

01163  
lej.  
1

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

COMPORTAMIENTO DE SUELOS COHESIVOS COMPACTADOS,  
SATURADOS POR COMPRESION HIDROSTATICA NO DRENADA

T E S I S

que presenta

JUAN DE DIOS CUETO DIAZ

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(Mecánica de Suelos)

J U R A D O

DR. RAUL J. MARSAL CORDOBA. . . .

DR. EULALIO JUAREZ BADILLO. . . .

ING. JESUS ALBERRO ARAMBURU . . . .

M. EN I. CARLOS SILVA ECHARTEA. . . .

DR. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

*Rosendo*  
*[Signature]*  
*[Signature]*  
*[Signature]*

EL COORDINADOR DE LA SECCION

EL SECRETARIO ACADEMICO

*[Signature]*

*[Signature]*

DR. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

M en I GABRIELA MOELLER DE JALIFE

Cd. Univesitaria, México, D.F. Febrero de 1984

TELIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## **TITULO**

**COMPORTAMIENTO DE SUELOS COHESIVOS COMPACTADOS ,  
SATURADOS POR COMPRESION HIDROSTATICA NO DRENADA**

## **TEMARIO**

### **LISTA DE SIMBOLOS**

<b>Capítulo 1,</b>	<b>INTRODUCCION</b>
<b>Capítulo 2,</b>	<b>SUELOS ENSAYADOS</b>
<b>Capítulo 3,</b>	<b>COMPACTACION DE ESPECIMENES</b>
<b>Capítulo 4,</b>	<b>EQUIPO TRIAXIAL UTILIZADO</b>
<b>Capítulo 5,</b>	<b>TIPO DE ENSAYE TRIAXIAL</b>
<b>Capítulo 6,</b>	<b>PRUEBAS CON EL SUELO CH-LA PEÑA</b>
<b>Capítulo 7,</b>	<b>PRUEBAS CON EL SUELO MH-NECAXA</b>
<b>Capítulo 8,</b>	<b>ANALISIS DE RESULTADOS</b>
<b>Apéndice A,</b>	<b>RESULTADOS DE ENSAYES VARIANDO LA GRANULOMETRIA DE GRUMOS Y LOS TIEMPOS DE CURADO Y REPOSO.</b>
<b>Apéndice B,</b>	<b>SELECCION DE LA MEMBRANA UTILIZADA</b>

### **REFERENCIAS**

### **RECONOCIMIENTOS**

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\gamma_d$	Peso volumétrico seco de compactación.
$w_c$	Contenido de agua de compactación.
$S_r$	Grado de saturación de compactación.
$e_c$	Relación de vacíos de compactación.
$V_a$	Volumen de aire inicial ( a presión atmosférica ).
$V_a/V_w$	Relación de volumen de aire a volumen de agua.
$V_w$	Volumen de agua del espécimen.
$V_{wsi}$	Volumen de agua del sistema de medición de la presión de poro.
$V_{wt}$	Volumen de agua total ( Volumen de agua del espécimen más el agua del sistema de medición de presión de poro.
$u$	Presión de poro medida.
$u-u_0$	Presión de poro generada durante la aplicación de esfuerzo desviador.
$u_{sat}$	Presión de poro en la saturación.
$\epsilon_1$	Deformación axial.
$(\epsilon_1)_d$	Deformación axial durante la aplicación de esfuerzo desviador.
$\sigma_3$	Esfuerzo confinante total ( esfuerzo principal menor).
$\sigma_1$	Esfuerzo principal mayor total.

$\sigma_1 - \sigma_3$	Esfuerzo desviador; la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el esfuerzo principal menor.
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$	Esfuerzo desviador máximo de falla.
$\tau_{\text{máx},f}$	Esfuerzo cortante máximo de falla.
$\sigma_1'$	Esfuerzo principal mayor efectivo.
$\sigma_3'$	Esfuerzo principal menor efectivo.
$\sigma_1' / \sigma_3'$	Relación de esfuerzos principales efectivos.
$\sigma_{3',\text{sat}}$	Esfuerzo efectivo requerido para alcanzar la saturación por compresión hidrostática no drenada.
$e_{\text{sat}}$	Deformación axial en la saturación.
$e_{v,\text{sat}}$	Deformación volumétrica en la saturación.
$e_{r,\text{sat}}$	Deformación radial en la saturación.
B	Coefficiente de Skempton; relación entre un incremento de presión de poro y un incremento de presión confinante.
$S_v$	Coefficiente de solubilidad volumétrica

## 1. INTRODUCCION

La técnica de compactación de suelos ha sido de uso universal desde épocas remotas, en la construcción de obras de tierra, tales como terrraplenes para vías de comunicación, presas, bordos, etc; incluso recientemente se ha usado la compactación de suelos para la impermeabilización de grandes almacenamientos de agua ( ref 1 ). Sin embargo fue Proctor el que en 1933 ( ref 2 ) asentó las bases de esta técnica.

No obstante las múltiples aplicaciones que la compactación ha tenido y a los numerosos trabajos experimentales de investigación sobre el tema, aún no se ha esclarecido totalmente los factores que regulan el comportamiento de los suelos compactados, no saturados.

Este trabajo trata sobre el comportamiento de suelos cohesivos compactados cuando se saturan por compresión hidrostática no drenada.

## OBJETIVOS

Los objetivos principales son :

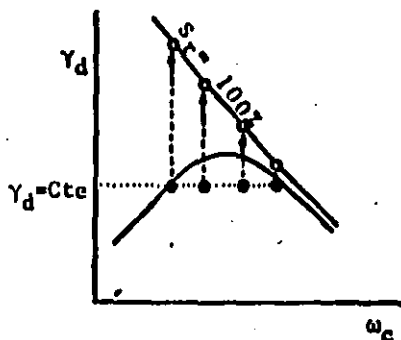
- 1° Determinar la correlación entre el esfuerzo normal efectivo requerido para alcanzar la saturación por compresión no drenada y las condiciones iniciales de compactación.
- 2° Analizar la influencia de las condiciones iniciales de compactación en las curvas esfuerzo-deformación del material saturado por compresión no drenada.
- 3° Verificar las relaciones entre las resistencias al esfuerzo cortante y el esfuerzo normal efectivo que se requiere para alcanzar la saturación por compresión hidrostática no drenada.
- 4° Comprobar si la ley de Henry es aplicable para estimar la presión de poro de saturación en suelos compactados sometidos a compresión hidrostática no drenada.

## ALCANCE

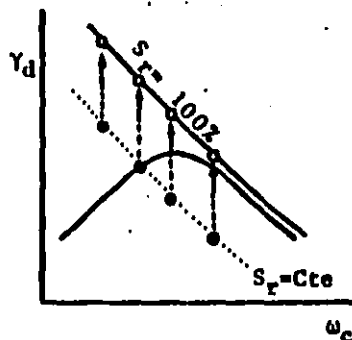
Para lograr los objetivos anteriores se efectuaron tres series de ensayos triaxiales, con dos suelos cohesivos y tres condiciones iniciales diferentes de compactación por amasado, según se indica en el cuadro y los esquemas adjuntos.

CONDICION INICIAL DE COMPACTACION

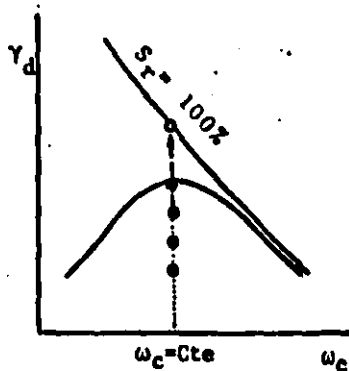
SERIE	$\gamma_d$	$S_r$	$\omega_c$
I	CONSTANTE	VARIABLE	VARIABLE
II	VARIABLE	CONSTANTE	VARIABLE
III	VARIABLE	VARIABLE	CONSTANTE



SERIE I



SERIE II



SERIE III

CONDICION

- Compactación (Cond. inicial)
- Saturación y ensaye

----- Trayectoria de saturación por compresión no drenada

$\gamma_d$  = Peso volumétrico seco

$S_r$  = Grado de saturación

$\omega_c$  = Contenido de agua



## PRESENTACION

En el capítulo 2 se describen los dos suelos cohesivos que se es tudiaron, CH-La Peña y MH-Necaxa, incluyendo su localización y origen geológico, propiedades índice, características mineralógicas, así como la preparación de dichos materiales.

El capítulo 3, presenta el equipo y método de compactación, así como las curvas de compactación que se determinaron para cuatro energías por el método de amasado.

En el capítulo 4 se describen las cámaras triaxiales INING-2 y T-3.6-60 utilizadas en este trabajo experimental.

El capítulo 5 trata sobre el tipo de ensaye triaxial y el montaje de los especímenes.

En los capítulos 6 y 7 se exponen los resultados de los ensayes triaxiales efectuados con los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa, respectivamente.

El capítulo 8 contiene el análisis de los resultados experimentales descritos en los capítulos 6 y 7.

En el capítulo 9 se resumen las conclusiones del trabajo experimental realizado.

Finalmente, dos apéndices presentan detalles complementarios de los capítulos 2, 3 y 4. El apéndice A se refiere a los resultados de ensayes variando la granulometría de grumos y los tiempos de curado y reposo, y el apéndice B a la selección de la membrana utilizada.

## 2. SUELOS ENSAYADOS

### 2.1 LOCALIZACION Y OBTENCION DE LOS MATERIALES

Esta labor fué realizada en junio de 1978, por M. Mendoza y F. Náder, con el propósito de investigar el comportamiento de suelos compactados, para lo que seleccionaron cuatro suelos cohesivos típicos: MH, CH, ML, CL. En ésta tesis se eligieron los dos primeros por limitación de tiempo; en una etapa siguiente es interesante ampliar la información con los dos materiales restantes; los datos sobre la localización y obtención de los materiales ensayados fueron tomados de las Refs. 5 y 6.

#### SUELO CH - LA PEÑA.

Es un suelo arcilloso de alta compresibilidad que 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 0.50 y 1.20 m de profundidad, una vez eliminada la capa vegetal.

Por su origen geológico se trata de una formación aluvial del Cuaternario que se encuentra estratificada con capas de gravas, boleos y arenas.

La extracción del material se realizó con retroexcavadora. En el laboratorio se disgregó, se tamizó por la malla No. 4 y - - sin secarlo (contenido de agua natural de 21.6%), se mezcló y envasó en bolsas de polietileno.

#### SUELO MH - NECAXA.

El suelo MH proviene de la ladera derecha, a unos 70 m de la presa Necaxa, en el estado de Puebla; dicho suelo se extrajo de un pozo a cielo abierto entre 1.10 y 1.50 m de profundidad. En la vecindad de la presa se observan rocas ígneas del Terciario conformadas por una serie de flujos de lava basáltica prácticamente horizontales, que cubren calizas cretácicas; 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 del material se efectuó con pico y pala. En el laboratorio se secó al ambiente; posteriormente se disgregó, mezcló y envasó en bolsas de polietileno.

#### 2.2 PROPIEDADES INDICE

Los valores de los límites de plasticidad, contenidos de agua iniciales y densidades se presentan en la tabla 2.1 y la - - carta de plasticidad en la figura 2.1 .

Tabla 2.1 Propiedades índice de los suelos CH-LA PEÑA y MH-NECAXA

SUELO	LIMITE	LIMITE	CONTENIDO	DENSIDAD ( $G_s$ )
	LIQUIDO	PLASTICO	DE AGUA	(VIA HUMEDA)
	(%)	(%)	INCIAL	
	(%)	(%)	(%)	
CH-LA PEÑA	61.50	29.80	8.90	2.65
MH-NECAXA	69.20	50.50	5.80	2.93

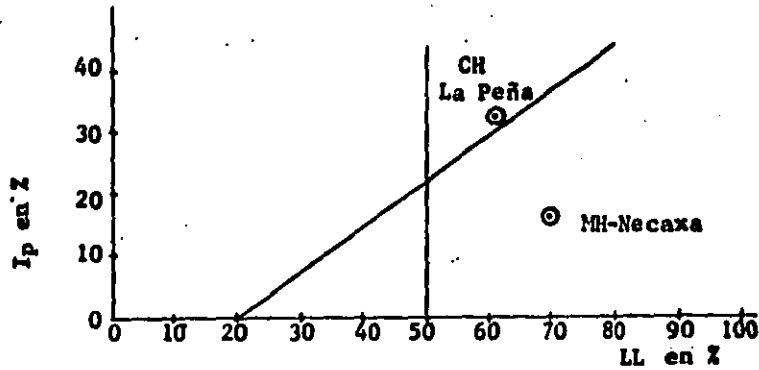


Figura 2.1 Carta de plasticidad.

### 2.3 CLASIFICACION MINERALOGICA

Con base en difractogramas, termogramas y espectros de rayos X realizados por la Comisión de Fomento Minero (Ref 5), fué posible conocer la mineralogía de los suelos CH-LA PEÑA y MH-NECAXA. En la tabla 2.2 se presenta una síntesis de los minerales y sus proporciones cualitativas.

Tabla 2.2 Composición mineralógica de los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa.

#### Proporción cualitativa

Suelo	Mayor	Media	Menor
MH-NECAXA	Metahaloisita	Hematita Cuarzo Magnetita	Ilmenita Montmorillonita
CH-LA PEÑA	Montmorillonita	Feldespatos	Cristobalita Cuarzo Anfíbola

## 2.4. PREPARACIÓN DE LOS MATERIALES

Se tuvo el cuidado de reproducir muestras con igual granulometría de grumos y contenido de agua inicial, ya que se observó ( véase Apéndice A ) que variaciones en dichas características modifican significativamente los resultados. El procedimiento adoptado se describe a continuación .

Los materiales almacenados se disgregaron con un pisón forrado de cuero, hasta que todo el material de un costal de 30 kg aproximadamente, pasara por la malla No. 4. Posteriormente se determinó la granulometría de grumos, tamizando el material por un juego de mallas, operación que se efectuó mediante una cribadora RO-TAP. Enseguida se procedió a dosificar muestras de 600 gr con granulometría similar a la obtenida. Finalmente, para controlar el contenido de agua las muestras se guardaron en bolsas de polietileno selladas y se almacenaron en un recipiente hermético.

Con este procedimiento se controló la variación de la granulometría de grumos en retenidos parciales y en contenidos de agua iniciales de  $\pm 0.5\%$  y  $0.3\%$ , respectivamente. Las granulometrías de grumos de los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa se muestran en las figuras 2.2 y 2.3.

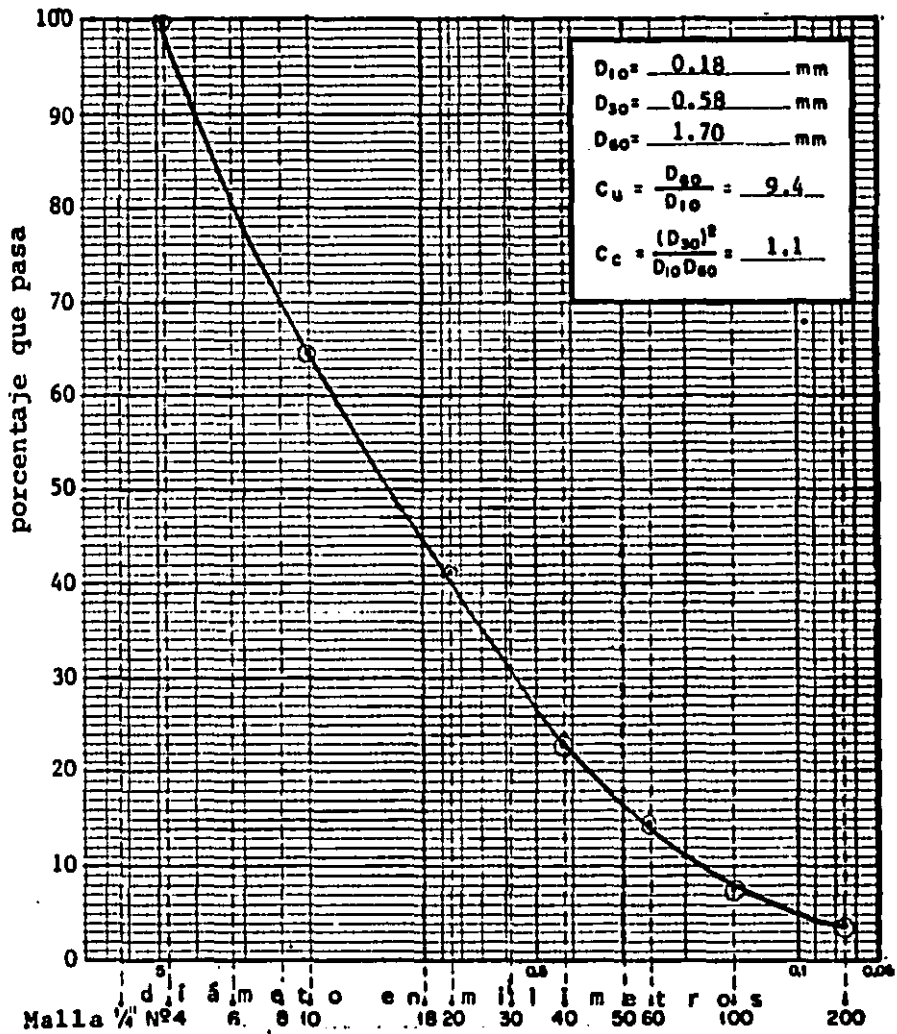


Fig 2.2 Granulometría de grumos de el suelo CH-LA PEÑA

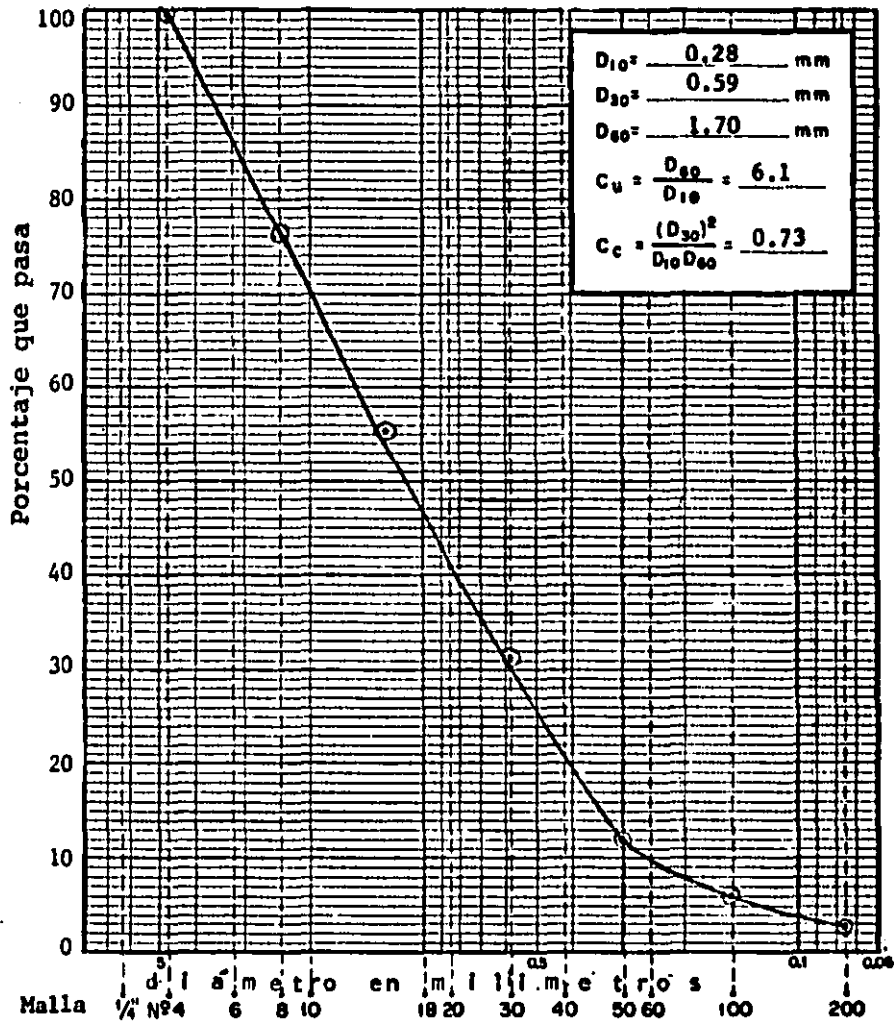


Fig 2.3 Granulometría de grumos del suelo MH-NECAXA

### 3. COMPACTACION DE ESPECIMENES

#### 3.1 METODO DE COMPACTACION

Se adoptó la compactación por amasado, o sea se aplicó un determinado número de pisonadas con cierta fuerza a cada una de las capas que constituían el espécimen. En todos los casos se compactaron nueve capas.

#### 3.2 EQUIPO DE COMPACTACION

El equipo de compactación consta de molde, compactador neumático y extractor de muestras.

#### MOLDE DE COMPACTACION

Se usó el molde denominado I de I (ref 7) de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura, fig 3.1. Se utilizó un tejo de 0.5 cm de altura, que colocado en el fondo del molde permite obtener especímenes de 8.0 cm de altura. El propósito de esta reducción fue desarrollar deformaciones axiales de 20 % en la cámara triaxial T-3.6-60 (inciso 4.2).

#### COMPACTADOR NEUMATICO

Se utilizó un compactador neumático como el que se muestra en la figura 3.1 (ref 8). Con este dispositivo de compactación, la



influencia del operador disminuye y la reproducibilidad de muestras mejora, en comparación con el compactador tradicional provisto de un resorte calibrado.

El diámetro del pisón es de 1/2" y las fuerzas aplicadas con el pisón fueron de 5, 10, 15 y 20 kg.

### EXTRACTOR DE MUESTRAS

Para facilitar la extracción de muestras se utilizó el dispositivo que aparece en la figura 3.2 .

### 3.3 CURVAS DE COMPACTACION

Para obtener muestras con las características de compactación requeridas en cada ensaye triaxial descritas en el capítulo 1, fue necesario determinar por lo menos cuatro curvas de compactación con diferentes energías. Se presentan en las figuras 3.3 y 3.4 las curvas de compactación de los suelos ensayados CH-La Peña y MH-Necaxa, respectivamente. A estas curvas se asocia una terna de números: el primero indica el número de pisos nadas distribuidas en cada capa; el segundo indica la fuerza -- aplicada en cada pisonada (en kilogramos), y el tercero indica el número de capas con las que se formó el espécimen. En las figuras mencionadas también se indican la posición de los especímenes que se ensayaron en pruebas triaxiales.

### 3.4 ESPECIFICACIONES DE COMPACTACION

A fin de evitar variaciones en la condición inicial de los especímenes, causa de discrepancias en los resultados (ver Apéndice A ), se adoptaron las siguientes especificaciones.

- La preparación de material a cierto contenido de agua, se efectuó mediante un atomizador.
  
- Antes de compactar el material se protegió durante 24 hrs contra pérdidas de contenido de agua, en una bolsa de polietileno sellada; este lapso se conoce como tiempo de curado. En todos los casos fué de 24 horas + 1 hora.
  
- Para facilitar la extrusión del espécimen, se aplicó antes de compactar una capa delgada de aceite de silicón en las paredes del molde.
  
- El defecto o exceso de altura del espécimen compactado en el molde fué de 2 a 4 mm; con valores mayores se desechaba la probeta.
  
- El espécimen compactado se dejó en el molde durante 24 horas + 1 hora antes del ensaye triaxial. Se protegió contra pérdidas de humedad de la siguiente forma: se colocó un tapón de corcho en la extensión del molde, encima una franela húmeda y cubriendo una campana de vidrio, como se muestra en la figura 3.5.
  
- Previo enrase del espécimen compactado, se pesó e inmediatamente se montó para su ensaye triaxial.

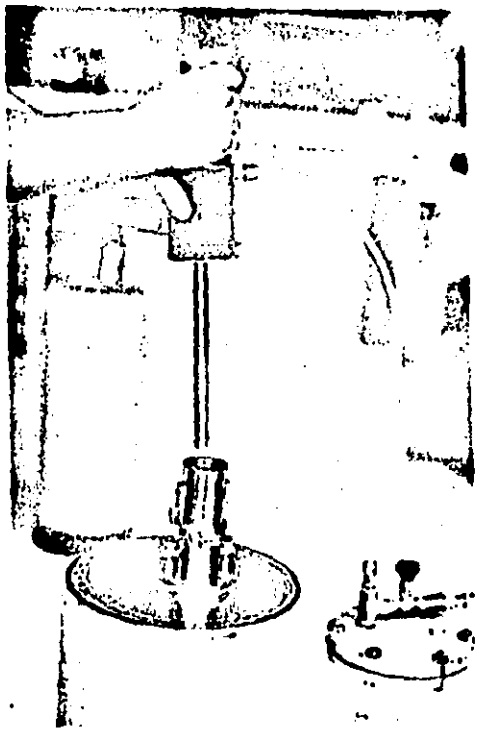


Fig. 3.1: Vista del molde de compactación y el compactador neumático.



Fig 3.2 Vista del extractor de especímenes .

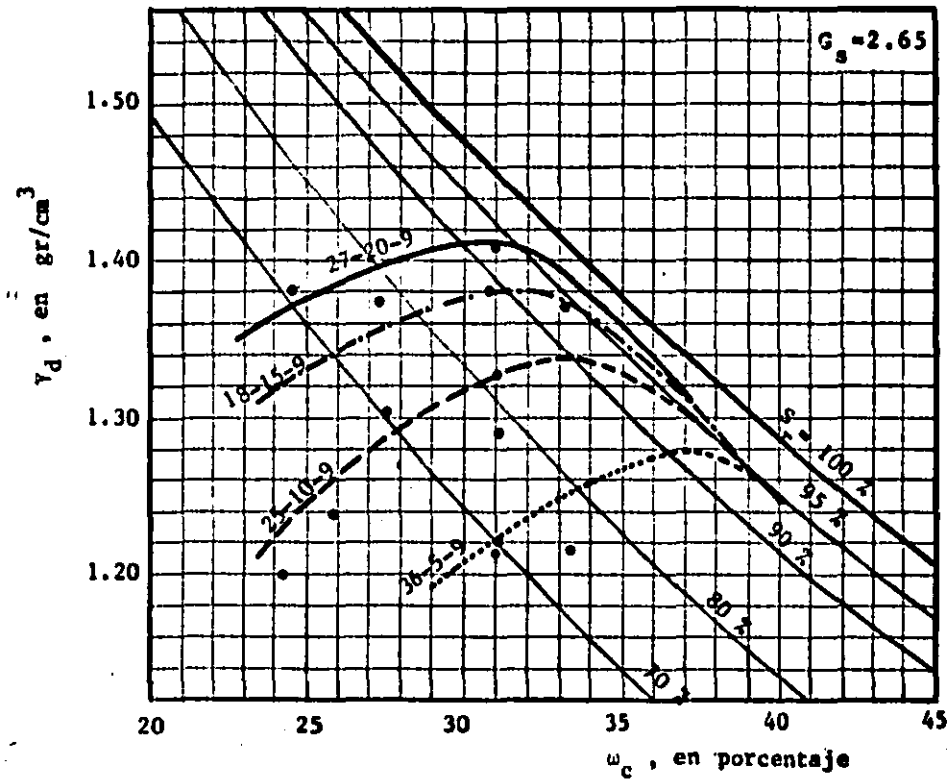


Fig 3.3 Curvas de compactación del suelo CH-La Peña y localización de los puntos ( $\gamma_d$  y  $\omega_c$ ) correspondientes a especímenes ensayados en compresión triaxial.

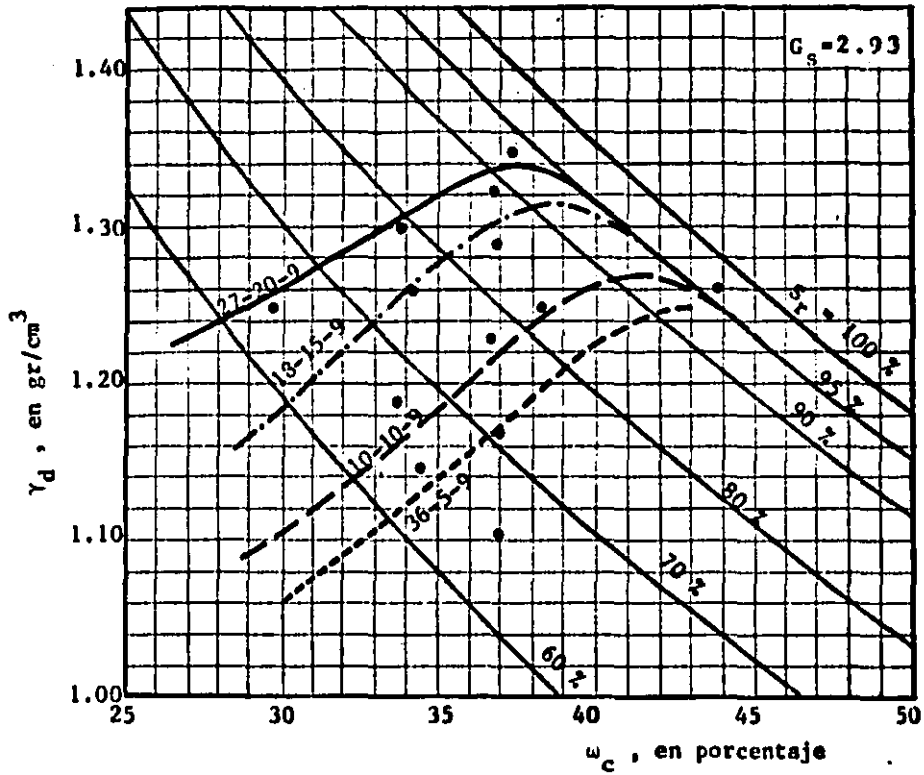
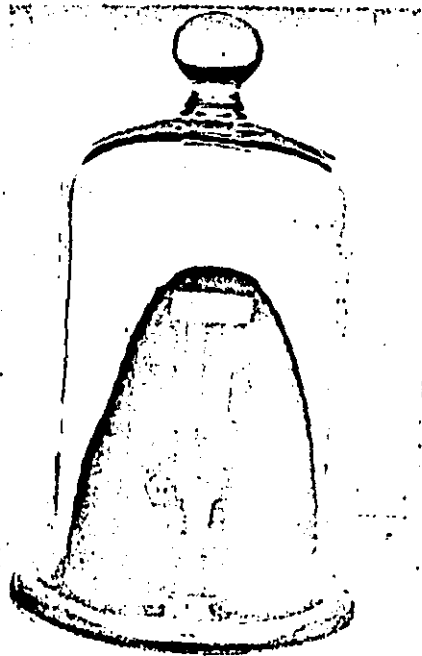


Fig 3.4 Curvas de compactación del suelo MII-Necaxa y localización de los puntos ( $\gamma_d$  y  $\omega_c$ ) correspondientes a especímenes ensayados en compresión triaxial.



**Fig 3.5 Protección contra pérdidas de humedad - durante el tiempo de reposo.**

#### 4. EQUIPO TRIAXIAL UTILIZADO

##### 4.1 NOTA INTRODUCTORIA

Se utilizaron dos cámaras triaxiales a fin de lograr la capacidad y precisión adecuadas para ensayar especímenes con grados de saturación inicial variable de 60 a 95%.

Los especímenes con humedad elevada y grados de saturación mayor de 85% se ensayaron en la cámara triaxial INING-2 (ref 9) y para probar los especímenes con grado de saturación de 60% a 85% se usó la cámara T-3.6-60 (ref 10).

##### 4.2 CAMARA TRIAXIAL INING-2

Esta cámara triaxial fué diseñada para presión confinante máxima de 8 kg/cm<sup>2</sup> y carga axial máxima de 180 kg (fig 4.1).

La característica principal de esta cámara es el mecanismo de carga axial, que se transmite por un sistema de alambres en tensión; de este modo se obtiene una reducción considerable de la fricción en comparación con las cámaras tradicionales.

#### 4.2.1 Dispositivo de carga axial

El sistema de carga se muestra en la figura 4.2. La carga axial se aplica a la cabeza de la muestra mediante una placa a la cual conectan tres alambres (c), que aplican carga hacia abajo, - - pasando por la base salen al exterior a través de pequeños bujes de teflón.

