia en la fig 4.16, conforme aumenta  $\sigma_3^1$ , el coeficiente A de Skempton también aumenta, tanto en los especímenes secos como húmedos.

Por último, en las figs 4.17 y 4.18 se muestran las curvas vectoriales\* de los especímenes compactados por amasado y por impactos, respectivamente. Al respecto parece conveniente recordar que la razón de cambio de la presión de poro con respecto al esfuerzo desviador está relacionada con la pendiente de la curva vectorial como se explica en las figuras 4.19 y 4.20.

\* Una curva vectorial es el lugar geométrico de todos los puntos sobre el diagrama de Mohr, cuyas coordenadas son los esfuerzos cortantes y los esfuerzos normales efectivos actuantes en el plano de falla, durante la etapa de corte. Generalmente se supone que el ángulo  $\alpha_f$  entre el plano de falla y el plano donde actúa el esfuerzo principal mayor es igual a  $(45+\phi/2)$ , donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna.

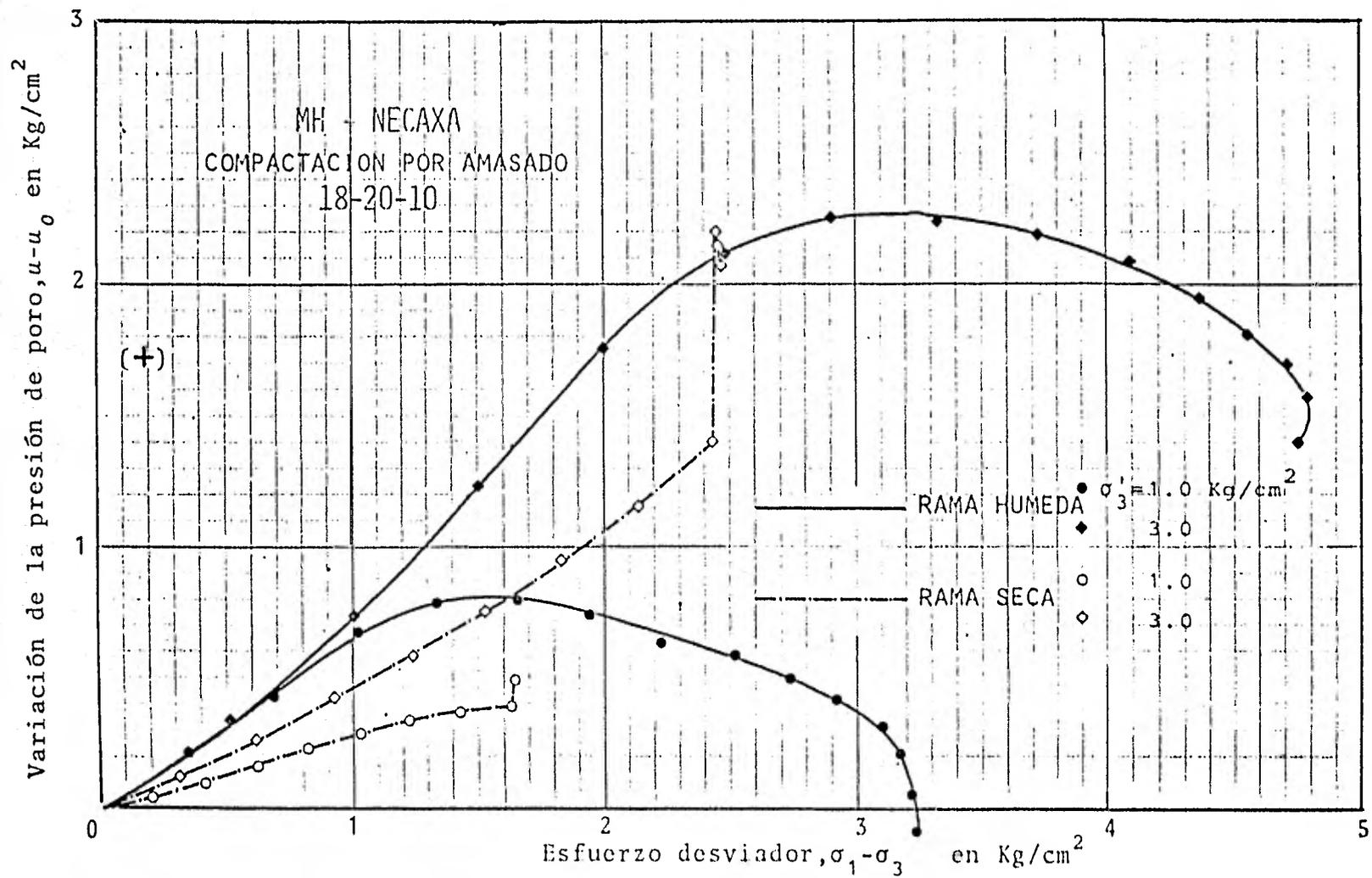


Fig 4.15 Variación de la presión de poro en la etapa de falla de los ensayos  $\overline{CU}$ . MH-Necaxa. Compactación por amasado

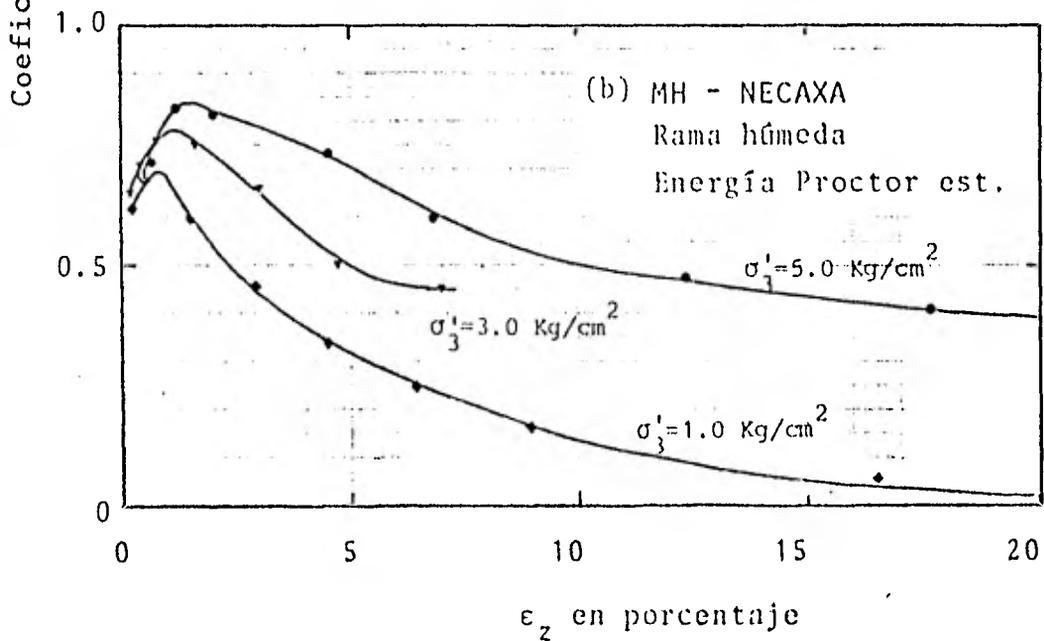
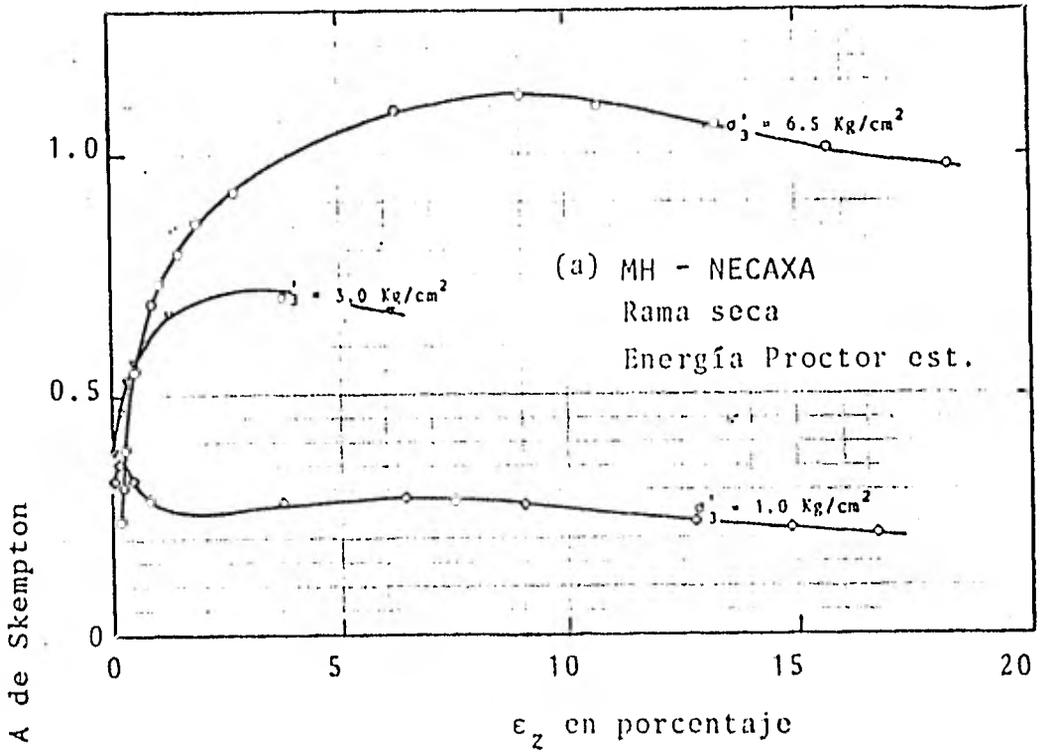


Fig 4.16 Variación del coeficiente A de Skempton según el nivel de esfuerzo. Ensaye  $\overline{CU}$ . Compactación por impactos.