En el exterior se ligan a otra placa similar (e) de la cual sale la barra del portapesas.

Los alambres son cuerdas de piano de 0.8 mm de diámetro; debido a que el área transversal ( $0.005 \text{ cm}^2$ ) y el perímetro - - - (0.25 cm) son muy pequeños, la fricción alambre-buje es despreciable; incluso puede determinarse la fricción para lograr mayor precisión. No se hizo tal corrección a los resultados que se exponen en este trabajo.

#### 4.2.2 Sistema de medición de presión de poro

La medición de la presión de poro se realizó en la base del espécimen a través de una piedra porosa de aluminio, que comunica por un tubo rígido de  $1/8''$  de cobre a un transductor de presión Statham modelo 15056, con capacidad máxima de  $7 \text{ kg/cm}^2$ ; este, conectado a un puente de Wheastone Vishay modelo Ellis-10, registra la presión con resolución de  $0.01 \text{ kg/cm}^2$  por unidad de lectura. La calibración respectiva se efectuó con manómetro de mercurio y se muestra en la figura 4.3.

#### 4.2.3 Sistema de aplicación de presión confinante

La aplicación de la presión confinante se efectuó con agua a través de intercambiadores aire-agua y se controló con un regulador de presión marca Norgrem Mod 11-018, de sangría continua, con precisión de  $\pm 0.5 \text{ mm}$  de mercurio.



### 4.3 CAMARA TRIAXIAL T-3.6-60

Esta cámara fué diseñada para una presión confinante máxima 60 kg/cm<sup>2</sup> y carga axial máxima de 2000 kg, operando con presión en el gato hidráulico de 200 kg/cm<sup>2</sup>. Se muestra en la figura - 4.4 una vista general de la cámara.

#### 4.3.1 Dispositivo de carga axial

La carga axial se transmite mediante un gato hidráulico con pistón de 37.7 mm de diámetro y carrera de 3 cm, como se muestra en la figura 4.5.

La deformación axial se registra por medio de un vástago que - atraviesa el gato y un micrómetro. A fin de asegurar el contacto del cabezal de la probeta y el pistón, el área de este último es 1.1 veces el área del cabezal del espécimen; por tanto, - en la etapa inicial de compresión, el esfuerzo no es estrictamente isotrópico.

#### 4.3.2 Pedestal del espécimen

El pedestal del espécimen está formado por la base de la cámara y la celda de carga, según se muestra en la figura 4.6.

#### BASE DE LA CAMARA

Esta pieza circular tiene seis perforaciones roscadas para atornillar la camisa de la cámara y tiene una perforación central en la que se atornilla la celda de carga.

#### CELDA DE CARGA

Esta pieza se compone de celda, cubierta y base. La celda es un cilindro de acero inoxidable SISA-VSP-40 tratado ( $F_y = 3000$  kg/cm<sup>2</sup>), de 15 y 10 mm de diámetro exterior e interior, respectivamente, y 40 mm de altura; está dotado de una resistencia eléctrica modelo MA-09-125AL-350, adherida en la superficie externa del cilindro. Las conexiones salen por una perforación ubicada en la base de la celda, la que está aislada del líquido confi-

nante mediante la cubierta con aro-sellos en la parte inferior. La calibración de la celda de carga se efectuó aplicando presión hidráulica, conocida el área se determinó la carga axial y se relacionó con las lecturas registradas por un puente de --\_ Wheatstone modelo Vishay PA-350A; dicha calibración se muestra en la figura 4.7 .

#### 4.3.3 Sistema de medición de presión de poro

La medición de la presión de poro se realizó a través de una piedra porosa de aluminio, colocada encima de la cubierta de la celda, la que tiene soldado un tubo rígido de 1/8" de diámetro. Un transductor de presión Statham modelo 15060 con capacidad de 70 Kg/cm<sup>2</sup> mide la presión actuante con una resolución de 0.015 -- Kg/cm<sup>2</sup> por unidad de lectura. Las lecturas se realizaron con el mismo puente de Wheatstone usado para registrar la carga axial. La curva de calibración se muestra en la figura 4.9 y se verificó periódicamente durante el transcurso del trabajo experimental. La calibración se efectuó mediante un medidor de presión Amsler modelo MP-25 ( figura 4.8 ). Consiste de un pistón que se acciona por medio de un tornillo con manivela. El pistón tiene dos conectores; en el primero se adapta el sensor (manómetro o transductor de presión) y en el segundo se tiene un émbolo con portapesas. Para calibrar se colocan pesas en el émbolo y se hace levantar ( a cierta altura ) aplicando presión al girar la manivela , conocida el área del émbolo (0.5 cm<sup>2</sup>) se determinó la presión actuante y se relaciona con la lectura registrada en el sensor que se calibra.

#### 4.3.4 Sistema de aplicación de presión

Las presiones de confinamiento y axial se suministraron mediante una botella de nitrógeno de alta pureza , controlada con un regulador de alta presión Fairchild modelo 8225. La medición de presión se realizó con manómetros de Bourdon calibrados en el mismo medidor de presiones Amsler (inciso 4.3.4). La disposición del equipo y conexiones de presenta en las figuras 4.10 y 4.11.

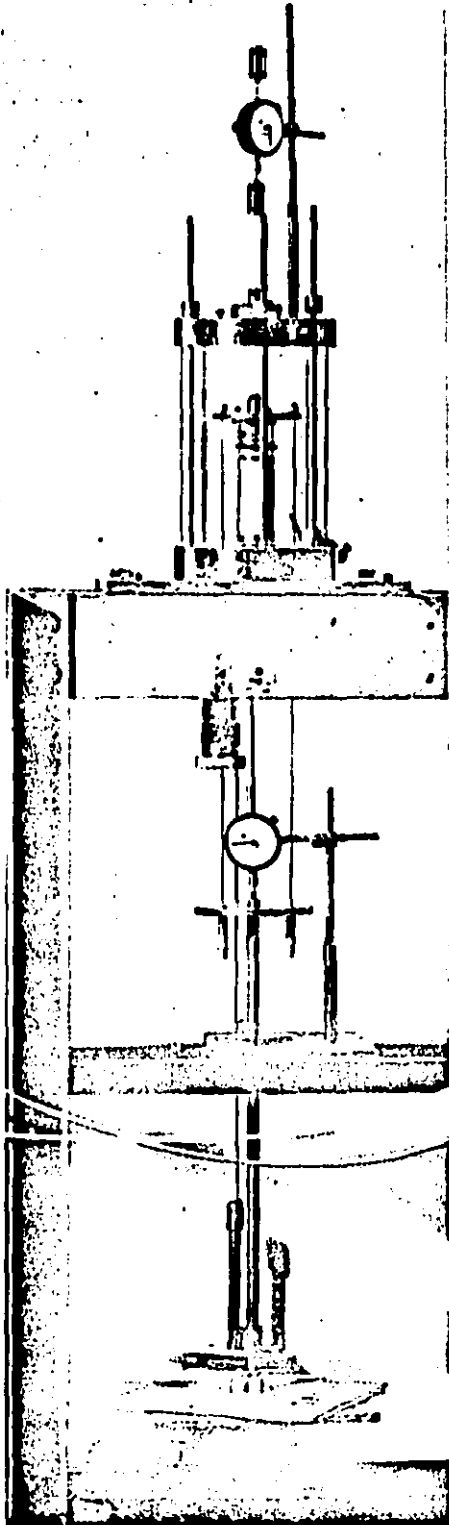
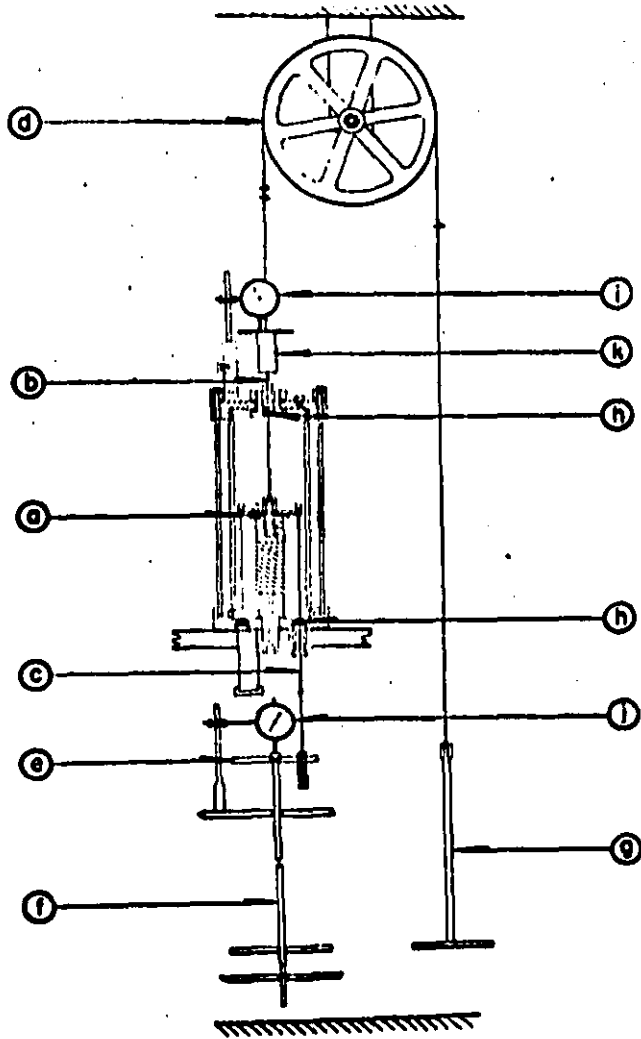


Fig 4.1 Camara triaxial  
INING-2

# EQUIPO PARA PRUEBAS TRIAXIALES



## CAMARA TRIAXIAL INING-2

Sección recta de la probeta	10 cm <sup>2</sup>
Carga axial máxima en compresión	180 kg
Carga axial máxima en extensión	60 kg
Fricción axial máxima (con carga horizontal)	0.10 kg
Presión confinante máxima	8 kg/cm <sup>2</sup>
Contrapresión máxima	5 kg/cm <sup>2</sup>

Sistema de medición de presión de poro - transductor  
 Control de la presión confinante y contrapresión - regulador de aire  
 Precisión en la medición de cambios volumétricos - 0.1 cm<sup>3</sup>  
 Flexibilidad del sistema de medición de presión de poro

$$1.4 \times 10^{-3} \text{ cm}^3 / \text{kg/cm}^2 \quad (6 \times 10^6 \frac{\text{in}^3}{\text{psi}})$$

- a) Placa de carga
- b) Alambre para extensión
- c) Alambre para compresión
- d) Polea
- e) Placa de carga
- f) Portapesas (g)
- h) Bujes de teflón y molibdeno
- i) Micrómetros (j)
- k) Apoyo de micrómetro superior

Fig. 4.2 Esquema de la cámara triaxial INING-2 y sistema de carga.

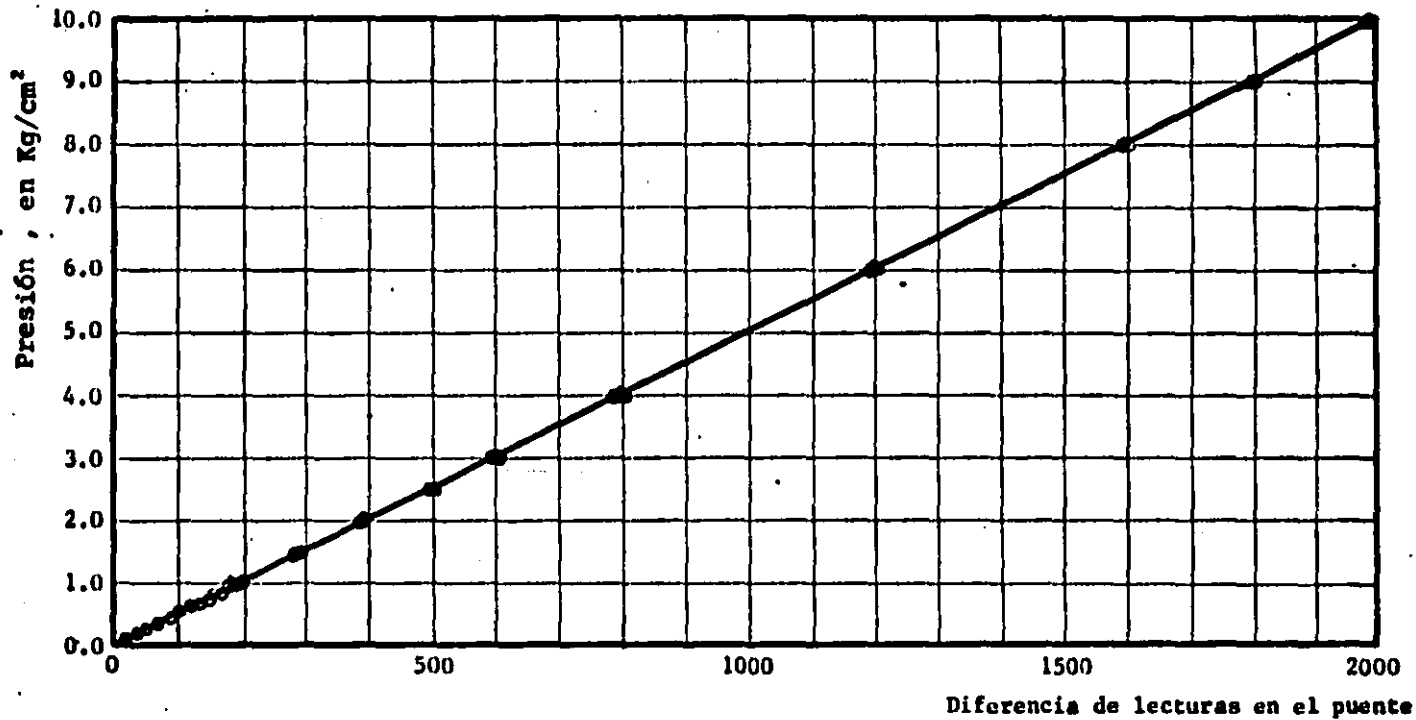


Fig 4.3 Calibración del transductor de presión utilizado en la cámara INING-2

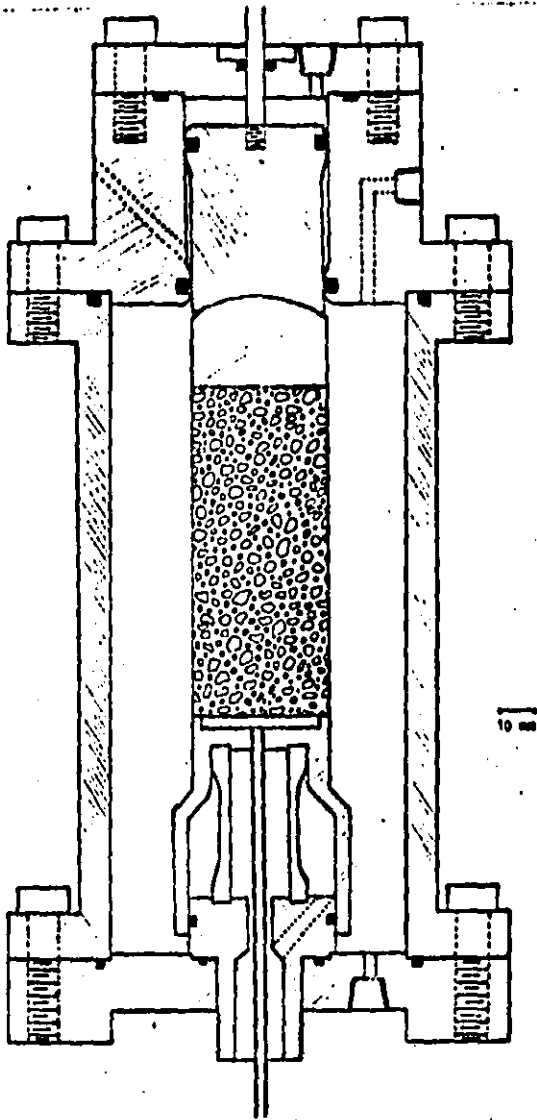
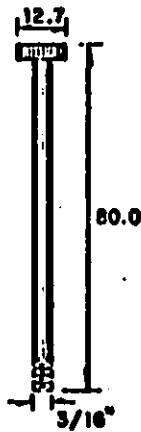
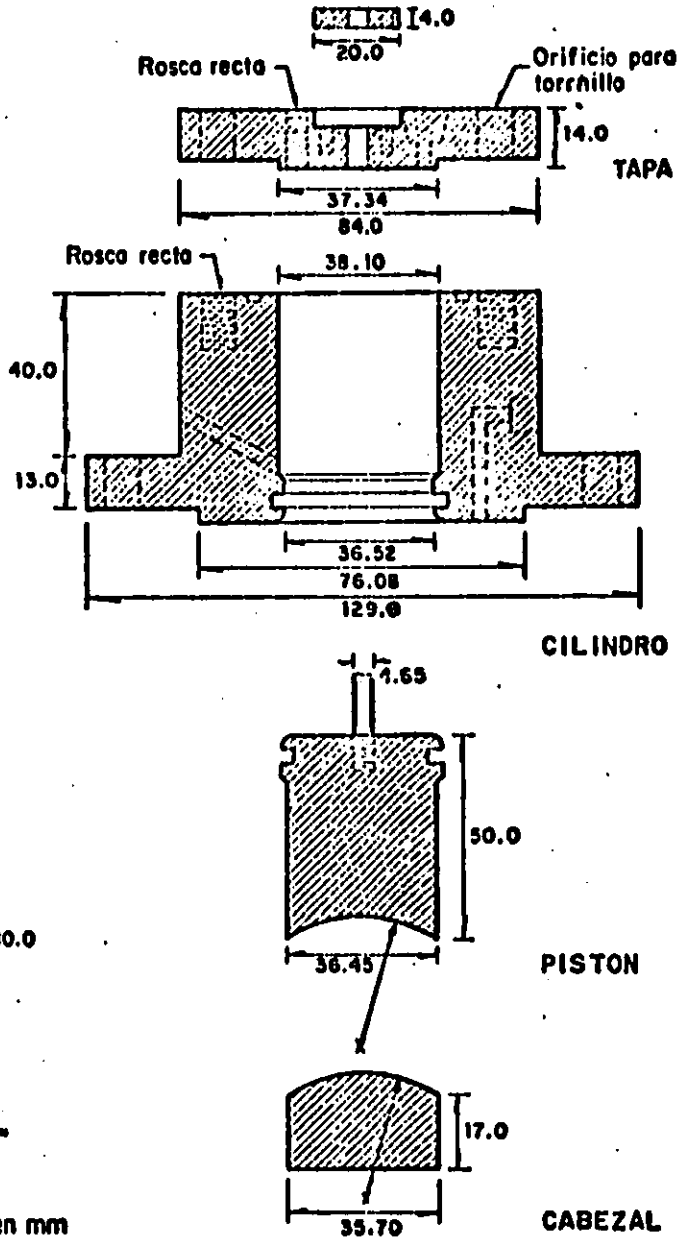
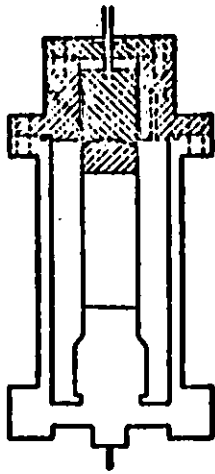
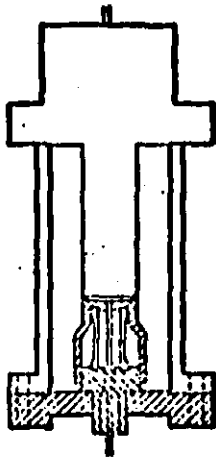


Fig 4.4 Esquema de la cámara triaxial  
T-3.6-60

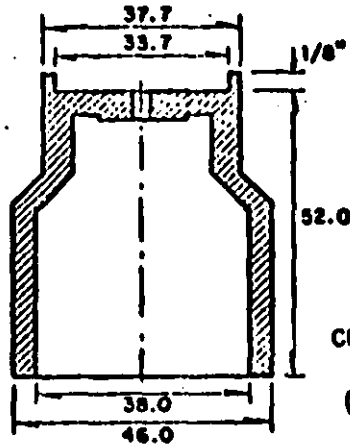


Acotaciones, en mm

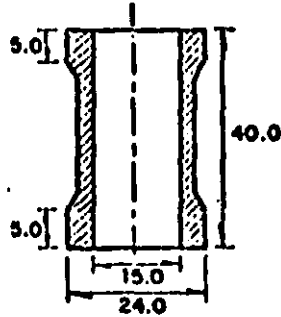
Fig 4.5 Dispositivo de carga axial, cámara T-3.6-60 (Ref 10)



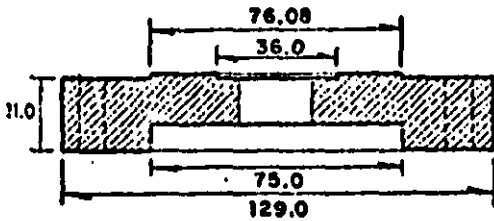
Acotaciones, en mm



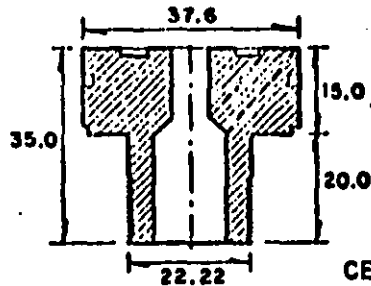
CUBIERTA DEL  
PEDESTAL  
(Acero inox)



CELDA DE  
CARGA  
(Acero SISA-VSP-  
-40 tratado)



BASE DE LA CAMARA



BASE DE LA  
CELDA DE CARGA  
(Acero inox)

Fig 4.6 Pedestal del espécimen, cámara T-3.6-60 (Ref 10)



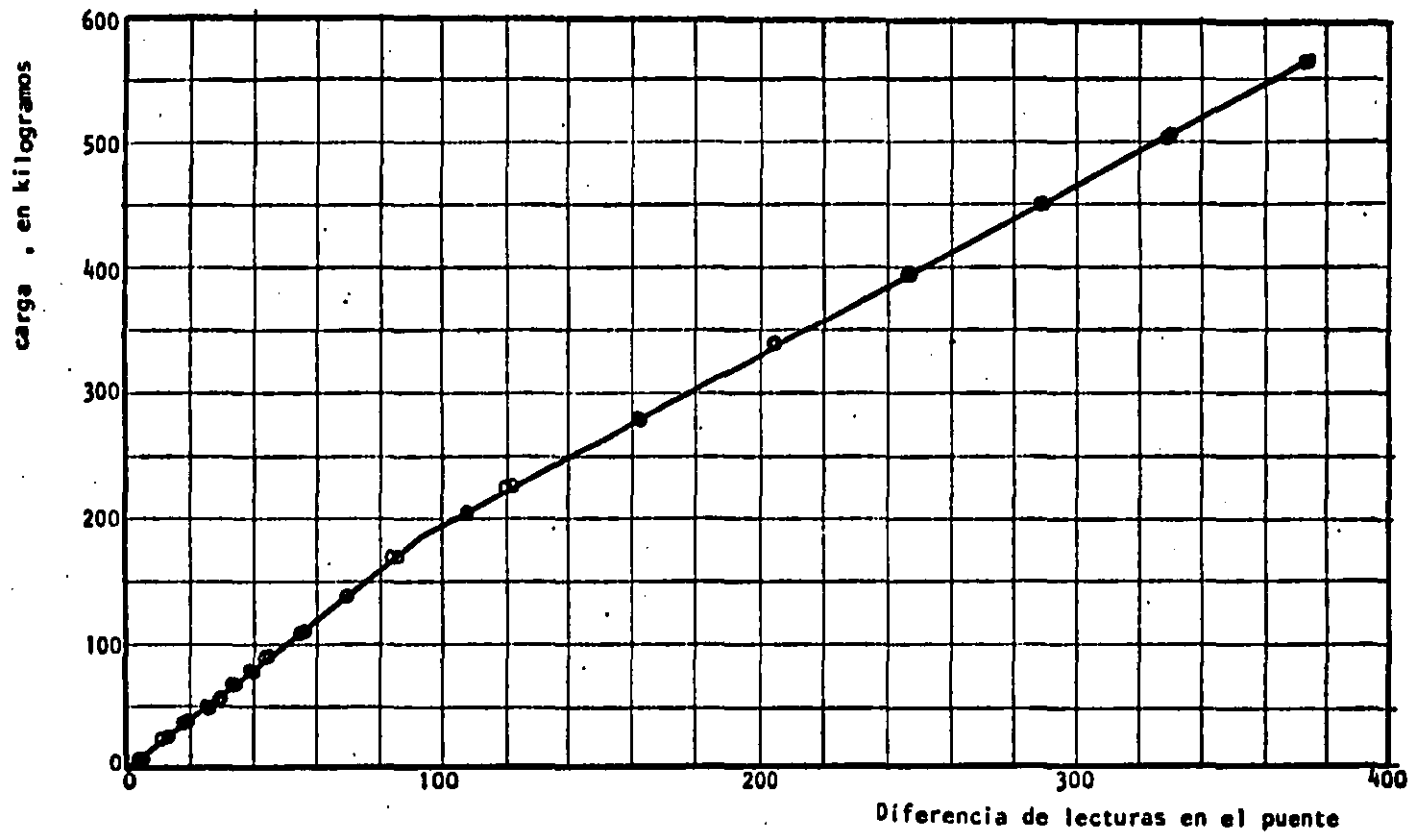


Fig 4.7 Calibración de la celda de carga usada en la cámara triaxial T-3.6-60.

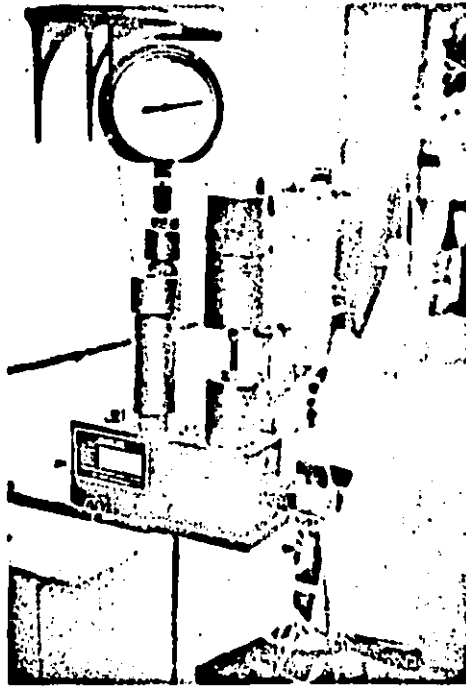


Fig 4.8 Calibrador de presión AMSLER

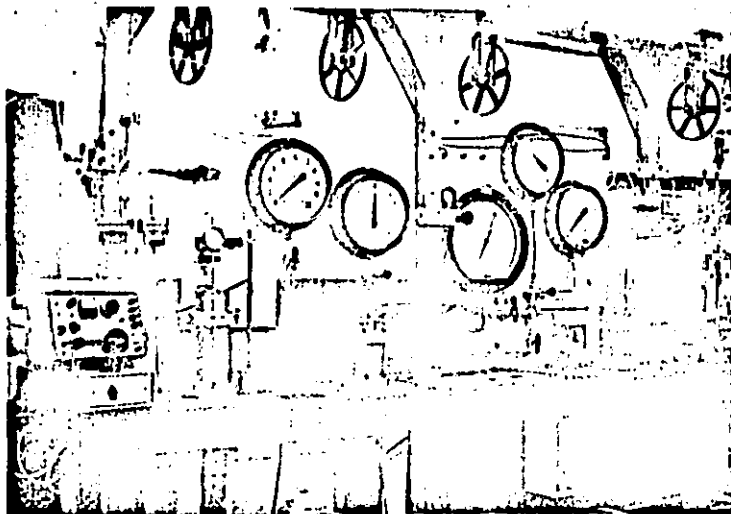


Fig 4.10 Vista general del sistema de medición de la cámara T-3.6-60

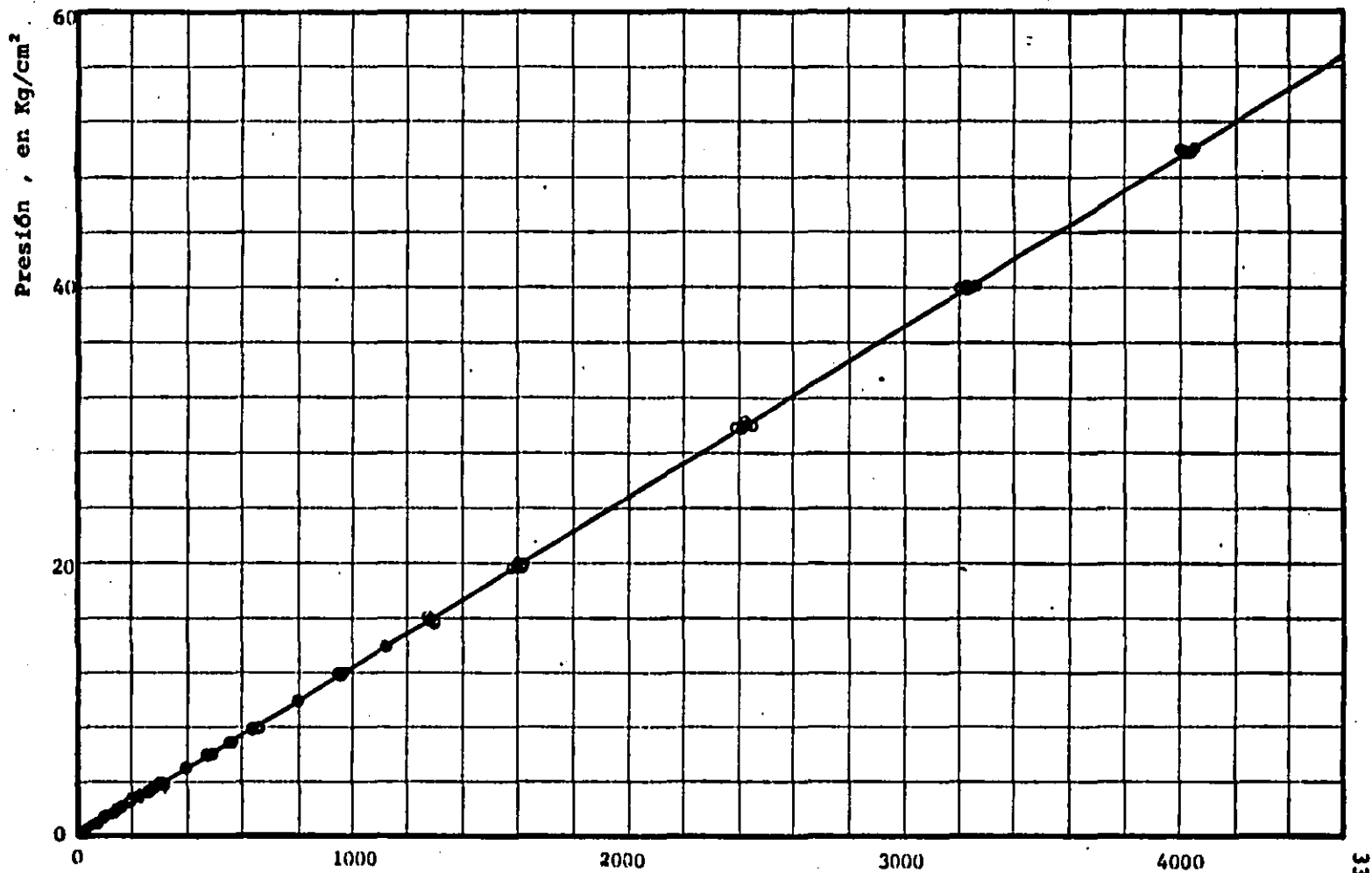


Fig 4.9 Calibración del transductor de presión utilizado en la cámara triaxial T-3.6-60

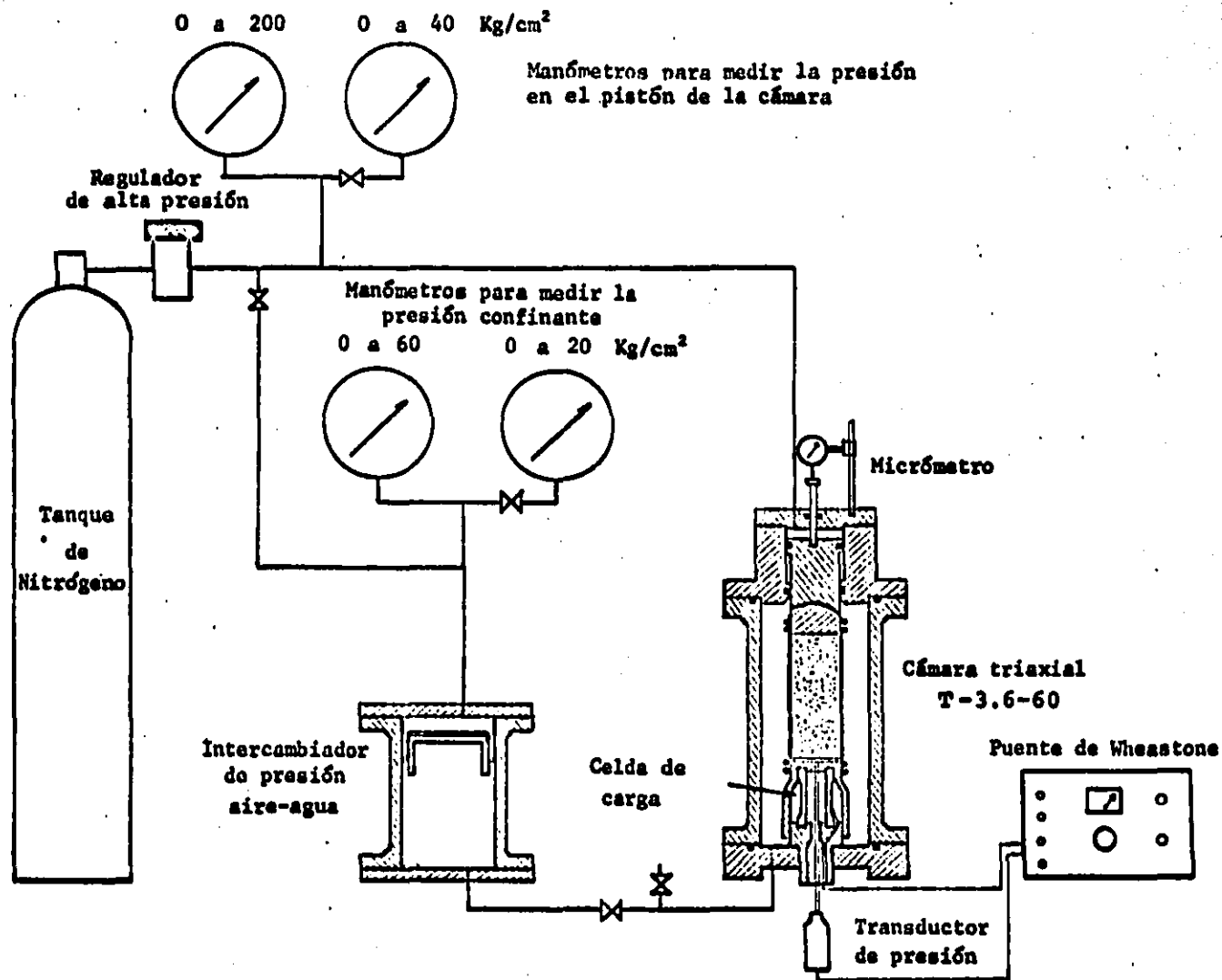


Fig 4.11 Esquema del sistema de presión de la cámara T-3.6-60

## 5. TIPO DE ENSAYE TRIAXIAL

Las tres series de pruebas tienen como punto de partida, cierto estado inicial  $\gamma_d$ ,  $S_h$  o  $w_c$  constante, obtenidos mediante compactación por amasado y una energía elegida convenientemente. Desde tal estado inicial, el espécimen en la cámara triaxial es sometido a incrementos de compresión hidrostática no drenada, evoluciona a contenido de agua constante hasta alcanzar la curva de saturación ( $S_h = 100\%$ ). En esta etapa se midieron las deformaciones axiales y la presión de poro generada hasta lograr la saturación; en esta condición se mantuvo constante la presión lateral ( $\sigma_3$ ) y cerrado el drenaje de la probeta, se aplicaron incrementos de carga axial hasta provocar la falla. En cada incremento se esperó el tiempo necesario para que la deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y la presión de poro ( $u$ ) no acusaran cambios.