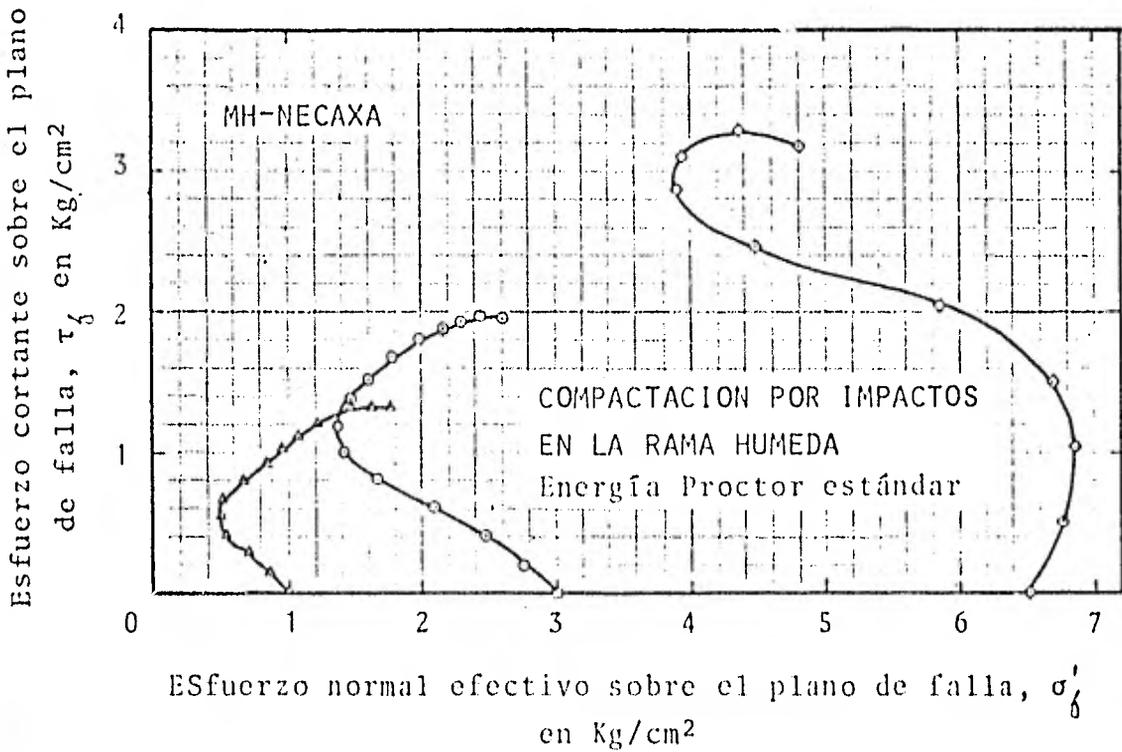
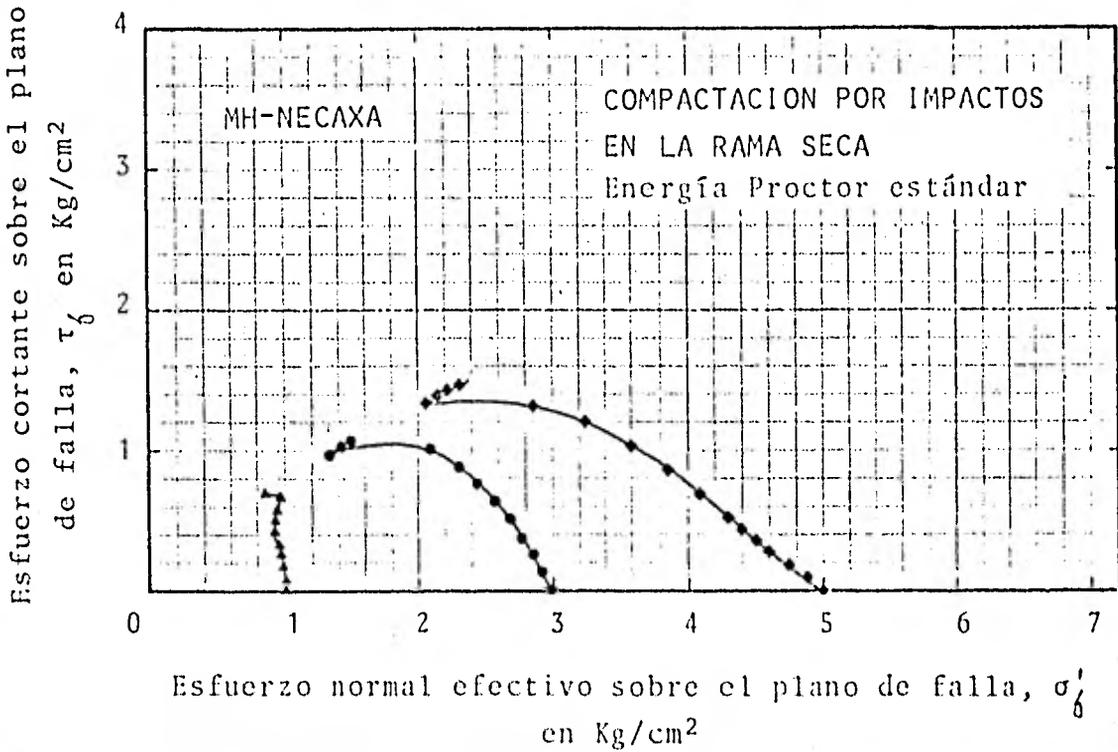


Fig 4.17 Curvas vectoriales en los ensayos  $\bar{CU}$  con los especímenes compactados por amasado. MH-Necaxa

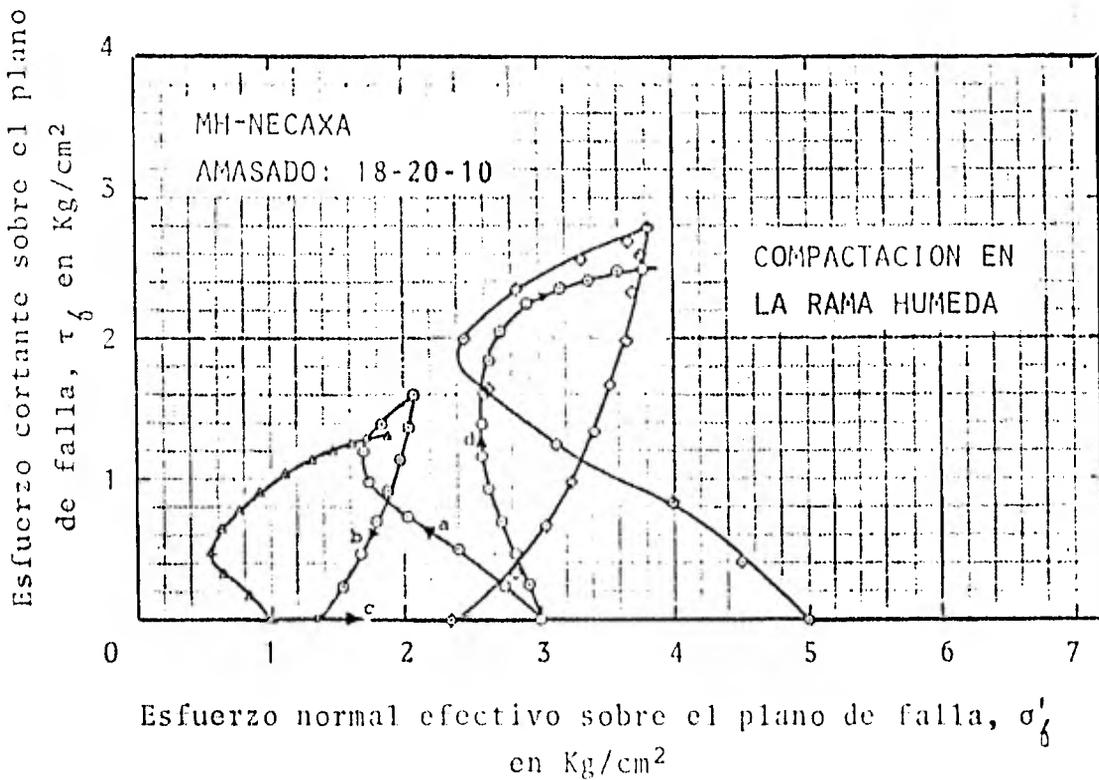
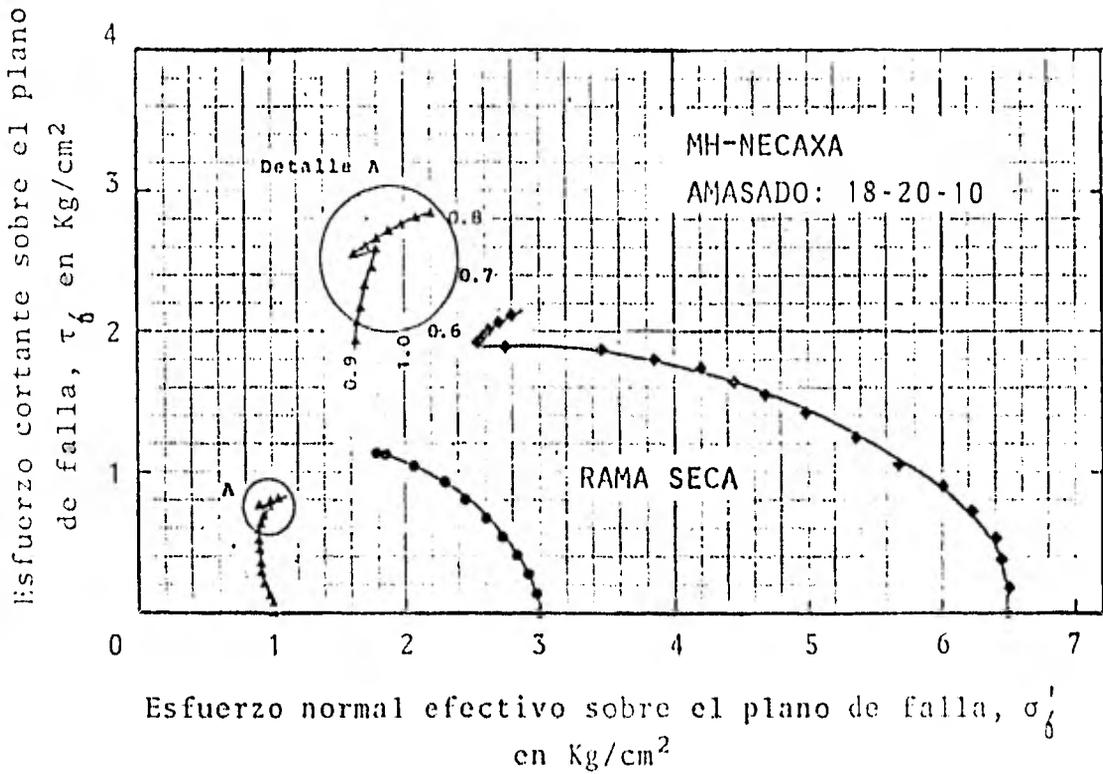
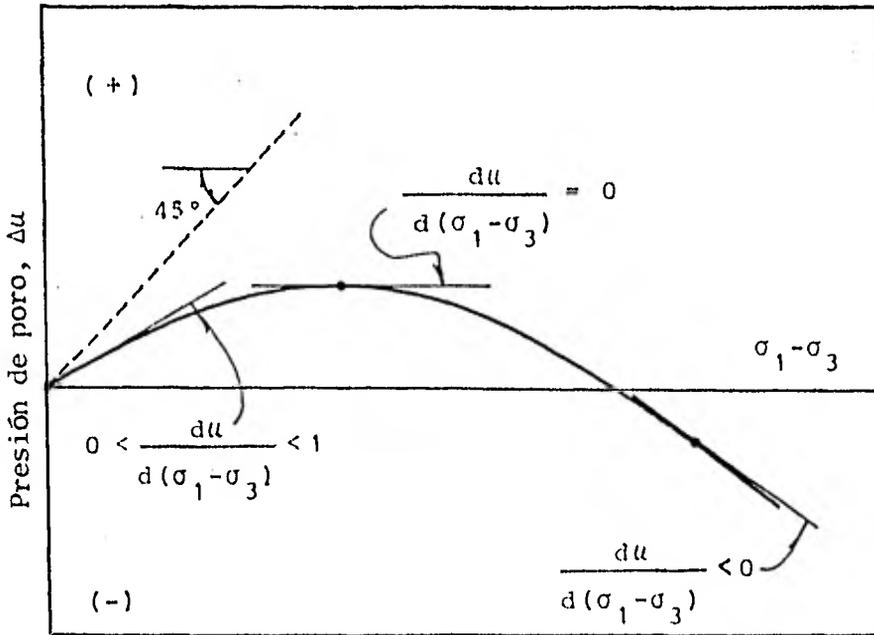
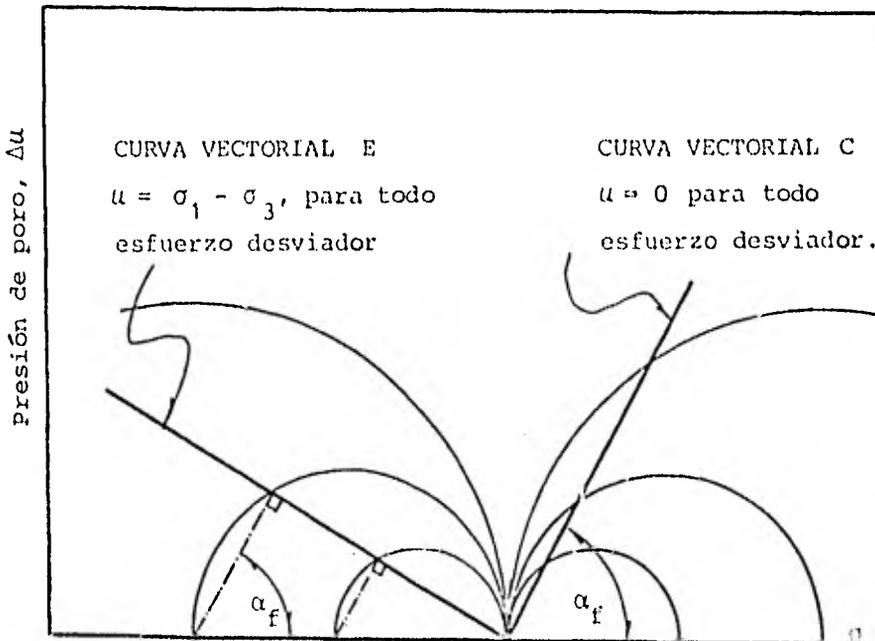