Una vez descargado el espécimen y desmontado del aparato, se determinó su contenido de agua para registrar variaciones, respecto al contenido de agua inicial de compactación.

## MONTAJE DEL ESPECIMEN

Con el propósito de evitar en lo posible el aire atrapado entre la membrana y la probeta, se adoptó el siguiente procedimiento:

En un cilindro delgado (con diámetro interior poco mayor que el diámetro de la probeta), se colocó una membrana de mayor longitud que la del cilindro; con la parte sobresaliente de la membrana se cubrió el pedestal de la cámara sujetándose con arosellos. A continuación se introdujo el espécimen en el cilindro, posteriormente se extrajo lentamente el cilindro, operación que provoca la adhesión de la membrana al espécimen expulsando el aire de abajo hacia arriba. Una vez extraído el cilindro, se colocaron el cabezal de la probeta y los arosellos. Las figs. 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4 muestran este procedimiento.

En todos los ensayos se utilizaron membranas de hule butil; los detalles del proceso de fabricación de las membranas aparecen en la referencia 11.

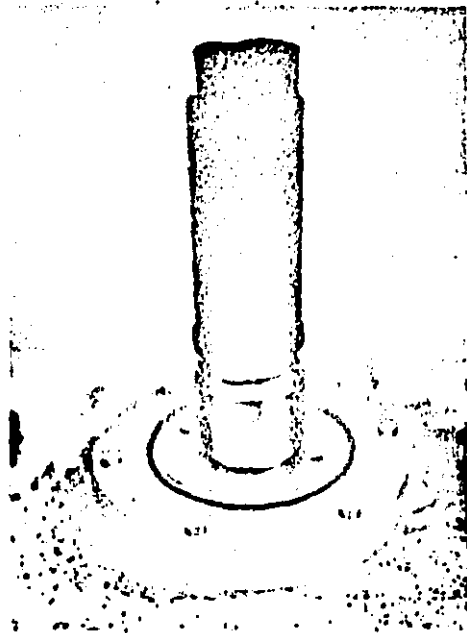


Fig 5.1 Colocación de la membrana (con un cilindro en su interior) en el pedestal de la cámara.



Fig 5.2 Introducción del espécimen compactado dentro del cilindro.



Fig 5.3 Extracción del cilindro.

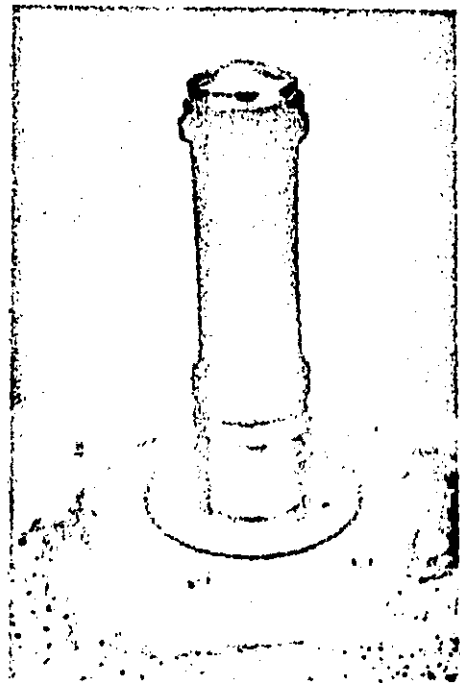


Fig 5.4 Colocación del cabezal de la probeta y de los aro-sellos.



## 6. ENSAYES CON EL SUELO CH-LA PEÑA

Se efectuaron tres series de ensayos triaxiales denominadas I, II y III sujetas a condiciones de compactación diferentes.

En cada una de las series I, II y III se mantiene respectivamente  $\gamma_d$ ,  $S_r$  o  $w_c$  constante, como se muestra en la fig 6.1. Se presentan además cuatro curvas de compactación por amasado, obtenidas a las especificaciones expuestas en el capítulo 3. La tabla 6.1 proporciona los valores numéricos y la simbología de los especímenes ensayados, y en la tabla 6.2 se ordenan estos de acuerdo a las series a que pertenecen.

La presentación de los resultados se llevará a cabo mostrando cada serie en orden progresivo al número y superíndice que le correspondan.

Cada serie comprende dos etapas: la fase de compresión y la de esfuerzo desviador. Todos los ensayos con este material fueron realizados en la cámara T-3.6-60.

El criterio de saturación adoptado en la fase de compresión fue el siguiente: se considera que se alcanzó la saturación, cuando la pendiente de la curva ( $u$ ) vs ( $\sigma_3$ ) se aproxima a la unidad. No se verificó para este material el coeficiente  $B$  de Skempton, por lo que resulta imprecisa la determinación de la saturación total de los especímenes. En esas condiciones, la estimación de la presión efectiva de saturación ( $\sigma'_{3, sat}$ ) es sin embargo bastante precisa, mientras que la determinación de la presión de poro pa ra la saturación ( $u_{sat}$ ) resulta un tanto incierta.

## 6.1 SERIE I; $\gamma_d$ <sup>1</sup> CONSTANTE

### FASE DE COMPRESION

#### 6.1.1 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) versus presión confinante total ( $\sigma_3$ )

Las figs 6.2a, 6.7a y 6.12a presentan la deformación axial ( $\epsilon_1$ ) en términos de la presión confinante total ( $\sigma_3$ ) de las series I, I' y I'', con pesos volumétricos secos ( $\gamma_d$ ) de 1.370, 1.296 y - 1.210 gr/cm<sup>3</sup> respectivamente.

Se observa que las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  se ordenan hacia la derecha al disminuir  $w_c$ . Por la forma de la curva se infiere que en los primeros incrementos de  $\sigma_3$ , la compresibilidad es alta y disminuye conforme aumenta  $\sigma_3$ , hasta alcanzar la saturación que corresponde a una deformación denominada ( $\epsilon_{sat}$ ). A medida que aumenta  $w_c$  disminuye la rigidez de los especímenes, siempre y cuando  $w_c$  sea menor que  $w_{optimo}$  (pruebas LP-5, LP-1, LP-4 de la fig 6.2); si  $w_c$  sobrepasa el valor  $w_{optimo}$ , se incrementa la rigidez del espécimen (prueba LP-14, fig 6.2).

Nótese que en el caso de la serie I'', fig 6.12, las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  de las pruebas LP-10 y LP-11 coinciden hasta un esfuerzo  $\sigma_3$  de 8 kg/cm<sup>2</sup>.

### 6.1.2 Presión de poro ( $u$ ) versus esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ )

En las figs 6.2b, 6.7b y 6.12b se han dibujado las curvas de presión de poro ( $u$ ) en términos de la presión confinante total ( $\sigma_3$ ) de las series I, I' y I'', respectivamente. Las curvas  $u$  vs  $\sigma_3$  se ordenan hacia la derecha a medida que  $w_c$  disminuye. La pendiente de las curvas  $\Delta u / \Delta \sigma_3$  es inicialmente pequeña, aumenta al incrementarse  $\sigma_3$  y tiende a la unidad al acercarse a la saturación total. Llama la atención que para alcanzar esta condición fué necesario aplicar  $\sigma_3$  mayores a los especímenes con  $w_c$  y  $S_A$  menores, y además cuando las curvas  $u$  vs.  $\sigma_3$  son tangentes a la recta de  $45^\circ$  (fig 6.2.b, 6.7b y 6.12b), las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  (fig 6.2.a, 6.7a y 6.12a) tienden a ser horizontales.

Si se trazan rectas a  $45^\circ$  asintotas de cada curva  $u$  vs  $\sigma_3$  hasta interceptar el eje de las abcisas ( $\sigma_3$ ) se determinan los esfuerzos efectivos de saturación ( $\sigma'_{1, sat}$ ); debe recordarse que en realidad los especímenes fueron sometidos a un esfuerzo axial  $\sigma_1$  aproximadamente igual a  $1.1 \sigma_3$ , por razones de diseño de la cámara triaxial (inciso 4.3.1).

### FASE DEL ESFUERZO DESVIADOR

#### 6.1.3 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

En las figs 6.3, 6.8 y 6.13 se ha dibujado el esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) en términos de la deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> de las series I, I' y I'', respectivamente. Se observa que las curvas se ordenan en forma creciente, aumentando la rigidez inicial al disminuir  $w_c$ .

#### 6.1.4 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

La relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma_1'/\sigma_3'$ ) en función de la deformación axial  $(\sigma_1)_d$  de las series I, I' y I'', respectivamente, se muestra en las figs 6.4, 6.9 y 6.14.

Las curvas se ordenan en forma creciente al aumentar  $\omega_c$ , o sea, a la inversa de las relaciones  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  vs  $\epsilon_1$ .

#### 6.1.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos $q$ versus $p'$ .

En las figs 6.5, 6.10 y 6.15 se han trazado las trayectorias de esfuerzos efectivos  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  vs  $p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$ , de las series I,

I' y I''. Para la etapa de compresión se presentan bajos esfuerzos desviadores, debido al equipo triaxial utilizado. Se señalan con una flecha los puntos en que se alcanzó la saturación; a partir de este punto se mantuvo constante  $\sigma_3$ , y se incrementó el esfuerzo axial  $\sigma_1$  hasta provocar la falla. Las trayectorias se desplazan hacia la derecha conforme la humedad  $\omega_c$  disminuye, en la fase de compresión; pero en todas  $p'$  crece ligeramente para después disminuir cuando aumenta  $q$ , durante el proceso de cortante.

#### 6.1.6 Presión de poro $(u - u_0)$ versus esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$

La presión de poro  $(u - u_0)$  generada en esta fase vs el esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  de las series I, I' y I'' aparece en las figs 6.6, 6.11 y 6.16. Las curvas se ordenan hacia la derecha al disminuir  $\omega_c$ , generándose mayor presión de poro en los especímenes con menor  $\omega_c$ . Nótese que las trayectorias parten con cierto esfuerzo desviador existente desde la etapa de compresión (inciso 4.3.1). En todos los ensayos se evidencia un comportamiento con tractivo.

#### 6.2 SERIE II: $S_h \doteq$ CONSTANTE

## FASE DE COMPRESION

### 6.2.1 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) versus esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ )

En las figs 6.17a, 6.22a y 6.27a se muestra la deformación axial ( $\epsilon_1$ ) en términos de la presión confinante ( $\sigma_3$ ), para las series II, II' y II" correspondientes a  $S_h$  iniciales de 70.8, 78.7 y 93.7%, respectivamente. Los comentarios son semejantes a los expuestos para la serie I, salvo que en este caso las curvas tienden a un mismo valor  $\epsilon_{sat}$  para el mismo  $S_h$  inicial. Comparando los tres niveles, se observa que a mayores  $S_h$  corresponden menores  $\epsilon_{sat}$ .

### 6.2.2 Presión de poro ( $u$ ) versus esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ )

La variación de la presión de poro ( $u$ ) en términos de la presión confinante ( $\sigma_3$ ) correspondiente a las series II, II' y II", se presenta en las figs 6.17b, 6.22b y 6.27b. Los comentarios son similares a los de las series I, I' y I".

## FASE DE ESFUERZO DESVIADOR

### 6.2.3 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

En las figs 6.18, 6.23 y 6.28 se ha dibujado el esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) en términos de la deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>. Los comentarios para la serie I son aplicables a este caso ( $S_h = CTE$ ).

### 6.2.4 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) versus deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

Se presentan en las figs 6.19, 6.24 y 6.29 las curvas de la relación de esfuerzos principales ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) en función de la deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>. Nótese que en el caso de la serie II" (fig 6.29), la curva  $\sigma'_1 / \sigma'_3$  vs ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> es única independientemente de  $\omega_c$  y  $\gamma_d$ .

### 6.2.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos $q$ versus $p'$

Se muestran en las figs 6.20, 6.25 y 6.30 las trayectorias de esfuerzos efectivos  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  vs  $p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  de las series II, II' y II". Los comentarios son similares a los correspondientes a las series I, I' y I".

### 6.2.6 Presión de poro $(u - u_0)$ versus esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$

En las figs 6.21, 6.26 y 6.31 se han trazado las curvas presión de poro generada en esta etapa  $(u - u_0)$  vs el esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  de las series II, II' y II". Los comentarios presentados para las series I (inciso 6.1.6) son semejantes para estos casos.

### SERIE III: $\omega_c$ CONSTANTE

#### FASE DE COMPRESION

### 6.3.1 Deformación axial $(\epsilon_1)$ versus presión confinante total $(\sigma_3)$

En las figs 6.32a, 6.37a, 6.42a y 6.47a se presenta la deformación axial  $(\epsilon_1)$  en términos de la presión confinante  $(\sigma_3)$  de las series II, II', II'' y II''' para contenidos de agua de compactación  $(\omega_c)$  de 24.6, 27.4, 31.0 y 33.1%, respectivamente. Las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  se ordenan de acuerdo a  $\gamma_d$ , obteniéndose menor deformación axial en la saturación  $(\epsilon_{sat})$  en muestras inicialmente más densas.

### 6.3.2 Presión de poro $(u)$ versus presión confinante $(\sigma_3)$

Las curvas presión de poro ( $u$ ) vs presión confinante ( $\sigma_3$ ) de las series III, III', III" y III"', se muestran en las figs 6.32b, 6.37b, 6.42b y 6.47b. En las series III, III' y III" (donde se tienen solo dos ensayos por serie), se encuentra que los especímenes con mayor  $\gamma_d$  de compactación generan mayor presión de poro; sin embargo, si se observa la serie III"' (donde se tienen seis ensayos) aparentemente definen una sola curva con cierta dispersión, por lo que los valores de  $\sigma'_{3, sat}$  son muy próximos para un mismo  $\omega_c$ . Comparando los cuatro niveles de  $\omega_c$  de estas series se infiere que, conforme disminuye  $\omega_c$  crece apreciablemente el valor de  $\sigma'_{3, sat}$ .

#### FASE DE ESFUERZO DESVIADOR

##### 6.3.3 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus deformación axial $(\epsilon_1)_d$

Las curvas esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  de las series III, III', III" y III"', aparecen dibujadas en las figs 6.33, 6.38, 6.43 y 6.48. Las curvas  $\sigma_1 - \sigma_3$  vs  $(\epsilon_1)_d$  son muy semejantes para un mismo  $\omega_c$ , sin importar el  $\gamma_d$  inicial comparando los cuatro niveles, se deduce que los especímenes con menor  $\omega_c$  son inicialmente más resistentes y rígidos.

##### 6.3.4 Relación de esfuerzos principales efectivos $(\sigma'_1/\sigma'_3)$ vs deformación axial $(\epsilon_1)_d$

La relación de esfuerzos principales efectivos  $(\sigma'_1/\sigma'_3)$  en función de la deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  de las series III, III', III" y III"', se presentan en las figs 6.34, 6.39, 6.44 y 6.49; obsérvese que las curvas  $\sigma'_1/\sigma'_3$  vs  $(\epsilon_1)_d$  se ordenan conforme a la magnitud de  $\gamma_d$ . En el caso de la serie III"', fig 6.49, las curvas son coincidentes.

### 6.3.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos $q$ vs $p'$

Las trayectorias de esfuerzos efectivos  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  vs  $p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  de las series III, III', III" y III"', se han trazado en las figs 6.35, 6.40, 6.45 y 6.50. Para un mismo  $\omega_c$ , aumenta el máximo valor de  $p'$  al disminuir el  $\gamma_d$  inicial de los especímenes y los valores  $q$  máximo son similares para cada nivel.

### 6.3.6 Presión de poro $(u - u_0)$ versus esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$

Las curvas presión de poro  $(u - u_0)$  vs esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  para las series III, III', III" y III"' aparecen en las figs 6.36, 6.41, 6.46 y 6.51. Las curvas  $(u - u_0)$  vs  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  son similares para cada  $\omega_c$  con una ligera tendencia a correrse hacia la derecha al disminuir el  $\gamma_d$  inicial. Comparando los cuatro niveles se encuentra que los materiales con menor  $\omega_c$  exhiben mayor resistencia y presión de poro.



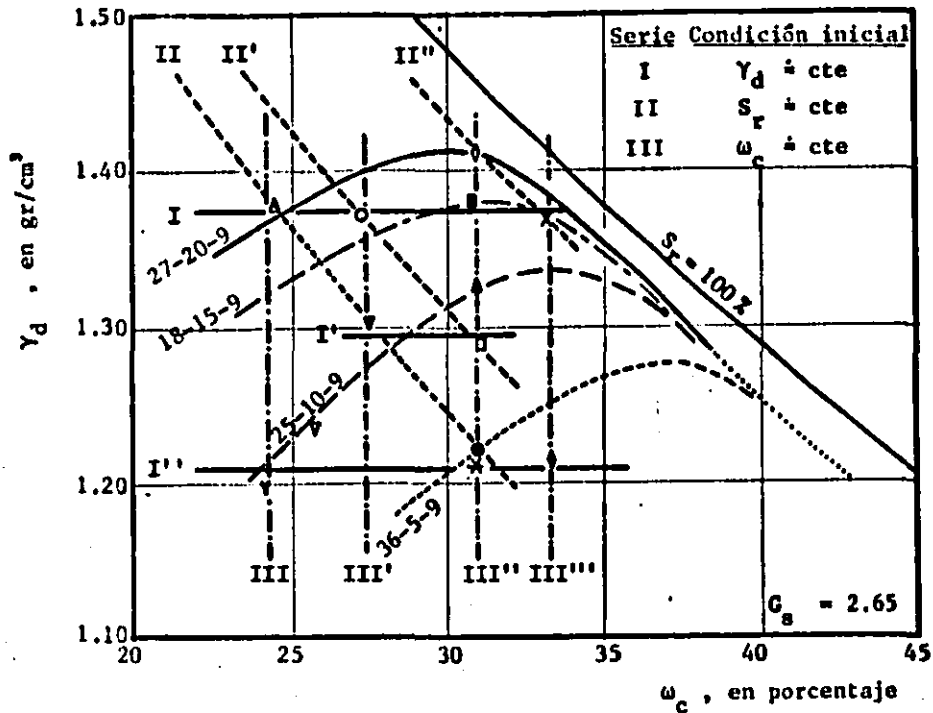


Fig 6.1 Curvas de compactación del suelo CH-LA PENA y localización de las series.

Tabla 6.1 Características iniciales de los especímenes probados en compresión triaxial no drenada

SIMB	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$	$e_c$	$v_a/v_v$
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%	—	%
○	LP-1	27.3	1.376	78.7	0.93	27.3
●	LP-2	31.1	1.220	70.4	1.17	41.9
◻	LP-3	31.2	1.293	78.8	1.05	26.9
■	LP-4	30.7	1.380	88.2	0.92	13.4
△	LP-5	24.8	1.385	72.0	0.91	39.0
▲	LP-6	31.0	1.328	82.5	1.01	21.2
◊	LP-7	31.0	1.411	93.7	0.87	6.7
▽	LP-8	27.5	1.300	70.2	1.04	42.4
∇	LP-9	25.9	1.240	60.4	1.13	65.5
◐	LP-10	33.2	1.214	74.4	1.18	34.3
*	LP-11	31.0	1.216	69.7	1.18	43.5
γ	LP-12	24.4	1.200	53.4	1.21	87.2
+	LP-13	32.3	1.236	75.9	1.13	31.7
x	LP-14	33.1	1.368	93.6	0.94	6.8

Tabla 6.1 Características iniciales de los especímenes del suelo CH-La Peña ensayados en compresión triaxial no drenada, ordenados en series.

SERIE	No. DE SERIE	SIMBOLO	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
—	—	—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
I	I $\gamma_d=1.370\text{gr/cm}^3$	Δ	LP-5	24.8	1.385	72.0
		○	LP-1	27.5	1.376	78.7
		■	LP-4	30.7	1.380	88.2
		×	LP-14	33.1	1.368	93.6
	I' $\gamma_d=1.296\text{gr/cm}^3$	▽	LP-8	27.5	1.300	70.2
		□	LP-3	31.2	1.293	78.8
	I'' $\gamma_d=1.210\text{gr/cm}^3$	∇	LP-12	24.4	1.200	53.4
		*	LP-11	31.0	1.216	69.7
		◊	LP-10	33.2	1.214	74.4
		◊	LP-10	33.2	1.214	74.4
II	II $S_r=70.0\%$	▽	LP-5	24.8	1.385	72.0
		▽	LP-8	27.5	1.300	70.2
		●	LP-2	31.1	1.220	70.4
	II' $S_r=78.7\%$	○	LP-1	27.3	1.376	78.7
		□	LP-3	31.2	1.293	78.8
		◊	LP-7	31.0	1.411	93.7
II'' $S_r=93.6\%$	×	LP-14	33.1	1.368	93.6	
	Δ	LP-5	24.8	1.385	72.0	
	∇	LP-12	24.4	1.200	53.4	
III	III $\omega_c=24.6\%$	○	LP-1	27.3	1.376	78.7
		▽	LP-8	27.5	1.300	70.2
		◊	LP-7	31.0	1.411	93.7
	III' $\omega_c=27.4\%$	■	LP-4	30.7	1.380	88.2
		Δ	LP-6	31.0	1.328	82.5
		□	LP-3	31.2	1.293	78.8
		●	LP-2	31.1	1.220	70.4
		*	LP-11	31.0	1.216	69.7
		×	LP-14	33.1	1.368	93.6
	III'' $\omega_c=31.0\%$	◊	LP-10	33.2	1.214	74.4
		◊	LP-10	33.2	1.214	74.4
×		LP-14	33.1	1.368	93.6	
◊		LP-10	33.2	1.214	74.4	
III''' $\omega_c=33.1\%$	×	LP-14	33.1	1.368	93.6	
	◊	LP-10	33.2	1.214	74.4	
no pertenecen a ninguna serie		▽	LP-9	25.9	1.240	60.4
		+	LP-13	32.3	1.236	75.9

$G_s = 2.65$

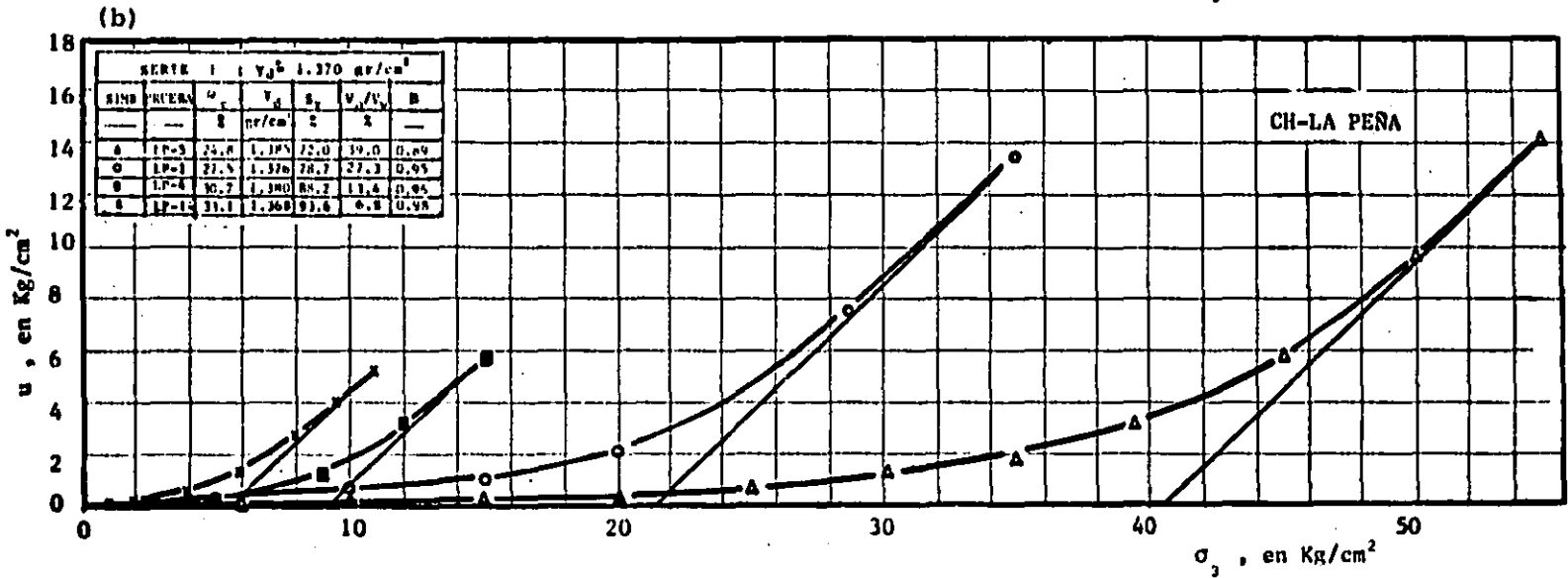
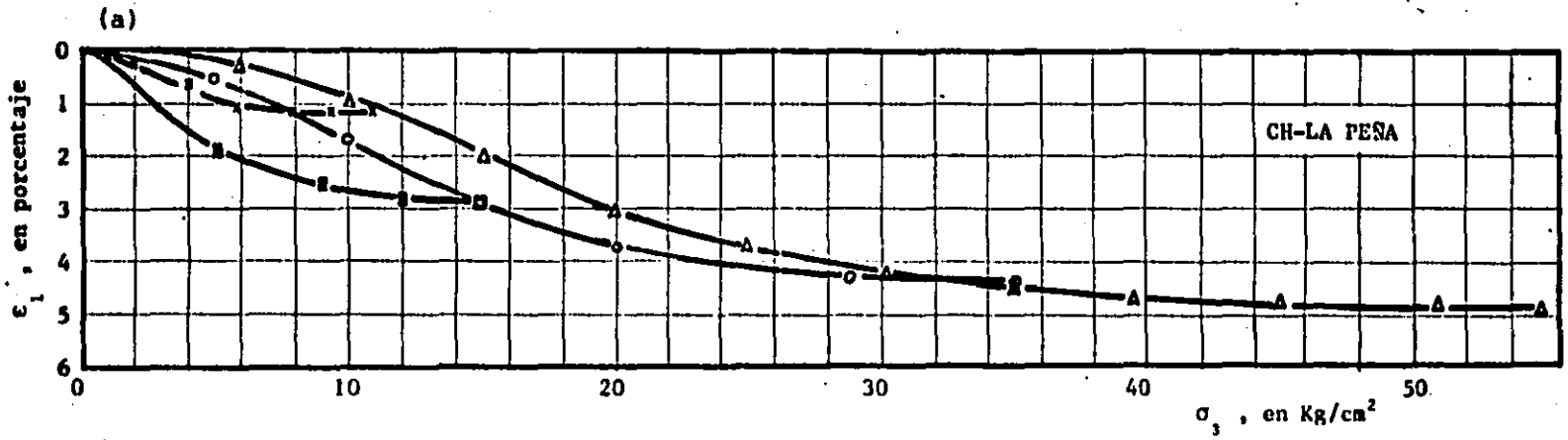


Fig. 6.2 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs presión confinante total ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie 1;  $\gamma_d = 1.370 \text{ gr/cm}^3$