Fig 4.18 Curvas vectoriales en los ensayos  $\bar{CU}$  con los especímenes compactados por impactos, MH-Neecaxa

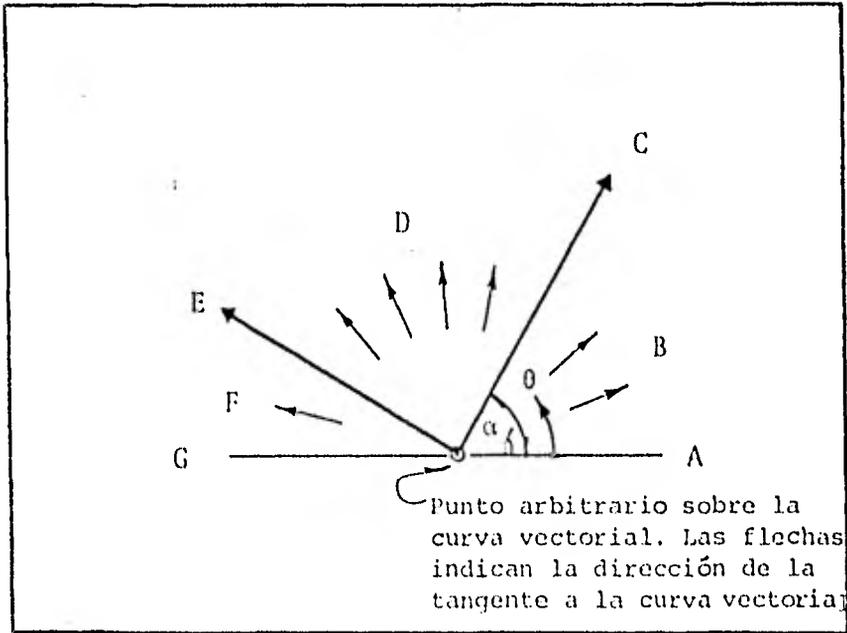


(a) Desarrollo de la presión de poro



(b) Curvas vectoriales hipotéticas en un ensaye  $\overline{CU}$

Fig 4.19 Desarrollo de la presión de poro respecto al esfuerzo desviador y su representación vectorial.

Esfuerzo cortante sobre el plano de falla,  $\alpha_f$ 

 Esfuerzo normal efectivo sobre el plano  $\alpha_f$ 

Pendiente $\theta$ de la tangente a la curva vectorial	Zona en el diagrama de Mohr	$d(u-u_0)/d(\sigma_1-\sigma_3)$	Comportamiento de la presión de poro
$\theta=0$	A	$-\infty$	Disminuye sin ningún cambio en el esf desviador
$0 < \theta < \alpha_f$	B	Negativa	Disminuye conforme aumenta el esfuerzo desviador
$\theta = \alpha_f$	C	Cero	Sin cambio conforme cambia el esfuerzo desviador
$\alpha_f < \theta < (90 + \alpha_f)$	D	Positiva y menor de uno	Aumenta conforme aumenta el esf desviador, pero cada aumento de presión de poro es menor que el aumento de esf desviador
$\theta = 90 + \alpha_f$	E	Uno	Igual aumento al del esfuerzo desviador
$(90 + \alpha_f) < \theta < 180^\circ$	F	Mayor que uno	Aumenta más rápido que el esfuerzo desviador
$\theta = 180^\circ$	G	$+\infty$	Aumenta sin ningún cambio en el esfuerzo desviador

Fig 4.20 Razón de cambio del desarrollo de presión de poro como función de la pendiente de una curva vectorial (Hirschfeld-1963)

## 5. MANIFESTACIONES DEL CAMBIO ESTRUCTURAL EN ESPECIMENES COMPACTADOS DEBIDO AL TIEMPO

### 5.1 Aspectos generales

Uno de los aspectos menos estudiados de los suelos cohesivos compactados (Casagrande y Hirschfeld - 1960) es la evolución de sus propiedades mecánicas a través del tiempo; de éstas, se estudió las de resistencia cortante y su relación con el envejecimiento, para lo que se realizaron ensayos de resistencia en compresión no confinada.

Se considera que las diferentes características esfuerzo-deformación que exhiben los especímenes compactados, ensayados con diferentes tiempos de reposo, son una manifestación más de los cambios estructurales que ocurren en el suelo, ya que se preservan sus condiciones de compactación en ese lapso. Se define como tiempo de reposo el lapso transcurrido entre el momento de la compactación y el inicio de la prueba de resistencia; en todas las pruebas descritas, el tiempo de curado fue de un día.

## 5.2 Procedimiento de ensaye

Se compactaron por amasado 25-10-10 los cuatro suelos en estudio (ver capítulo 3), cada uno con tres contenidos de agua diferentes; éstos fueron los correspondientes a su contenido óptimo y dos representativos de sus ramas seca y húmeda. Con cada contenido de agua se compactaron diez probetas el mismo día, las que se fueron ensayando conforme transcurría el tiempo, hasta un lapso de reposo de casi tres años.

Después de compactar cada probeta se tuvo especial cuidado de cubrirlas herméticamente para evitar pérdidas de humedad. Para el caso, se recubrió primero cada probeta con papel ega-pak sellándolo con cinta adhesiva, a continuación con papel aluminio sellado de igual manera, y por último, manta con parafina y brea, cuya mezcla se aplicó con la menor temperatura posible a fin de evitar agrietamientos y contracciones. Los especímenes recubiertos se guardaron en bolsas de polietileno cerradas herméticamente, y se almacenaron en el cuarto húmedo hasta poco antes de ensayarlos.

Se define como relación de resistencia,  $R_q$ , al cociente de la resistencia en compresión no confinada luego de cierto tiempo de reposo y la correspondiente al ensaye efectuado inmediatamente después de la compactación; así, esta última resistencia se considera la inicial y sirve de referencia para las sucesivas.

A pesar de las precauciones antes señaladas, ocurrieron pérdidas pequeñas de contenido de agua (menores de 0.2%). Los valores de  $R_q$  se corrigieron por esta pérdida, atendiendo a la información de ensayos previos en que los especímenes compactados con cierto contenido de agua, se sometieron a pruebas de resistencia con la humedad de compactación y con valores menores logrados por secado; en efecto, conociendo la ley de variación de la resistencia  $q_u$  conforme se reduce el contenido de agua, se pudo estimar el factor de corrección correspondiente.

### 5.3 Efecto del tiempo de reposo sobre la deformabilidad

#### 5.3.1 Curvas esfuerzo-deformación

En los cuatro suelos se determinó que conforme aumenta el tiempo de reposo, aumenta también la resistencia en compresión no confinada y se reduce la deformación de falla; ésto último denota el proceso de endurecimiento, que puede cuantificarse en término de módulos de deformación crecientes. Se observó también que la ganancia de resistencia resultó mayor, en cada suelo, en la medida que el contenido de agua de compactación era más elevado. La reducción de la deformación de falla fue más pronunciada en los suelos más plásticos.

En la fig 5.1 se muestran, esquemáticamente, las formas típicas de las aproximadamente 120 curvas esfuerzo-deformación que se en

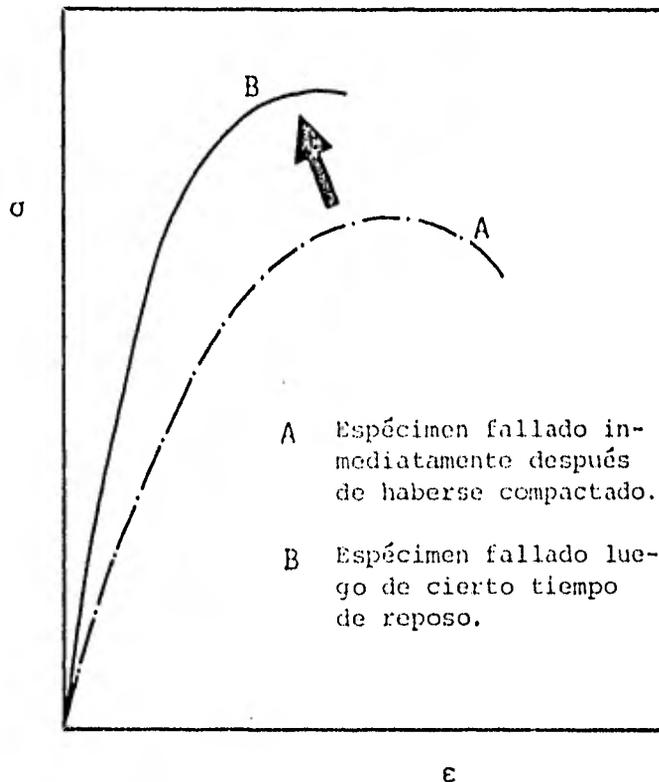


Fig 5.1 Forma de las curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  afectadas por el tiempo de reposo. Compresión no confinada.

sayaron. Se llevaron a la falla las probetas compactadas con una velocidad de deformación de 1 mm por minuto. En la fig 5.2 se presenta como ejemplo un conjunto de curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  con diferentes tiempos de reposo.

La resistencia última de los suelos SM, SC, MH y CH, para los especímenes preparados con humedad óptima y fallados luego de la compactación, fue respectivamente de 1.05, 2.0, 3.0 y 2.95 kg/cm<sup>2</sup>. Es interesante señalar que a pesar de que el suelo MH posee el contenido óptimo de agua más grande, y el valor más bajo del peso volumétrico seco máximo, exhibe la mayor resistencia; al respecto cabe recordar que a bajos contenidos de agua, su aspecto y características de resistencia son semejantes a las de los materiales granulares, y como ya se mencionó, su tendencia a la floculación es muy pronunciada.

En los ensayos realizados inmediatamente después de la compactación, los suelos SM, SC y MH preparados del lado seco, alcanzan la falla con una deformación de 1%, en tanto que el CH requiere de 3%; con el contenido óptimo de agua, la falla ocurre con deformación entre 1 y 2% en los primeros y de 8% en el CH. Las deformaciones alcanzadas en los especímenes del lado húmedo fluctúan entre 5 y 15%.

### 5.3.2 Variación de la resistencia y los módulos de deformación

En la fig 5.3 se muestra la variación del cociente de resistencias  $R_q$ , a través del tiempo. Se aprecia una continua ganancia de resistencia, alcanzándose incrementos de hasta dos veces y media en las probetas compactadas del lado húmedo; el efecto es más reducido en las del lado seco, excepto el material CH\*, y las del óptimo acusaron un valor intermedio. En la fig 5.3 se indican las

---

\* El suelo CH muestra incrementos  $R_q$  en la rama seca del mismo orden que en la húmeda.

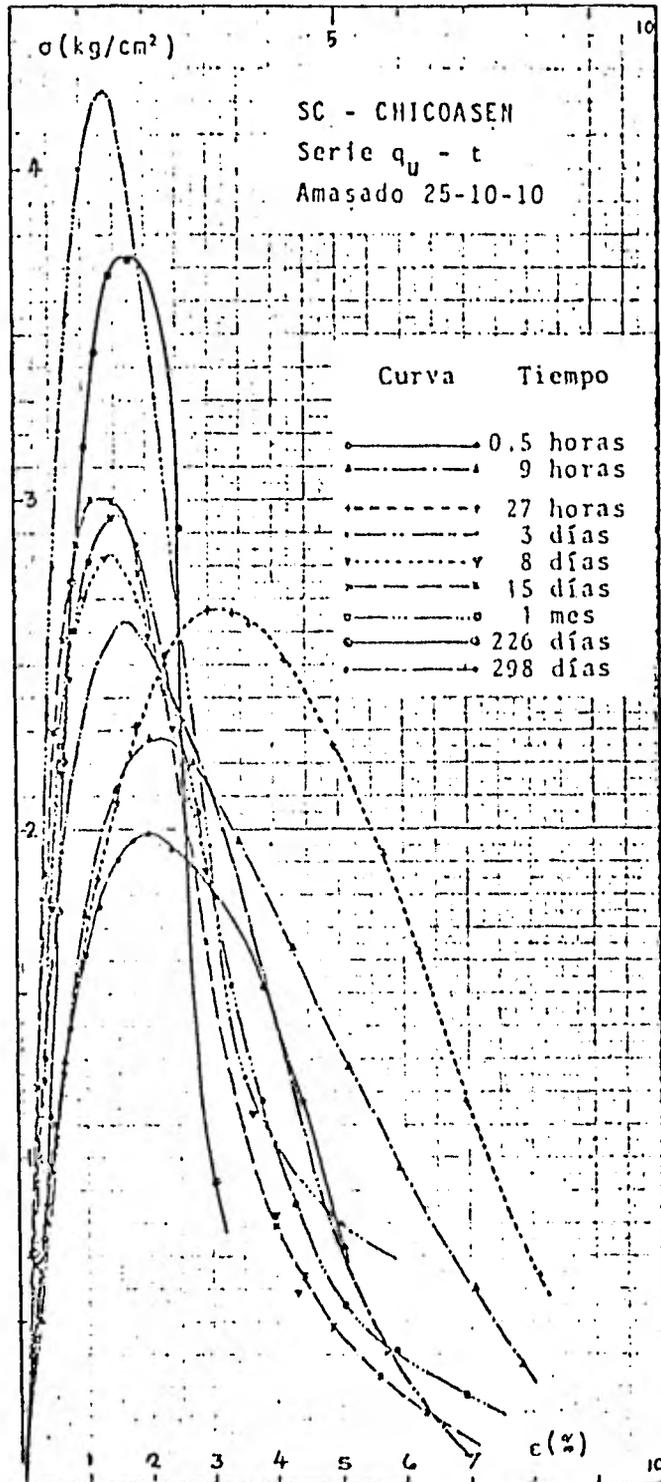


Fig 5.2 Efecto del tiempo de reposo sobre las curvas  $\sigma - \epsilon$  de suelos compactados. Compresión no confinada.

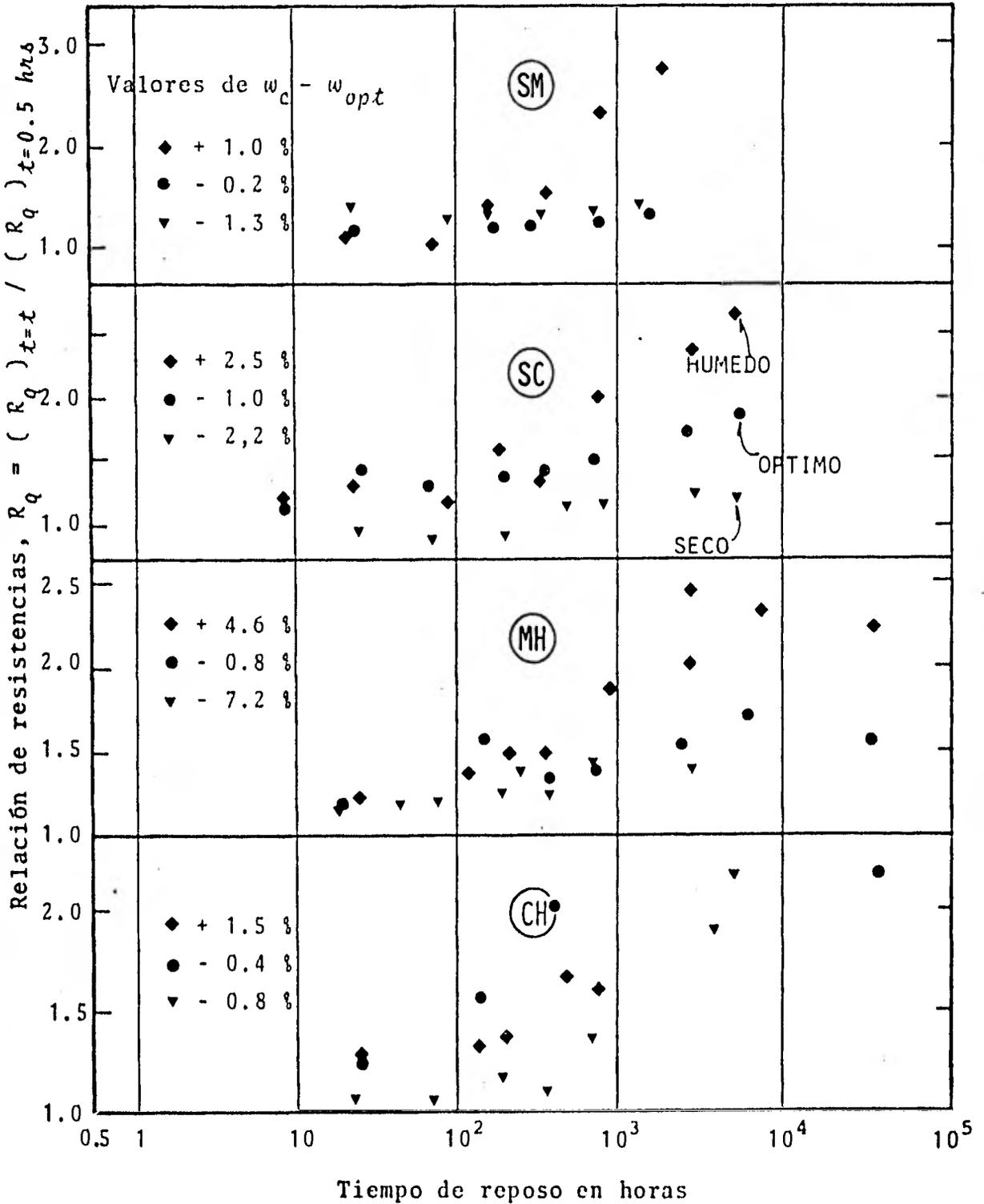


Fig 5.3 Efecto del envejecimiento sobre la resistencia a la compresión no confinada en suelos compactados por amasado

diferencias del contenido de agua de compactación y de su correspondiente óptimo ( $w_c - w_{opt}$ ).

No se distingue una clara diferencia entre los suelos en estudio, en lo que a valores máximos de  $R_q$  se refiere. Se registró en los especímenes SC del lado seco ligera reducción de  $R_q$  a mediano plazo; a largo plazo el aumento de  $R_q$  es semejante al de los otros suelos.

La ganancia de resistencia y la reducción de la deformación de falla repercuten en el módulo de deformación; así por ejemplo, el módulo secante al 50% del esfuerzo de falla,  $M_{50}$ , alcanza valores hasta tres veces mayores que el inicial, aunque con mayor dispersión que en los de resistencia  $q_u$ .

#### 5.4 *¿ Por qué del endurecimiento por el envejecimiento?*

Se considera que al mantenerse a través del tiempo las probetas compactadas con igual relación de vacíos y grado de saturación, los cambios que se observan en su comportamiento deben atribuirse a modificaciones en su estructura, de acuerdo con la hipótesis de las tres variables internas o de estado. Diversos investigadores han presentado con anterioridad resultados semejantes a los expuestos y, aunque con concepciones y mecanismos diferentes, los han relacionado también con cambios estructurales. Se revisan a continuación algunas de estas ideas.

##### 5.4.1 Proceso de solidificación

Terzaghi propuso en 1941 una explicación de la manera en que las arcillas inalteradas adquieren su resistencia y rigidez. De acuerdo con su teoría, éstas se obtienen primordialmente por "procesos fisicoquímicos lentos" ocasionados por la actividad superficial de sus partículas arcillosas. Considera que alrededor de los minerales se tiene una capa de agua adsorbida *sólida*, como se muestra en la fig 5.4. Al continuar la sedimentación y consolidación,

las porciones sólidas de las capas adsorbidas van entrando lentamente a un contacto verdadero, lo que Terzaghi denominó *proceso de solidificación*; como consecuencia, la masa se hace más rígida. Supone que el remoldeo rompe los contactos entre las capas sólidas, desplaza las partículas y pone en contacto las capas adsorbidas viscosas, la arcilla se encuentra en un *estado lubricado* y se muestra plástica.

La consideración de Terzaghi acerca de la capa sólida del agua adsorbida alrededor de cada placa arcillosa podría ser discutible; sin embargo, debe tenerse presente que se ha verificado que el agua adsorbida tiene mayor densidad, mayor cristalinidad y mayor resistencia a la deformación (viscosidad) que el agua normal (Reséndiz -1965).

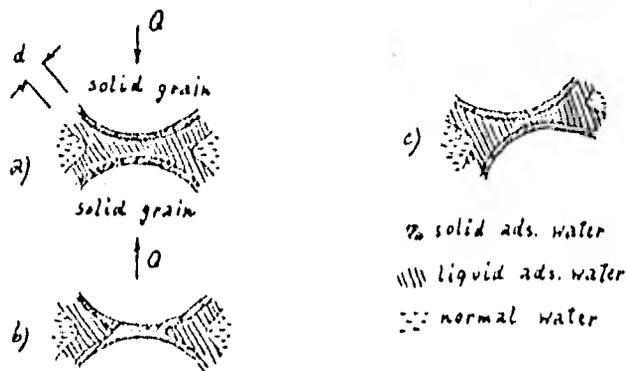


Fig 5.4 Proceso de solidificación según Terzaghi

Lo expresado para la ganancia de resistencia en arcillas inalteradas podría pensarse válido para los suelos cohesivos compactados. De hecho, Moretto mostró en 1949 el endurecimiento por el envejecimiento de cuatro suelos arcillosos, remoldeados y compactados con un alto contenido de agua; por cierto uno de ellos, el identificado como arcilla de México es precisamente el suelo MI-Necaxa, aunque no se reconoce así en el artículo mencionado.