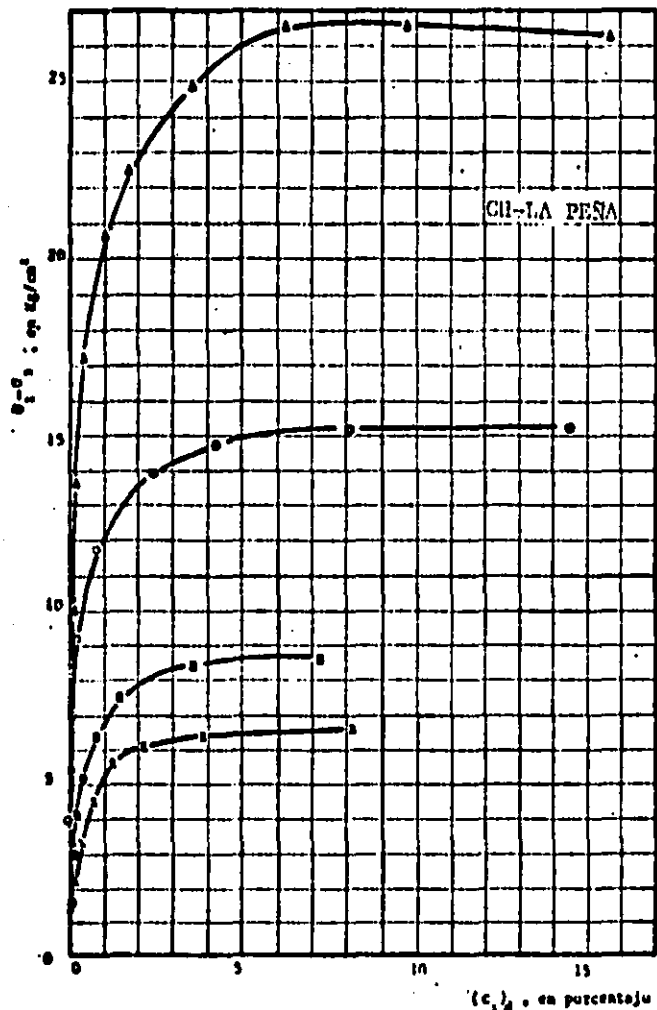


Fig 63 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ )  
serie I ;  $\gamma_d = 1.370 \text{ gr/cm}^3$

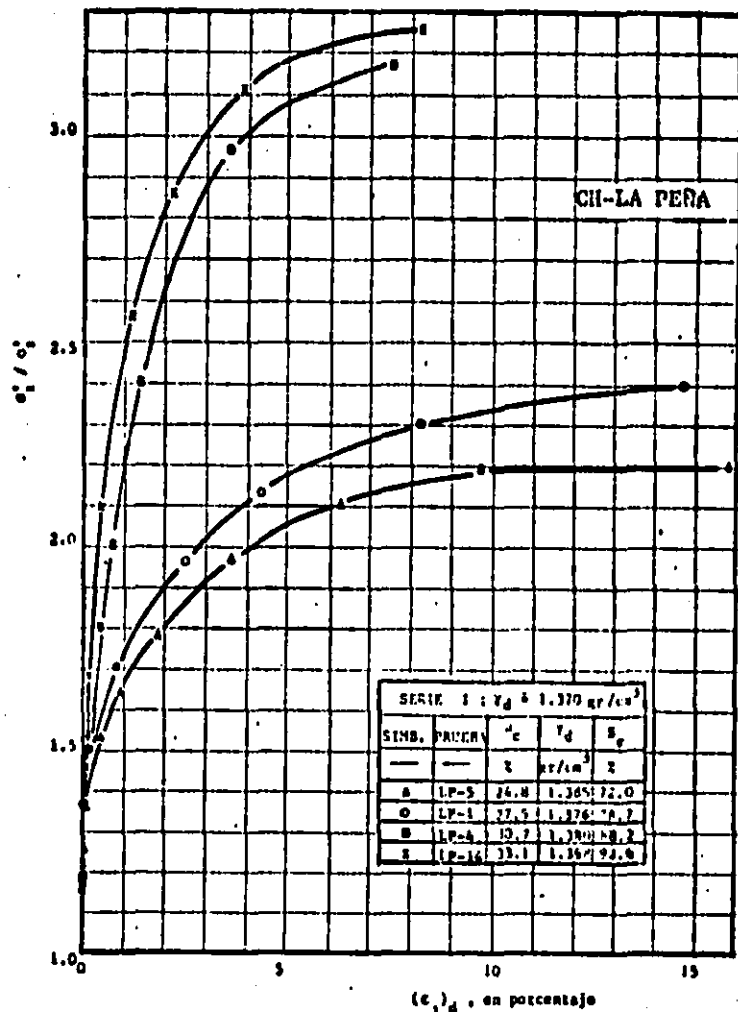


Fig 64 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ )  
vs deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> , serie I ;  $\gamma_d = 1.370 \text{ gr/cm}^3$

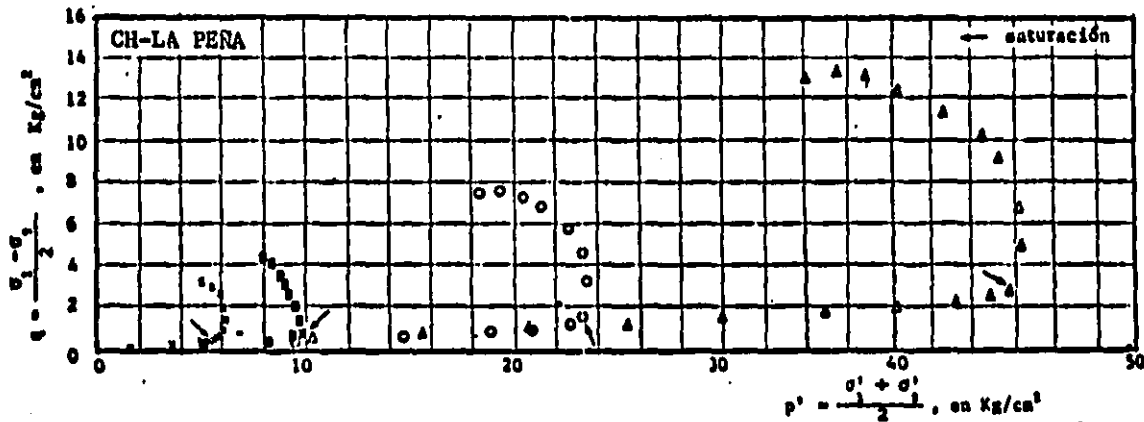


Fig 6.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $q$  vs  $p'$ , serie I ;  $\gamma_d \pm 1.370 \text{ gr/cm}^3$

SERIE I ; $\gamma_d \pm 1.370 \text{ gr/cm}^3$				
SIMB.	PRUEBA	$w_c$	$\gamma_d$	$R_r$
—	—	%	$\text{gr/cm}^3$	%
△	LP-5	26.8	1.385	72.0
○	LP-1	27.5	1.376	78.7
■	LP-4	30.7	1.380	88.2
□	LP-14	33.1	1.368	93.6

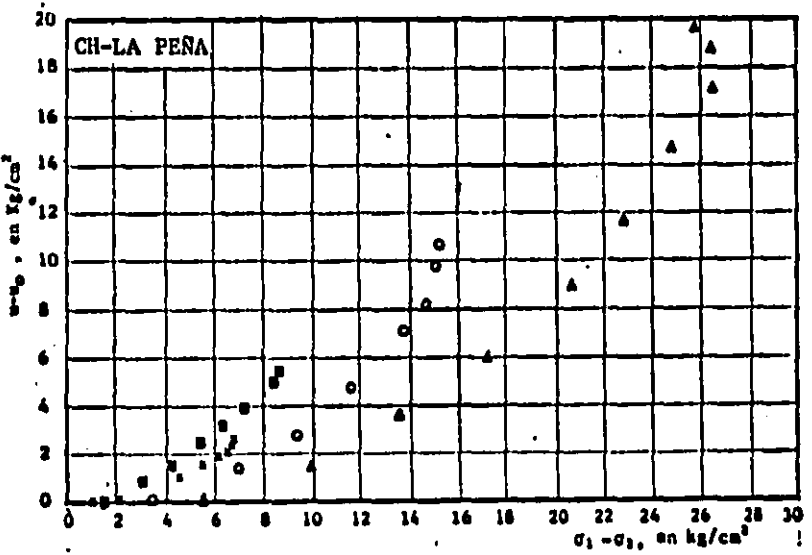


Fig 6.6 Esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  vs presión de poro  $(u-u_0)$  generada en la etapa de esfuerzo desviador, serie I,  $\gamma_d \pm 1.370 \text{ gr/cm}^3$

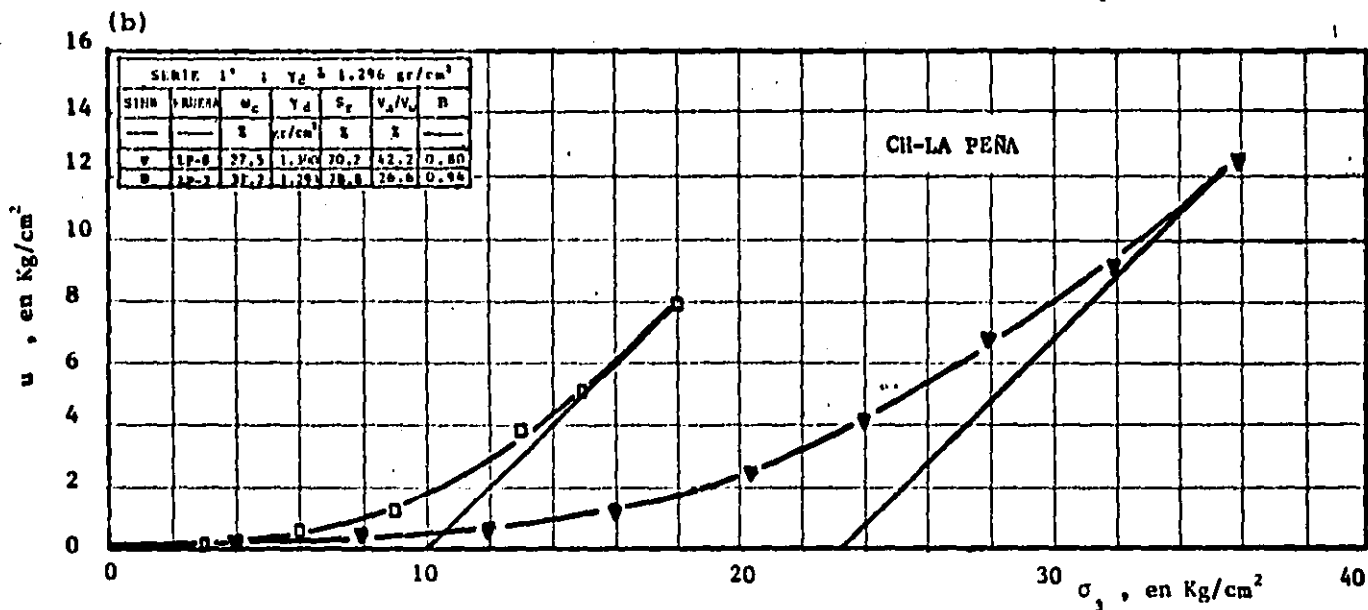
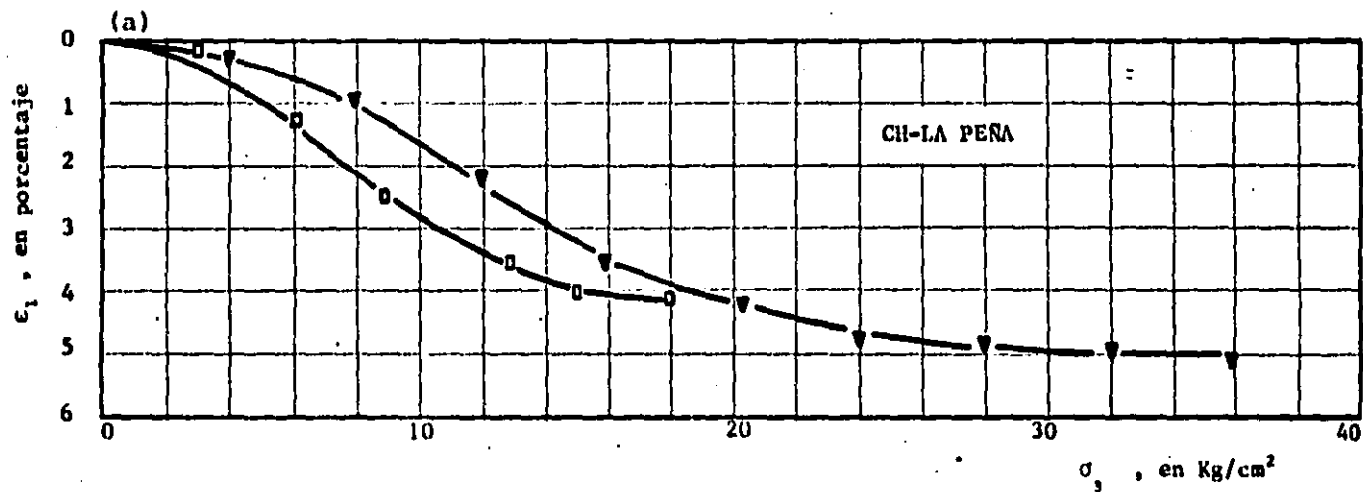


Fig 8.7 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ ), en fase de compresión hidrostática, serie I' ;  $\gamma_d = 1.296 \text{ gr/cm}^3$

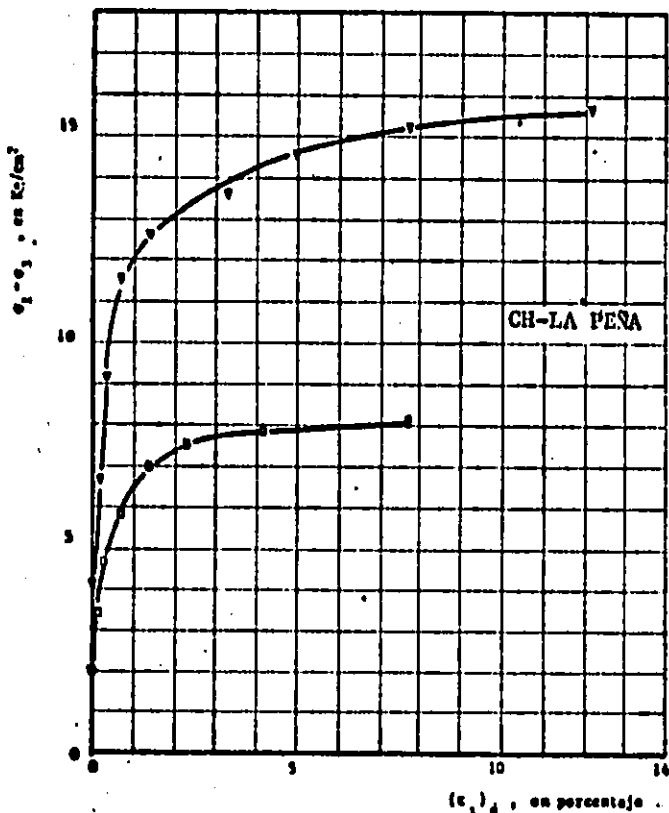


Fig. 6.6 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie I' ;  $\gamma_d = 1.296 \text{ gr/cm}^3$

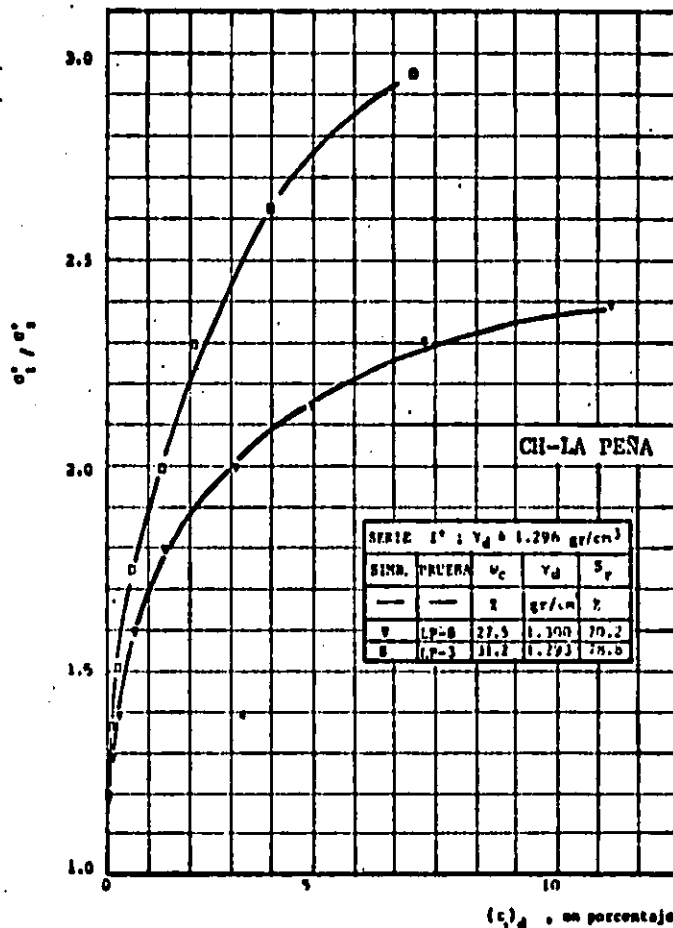


Fig. 6.8 Relación entre esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie I' ;  $\gamma_d = 1.296 \text{ gr/cm}^3$

SERIE I' : $\gamma_d = 1.296 \text{ gr/cm}^3$				
SIMB.	TRUERA	$\psi_c$	$\gamma_d$	$S_r$
—	—	2	gr/cm <sup>3</sup>	%
○	(P-8)	27.5	1.300	20.2
□	(P-3)	31.2	1.293	20.0

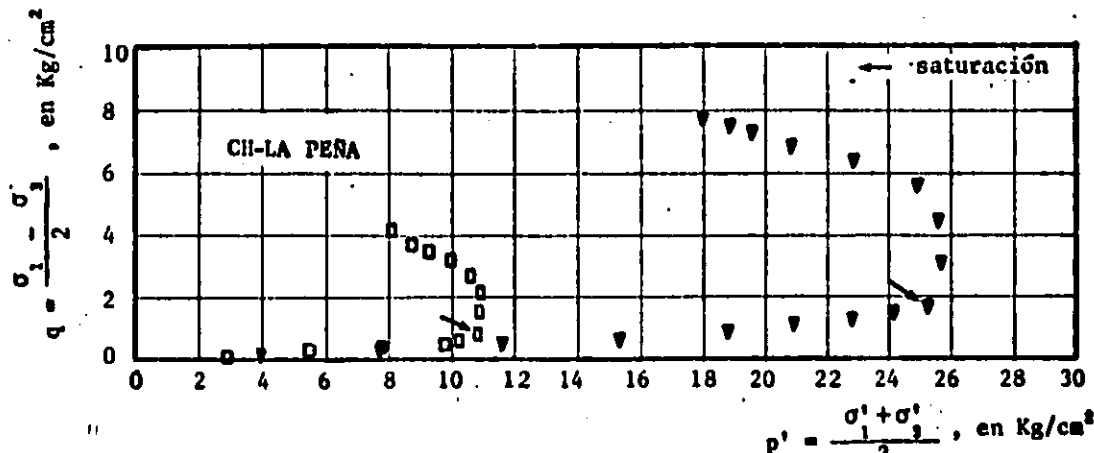


Fig 6.10 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $q$  vs  $p'$ , serie I' ;  $\gamma_d = 1.296$  gr/cm

SERIE I' ; $\gamma_d = 1.296$ gr/cm <sup>3</sup>				
SIMB.	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
▼	LP-8	27.5	1.300	70.2
□	LP-3	31.2	1.293	78.8

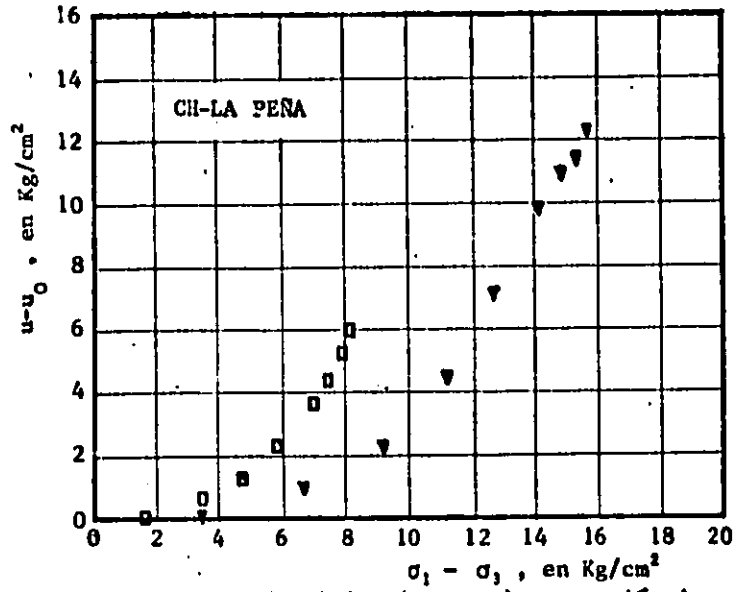


Fig 6.11 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs presión de poro ( $u-u_0$ ) generada en la etapa de esfuerzo desviador serie I' ;  $\gamma_d = 1.296$  gr/cm<sup>3</sup>



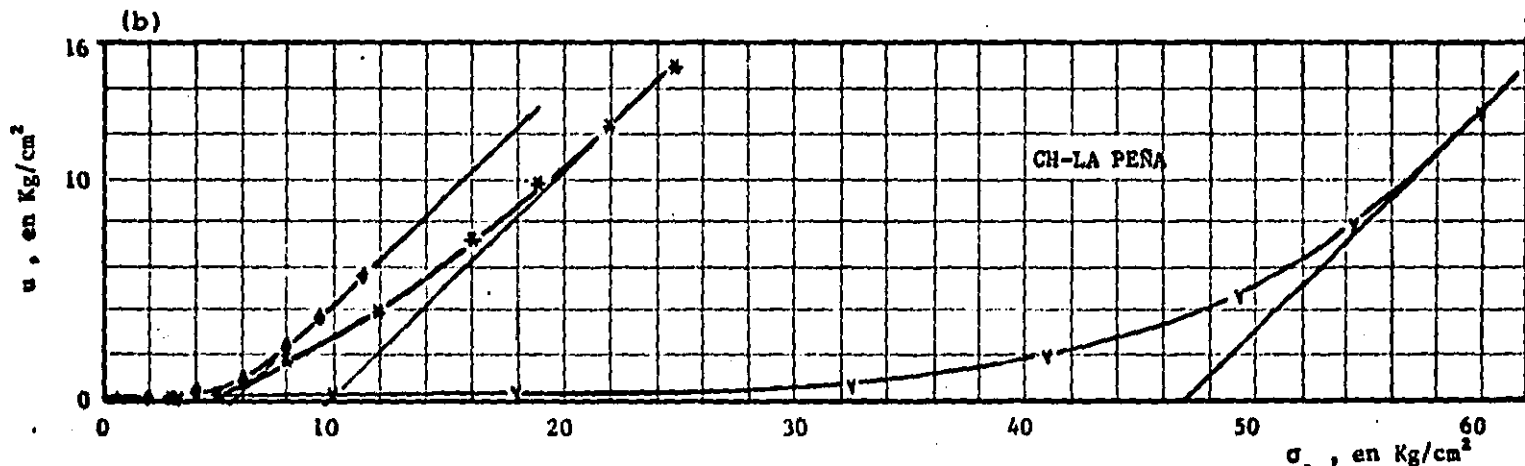
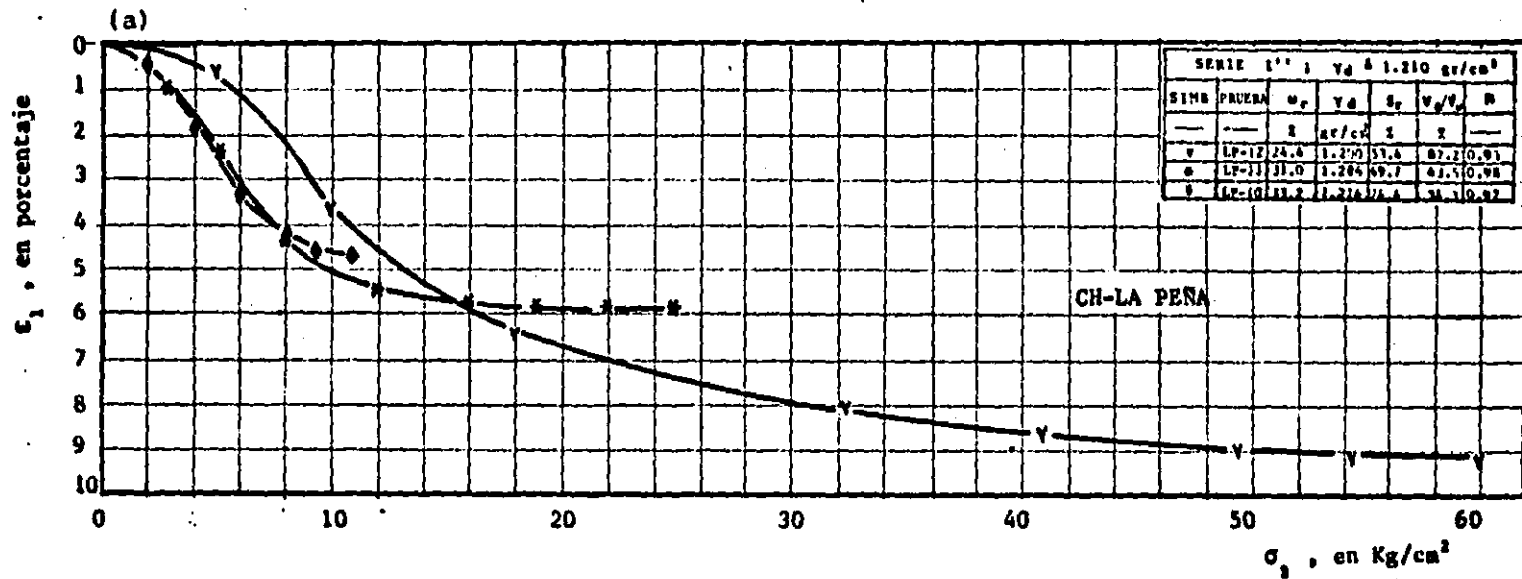


Fig. 12 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs presión confinante total ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie I'' :  $\gamma_d \approx 1.210 \text{ gr/cm}^3$

SERIE I'' ; $\gamma_d \approx 1.210 \text{ gr/cm}^3$							
SIMB	PAQUEN	$\omega_c$	$\gamma_d$	$B_c$	$V_p/V_c$	$B$	
		%	gr/cm <sup>3</sup>	%	%		
v	IP-12	76.4	1.209	57.6	67.2	0.91	
d	LD-11	31.0	1.216	69.7	43.5	0.98	
o	IP-10	43.2	1.214	76.6	76.3	0.97	

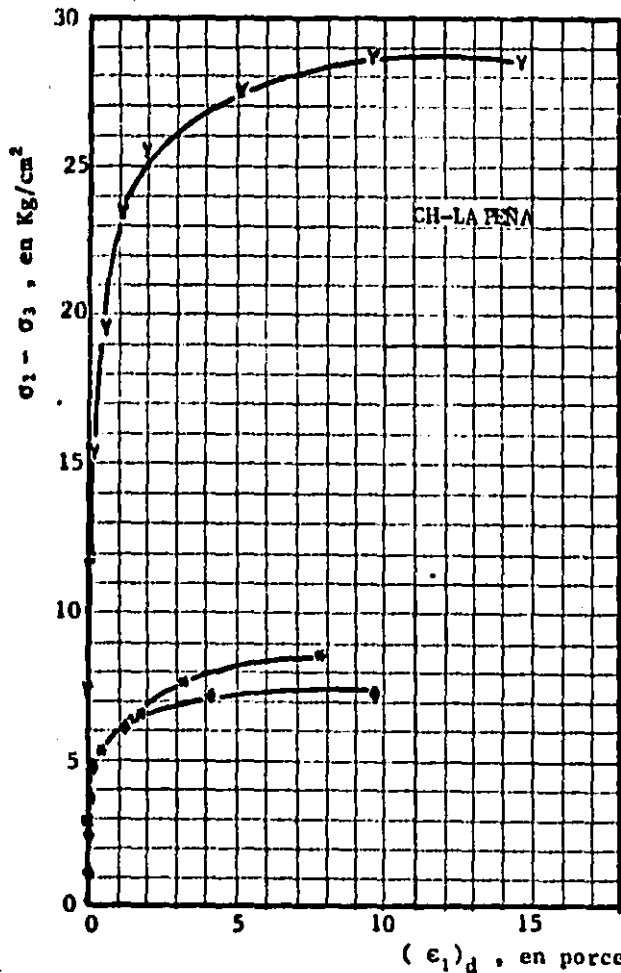


Fig 6.13 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie I'' ;  $\gamma_d \approx 1.210 \text{ gr/cm}^3$

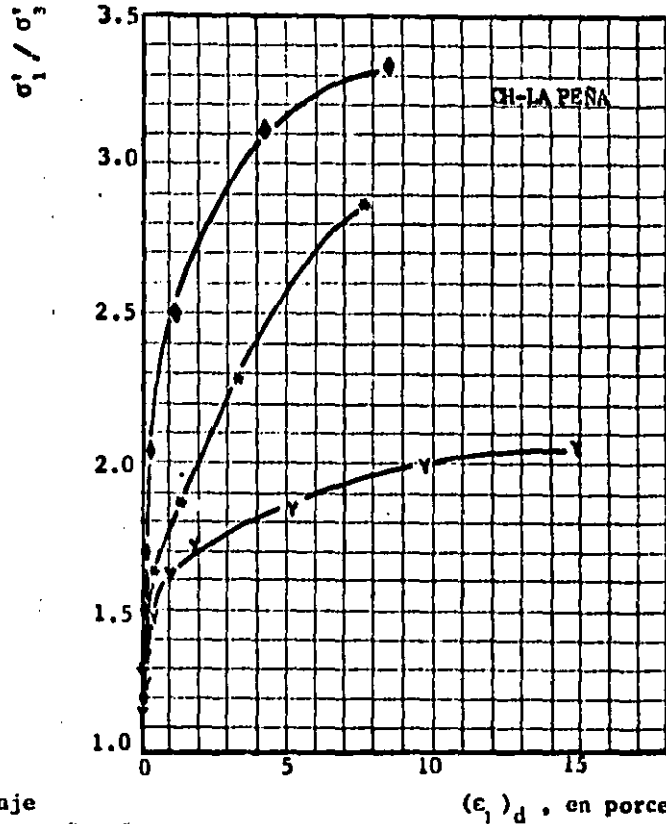


Fig 6.14 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie I'' ;  $\gamma_d \approx 1.210 \text{ gr/cm}^3$

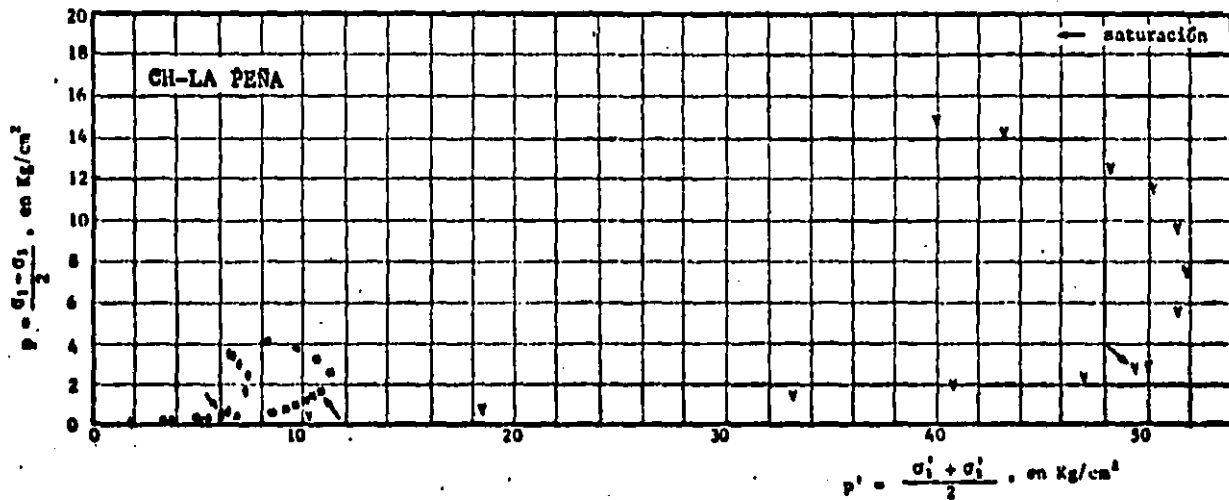


Fig 6.15 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $p'$  vs  $q$ , serie I'' ;  $\gamma_d = 1.210 \text{ gr/cm}^3$