Con anterioridad, Casagrande (1932) había puntualizado que la formación de la estructura que había sugerido para arcillas sedimentadas (ver inciso 2.4.1), sólo era posible que ocurriese con un proceso de sedimentación extraordinariamente lento; la concepción de que el remoldeo modificaría las ligas entre granos y partículas, lo llevó a considerar que "... si destruimos la estructura que a la naturaleza le tomó siglos desarrollar, no podremos restituirla".

Los resultados experimentales como los aquí descritos están en contradicción con la idea anterior; sin embargo, deben recordarse los múltiples casos de uso de suelos finos de origen volcánico residual o marino en terraplenes compactados o rellenos hidráulicos para presas, carreteras o aeropuertos, en los que se ha establecido la necesidad de preservar al máximo la estructura natural del suelo, como el aspecto más relevante del diseño geotécnico.

#### 5.4.2 Mecanismo tixotrópico

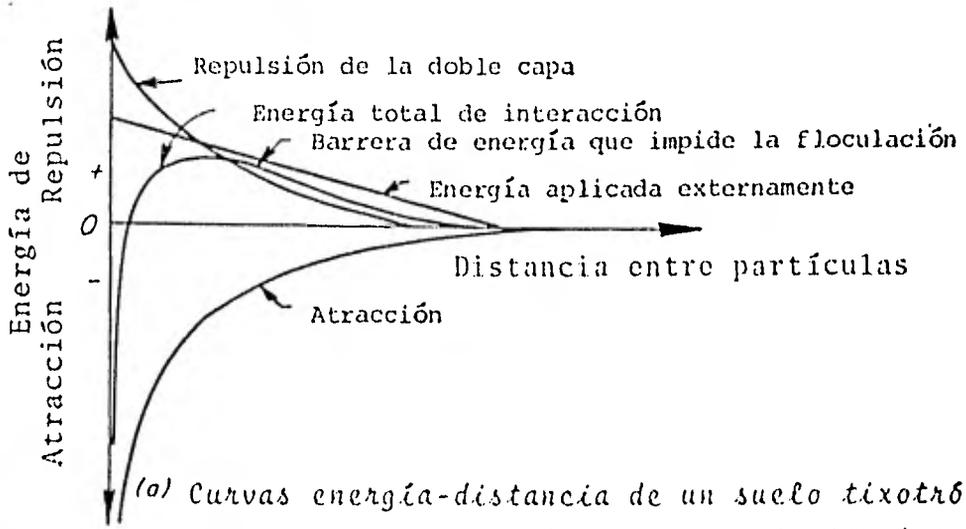
La tixotropía se define como (Mitchell -1976) el proceso isotérmico, reversible y dependiente del tiempo que ocurre bajo condiciones de composición y volumen constante por medio del cual, un material se rigidiza con el paso del tiempo y se ablanda o se licúa con el remoldeo. Debe distinguirse esta connotación de ganancia de resistencia con el tiempo y de pérdida con el remoldeo, de la que se da en química: transformación solución-gel. Cabe señalar que el estudio del mecanismo tixotrópico tiene como punto de partida las mezclas diluidas agua-arcilla, cuyos resultados se extrapolan a los sistemas agua-arcilla muy concentrados como son los suelos arcillosos compactados.

El mecanismo tixotrópico se explica en término de cambios en la disposición inicial de compactación de las partículas coloidales, así como de una redistribución de fuerzas entre las partículas.

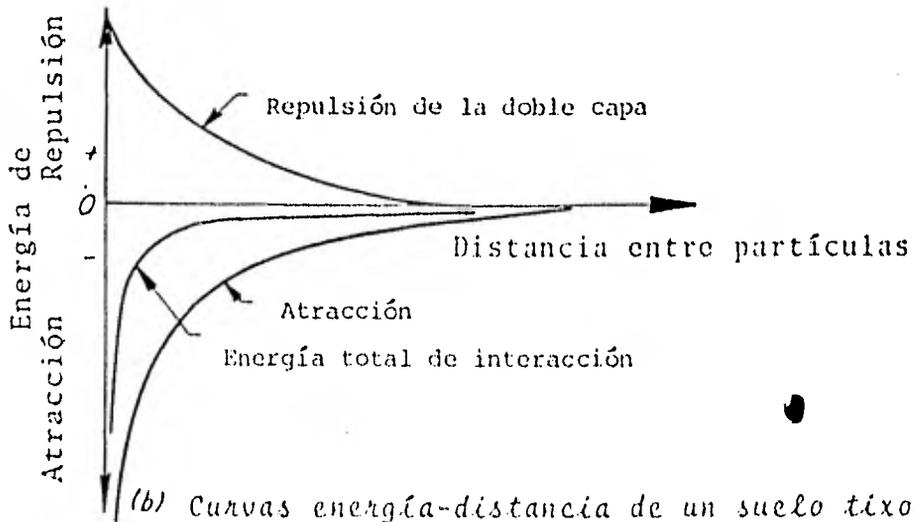
Al compactar un suelo se le aplica cierta energía, se le genera inicialmente una estructura y se le inducen ciertas fuerzas entre partículas, las que es poco probable que alcancen una condición estable inmediatamente. De acuerdo con Mitchell (1961), si el balance de las fuerzas entre partículas es tal que la atracción sea tanto mayor que la repulsión, habrá una tendencia a la floculación y agregado de partículas, así como una reorganización de la estructura agua-catión hacia un estado de baja energía, como se presenta en la fig 5.5; el cambio estructural sugerido se muestra esquemáticamente en la fig 5.6.

Tomando las ideas de Terzaghi, podría explicarse que los suelos compactados con mayor contenido de agua dentro del intervalo plástico, son los que ganan más resistencia, en los siguientes términos: La concentración de electrolitos disminuye en la medida que aumenta el contenido de agua y a su vez el espesor de la doble capa crece;ésto favorecería el contacto diferido entre las capas adsorbidas de partículas vecinas, y el proceso de solidificación ocurriría con mayor facilidad que en los suelos compactados del lado seco, en los que el espesor de la doble capa es reducido.

Al mismo hecho experimental antes mencionado pueden coadyuvar la succión y las fuerzas entre partículas, en los términos propuestos por Lambe y Mitchell. En efecto, en los suelos compactados del lado húmedo la succión es reducida y las fuerzas de atracción son menores que cuando se densifican del lado seco. En estas circunstancias las partículas están bajo restricciones externas insignificantes y con ello libres de alterar su arreglo para alcanzar la máxima estabilidad del medio acuoso que las rodea. Por su parte un suelo compactado del lado seco se mantiene dentro de un ambiente donde la fuerza neta interpartículas es de atracción; por lo tanto, la estructura tiene menos oportunidad de cambiar, máxime que tendría que vencer la acción isotrópica de una succión mucho mayor que la de los suelos de la rama húmeda.



(a) Curvas energía-distancia de un suelo tixotrópico durante el remoldeo o compactación ( La barrera de energía repulsiva evita la floculación )

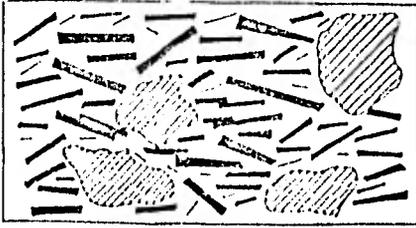


(b) Curvas energía-distancia de un suelo tixotrópico en reposo ( La atracción excede a la repulsión. Las partículas tratan de flocularse )

Fig 5.5 Curvas energía-distancia para un suelo tixotrópico (Mitchell-1961)

— Partícula arcillosa  
 Partícula limosa

El área sombreada representa el estrato de agua adsorbida



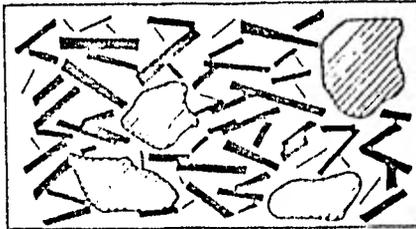
(a)



Atracción >> Repulsión

El agua con alto nivel de energía

Estructura inmediatamente después del remoldeo o compactación

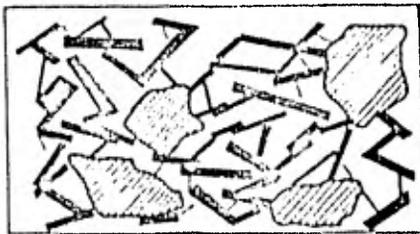


(b)

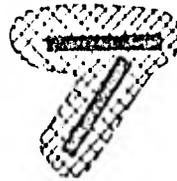


Atracción > Repulsión

Estructura en proceso de endurecimiento



(c)



Atracción ≈ Repulsión

El agua con bajo nivel de energía

Estructura final al término del endurecimiento tixotrópico

Fig 5.6 Diagrama esquemático del cambio estructural de un suelo tixotrópico compactado (Mitchell-1961)

Las dos teorías anteriores son compatibles entre sí, ya que ambas conciben rearrreglos de su estructura inicial de compactación. Mitchell considera explícitamente que los movimientos primordiales son giros entre sus partículas, manteniendo constante el espaciamiento medio entre ellas. Puede así concluirse que ambas ideas son complementarias para explicar el endurecimiento por el envejecimiento, en los suelos compactados con cantidad apreciable de arcilla.

Sin embargo, durante el desarrollo del trabajo surgió la pregunta de si durante el envejecimiento no ocurría algún cambio de fases en la fracción cristalina de los minerales de cada suelo, o bien, de la depositación de sales que al cristalizar cementacen las partículas. Para revisar este aspecto se realizaron ensayos de difracción de rayos-x, con una fracción recién compactada y la otra envejecida de cada material en estudio. La prueba de difracción es ampliamente empleada para identificar minerales arcillosos, a través del difractograma respectivo, que es por así decirlo la huella digital de la estructura cristalina de cada arcilla.

Dado que no se apreció prácticamente ningún cambio en los difractogramas del material joven y el viejo, se concluye que a través del tiempo de observación no ocurre cristalización de sales o modificación de la mineralogía. En la fig 5.7 se muestran los difractogramas del suelo MH-Necaxa.

### 5.5 *Implicaciones prácticas*

Los resultados de laboratorio de este proceso de endurecimiento permiten justificar, por lo menos en parte, las discrepancias observadas entre las deformaciones medidas "in-situ" de obras t<sup>er</sup>reas formadas con suelos cohesivos, y las predicciones teóricas que se obtienen por ejemplo con el método de los elementos finitos. En efecto, el pronóstico de las deformaciones se realiza con base en los parámetros que se obtienen en pruebas de labora-

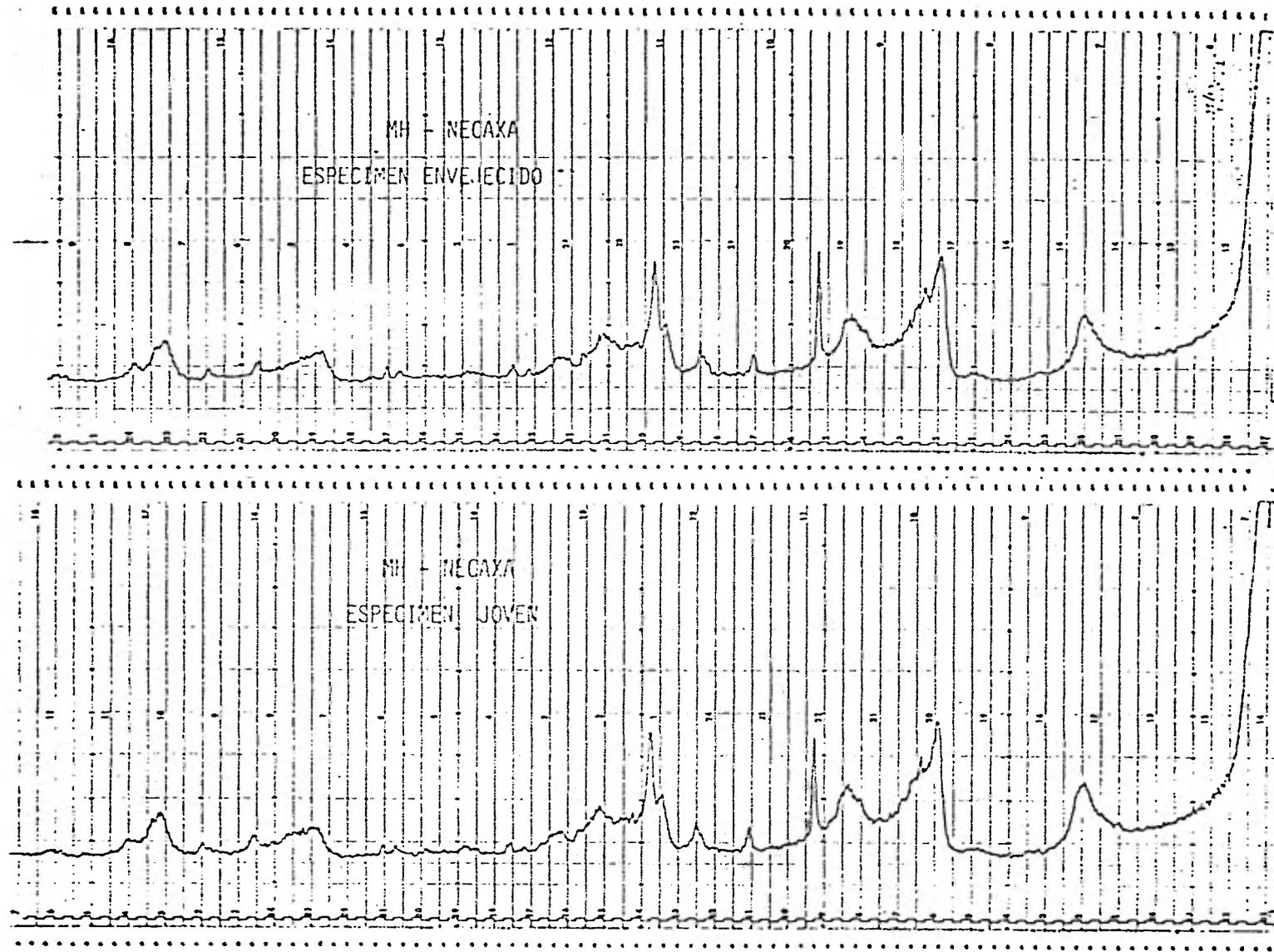


Fig 5.7 Diffractogramas de rayos-x del suelo MH-Necaxa, de una muestra compactada vieja y otra joven.

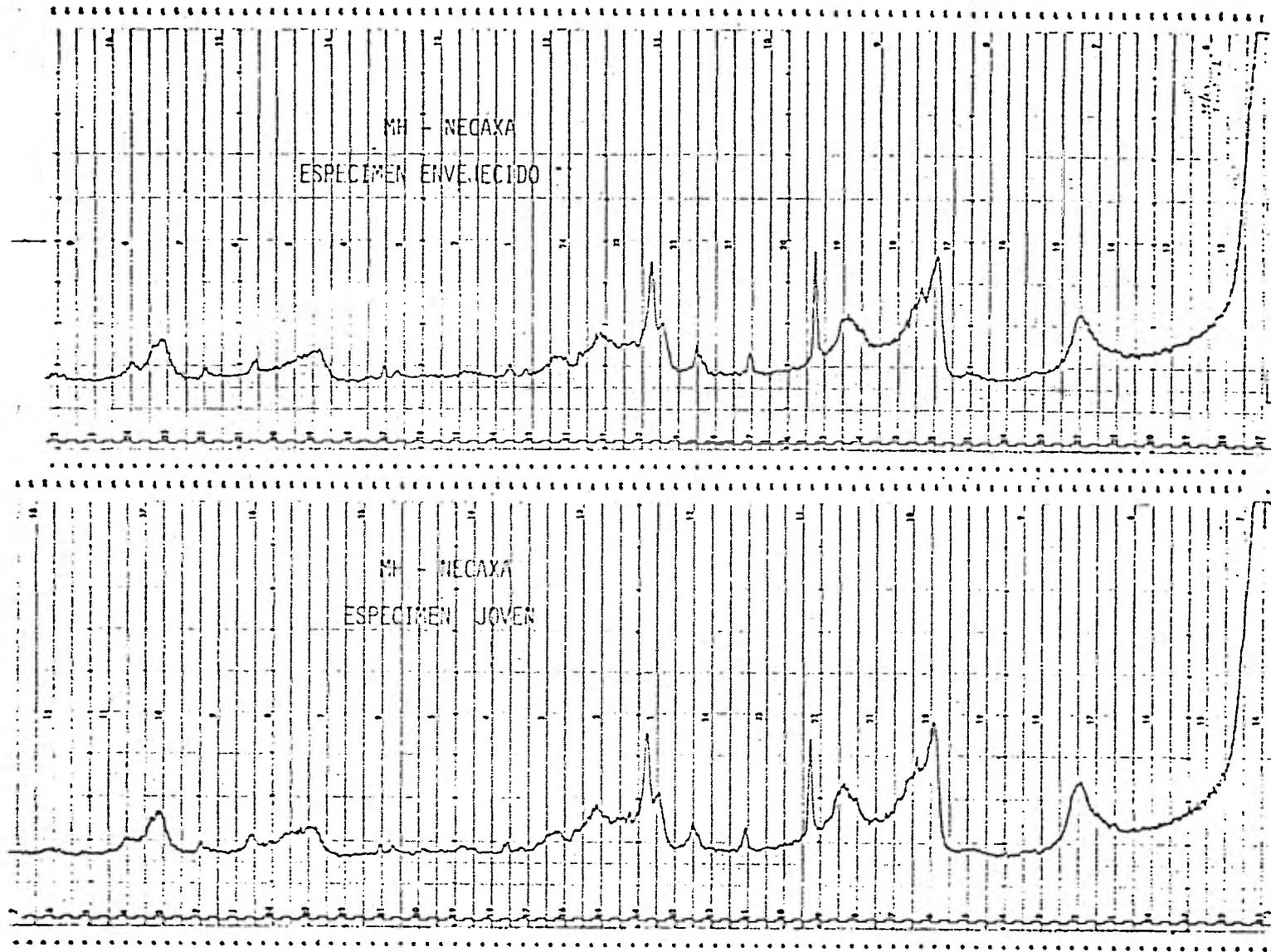


Fig 5.7 Difractogramas de rayos-x del suelo MH-Necaxa, de una muestra compactada vieja y otra joven.

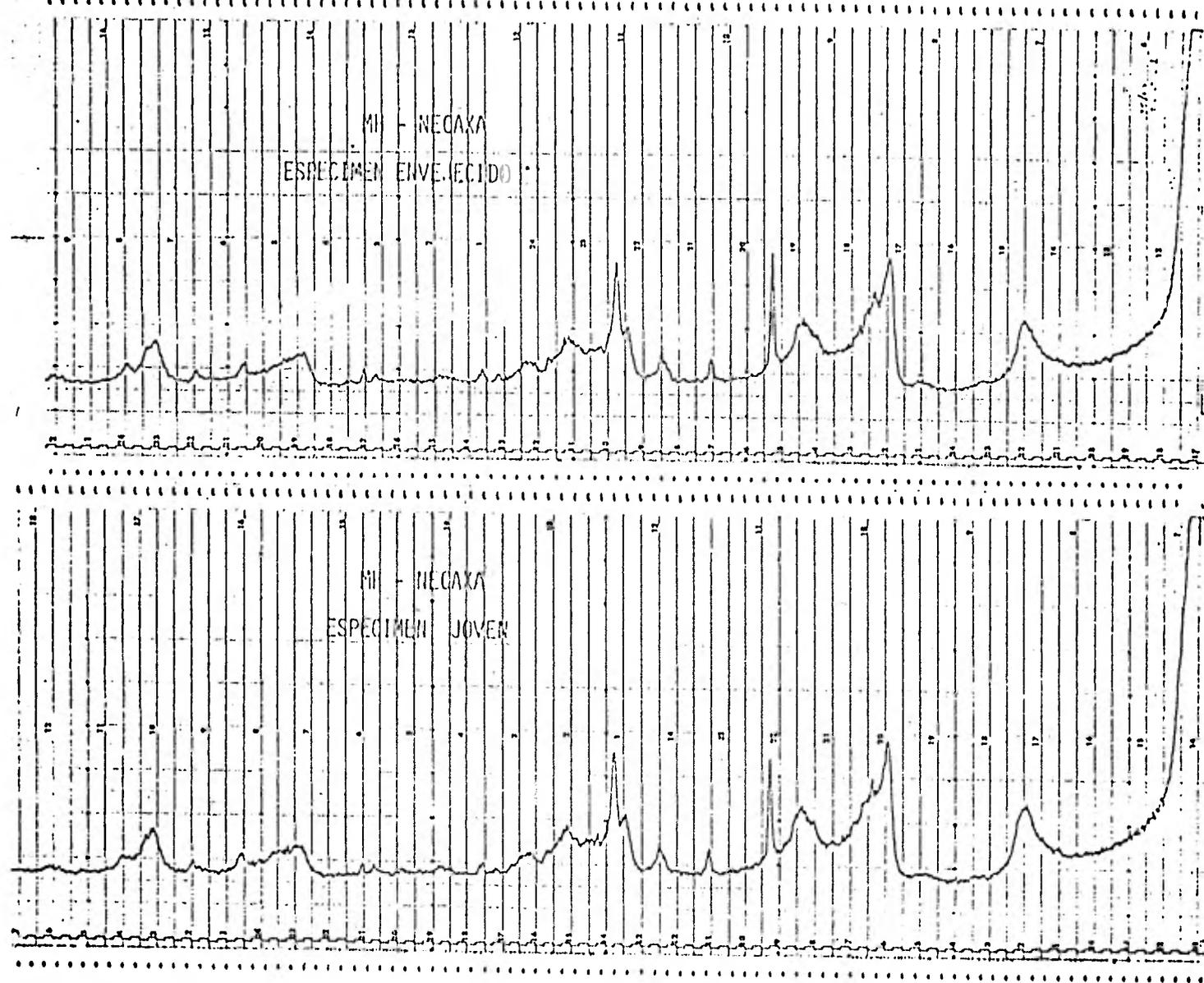


Fig 5.7 Difractogramas de rayos-x del suelo MH-Necaxa, de una muestra compactada vieja y otra joven.

torio realizadas poco después de haber compactado los suelos; ello se traduce usualmente en la medición de deformaciones menores que las predichas.

Una variable que se antoja significativa en el endurecimiento de los suelos cohesivos, es el estado de esfuerzo actuante en las probetas durante el tiempo de reposo, así como durante la etapa de falla. Es tema de investigación el estudio de la influencia de cierta presión confinante o de esfuerzos anisotrópicos, sobre el proceso de endurecimiento en función del tiempo; tal conocimiento permitirá en el futuro su eventual consideración en el diseño de presas de tierra o terraplenes en general.