SERIE I'' ; $\gamma_d = 1.210 \text{ gr/cm}^3$				
STAB	PRUEBA	$u_c$	$\gamma_d$	$S_r$
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
v	LP-12	24.4	1.200	51.4
a	LP-11	31.0	1.216	69.7
o	LP-10	31.2	1.214	72.4

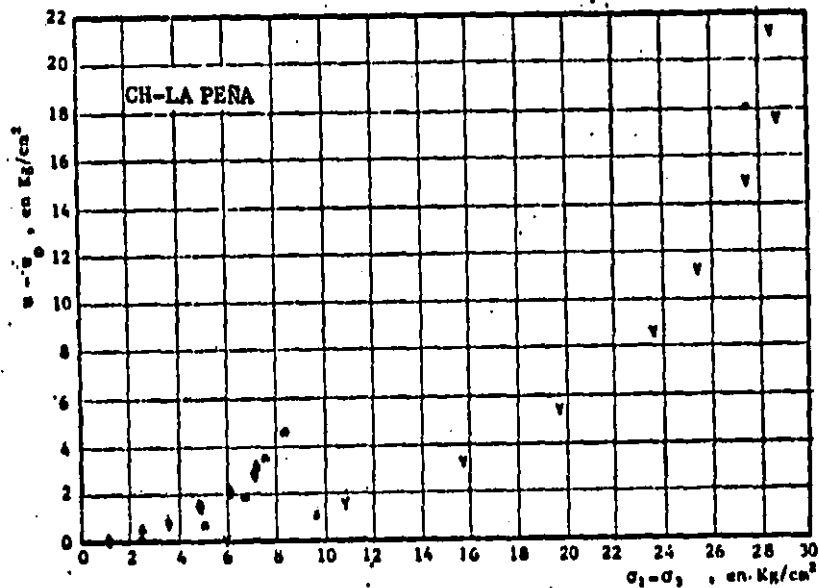


Fig 6.16 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs presión de poro ( $u - u_0$ ) generada en la etapa de esfuerzo desviador, serie I'' ;  $\gamma_d = 1.210 \text{ gr/cm}^3$

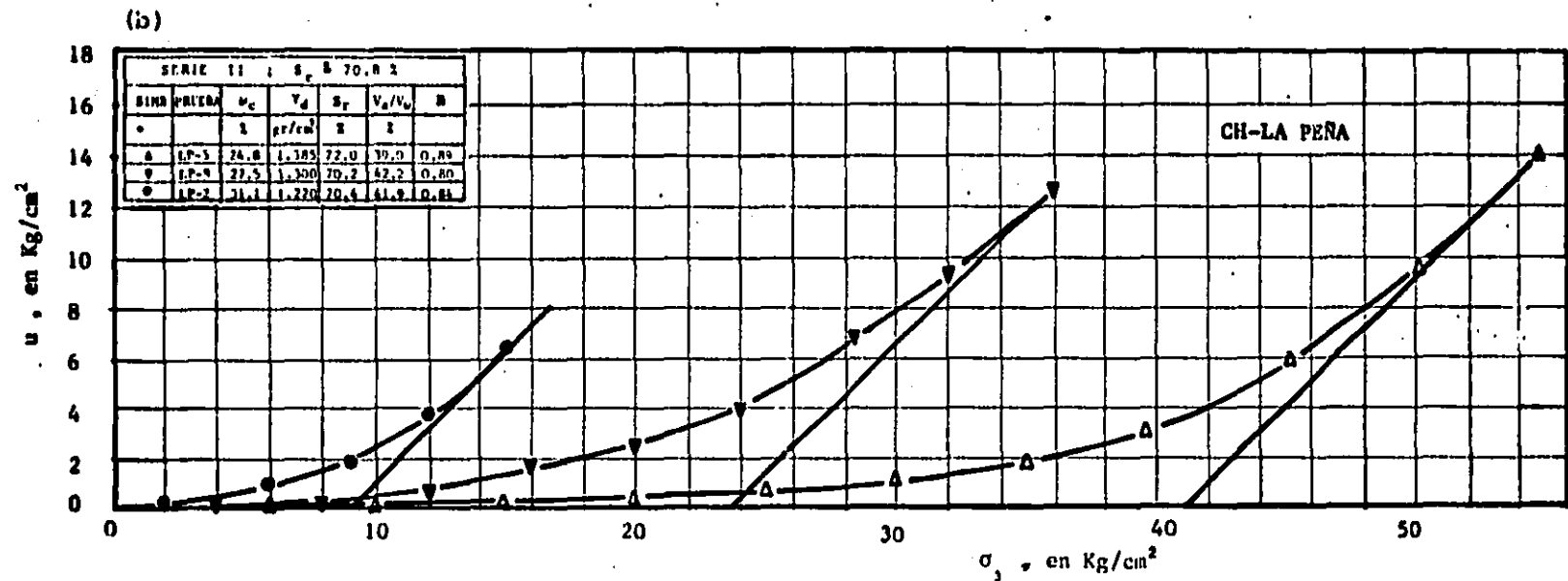
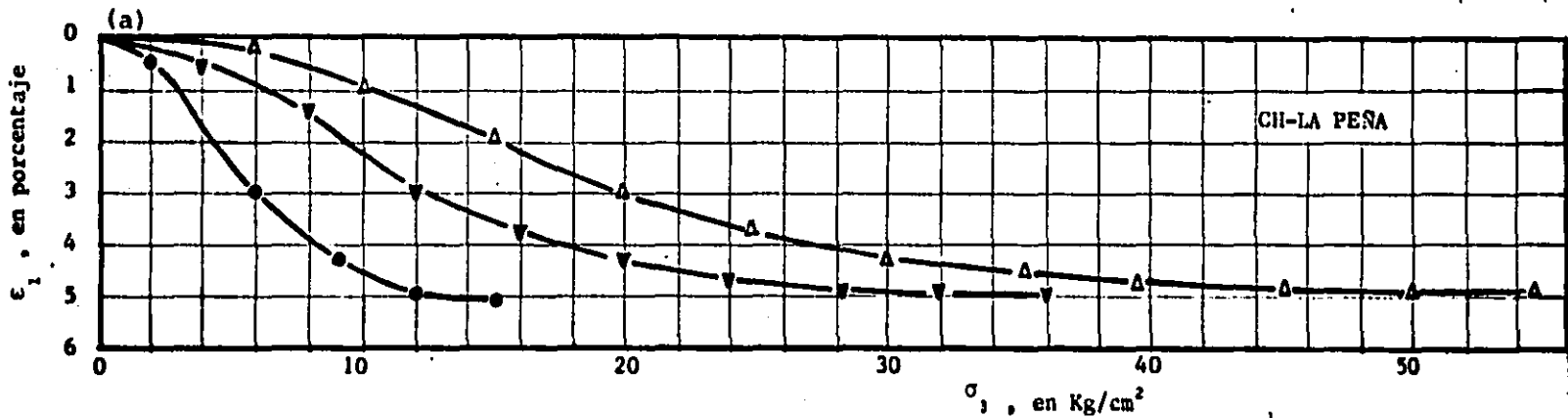


Fig 6.17 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs presión confinante total ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie II ;  $S_r = 70.8\%$

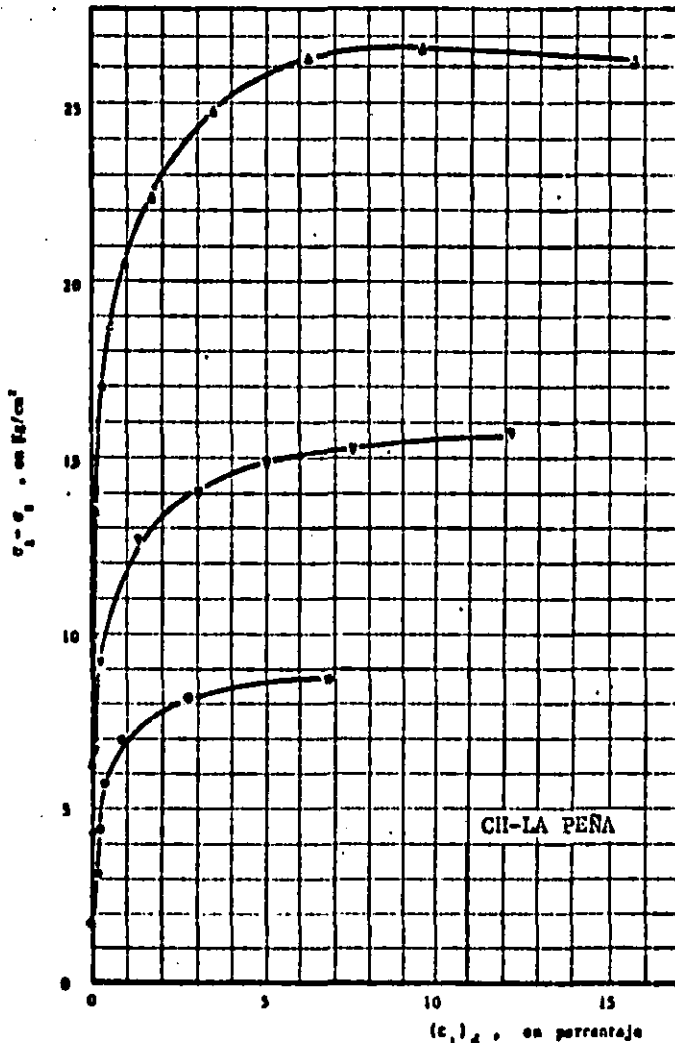


Fig. 618 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ ), serie II ;  $S_c \approx 70.8\%$

SERIE II : $S_c \approx 70.8\%$				
SIMB.	PRUEBA	$\epsilon_c$	$\gamma_d$	$S_r$
—	—	%	gr/cm <sup>2</sup>	%
Δ	1P-5	26.8	1,385	73.0
□	1P-8	27.5	1,100	70.2
●	1P-2	31.1	1,270	70.4

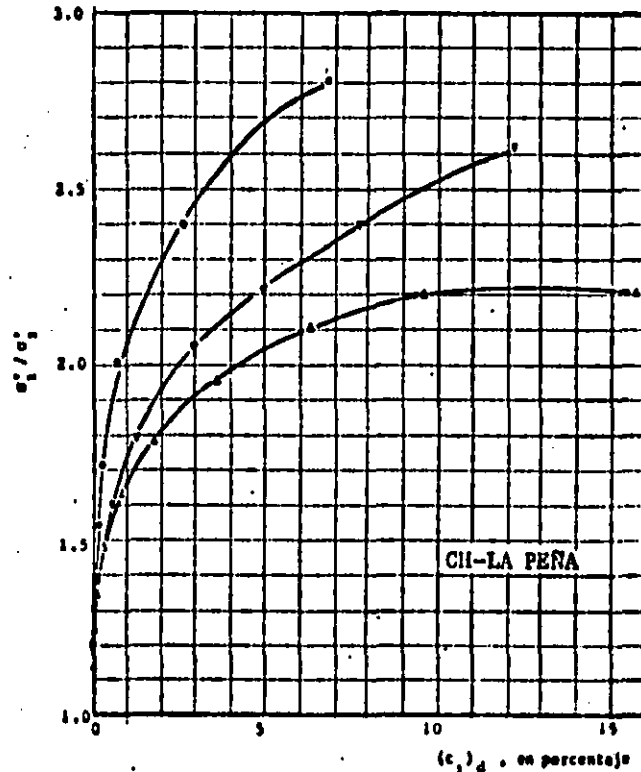


Fig. 619 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ ), serie II ;  $S_c \approx 70.8\%$

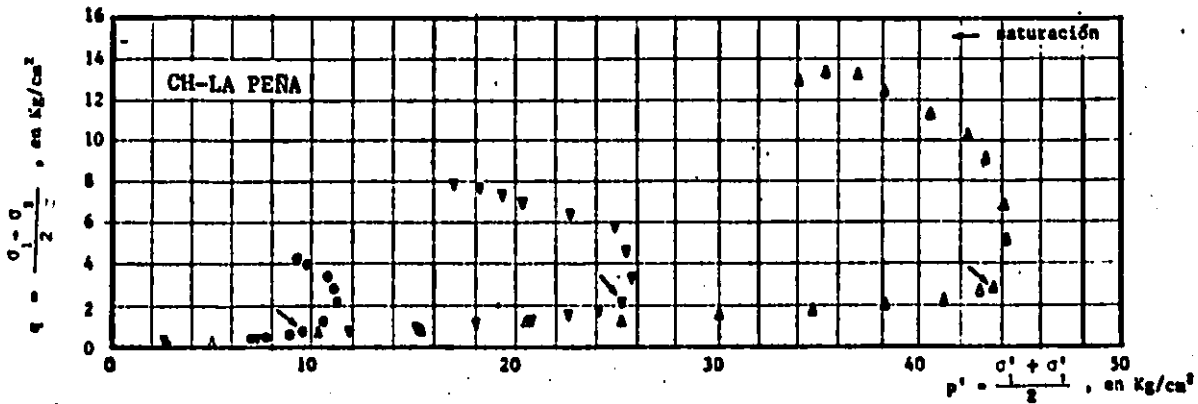


Fig 6.20 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $q$  vs  $p'$ , serie II ;  $S_r = 70.8 \%$

SERIE II ; $S_r = 70.8 \%$				
SIMB.	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
---	---	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
▲	LP-5	24.8	1.335	72.0
▼	LP-8	27.5	1.300	70.2
●	LP-2	31.1	1.220	70.4

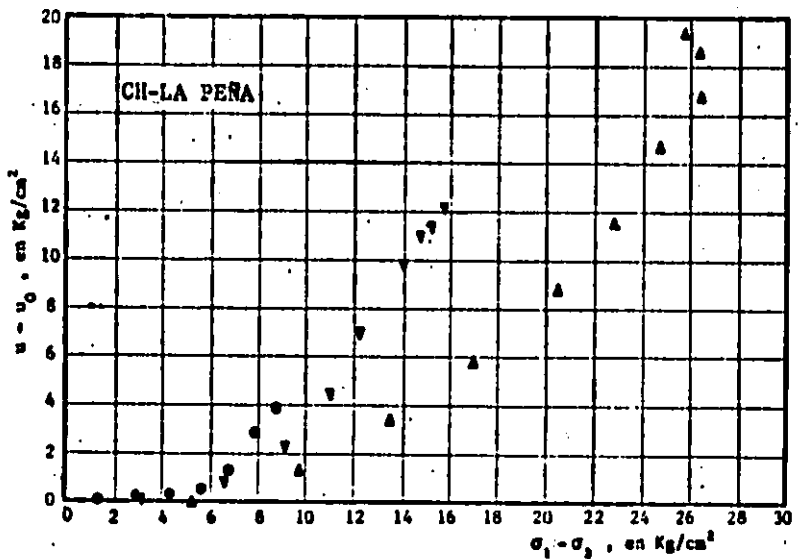


Fig 6.21 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs presión de poro ( $u - u_0$ ) generada en la etapa de esfuerzo desviador, serie II ;  $S_r = 70.8 \%$

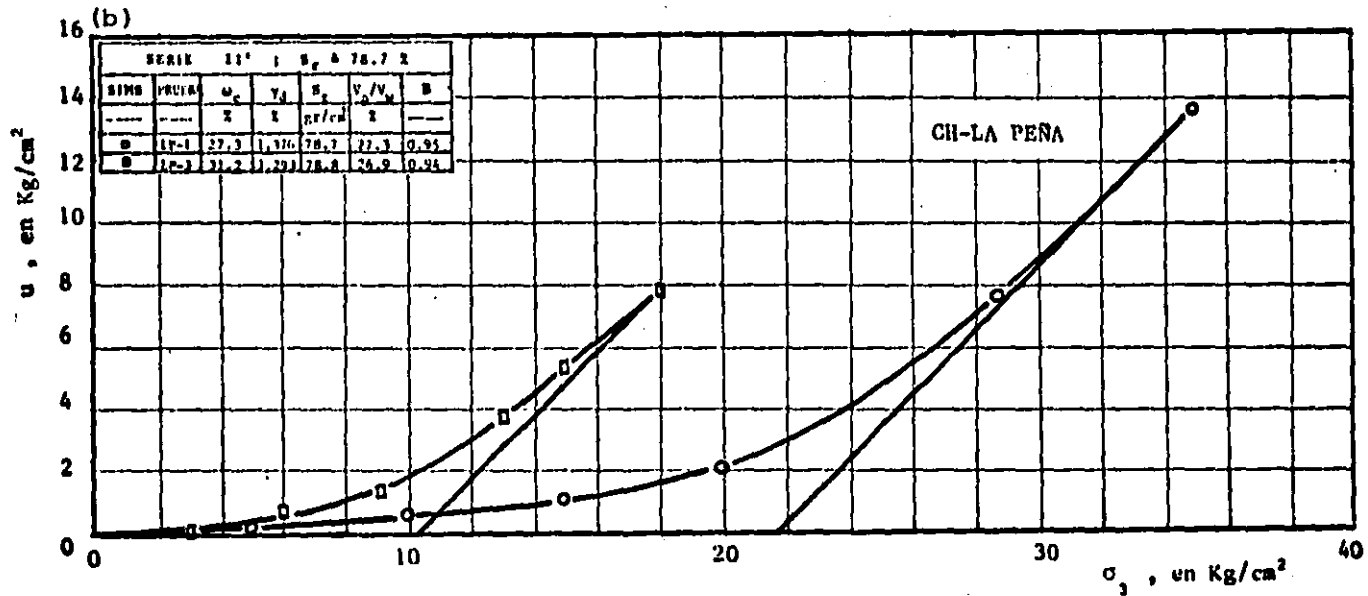
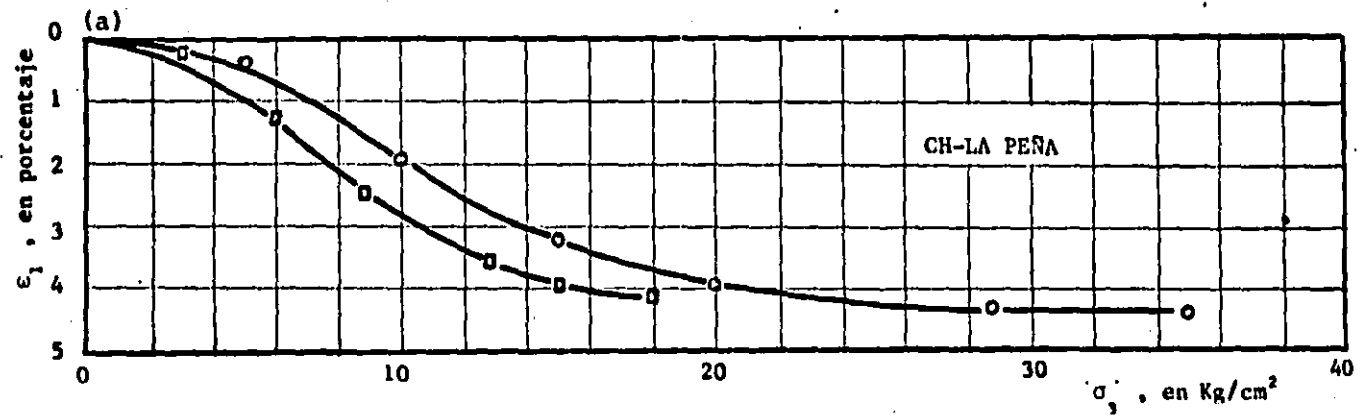


Fig 6.22 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs presión confinante total ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie II' ;  $S_r = 78.7\%$

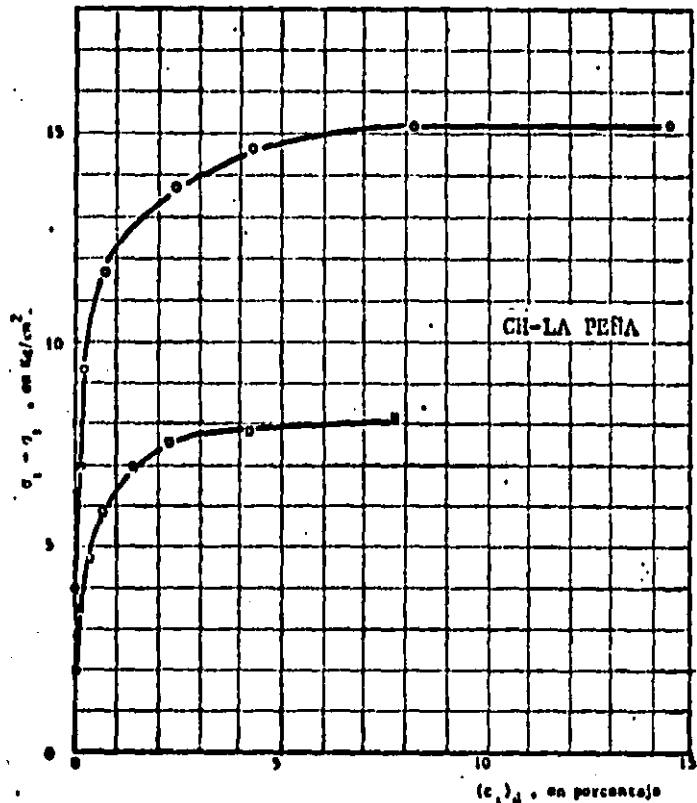


Fig 223 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_2$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_a$ , serie II' ;  $\sigma_r = 78.76$

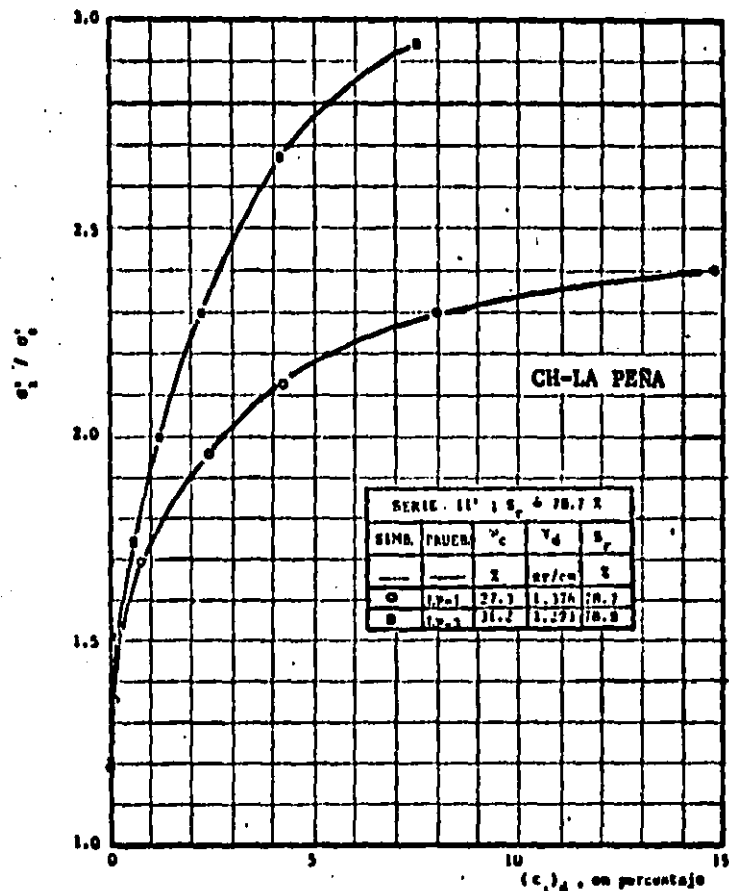


Fig 224 Relación entre esfuerzos principales efectivos ( $\sigma_1' / \sigma_2'$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_a$ , serie II' ;  $\sigma_r = 78.76$



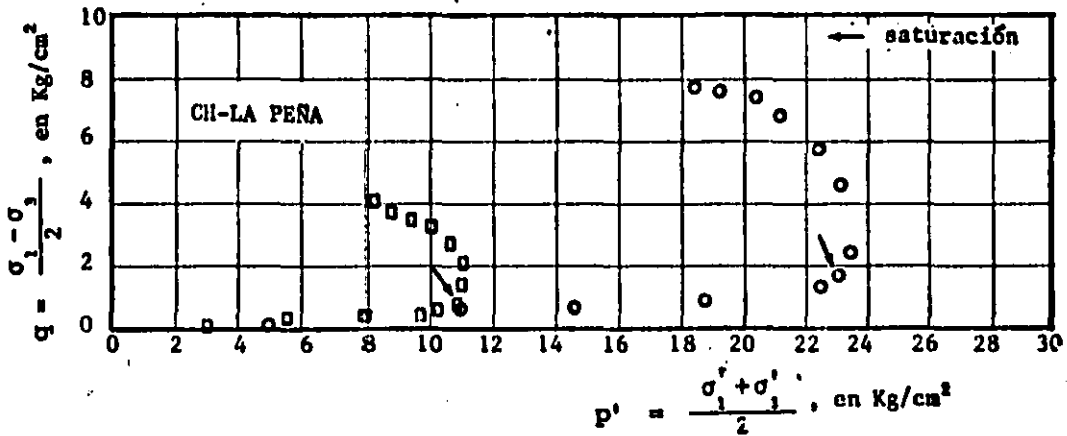


Fig 6.25 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio q vs p', serie II'' ; S<sub>r</sub> = 78.7 %

SERIE II' ; S <sub>r</sub> = 78.7 %				
SIMB.	PRUEBA	ω <sub>c</sub>	γ <sub>d</sub>	S <sub>r</sub>
		%	gr/cm <sup>3</sup>	%
○	LP-1	27.3	1.376	78.7
□	LP-3	31.2	1.293	78.8

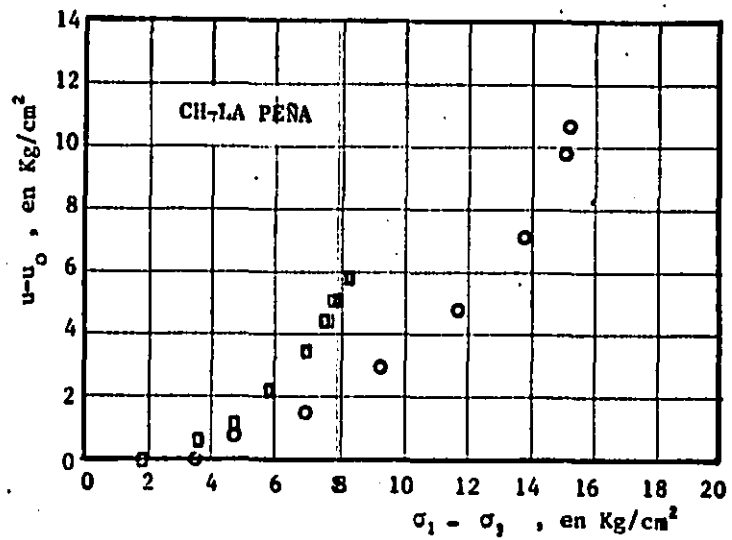


Fig 6.26 Esfuerzo desviador (σ<sub>1</sub> - σ<sub>3</sub>) vs presión de poro (u-u<sub>0</sub>) generada en la etapa de desviador, serie II' ; S<sub>r</sub> = 78.7 %

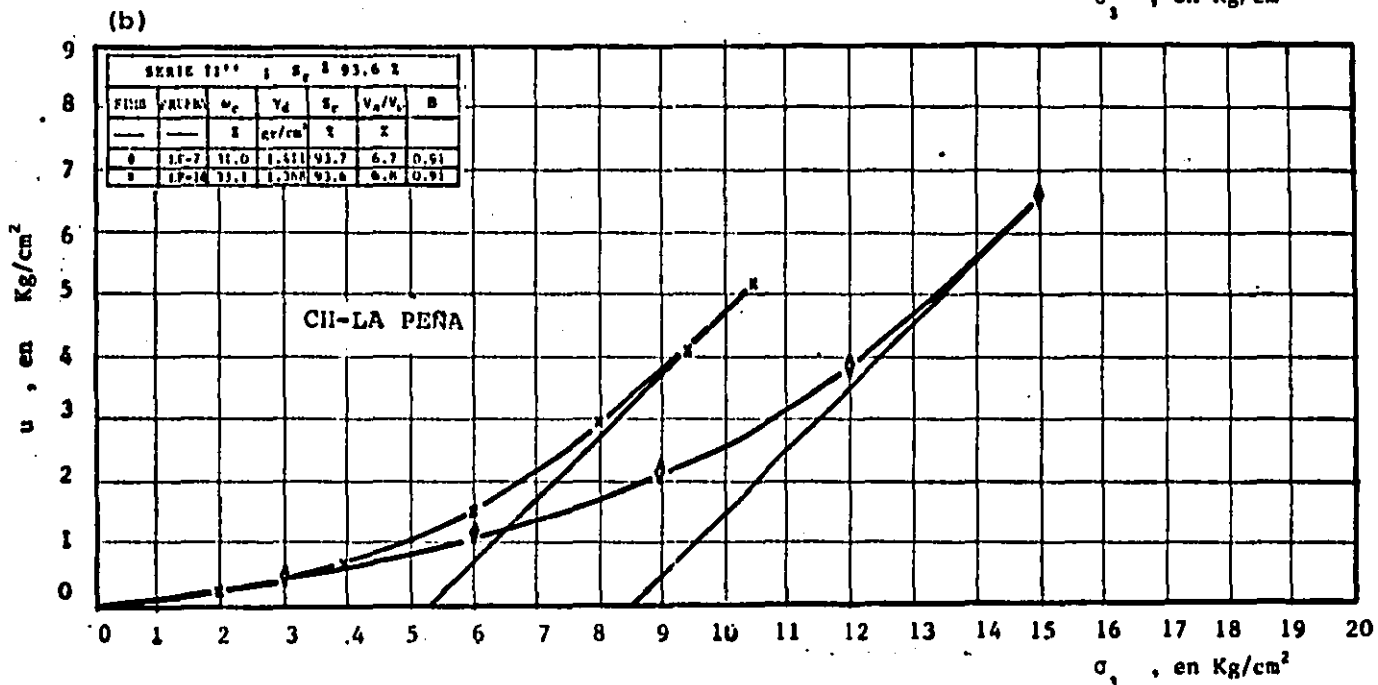
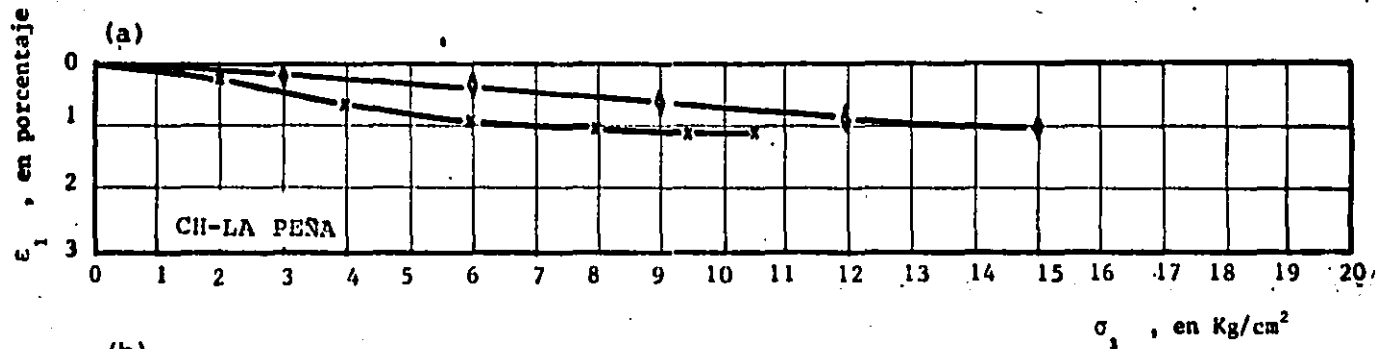


Fig 6.27 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ ); fase de compresión hidrostática, serie II' ;  $S_r = 93.6\%$

SERIE II'' ; $S_r \approx 93.6\%$				
SIMB.	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
—	—	%	gr/cm	%
o	LP-7	31.0	1.411	93.7
x	LP-14	33.1	1.368	93.6