## 6. RESUMEN

Se identifican el peso volumétrico seco, el grado de saturación y la estructura de los suelos compactados, como las variables internas que permiten explicar la relación entre las condiciones controlables de compactación (tipo, contenido de agua y energía) y las propiedades mecánicas e hidráulicas de dichos suelos. En esta tesis, se exponen diferentes manifestaciones de la estructura de los suelos cohesivos, que se les genera o modifica por el proceso de compactación, sobre su comportamiento macroscópico esfuerzo-deformación; al mismo tiempo, y con ayuda de microfotografías de la estructura obtenidas con el microscopio electrónico de barrido, se intenta explicar aquel comportamiento.

Este enfoque microestructural, está orientado más que nada al entendimiento de los fundamentos del comportamiento mecánico de los suelos cohesivos, con los que se forman masas térreas compactadas, relativamente homogéneas. No hay duda de que en formaciones naturales la presencia de características macroestructurales, tales como fallas, planos de sedimentación, grietas, planos de deslizamiento, juntas, etc, juega un papel directo y muy importante en la solución de problemas geotécnicos específicos.

Se reconoce la estructura de los suelos como el conjunto de características que describen la geometría y arreglo relativo de las partículas o asociaciones de partículas minerales. En la última década se han tenido avances significativos en la observación de la microestructura; sin embargo a la fecha, la gran mayoría han sido tan sólo descriptivas por su intrínseca complejidad, lo que ha favorecido la proliferación de términos y la dificultad de establecer una clasificación unificada de la geometría de la microestructura.

En el capítulo 2 se revisa la literatura concerniente a la descripción de la microestructura de los suelos en general y de los compactados en particular. Un punto en el que existe consenso general y que se ratificó aquí al observar al microscopio los suelos en estudio, es que las placas minerales arcillosas prácticamente siempre se presentan como parte de una asociación o grupo de partículas, muchas veces con una orientación definida. La terminología que se ha adoptado para describir la microestructura ha sido la sugerida por Bochko y Yong.

Se resumen a continuación los resultados experimentales relevantes del capítulo 3.

1. La fracción fina (pasa malla 200) de cada uno de los suelos en estudio, es representativa de cada una de las cuatro zonas importantes de la carta de plasticidad, por lo que los resultados experimentales pueden considerarse representativos del comportamiento de la fracción areno-arcillosa (pasa malla 4) de los suelos cohesivos compactados.
2. Se trata de suelos poliminerales. Se conoce su composición tanto mineralógica como granulométrica. En esta última, se distingue la granulometría de partículas y la de grumos en los suelos francamente finos: MH y CH; entre partículas y grumos existe una diferencia de aproximadamente 100. El tamaño máximo de granos o grumos fue de 4.76 mm (malla No 4).

3. Las asociaciones de partículas observadas con el microscópio en los suelos compactados, podrían estar ya formadas antes de la compactación.
4. Los especímenes se compactaron primordialmente por amasado, con condiciones que reproducen aproximadamente el peso volumétrico seco máximo alcanzado con prueba Proctor estándar; se compactó también estáticamente y por impactos, siempre con diez capas y en un molde cilíndrico de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura.
5. Deben considerarse como no definitivas las observaciones de la microestructura de los suelos con el microscopio electrónico, debido a la técnica empleada para la preparación de los especímenes (remoción del agua). Se tienen índices que señalan que probablemente se alteró poco la estructura con este proceso; sin embargo, sólo mediante procedimientos más elaborados, será posible rectificar o ratificar las observaciones siguientes.
6. En ninguno de los suelos en estudio se apreciaron arreglos con base en placas arcillosas solas; siempre se distinguieron agrupadas y muchas veces con un ordenamiento cara a cara sensiblemente paralelo (figs 3.11. ④, 3.12. ⑧, y 3.13. ⑤).
7. Tanto en los especímenes compactados por amasado como por carga estática, se observa una diferencia apreciable entre los densificados en la rama seca y los de la rama húmeda. En efecto, abajo del óptimo se distingue una estructura abierta, con agregados o microagregados equidimensionales y huecos hasta de 50 a 70 $\mu$  (figs 3.10. ③, 3.11. ⑦ y 3.13. ⑧). Por el contrario, arriba del óptimo los microagregados son de menores dimensiones, aplastados, y con interhuecos de sólo 5 ó 10 $\mu$ .
8. En general no existen diferencias significativas a nivel microscópico entre los especímenes compactados por amasado y por carga estática.

9. Sólo en el suelo MH-Necaxa compactado tanto por amasado como por carga estática en el lado húmedo, se apreció alguna diferencia entre las caras horizontal y vertical (normal y paralela a la acción de la compactación), en fotografías de bajo aumento.

Al someter a compresión triaxial los especímenes compactados, saturados y preparados con igual  $\gamma_d$  en las ramas seca y húmeda, capítulo 4, se observó lo siguiente.

10. Ocurre una clara diferencia en las características de las curvas esfuerzo-deformación, tanto en ensayos  $\overline{UU}$  como en  $\overline{CU}$ , entre los especímenes compactados en la rama seca y los de la rama húmeda. En los primeros se destacan curvas inicialmente escarpadas con zona de fluencia a deformaciones de 1 ó 2%; luego se rigidiza ligeramente y soporta un poco más de esfuerzo cortante. Las curvas de los compactados en la rama húmeda son aplanadas, con resistencias crecientes a deformaciones superiores incluso al 20%.
11. La resistencia última fué mayor en los especímenes preparados en la rama húmeda, aunque los módulos tangente inicial y secante al 50% del esfuerzo de falla, resultaron superiores en los compactados del lado seco.
12. El comportamiento inicialmente rígido y luego plástico de los especímenes del lado seco, debe relacionarse con su microestructura, señalada en el punto 7. Los agregados y microagregados poco deformables que los constituyen en esa condición, mantienen su identidad hasta alcanzar la zona de fluencia. El dislocamiento de esa estructura metaestable condiciona la resistencia a baja deformación; la ligera ganancia de resistencia conforme crece la deformación debe atribuirse a un mejor acomodo de los agregados. La forma de las curvas sugieren que los agregados y microagregados de partículas se deforman poco plásticamente; la medición de presión de poro registró valores negativos durante el ensaye.

13. El comportamiento  $\sigma$ - $\epsilon$  de los especímenes compactados del lado húmedo, puede interpretarse como el resultado de la ocurrencia de microagregados deformables (aparición aplastada en las microfotografías) dentro de una estructura más cerrada, y consecuentemente más estable ante los esfuerzos cortantes externos. En un ensaye a relación de vacíos constante, la reducción de los intrahuecos en los agregados debe traducirse en un aumento del volumen de los interhuecos; a esto podría deberse el comportamiento dilatante observado.
14. Los puntos previos son manifestaciones de la influencia de la estructura inducida o modificada por la compactación en las ramas seca y húmeda sobre el comportamiento esfuerzo-deformación, ya que los especímenes de ambas ramas poseían, en el momento de la falla, mismo  $\gamma_d$  y se encontraban saturados. Es interesante notar que la estructura que tienen los suelos después de compactarlos, no se pierde por un proceso de saturación.
15. La etapa de consolidación de los ensayos de compresión triaxial evidenciaron la gran diferencia en el coeficiente de permeabilidad (calculado) entre los especímenes de la rama seca y húmeda. En el suelo SC-Chicoasén, para el lado seco se obtuvo  $k = 2.4 \times 10^{-4}$  cm/seg, mientras que para el húmedo,  $k = 10^{-7}$  cm/seg; esto es que difieren en tres órdenes de magnitud. En el suelo MH-Necaxa, la diferencia fue del mismo orden.
16. Las probetas compactadas por impactos del lado seco resultaron ligeramente más permeables que las compactadas por amasado; esta diferencia aumenta hasta duplicarse el coeficiente de permeabilidad, en las compactadas del lado húmedo.
17. En lo referente a la compresibilidad del suelo MH-Necaxa, los especímenes compactados por impactos, secos y húmedos, poseen prácticamente el mismo coeficiente de variación  $v_o$

lumétrica; los compactados por amasado del lado seco son dos veces más compresibles que los del lado húmedo. Los especímenes del lado seco compactados por impactos y por amasado, son igualmente compresibles; comparando los del lado húmedo, la compresibilidad de los compactados por impactos resultó dos veces mayor que la de los densificados por amasado.

Los resultados principales del capítulo 5 son los siguientes :

18. Los cuatro suelos cohesivos compactados en estudio, exhibieron endurecimiento con el paso del tiempo. Al ensayar en compresión no confinada los especímenes hasta con más de tres años de envejecimiento, se observaron ganancias hasta de 300% en la resistencia  $q_u$ , respecto a la de las probetas falladas inmediatamente después de ser compactadas. La deformación a la falla se reduce con el tiempo de reposo y consecuentemente el módulo de deformación crece, incluso más que la resistencia  $q_u$ , aunque con mayor dispersión en sus resultados.
19. Los especímenes que acusan las mayores ganancias de resistencia y módulos con el tiempo de reposo son, en términos generales, los que poseen un contenido de agua más alto.
20. El endurecimiento por el envejecimiento se explica en términos de rearrreglos de su estructura inicial; durante la compactación, no se alcanza de inmediato una condición estable de las fuerzas entre partículas y grumos. Al parecer se ha alcanzado dicho equilibrio en el lapso observado.

## 7. CONCLUSIONES

- i). Pudo comprobarse que en los suelos cohesivos compactados, ensayados saturados y con una relación de vacíos constante, la microestructura generada o modificada durante la compactación, condiciona sus características esfuerzo-deformación y resistencia.
- ii). Con base en las microfotografías de los cuatro suelos aquí estudiados, evidencias fenomenológicas advertidas, y lo expuesto en la literatura técnica más reciente al respecto, se concluye que las unidades estructurales básicas son las asociaciones de partículas; a nivel microscópico las reconocemos como agregados, paquetes y microbloques, y a nivel macroscópico como grumos.

Diversos estudios realizados en el pasado acerca de la microestructura de los suelos arcillosos y de su relación con las propiedades mecánicas, estuvieron fundadas en diferentes concepciones de arreglos tomando a la placa arcillosa como unidad estructural básica; las dimensiones pequeñas de las partículas de arcilla impidieron la observación

directa de la microestructura. Los tratamientos fisicoquímicos de los sistemas diluidos de agua-arcilla se extrapolaron a suelos, que son sistemas agua-arcilla de alta concentración.

- iii). Las asociaciones de partículas antes mencionadas parecen actuar como unidades individuales grandes; seguramente su arreglo e interacción definen la estructura de interés en la mayoría de los problemas de comportamiento mecánico de los suelos. Se conocen evidencias de que los suelos MH-Necaxa y CH-La Peña, secados al aire antes de la compactación y consecuentemente agrumados, al ensayarlos con granulometrías de grumos diferentes (todos ellos de tamaño mayor que la abertura de la malla No. 200), exhiben diferencias mayores de 100% en su resistencia cortante, a mismo  $\gamma_d$ .
- iv). Los hechos anteriores señalan la importancia del tratamiento previo del material por compactar, ya sea en el laboratorio ó en el campo, sobretodo en lo relacionado con el régimen del contenido de agua, el cual influye considerablemente en su agrumamiento. La estructura previa a la compactación en los suelos compactados del lado seco, definida por grumos "duros", debe influir considerablemente en la estructura del material ya compactado. Se conocen varios casos de suelos finos de origen volcánico residual o marino en terraplenes compactados o rellenos hidráulicos para presas, carreteras o aeropuertos, en los que se ha establecido la necesidad de preservar al máximo la estructura natural del suelo fuente, como el aspecto más relevante del diseño geotécnico.
- v). La caracterización de la estructura no es trivial y la casi totalidad de las publicaciones sobre el tema, incluyendo este trabajo, la tratan desde un punto de vista meramente descriptivo; al respecto, no existe incluso consenso internacional en la terminología para definir la microestructura.