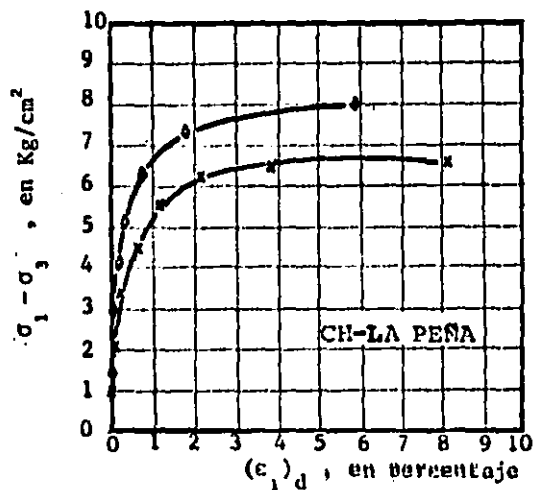


Fig 628 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie II'' ;  $S_r = 93.6\%$

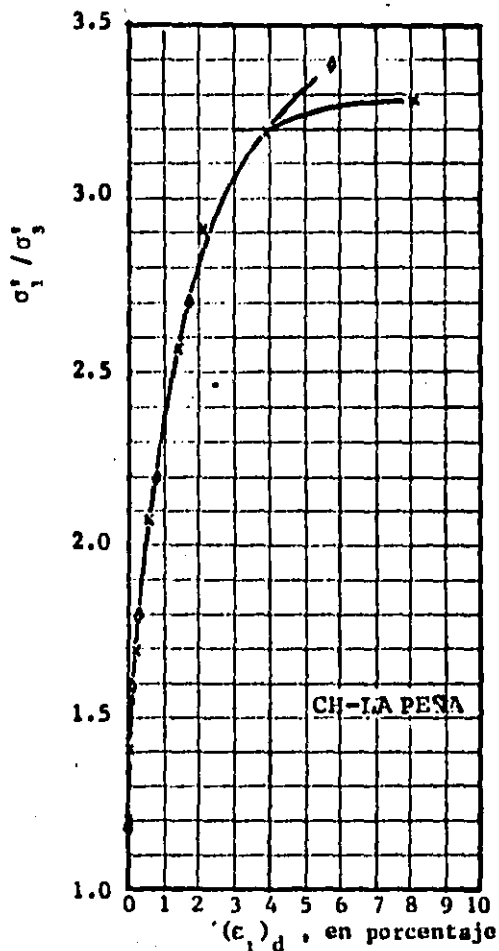


Fig 629 Relación de esfuerzos principales ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie II'' ;  $S_r = 93.6\%$

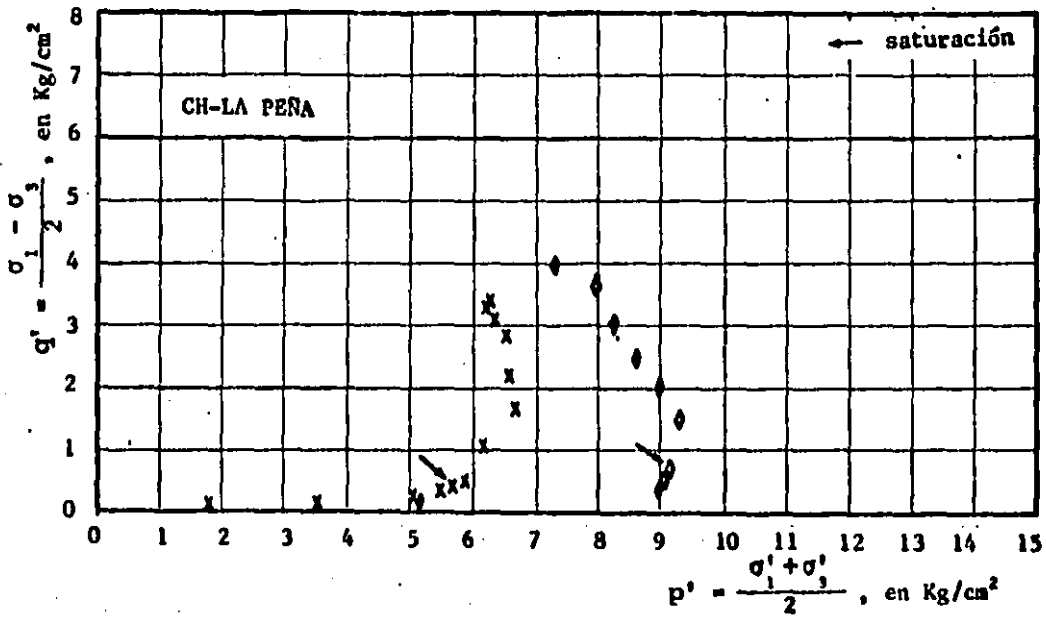


Fig 6.30 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio q vs p', serie II'' ; S<sub>r</sub> ≈ 93.6 %

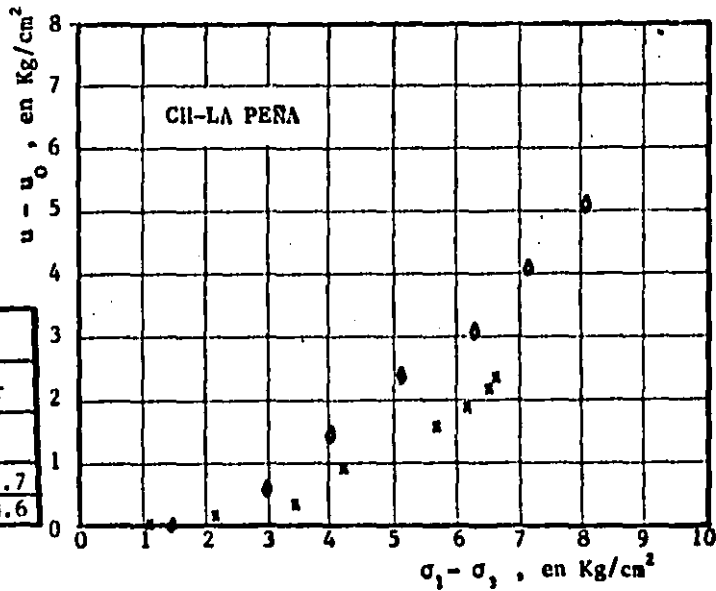


Fig 6.31 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs presión de poro ( $u - u_0$ ) generada en la etapa de esfuerzo desviador serie II'' ; S<sub>r</sub> ≈ 93.6 %

SERIE II'' ; S <sub>r</sub> ≈ 93.6 %				
SIMB.	PRUEBA	ω <sub>c</sub>	γ <sub>d</sub>	S <sub>r</sub>
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
◊	LP-7	31.0	1.411	93.7
x	LP-14	33.1	1.368	93.6

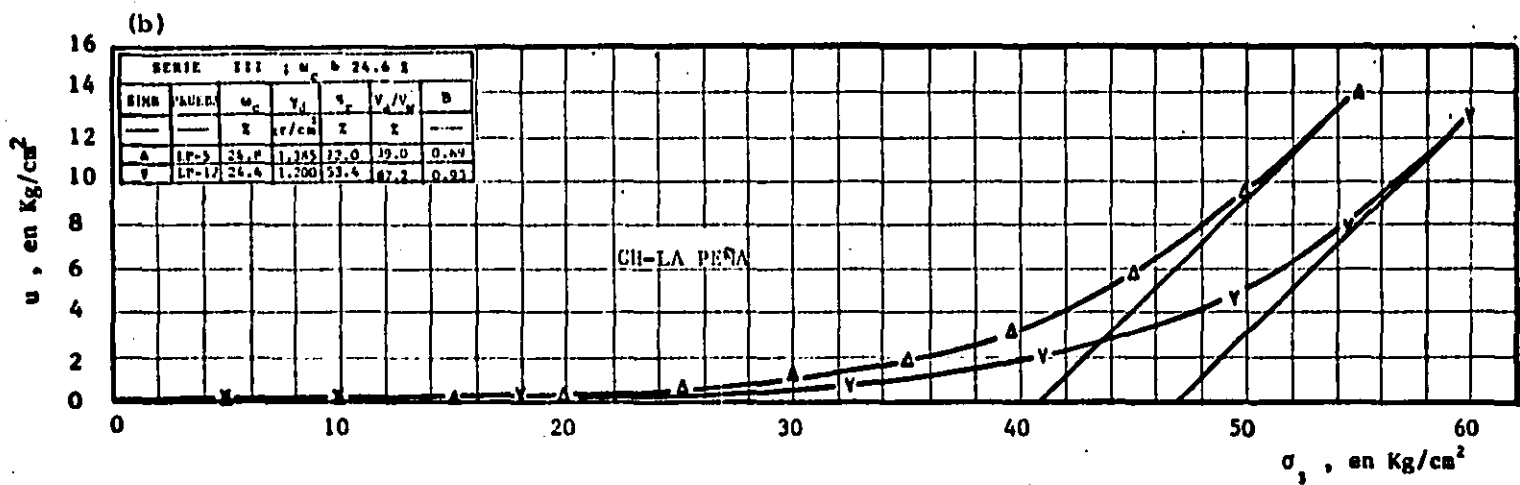
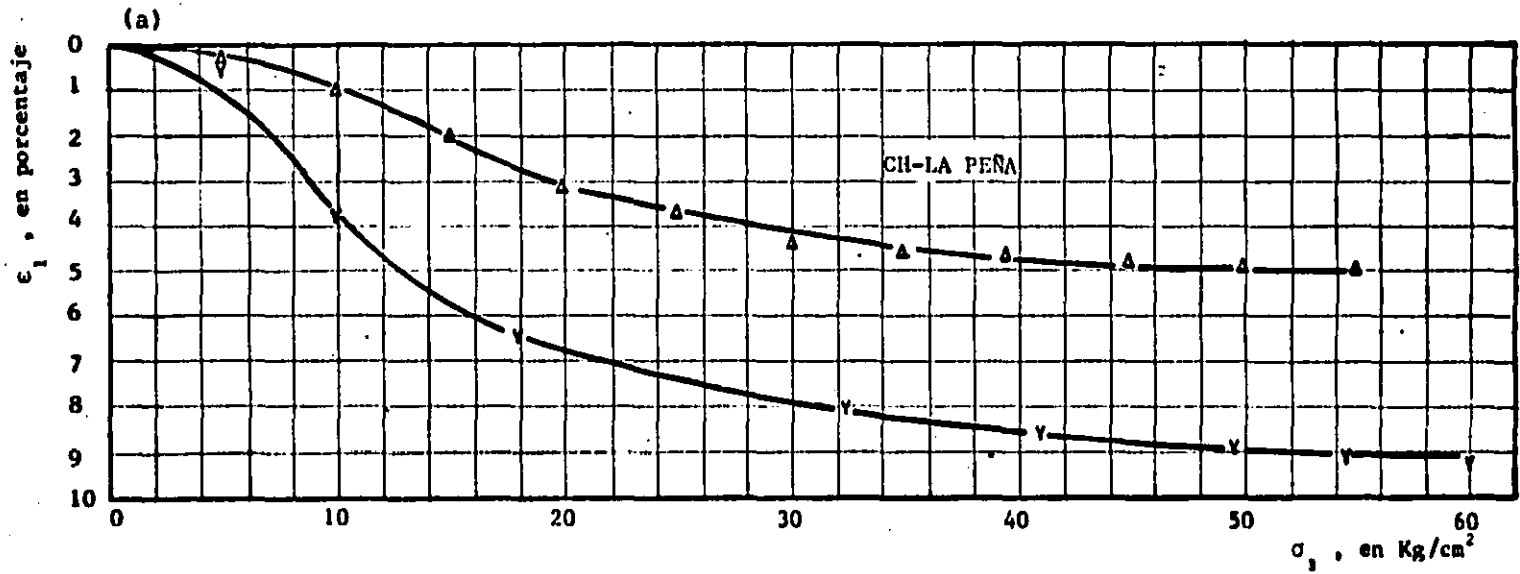


Fig 6.32 Deformación axial ( $\epsilon$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie III ;  $\omega_c = 24.6\%$

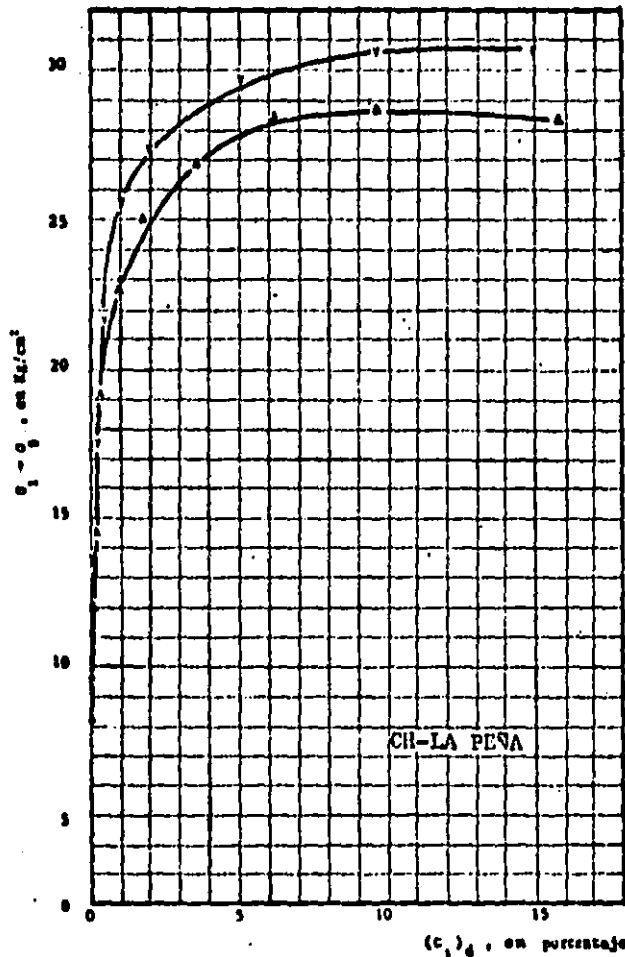


Fig 233 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_a$ , serie III ;  $w_c = 24.6\%$ .

SERIE III : $w_c = 24.6\%$				
SIMP	NÚMERO	$w_c$	$\gamma_d$	$\sigma_v$
—	—	%	$\text{kg/cm}^2$	%
A	LP-3	24.6	1.185	72.0
V	LP-12	24.6	1.200	53.4

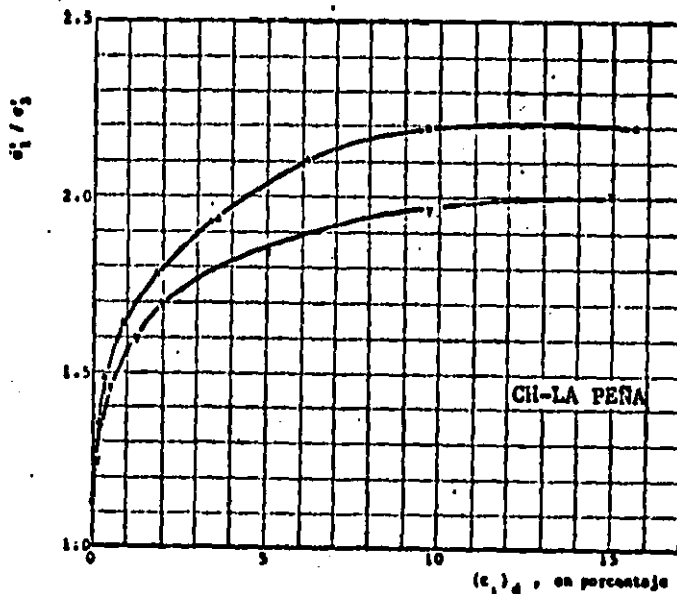


Fig 234 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_a$ , serie III ;  $w_c = 24.6\%$ .

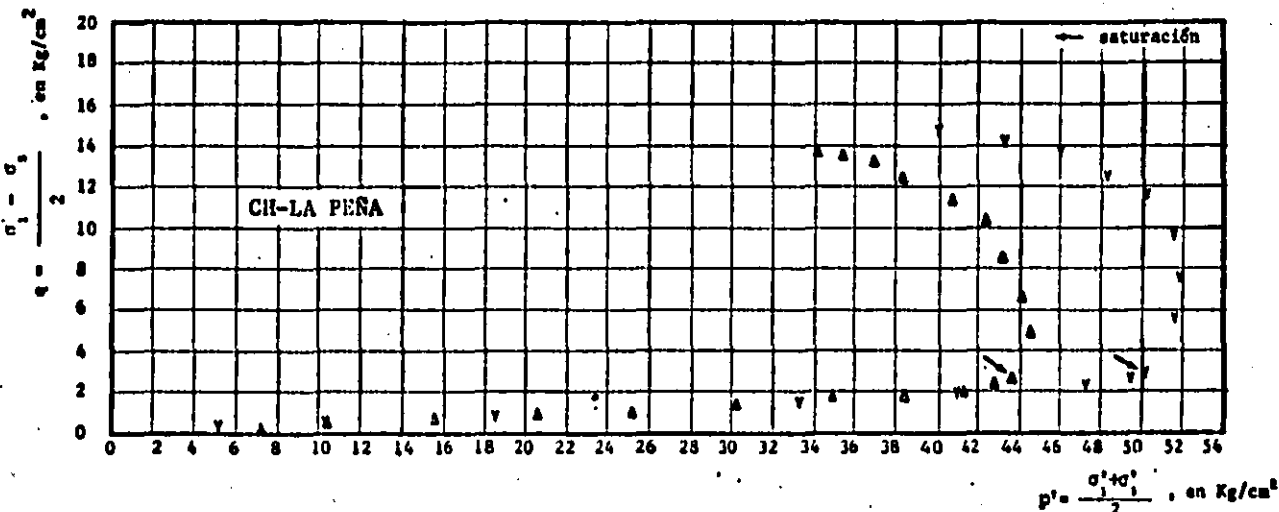


Fig 6.35 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio q vs p' ; serie III ;  $\omega_c \approx 24.6 \%$

SERIE III ; $\omega_c \approx 24.6 \%$				
SMB	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$\gamma_r$
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
A	LP-5	24.6	1.395	72.0
V	LP-17	24.4	1.200	53.4

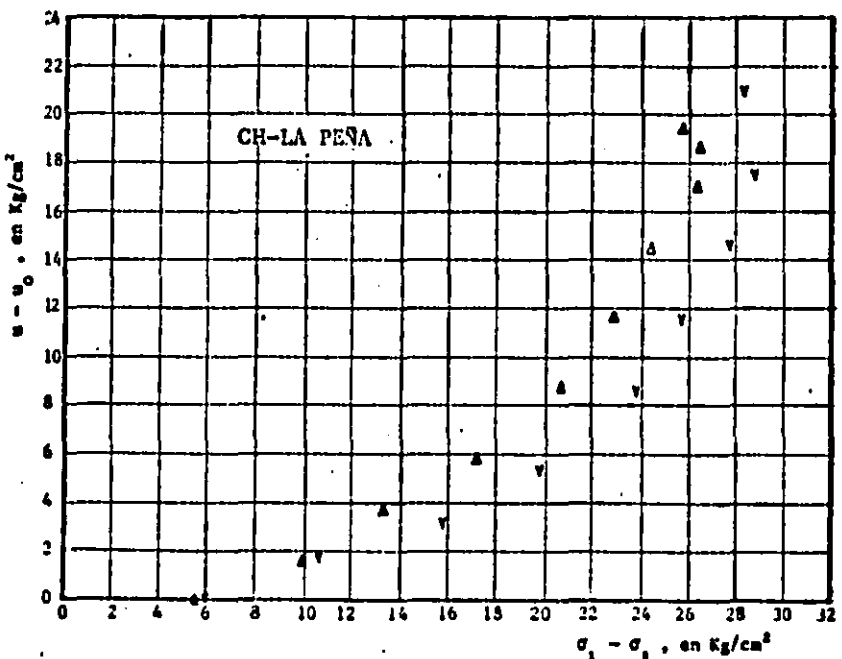


Fig 6.36 Esfuerzo desviador ( $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ) vs presión de poro ( $u - u_0$ ) generada en la etapa de esfuerzo desviador, serie III ;  $\omega_c \approx 24.6 \%$

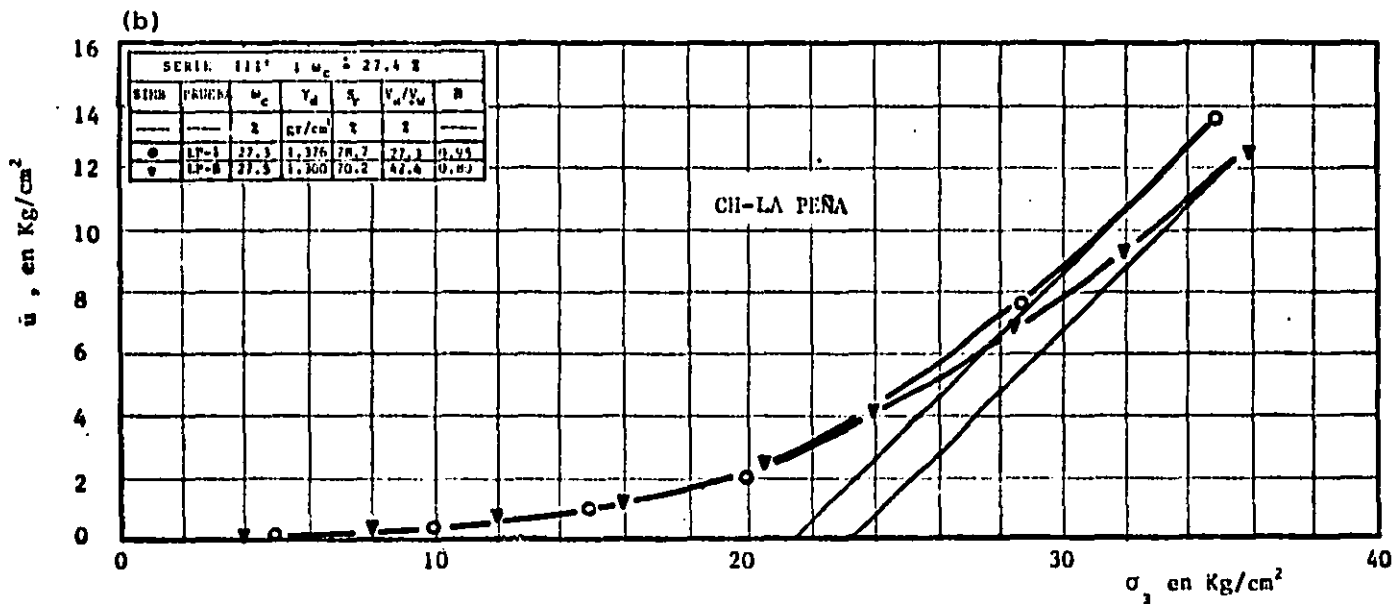
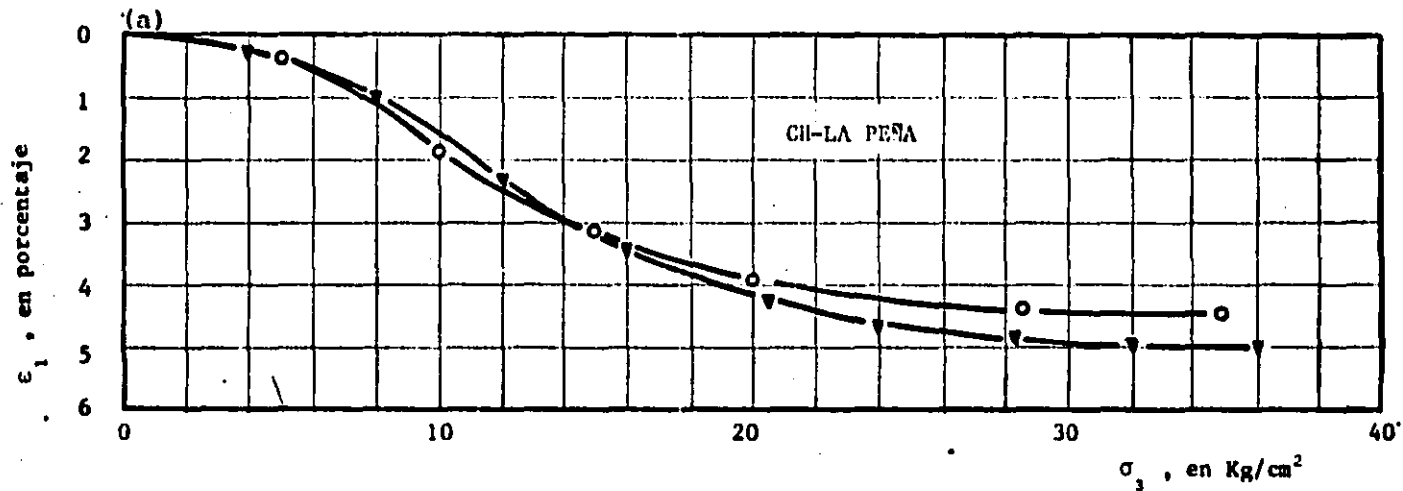


Fig 6.37 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie III' ;  $\omega_c \approx 27.4 \%$



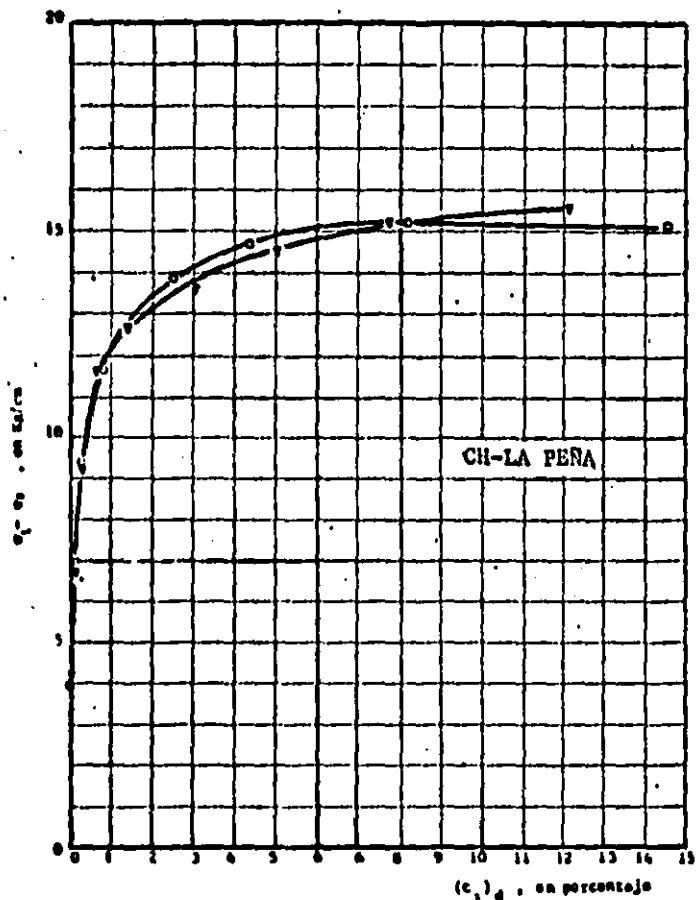


Fig 628 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_a$ , serie III' ;  $\omega_c \approx 27.4\%$

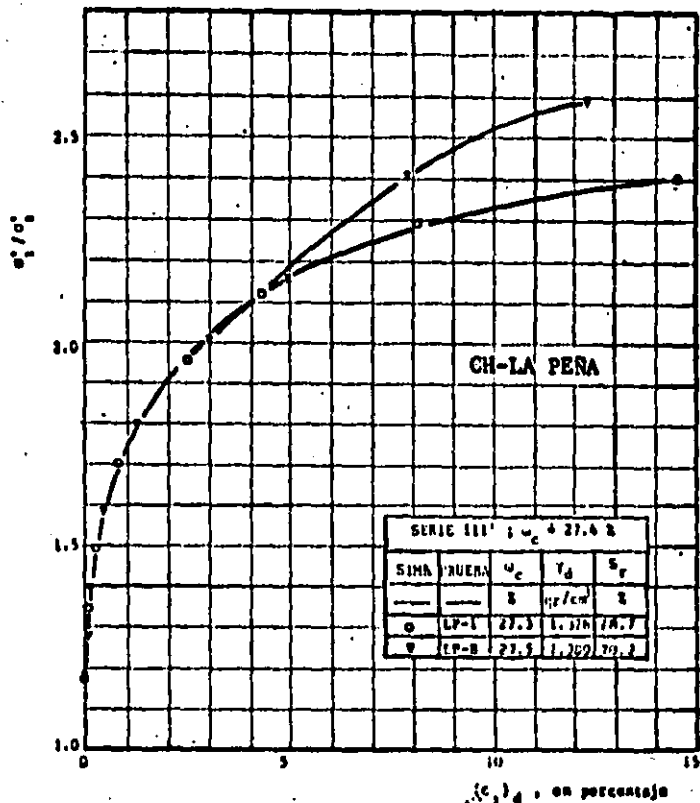


Fig 629 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_a$ , serie III' ;  $\omega_c \approx 27.4\%$

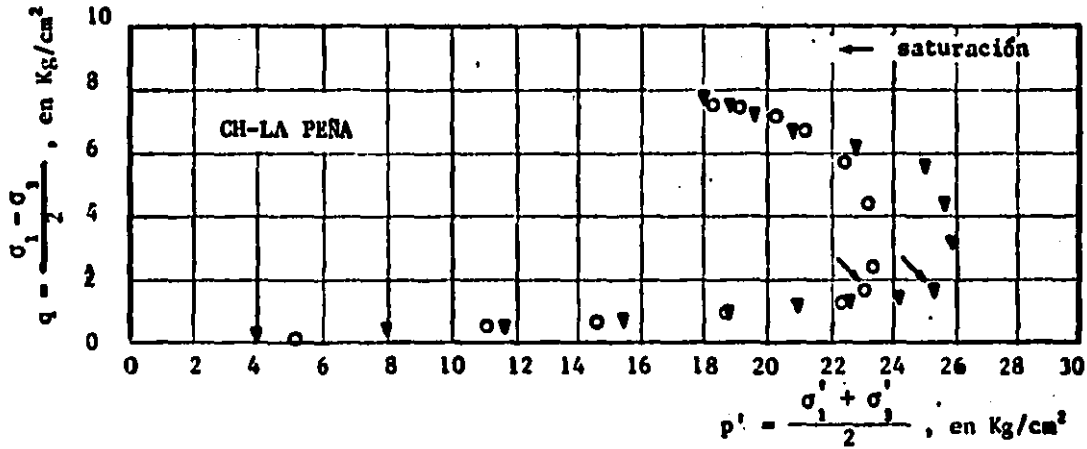


Fig 6.40 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $q$  vs  $p'$  serie III' ;  $\omega_c \approx 27.4 \%$ .

SERIE III' ; $\omega_c \approx 27.4 \%$				
SMB.	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
○	LP-1	27.3	1.376	78.7
▼	LP-8	27.5	1.300	70.2

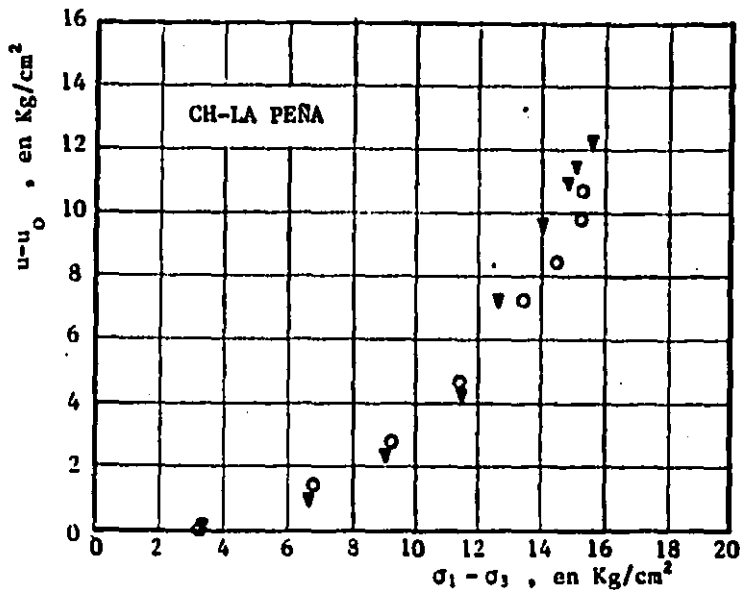


Fig 6.41 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs presión de poro ( $u - u_0$ ) generada en la etapa de esfuerzo desviador serie III' ;  $\omega_c \approx 27.4 \%$

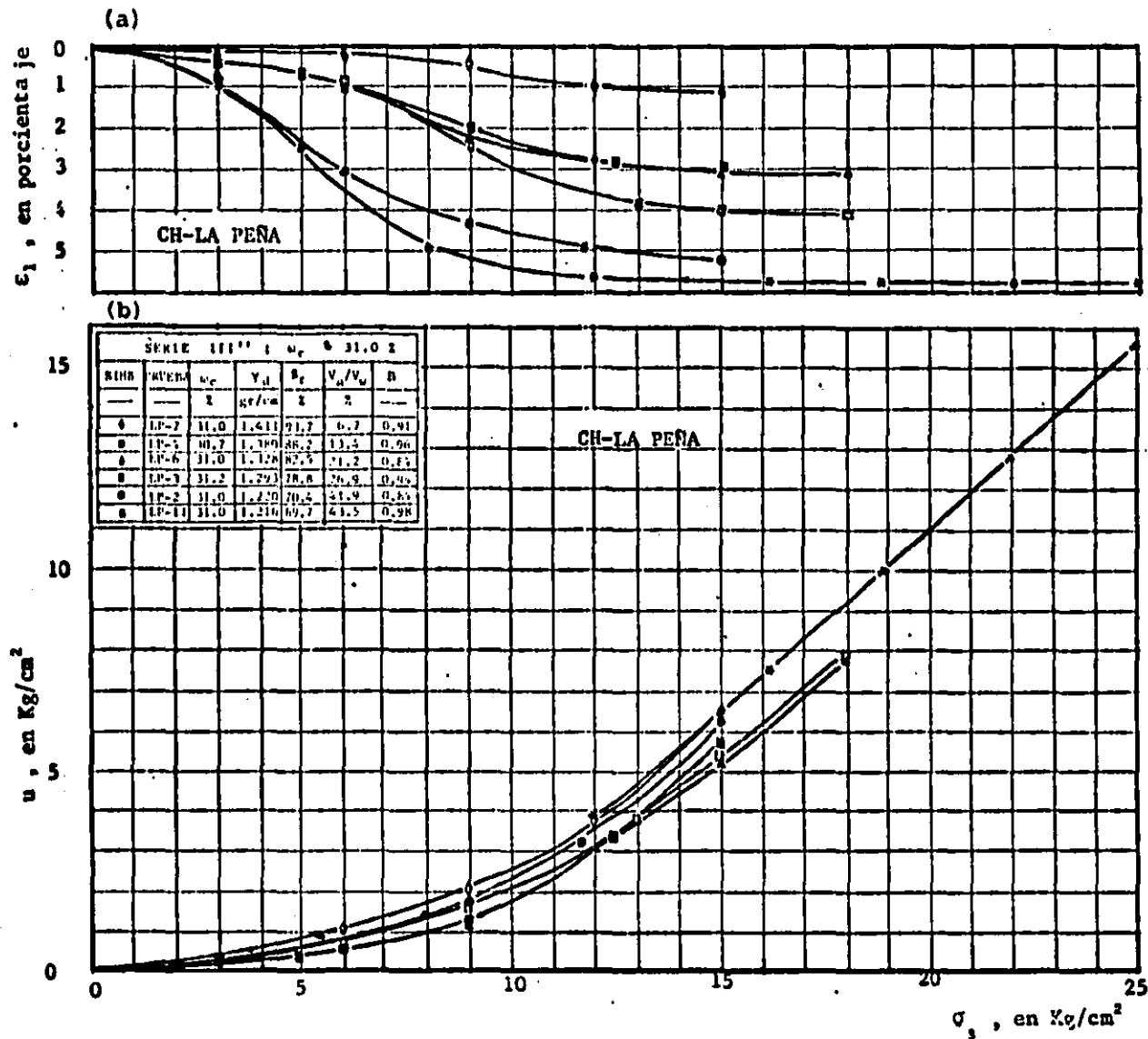


Fig 6.42 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ ) fase de compresión hidrostática, serie III'' ;  $\omega_c = 31.0\%$

SERIE III <sup>aa</sup> : $w_c \pm 31.0 \%$				
SERIE	PRUEBA	$\sigma_c$	$\gamma_d$	$S_r$
---	---	---	(%)	---
0	LP-7	31.0	1.511	23.2
1	LP-5	31.7	1.180	24.2
2	LP-6	31.0	1.328	27.5
3	LP-7	31.2	1.223	27.8
4	LP-2	31.0	1.220	20.4
5	LP-11	31.0	1.216	29.2

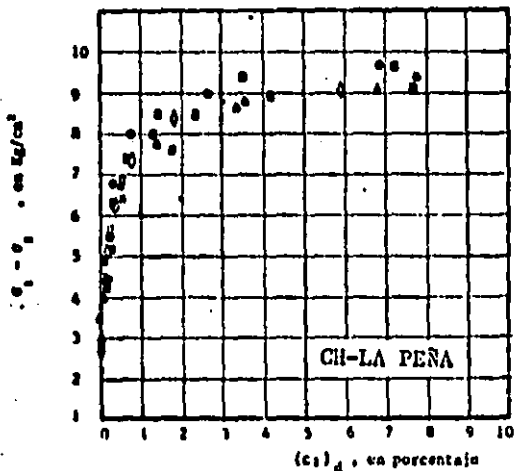


Fig 643 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon)_d$ , serie III<sup>aa</sup>,  $w_c \pm 31.0\%$

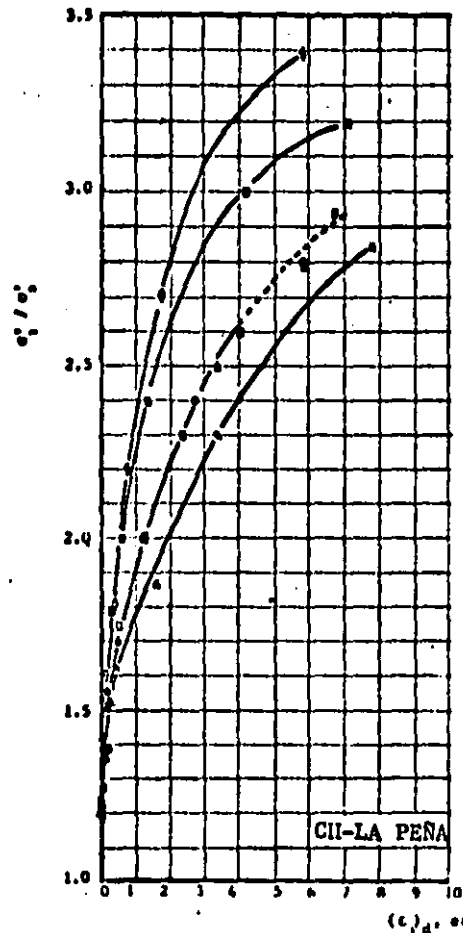


Fig 644 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon)_d$ , serie III<sup>aa</sup>,  $w_c \pm 31.0\%$

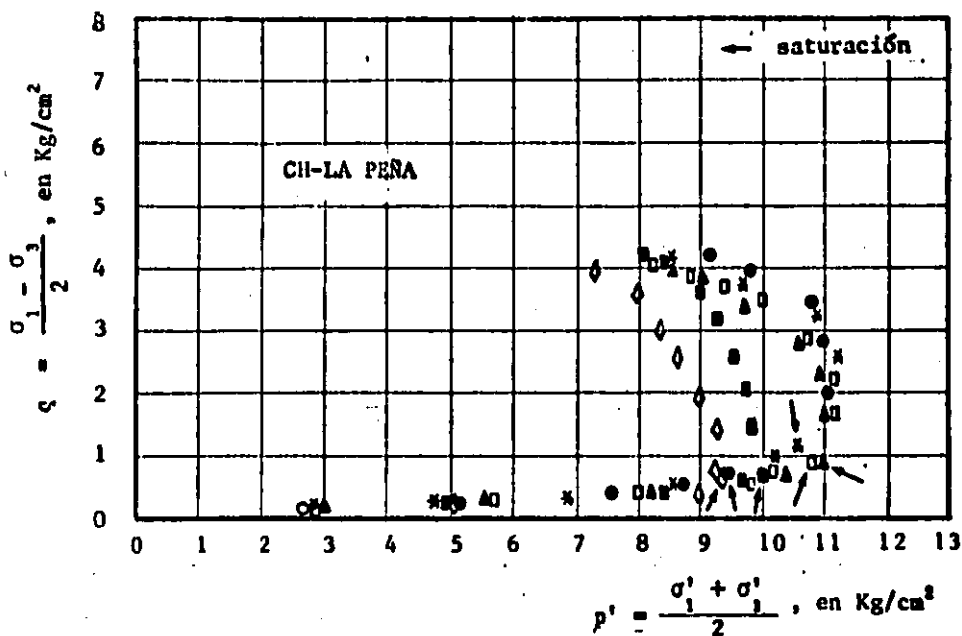


Fig 6.45 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $p$  vs  $p'$  serie III'' ;  $\omega_c = 31.0\%$

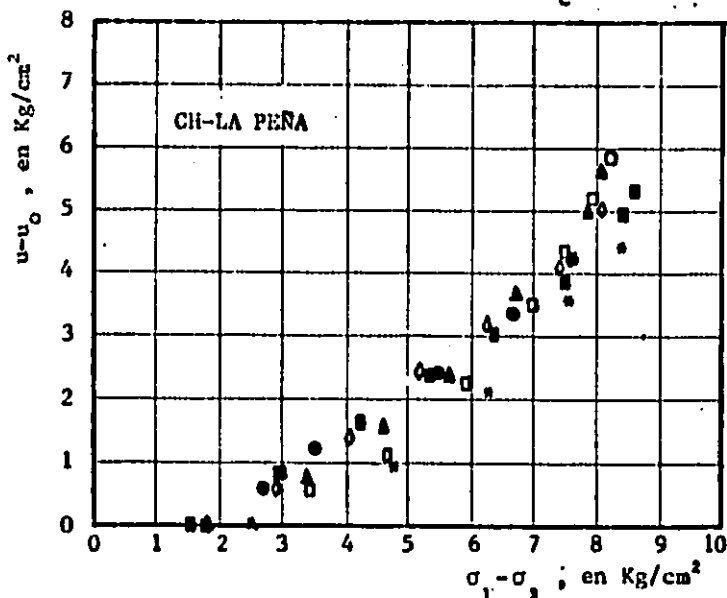


Fig 6.46 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs presión de poro ( $u-u_0$ ) generada es la etapa de esfuerzo desviador serie III'' ;  $\omega_c = 31.0\%$

SERIE III'' ; $\omega_c = 31.0\%$				
SING.	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
		%	gr/cm <sup>3</sup>	%
◇	LP-7	31.0	1.411	93.7
■	LP-4	30.7	1.380	88.2
▲	LP-6	31.0	1.328	82.5
□	LP-3	31.2	1.293	78.8
●	LP-2	31.0	1.220	70.4
*	LP-11	31.0	1.216	69.7

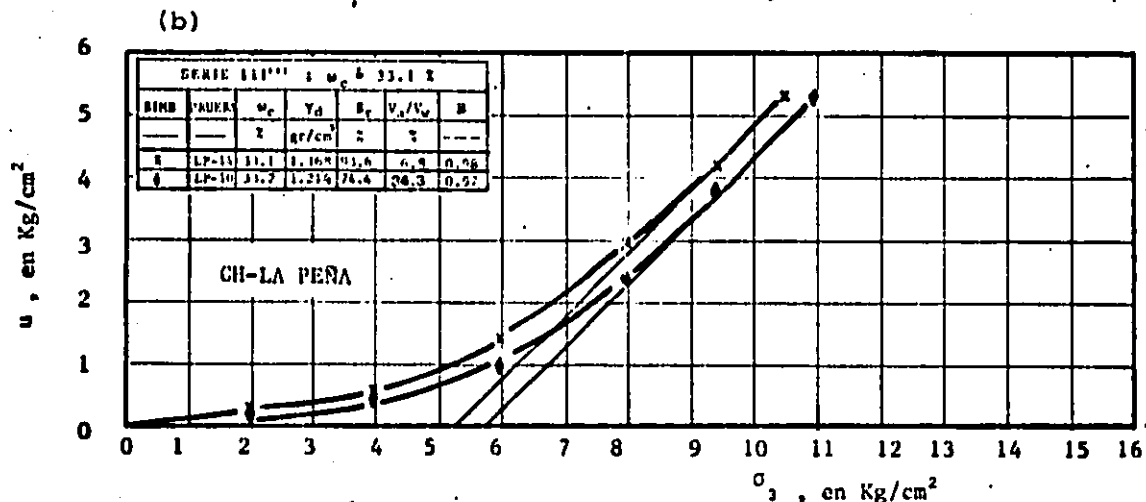
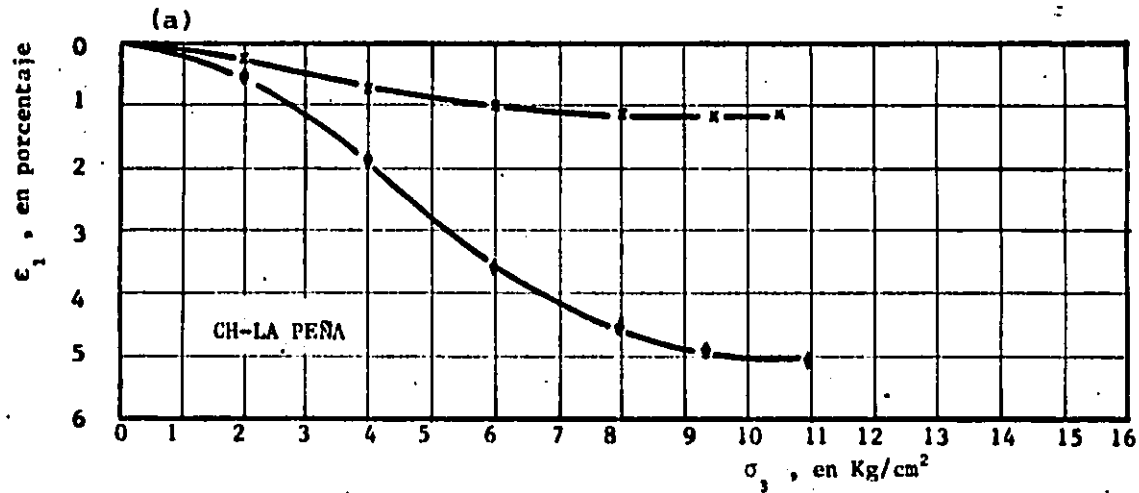


Fig 6.47 Deformación axial ( $\epsilon$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie 'III'' ;  $\omega_c = 33.1 \%$

SERIE III'''' ; $\omega_c = 33.1\%$				
SIMB.	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
x	LP-14	33.1	1.368	93.6
•	LP-10	33.2	1.214	74.4

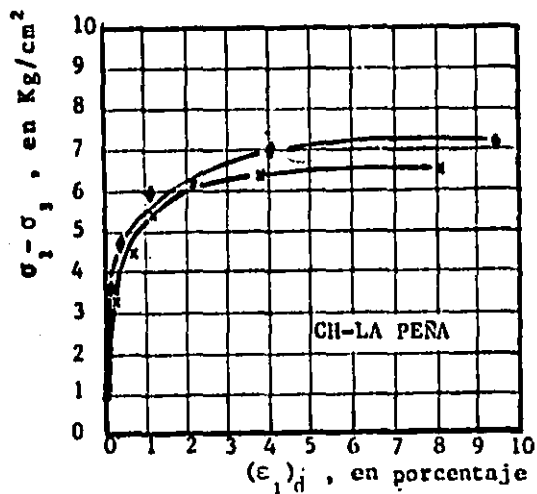


Fig. 6.48 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie III'''' ;  $\omega_c = 33.1\%$

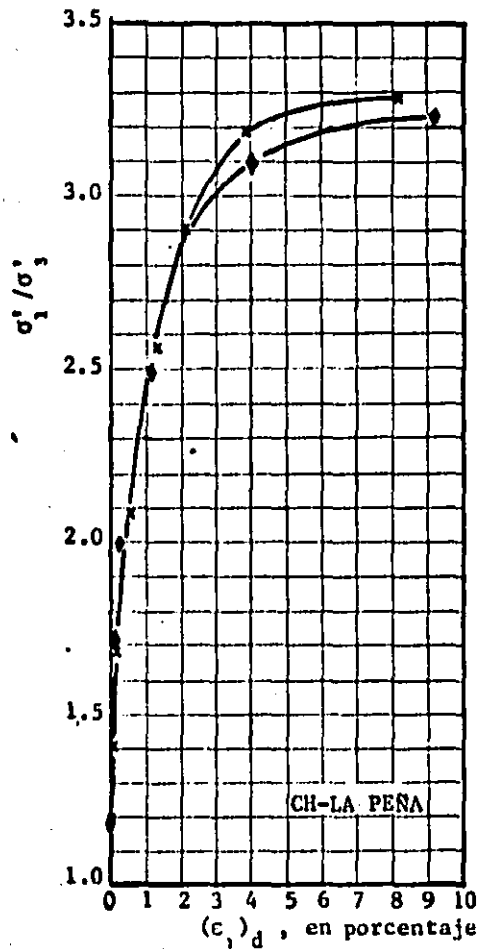


Fig. 6.49 Relación de esfuerzos principales ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie III'''' ;  $\omega_c = 33.1\%$

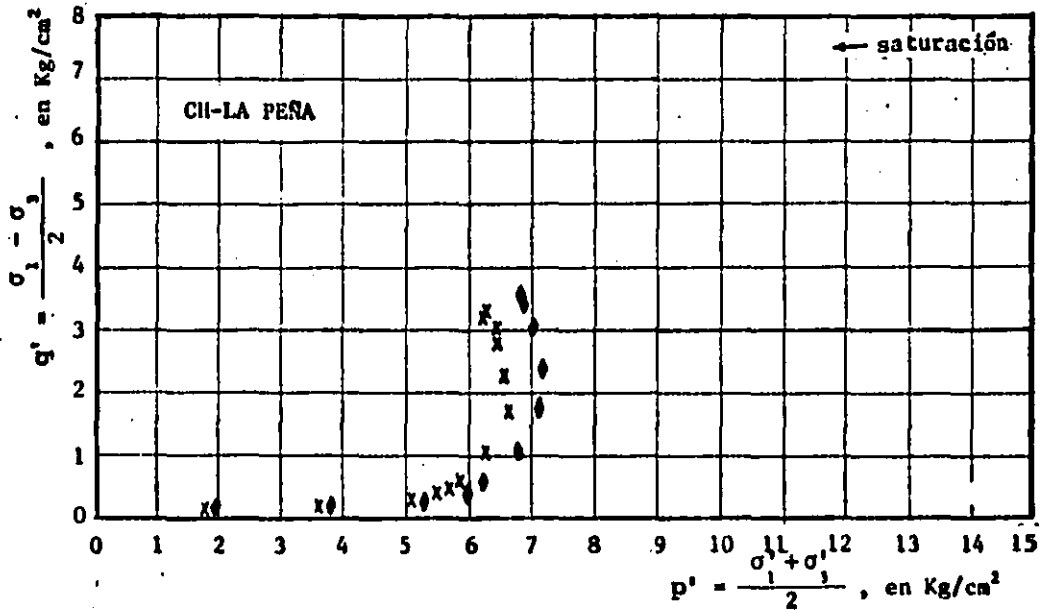


Fig 6.50 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $q$  vs  $p'$ , serie III'''' ;  $\omega_c \approx 33.1 \%$

SERIE III'''' ; $\omega_c \approx 33.1 \%$				
SIMB.	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
		%	gr/cm <sup>3</sup>	%
x	LP-14	33.1	1.368	93.6
◆	LP-10	33.2	1.214	74.4

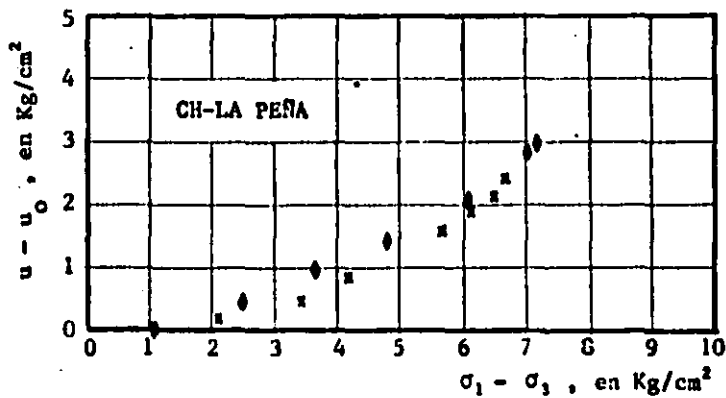


Fig 6.51 esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs presión de poro ( $u - u_0$ ) generada en la etapa de esfuerzo desviador serie III'''' ;  $\omega_c \approx 33.1 \%$



ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

## 7. ENSAYES CON EL SUELO MH-NECAXA

Procediendo de la misma forma que con el suelo CH-La Peña, se efectuaron tres series de ensayos triaxiales. En cada una se mantuvo constante sea  $\gamma_d$ , o  $S_x$ , o  $\omega_c$ , como se muestra en la figura 7.1. Se presenta además cuatro curvas de compactación por amasado que se determinaron de acuerdo a las indicaciones del capítulo 3.

La tabla 7.1 presenta las características de los especímenes en sayados y la simbología adoptada. En la tabla 7.2 se ordenan los ensayos según la serie a que pertenecen. Todos los ensayos se efectuaron en la cámara triaxial T-3.6-60; a excepción de la prueba N-6 que se realizó en la cámara INING-2 (capítulo 4) para mejorar la precisión.

Durante el desarrollo del trabajo experimental y después de concluir las pruebas con el suelo CH-La Peña se estimó necesario - comparar los valores de la presión de poro en la saturación - -

( $u_{\Delta at}$ ) medidos y calculados teóricamente, por lo que para este material se adoptó el siguiente criterio de saturación: continuar el proceso de compresión hasta alcanzar un coeficiente  $\beta$  de Skempton mínimo de 0.97.

## 7.1 SERIE I; $\gamma_d$ = CONSTANTE

### ETAPA DE COMPRESION

#### 7.1.1 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) versus presión confinante total ( $\sigma_3$ )

En las figuras 7.2a y 7.7a se presenta la deformación axial ( $\epsilon_1$ ) en términos de la presión confinante total ( $\sigma_3$ ) de las series I y I', con pesos volumétricos secos de 1.294 y 1.250 gr/cm<sup>3</sup>. Las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  se distribuyen de acuerdo a  $w_c$ , alcanzando deformaciones mayores en la saturación ( $\epsilon_{\Delta at}$ ) conforme disminuye  $w_c$ . Se observa que las curvas son semejantes y la compresibilidad es baja para valores de  $\sigma_3$  menores de 10 kg/cm<sup>2</sup>, separándose las curvas y aumentando la compresibilidad a mayores magnitudes de  $\sigma_3$ ; esta disminuye en los últimos incrementos de  $\sigma_3$  que corresponden a la saturación; la deformación respectiva se denomina  $\epsilon_{\Delta at}$ . Conforme aumenta  $w_c$  disminuye la rigidez de los especímenes siempre y cuando  $w_c$  sea menor que  $w_{\text{optimo}}$  (pruebas N-5, N-7, P-2 y P-8, figura 7.7a); si  $w_c$  excede el valor óptimo, se incrementa la rigidez en los primeros incrementos (prueba N-6, figura 7.7).

Nótese que en el caso de la serie I (figura 7.2), las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  de las pruebas N-2 y N-4 se cruzan; probablemente se tuvieron problemas con el pistón de la cámara T-3.6-60 o errores experimentales. La tendencia de las relaciones  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  es de finida si se consideran las curvas de la serie I'.

### 7.1.2 Presión de poro ( $u$ ) versus esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ )

Las figuras 7.2b y 7.7b presentan las curvas de presión de poro ( $u$ ) vs presión confinante total ( $\sigma_3$ ) de las series I y I'. Las curvas  $u$  vs  $\sigma_3$  se desplazan hacia la derecha conforme  $\omega_c$  disminuye. Los comentarios relativos a la serie I del material CH-La Peña (capítulo 6) son aplicables a esta serie, con la salvedad de que en la prueba P-8 no se alcanzó la saturación por limitación del equipo (presión confinante máxima de 60 kg/cm<sup>2</sup>).

### FASE DE ESFUERZO DESVIADOR

#### 7.1.3 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

En las figuras 7.3 y 7.8 se han dibujado el esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) en términos de la deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> de la serie I y I'. Las curvas ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> se ordenan en forma ascendente, aumentando la rigidez inicial al disminuir  $\omega_c$ .

#### 7.1.4 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) versus deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

La relación de esfuerzos efectivos principales ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) en función de la deformación axial de las series I, I' se presenta en las figuras 7.4 y 7.9. En contraposición al inciso anterior las curvas ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) vs ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> se ordenan en forma creciente al disminuir  $\omega_c$ .

#### 7.1.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos $q$ versus $p'$

Las trayectorias de esfuerzos efectivos  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  vs  $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$  de las series I y I' se han dibujado en las figuras 7.5 y 7.10. Se señala en cada trayectoria con una flecha los puntos en que

se alcanzó la saturación; las trayectorias se desplazan hacia la derecha conforme  $\omega_c$  disminuye; en todos los casos  $p'$  decrece - cuando  $q$  aumenta durante el proceso de cortante.

### 7.1.6 Presión de poro $(u-u_0)$ versus esfuerzo desviador $(\sigma_1-\sigma_3)$ .

La presión de poro  $(u-u_0)$  generada en esta etapa en términos del esfuerzo desviador  $(\sigma_1-\sigma_3)$  de las series I y I' se presenta en las figuras 7.6 y 7.11. Las curvas  $(u-u_0)$  vs  $(\sigma_1-\sigma_3)$  de la serie I' (figura 7.6) parten con pendiente aproximadamente de un tercio, para  $u-u_0$  de 1 kg/cm<sup>2</sup>, y casi son rectas con una inclinación de 40° hasta alcanzar el valor máximo del esfuerzo desviador (12 kg/cm<sup>2</sup> para la prueba N-2 y 19.4 kg/cm<sup>2</sup> para la N-4). En la serie I' (figura 7.11), las curvas se ordenan hacia la derecha al disminuir  $\omega_c$ , generándose mayor presión de poro en los especímenes más secos. La variación de  $(u-u_0)$  en función de  $(\sigma_1-\sigma_3)$  es lineal en los especímenes de menor contenido de agua (P-2 y P-8).

Nótese que todas las curvas principian con un esfuerzo desviador diferente de cero debido al diseño de la cámara T-3.6-60, salvo la curva correspondiente a la prueba N-6 que se ensayó en la cámara INING-2 para mejorar la precisión (capítulo 4).

## 7.2 SERIE II; $S_h \neq$ CONSTANTE

### ETAPA DE COMPRESION

#### 7.2.1 Deformación axial $(\epsilon_1)$ versus presión confinante total $(\sigma_3)$

En las figuras 7.12a y 7.17a se ha dibujado la deformación axial  $(\epsilon_1)$  en términos de la presión confinante  $(\sigma_3)$  de las series II

y II' con  $S_n$  de 78.7 y 65.3%, respectivamente. Los comentarios de la serie I son aplicables a los resultados de estas series II y II', con la observación adicional de que las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  tienden a un mismo valor de  $\epsilon_{\Delta at}$ . Si se comparan los valores de  $\epsilon_{\Delta at}$  y de  $S_n$  para estas dos series se tiene que a mayor  $S_n$  la deformación  $\epsilon_{\Delta at}$  es menor.

### 7.2.2 Presión de poro ( $u$ ) versus esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ )

La presión de poro ( $u$ ) en función de la presión confinante ( $\sigma_3$ ) para las series II y II' se muestra en las figuras 7.12b y 7.17b. Las observaciones para estas curvas son semejantes a las presentadas para la serie I. Además, los valores de presión de poro de saturación son del mismo orden para especímenes con el mismo  $S_n$  inicial.

### FASE DE ESFUERZO DESVIADOR

#### 7.2.3 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

Las curvas de esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) en términos de la deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> para las series II y II' se presentan en las figuras 7.13 y 7.18. Crece la rigidez y el esfuerzo desviador máximo conforme disminuye el  $\omega_c$ .

#### 7.2.4 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) versus deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

Las curvas de relación de esfuerzos efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) en función de la deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> para las series II y II' se han dibujado en las figuras 7.14 y 7.18. A diferencia del caso anterior al aumentar  $\omega_c$  crece el cociente  $\sigma'_1/\sigma'_3$ .

### 7.2.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos.

Se presentan en las figuras 7.15 y 7.19 las trayectorias de esfuerzos efectivos  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  vs  $p' = \frac{d_1 + d_3}{2}$  de las series II y II'. Las relaciones entre  $q$  y  $p'$  en estos casos son similares a los observados en la serie I.

### 7.2.6 Presión de poro ( $u - u_0$ ) versus esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ )

El desarrollo de la presión de poro ( $u - u_0$ ) en términos del esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) se muestra en las figuras 7.16 y 7.21. Las curvas ( $u - u_0$ ) vs ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) se desplazan hacia la derecha al disminuir  $\omega_c$ . Nótese que los especímenes más secos (N-2 para la serie II y N-8 para la serie II') exhiben comportamiento líneal (rectas inclinadas a  $40^\circ$ ).

## 7.3 SERIE III: $\omega_c$ = CONSTANTE

### FASE DE COMPRESION

#### 7.3.1 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) vs esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ )

En las figuras 7.22a y 7.27a se han trazado las curvas de la deformación axial ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub> en función del esfuerzo confinante aplicado ( $\sigma_3$ ) para las series III y III' correspondientes a contenidos de agua ( $\omega_c$ ) de 33.9 y 37.0%. Se aprecia que las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$  se ordenan de acuerdo al peso volumétrico  $\gamma_d$  inicial: - los valores de  $\epsilon_{sat}$  son menores para especímenes compactados con mayor energía . . . . .

#### 7.3.2 Presión de poro ( $u$ ) versus esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ )

La variación de la presión de poro ( $u$ ) en términos de la presión confinante ( $\sigma_3$ ) de las series III y III' se muestra en las figuras 7.22b y 7.27b. Las curvas  $u$  vs  $\sigma_3$  son muy semejantes, aparentemente definen una sola curva. En el caso de la serie III', fig 7.27a, se ensayaron seis especímenes con mismo  $w_c$  pero con  $\gamma_d$  de compactación variable. Las curvas  $u$  vs  $\sigma_3$  de los tres especímenes con menor  $\gamma_d$  inicial coinciden prácticamente mientras que las curvas de los tres ensayos restantes se ubican a la izquierda. Para los especímenes con menor  $\gamma_d$  de compactación el esfuerzo confinante efectivo de saturación es del orden de 11 Kg/cm<sup>2</sup> y para los restantes más densos 15 Kg/cm<sup>2</sup>.

#### ETAPA DE ESFUERZO DESVIADOR

##### 7.3.3 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus deformación axial $(\epsilon_1)_d$

En las figuras 7.23 y 7.28 se han trazado las curvas del esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus la deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  de las series III y III'. Las curvas  $\sigma_1 - \sigma_3$  vs  $(\epsilon_1)_d$  son muy semejantes con ligeras diferencias tal vez debidas a variaciones de  $w_c$ . Si se comparan las dos series (III y III') se infiere que a  $w_c$  menor la resistencia  $\sigma_1 - \sigma_3$  es mayor.

##### 7.3.4 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) vs $(\epsilon_1)_d$

En las figuras 7.24 y 7.29 se presentan la relación de esfuerzos efectivos en términos de la deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  de las series III y III'. Las curvas  $\sigma_1/\sigma_3$  vs  $(\epsilon_1)_d$  son similares con una ligera tendencia a aumentar el cociente conforme se incrementa el  $\gamma_d$  de compactación.