- vi). No se conoce que tamaño o intervalo de tamaños de las asociaciones de partículas, son las significativas en el comportamiento fenomenológico. Se adolece de una apreciación de la forma en que estas asociaciones interactúan, ya sea en términos de mecanismos de liga o de contacto; tampoco se ha establecido claramente hasta que grado la acción de las partículas dentro del grupo, participan en el comportamiento de un suelo compactado. Se cuenta con modelos físicoquímicos para estimar el campo de fuerzas entre placas arcillosas, pero no para el mecanismo de interacción entre asociaciones de partículas. Este es el aspecto que demanda mayor investigación tanto teórica como experimental.
- vii). Por lo menos en el suelo MH-Necaxa, no se apreciaron diferencias significativas en las propiedades esfuerzo-deformación entre los especímenes compactados por amasado y los densificados por impactos, lo que permite considerar que ambos tipos de compactación generan estructuras semejantes.
- viii). La mayor parte de los especímenes estudiados en la tesis se compactaron por amasado, método que supuestamente reproduce la estructura que causan en el campo, equipos tales como el rodillo pata de cabra o el de neumáticos. Se conocen diversos estudios previos que han puesto en evidencia la necesidad de reproducir en el laboratorio, cuando ese es el caso, no sólo el peso volumétrico seco y la humedad de campo, sino también el tipo de compactación, valorado éste por la intensidad de las deformaciones de cortante (amasado) que aplica al suelo.
- ix). La aplicación del enfoque microscópico a los diversos problemas de masas térreas construidas con suelos cohesivos compactados, es todavía remota; sin embargo, los estudios de ese tipo han permitido abrir la caja negra, urgarla y responder a varias de las interrogantes acerca del comportamiento macroscópico de estos suelos. Hasta el presente,

en las aplicaciones de la geotecnia prevalece el enfoque fenomenológico semi-empírico.

## RECONOCIMIENTOS

Deseo expresar mi profundo agradecimiento al Profesor Raúl J. Marsal, director de esta tesis, por su sabia crítica, atinadas observaciones y el continuo estímulo que me ha dispensado. Asimismo, debo agradecer a los miembros del honorable jurado por sus pertinentes comentarios, los que me permitieron mejorar sin duda el contenido de este trabajo.

Las discusiones con el Ing Jesús Alberro y el Dr Ricardo Peralta son muy apreciadas, así como las orientaciones de este último para usar el microscopio electrónico de barrido.

Los ensayos expuestos en esta tesis se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería; se reconoce la colaboración del Ing Guillermo Hiriat y el Sr Orlando Palacios en algunas pruebas. Los análisis de difracción de rayos-x se efectuaron en el Instituto de Geología, gracias a la anuencia del Ing Salvador Marín, Secretario Académico, y de la M en C Guadalupe Villaseñor, Jefa del Departamento de Geoquímica.

Finalmente, deseo agradecer a mi esposa Ma de la Misericordia por su comprensión y aliento, así como por la tediosa, y sin embargo cuidadosa, labor de mecanografía.

## REFERENCIAS

- Alberro, J, Marsal, R.J, Mendoza, M. y Náder F, (1978 y 1979) "Comportamiento de suelos compactados" Primer y segundo Informe del I de I-UNAM a la SAHOP, México
- Alberro, J, Hiriart, G, Marsal, R.J. y Mendoza, M. (1980) "Comportamiento de suelos compactados" Tercer Informe del I de I-UNAM a la SAHOP, México
- Alberro, J, Mendoza, M, Marsal, R.J. e Hiriart, G. (1982) "Comportamiento de suelos compactados" Cuarto Informe del I de I-Unam a la SAHOP, México
- Aylmore, L.A.G. y Sills, I.D. (1978) "Pore structure and mechanical strength of soils in relation to their constitution", en Modifications of Soil Structure, edited by W.W. Emerson, R.D. Bond y A.R. Dexter, John Wiley and Sons
- Barden, L. (1965) "Consolidation of compacted and unsaturated clays", Géotechnique, Vol. XV, No3, sept.
- Barden, L. y Sides, G.R., (1970), "Engineering behaviour and structure of compacted clay", J Soil Mech and Found Div-ASCE, Vol 96, No. SM4, july
- Barden, L. (1973), "Macro-and microstructure of soils" Int Symp on Soil Structure, Appendix, Gothenburg
- Bishop, A.W. y Bjerrum, L. (1960), "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems", Proc. ASCE Spec. Conf on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder Co.
- Bishop, A.W. y Henkel, D.J. (1962), The measurement of soil properties in the triaxial test, Arnold, London, 2nd ed
- Black, D.K. y Lee, K.L, (1973) "Saturating laboratory samples by back pressure" J Soil Mech and Found Div-ASCE, Vol. 94, No SM1, Jan
- Bochko, Regina (1973) "Types of microtextural elements and microporosity in clays (based on scanning electron microscopy studies)" Proc Int Symp on Soil Structure, Gothenburg
- Bunge, M, (1975), La Investigación científica, Editorial Ariel, Barcelona
- Casagrande, A, y Hirschfeld, R. (1960) "Stress deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight", Proc ASCE, Spec Conf on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder Co.
- Collins, K, y McGown, A, (1974) "The form and funtion of microfabric features in a variety of natural Soils" Géotechnique, Vol 24, No 2
- Davey, B.G. (1978) "Soil structure as revealed by scanning electron microscopy", en Modifications of Soil Structure, edited by Emerson et al, John Wiley and Sons

- Diamond, S. (1971), "Microstructure and pore structure of impact-compacted clays", Clays and Clay Minerals, Vol. 19, Pergamon Press
- Dickson, J.W. y Smart, P (1978), "Some interactions between stress and microstructure of kaolin", en Modifications of Soil Structure, ed by Emerson et al, John Wiley and Sons
- Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1977) "Stress state variables for unsaturated soils", J. Geotech Engrg Div-ASCE, 103, No GT5
- Fredlund, D.G. (1979), "Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils", Can Geotech J, 16, 121
- Hillel, D. (1971), Soil and water. Physical principles and processes, Academic Press, New York
- Hirschfeld, R.C. (1963) "Stress-deformation and strength characteristics of soils", Harvard University
- Josseume, H. (1971) "Etude de la pression interstitielle" Rapport de recherche No. 14, Lab Central des Ponts et Chaussees
- Juárez-Badillo, E. (1981). "General compressibility equation for soils", Proc X ICSMFE, Stockholm
- Lambe, T.W. (1954) "The permeability of compacted fine-grained soils" STP-No 163, ASTM
- Lambe, T.W. (1958) "The structure of compacted clay", J Soil Mech and Found Div-ASCE, Vol 84, No. SM2, may
- Lambe, T.W. (1961) "Residual pore pressures in compacted clay", Proc V ICSMFE, Paris, Vol 1
- Marsal, R.J. (1979) "Análisis de fundamentos sobre suelos cohesivos compactados", Proc VI Panam Conf. on SM and Found Engrg, Vol I, Lima
- Marsal, R.J. (1982) "Materiales para la construcción de presas térreas" VII Congreso Brasileño de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Recife, Vol 2
- Matsui T, Ito T, Mitchell J.K. y Abe N (1980) "Microscopic study of shear mechanisms in soils", J Soil Mech and Found Div-ASCE, Vol 106, No GT2, feb
- Mendoza, M. y Náder, F. (1979) "Influence of aging and drying on the unconfined strength of compacted soils", Proc VI PCSMFE, VOL II, Lima
- Mitchell, J.K. (1961), "Fundamental aspects of thixotropy in soils", Trans ASCE, Vol 126
- Mitchell, J.K, Hooper, D.R. and Campanella, R G, (1965) "Permeability of compacted clay" J Soil Mechs and Found Div-ASCE, Vol 91, No. SM4, july

Mitchell, J.K. (1976), Fundamentals of soil behavior, John Wiley and Sons Inc, New York

Moreto, O. (1949) "Effect of natural hardening on the unconfined compression strength of remolded clays". Proc II ICSMFE, Amsterdam

Morgenstern, N. (1969), "Structural and physico-chemical effects on the properties of clays" State of the Art Volume, VII ICSMFE, México

Nalezny, C.L. (1967) "Effect of soil structure and thixotropic hardening on the swelling behavior of compacted clay soils" Committee on Physicochemical Phenomena in Soils", 46th Annual Meeting

Olson, R.E. y Langfelder L.J. (1965) "Pore water pressures in unsaturated soils" Journ Soil Mechs and Found Div-ASCE, Vol 91, No SM4

Peralta R, Turcott E y Hernández G. (1981) "Segunda etapa de la investigación teórico-experimental sobre la relación entre microestructura y comportamiento en suelos arcillosos", Informe interno Instituto de Ingeniería-UNAM

Reséndiz D. (1965) "Un estudio sobre el mecanismo de resistencia de suelos arcillosos", Tesis doctoral, DES, Facultad de Ingeniería-UNAM

Reséndiz, D. (1978) "Compaction conditions, state variables and engineering properties of compacted clay", Proc Int Conf on Compaction, Vol I, Paris

Romo, M.P. Mendoza, M. and Yanez, M. (1979), "Influence of microstructure on the suction developed by a compacted soil", Proc VI PCSMFE, Vol 2 Lima

Santoyo, E y Reséndiz, D. (1969), Una cámara triaxial de precisión, Publicación No 235, Instituto de Ingeniería-UNAM

Seed, H.B., R.J. Woodward and R Lundgren (1964) "Clay Mineralogical Aspects of the Atterberg Limits" J Soil Mech and Found Div-ASCE, Vol 90, No SM4, July

Seed, H.B. y Chan, C K, (1959a), "Structure and strength characteristics of compacted soil" J Soil Mech and Found Div-ASCE, Vol 85, No SM5, Oct

Seed, H.B. y Chan, C.K. (1959b), "Undrained strength after soaking", J Soil Mech and Found Div-ASCE

Skempton, A W (1954) "The pore-pressure coefficients A and B", Géotechnique, Vol IV,

Sloane, R.L. and Kell, T.F. (1966) "The fabric of mechanically compacted kaolin", Clays and Clay Minerals, Vol 14, Pergamon Press

Smart, P. (1969), "Soil structure in the electron microscope" en Structure Solid Mechanics and Engineering Design, edited by M. Te'eni, Wiley

Terzaghi, K. (1941), "Undisturbed clay samples and undisturbed clays", J Boston Soc of Civil Engrs, Vol XXVII, No 3

Terzaghi, K. (1956), Correspondence to the Secretary, The Institution of Civil Engrs, Géotechnique Vol VI

Tovey, N.K. y Wong Kwong Yan (1973), "The preparation of soils and other geological material for the S.E.M.", Proc Int Symp on Soil Structure, Gothenburg

Wintermeyer, A.M. y Kinter, E.B. (1954) "Dispersing agents for particle-size analysis of soils" Highway Research Board, Bulletin 95

Yong, R.N. y Sheeran, D.E. (1973), "Fabric unit interaction and soil behaviour", Proc Int Symp on Soil Structure, Gothenburg

Yong, R.N. (1973), "Mechanisms of deformation and failure" Int Symp on Soil Structure, Appendix, Gothenburg

Yoshinaka, R y Kazama, H (1973), "Microstructure of compacted kaolin clay", Soils and Foundations, Vol 13, No 2, June