##### 7.3.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos $q$ vs $p'$

La trayectoria de esfuerzos efectivos  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  y  $p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  se muestra en las figuras 7.25 y 7.30 de las series III y III'. Las trayectorias  $q$  vs  $p'$  se desplazan hacia la derecha al disminuir el  $\gamma_d$  de compactación.

### 7.3.6 Presión de poro ( $u - u_0$ ) vs esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ )

La variación de la presión de poro ( $u - u_0$ ) en términos del esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) se ha trazado en las figuras 7.26 y 7.31 para las series III y III'. Se observa que las curvas  $u - u_0$  vs  $\sigma_1 - \sigma_3$  son similares con una ligera tendencia a desplazarse hacia la derecha conforme disminuye el  $\gamma_d$  de compactación.



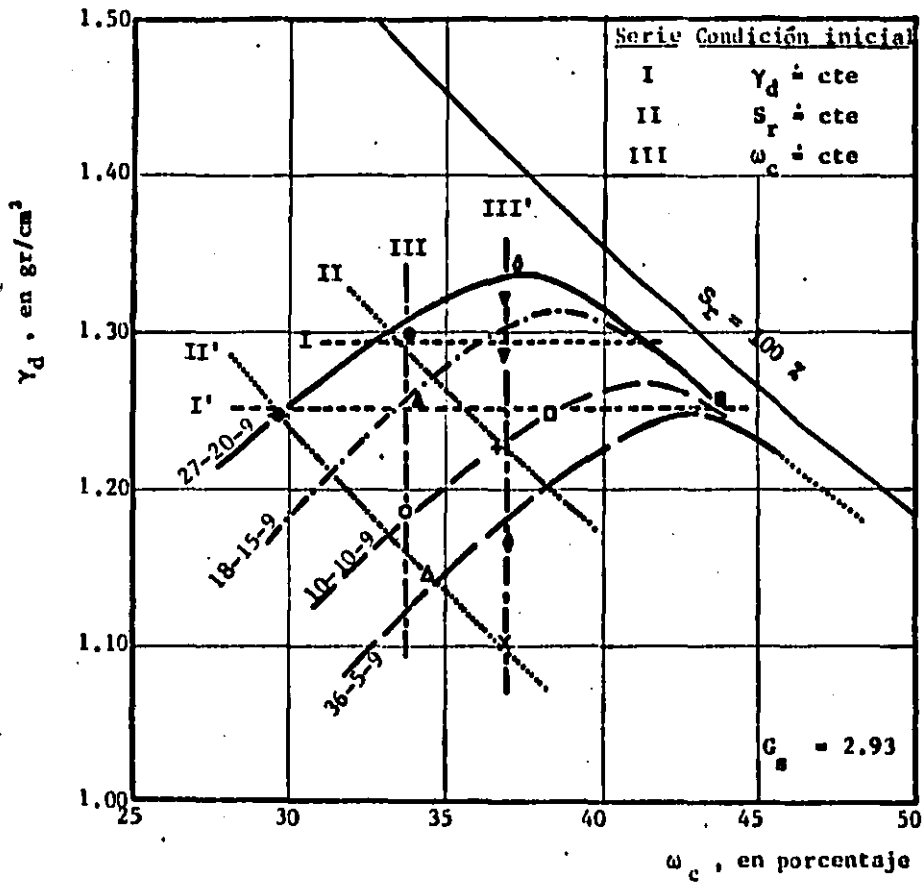


Fig 7.1 Curvas de compactación del suelo MII-NECAXA y localización de las series.

Tabla 7.1 Características iniciales de los especímenes del suelo MH-Necaxa probados en compresión triaxial no drenada.

SÍMBOLO	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$	$e_c$	$v_a/v_w$
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%	—	%
O	N-1	33.8	1.191	67.8	1.460	47.5
●	N-2	33.9	1.301	79.3	1.252	26.1
▲	N-3	34.5	1.146	64.9	1.557	54.1
▼	N-4	36.9	1.287	84.7	1.276	18.0
D	N-5	38.2	1.248	83.0	1.340	20.5
■	N-6	44.0	1.261	97.4	1.323	2.7
+	N-7	36.7	1.235	78.3	1.373	27.7
X	N-8	37.2	1.105	66.0	1.651	51.5
◇	N-9	37.2	1.355	93.5	1.159	6.3
◆	N-10	37.1	1.170	72.7	1.495	37.5
v	N-11	36.8	1.322	88.7	1.215	12.7
▲	P-2	34.3	1.260	75.8	1.326	31.9
●	P-8	29.8	1.250	65.0	1.343	53.8

$$G_s = 2.93$$

Tabla 7.2 Características iniciales de los especímenes del suelo MI-Necaxa ensayados en compresión triaxial no drenada, ordenados en series.

SERIE	No. DE SERIE	SIMBOL	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_d$	$S_r$
				%	gr/cm <sup>3</sup>	%
I $\gamma_d$ cte	I $\gamma_d \approx 1.294 \text{ gr/cm}^3$	●	N-2	33.9	1.301	79.3
		▼	N-4	36.9	1.287	84.7
	I' $\gamma_d \approx 1.250 \text{ gr/cm}^3$	●	P-8	29.8	1.250	65.0
		▲	P-2	34.3	1.260	75.8
		+	N-7	36.7	1.235	78.3
		□	N-5	38.2	1.248	83.0
II $S_r$ cte	II $S_r \approx 78.7 \%$	●	N-2	33.9	1.301	79.2
		+	N-7	37.6	1.235	78.3
	II' $S_r \approx 65.3 \%$	●	P-8	29.8	1.250	65.0
		▲	N-3	34.5	1.146	64.9
		x	N-8	37.2	1.105	66.0
III $\omega_c$ cte	III $\omega_c \approx 33.8 \%$	○	N-1	33.8	1.191	67.8
		●	N-2	33.9	1.301	79.3
	III' $\omega_c \approx 37.0 \%$	x	N-8	37.2	1.105	66.0
		◆	N-10	37.1	1.170	72.7
		+	N-7	36.7	1.235	78.3
		▼	N-4	36.9	1.287	84.7
		▼	N-11	36.8	1.322	88.7
○	N-9	37.2	1.363	93.5		

$G_s = 2.93$

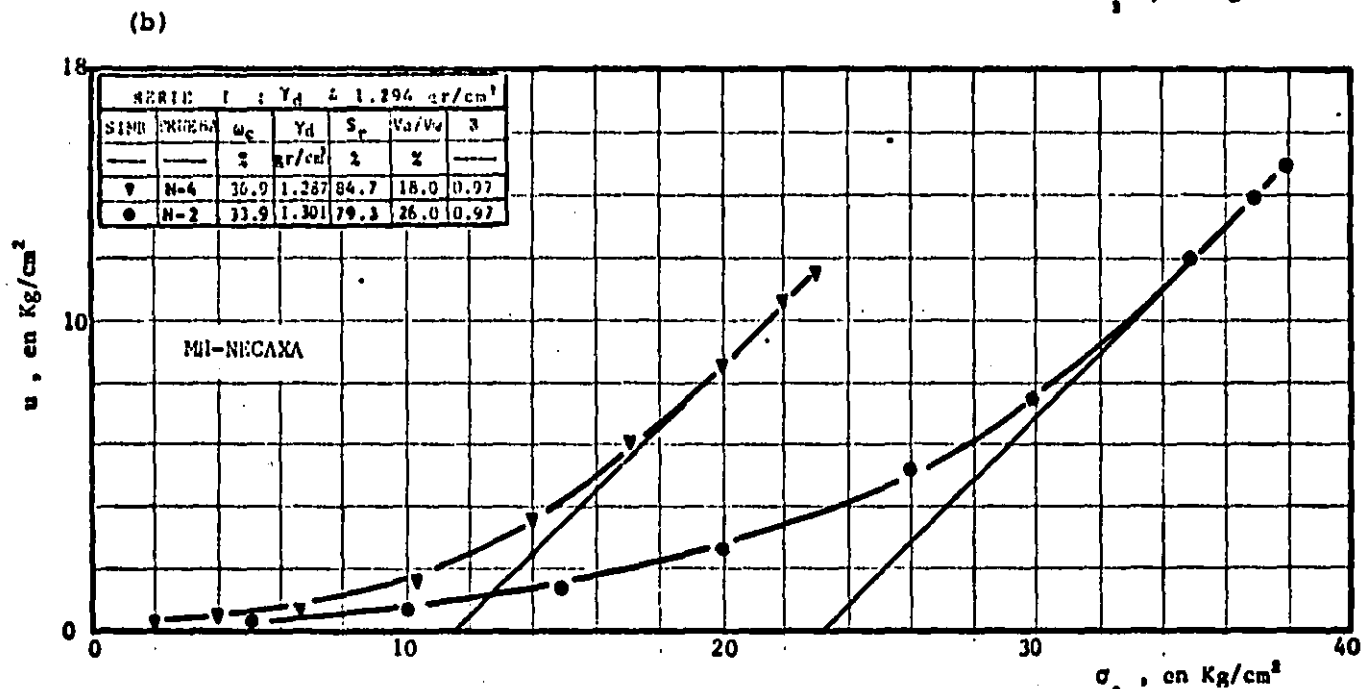
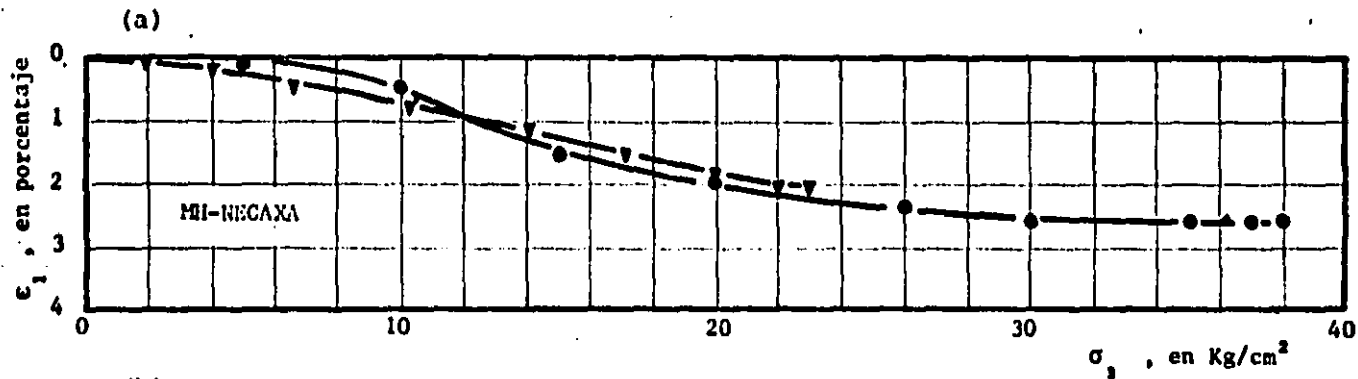


Fig 7.2 Deformación axial ( $\epsilon$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante ( $\sigma_1$ ), fase de compresión hidrostática, serie I ;  $\gamma_d = 1.294$  gr/cm<sup>3</sup>

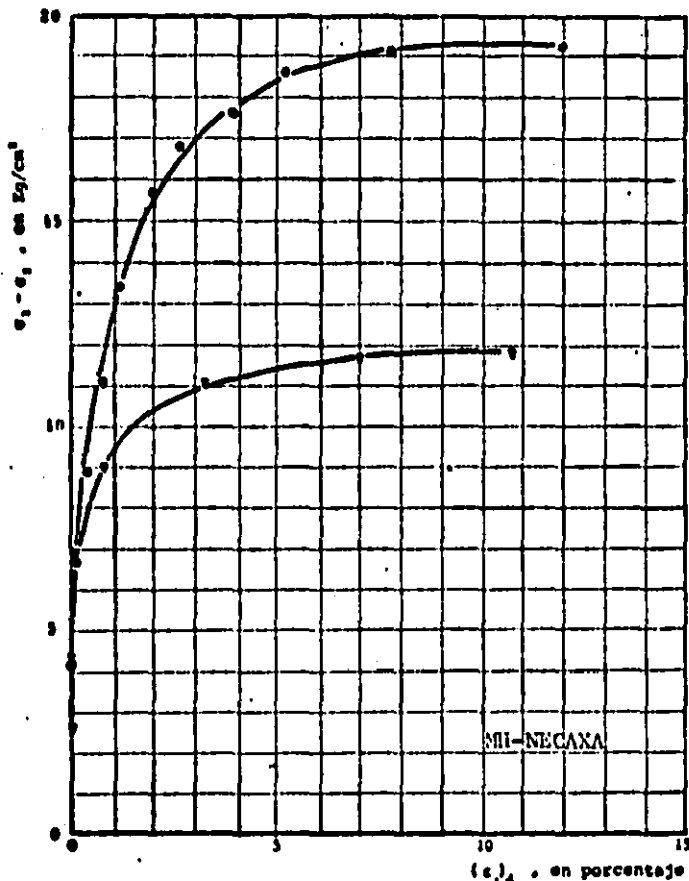


Fig. 7.3 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  serie I ;  $\gamma_d = 1.294 \text{ gr/cm}^3$

SERIE I ; $\gamma_d = 1.294 \text{ gr/cm}^3$				
SÍMBOLO	PRUEBA	$\sigma_c$	$\gamma_d$	$\sigma_c$
		$Kg/cm^2$	$\%$	$Kg/cm^2$
$\nabla$	N-4	36.9	1.287	86.7
$\bullet$	N-2	33.9	1.191	79.7

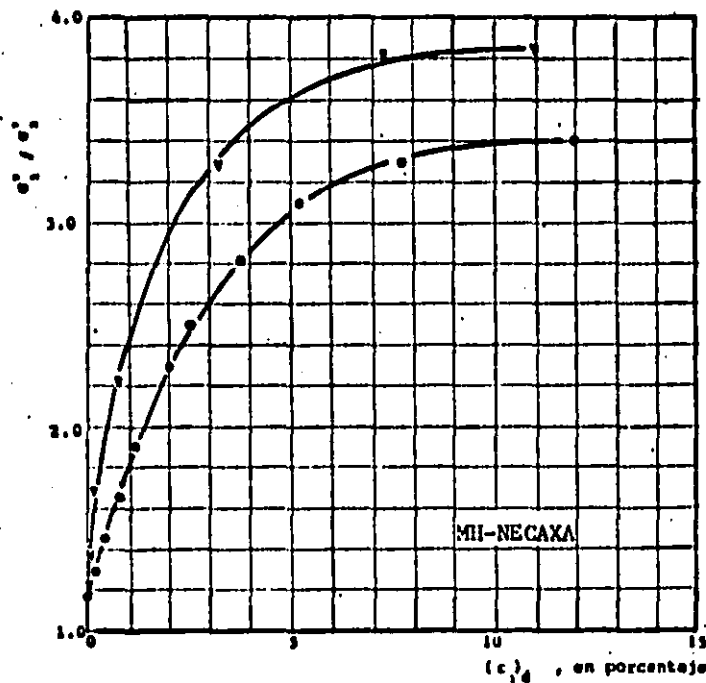


Fig. 7.4 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  serie I ;  $\gamma_d = 1.294 \text{ gr/cm}^3$

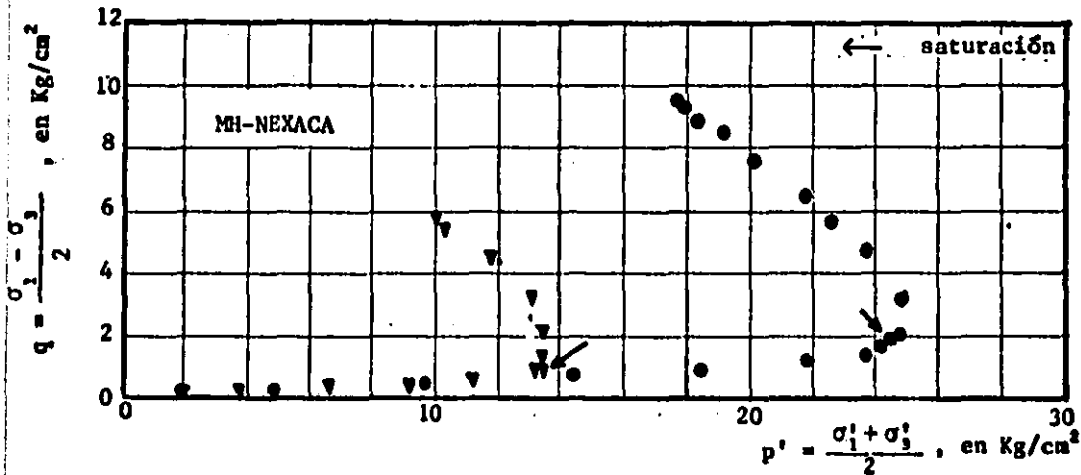


Fig 7.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $p'$  vs  $q$  , serie I ;  $\gamma_d = 1.294 \text{ gr/cm}^3$

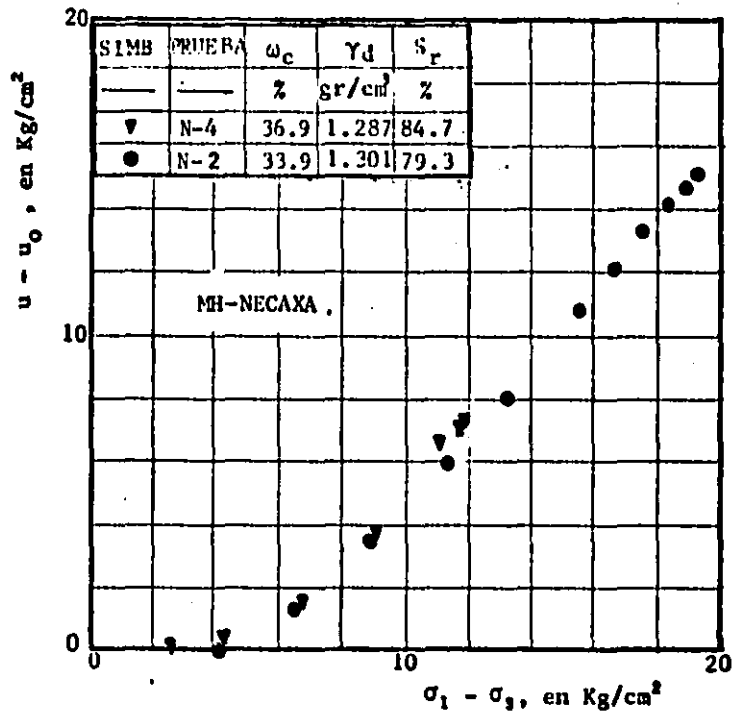


Fig 7.6 Presión de poro ( $u - u_0$ ) vs esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) , etapa de esfuerzo desviador, serie I ;  $\gamma_d = 1.294 \text{ gr/cm}^3$

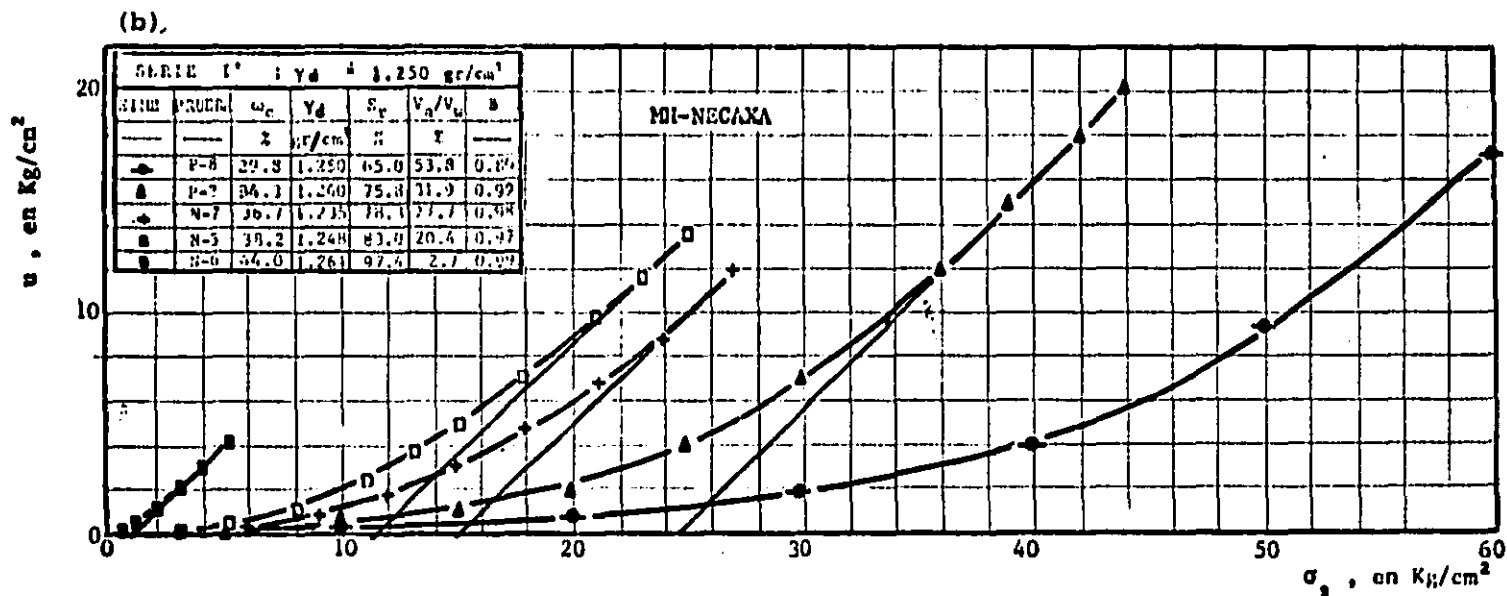
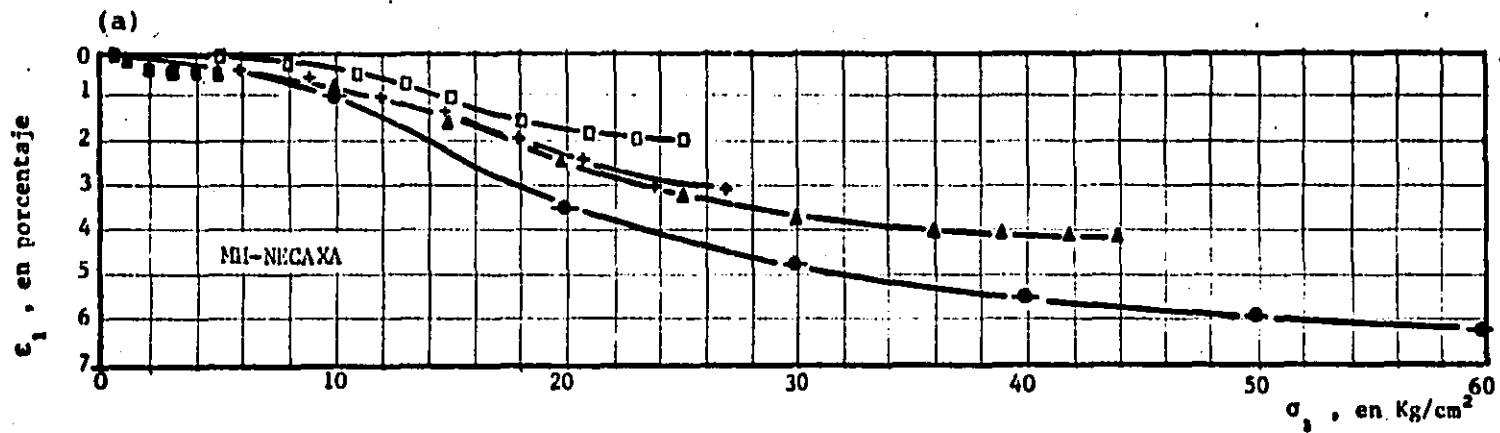


Fig 7.7 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie I' ;  $\gamma_d = 1.250 \text{ gr/cm}^3$

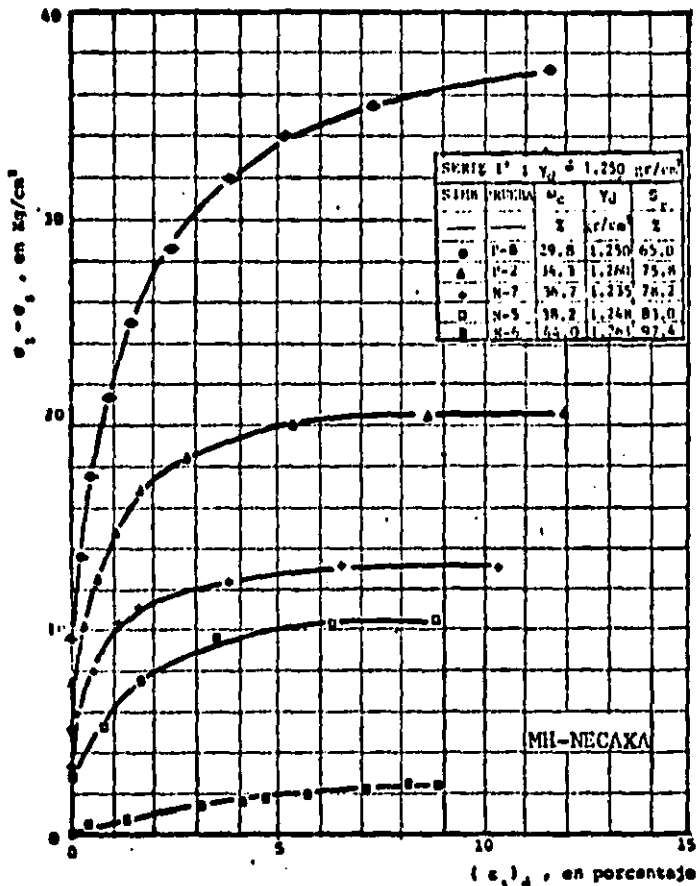


Fig 7.6 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie I' ;  $\gamma_d = 1.250$  gr/cm<sup>3</sup>

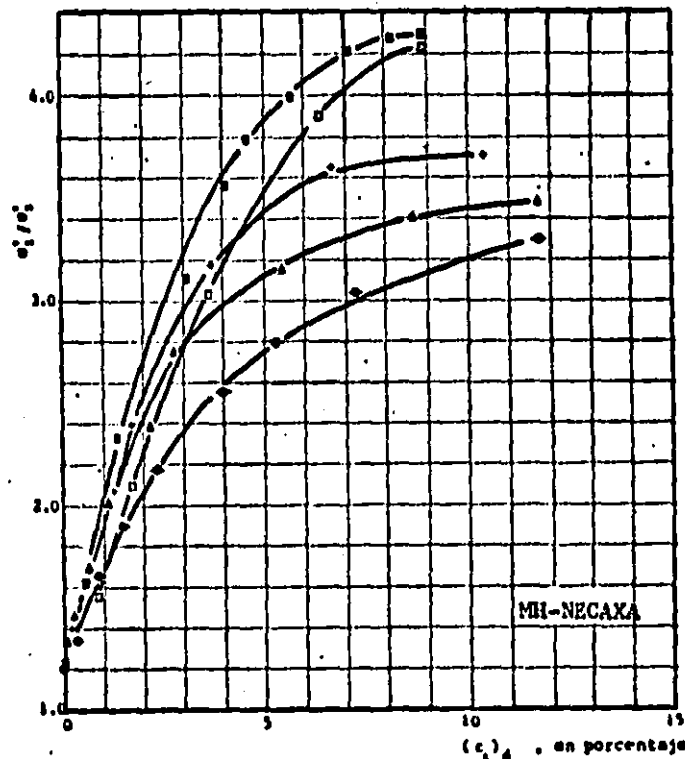


Fig 7.6 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie I' ;  $\gamma_d = 1.250$  gr/cm<sup>3</sup>



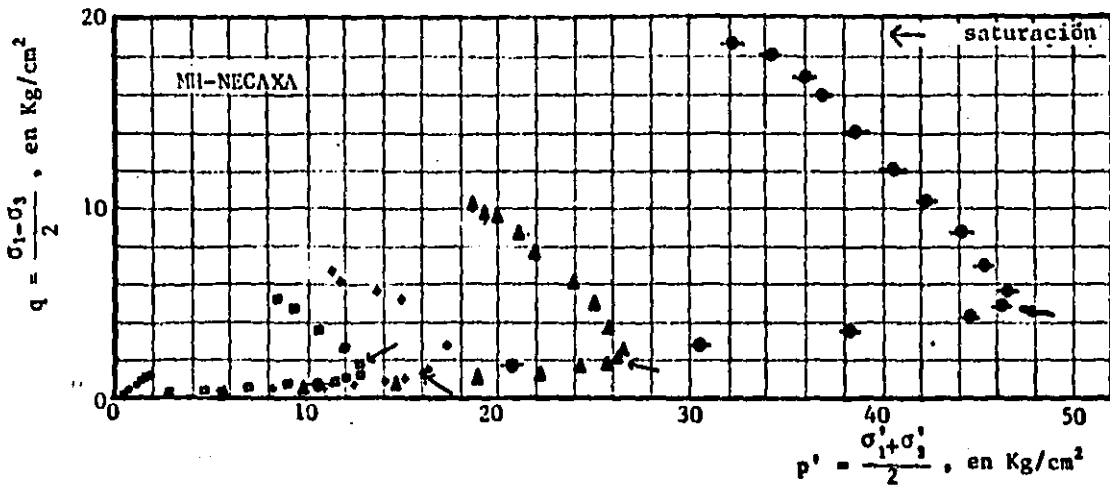


Fig 7.10 Trayectoria de esfuerzos efectivos  $p'$  vs  $q$ , serie I' ;  $\gamma_d = 1.250$  gr/cm<sup>3</sup>

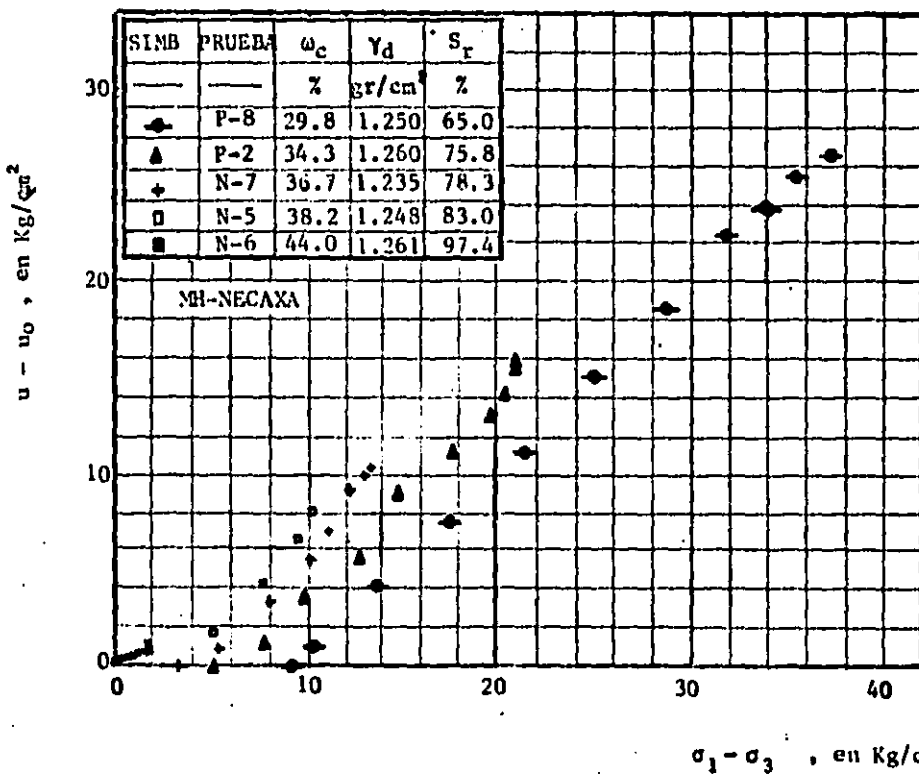


Fig 7.11 Presión de poro  $(u - u_0)$  vs esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , etapa de esfuerzo desviador, serie I' ;  $\gamma_d = 1.250$  gr/cm<sup>3</sup>

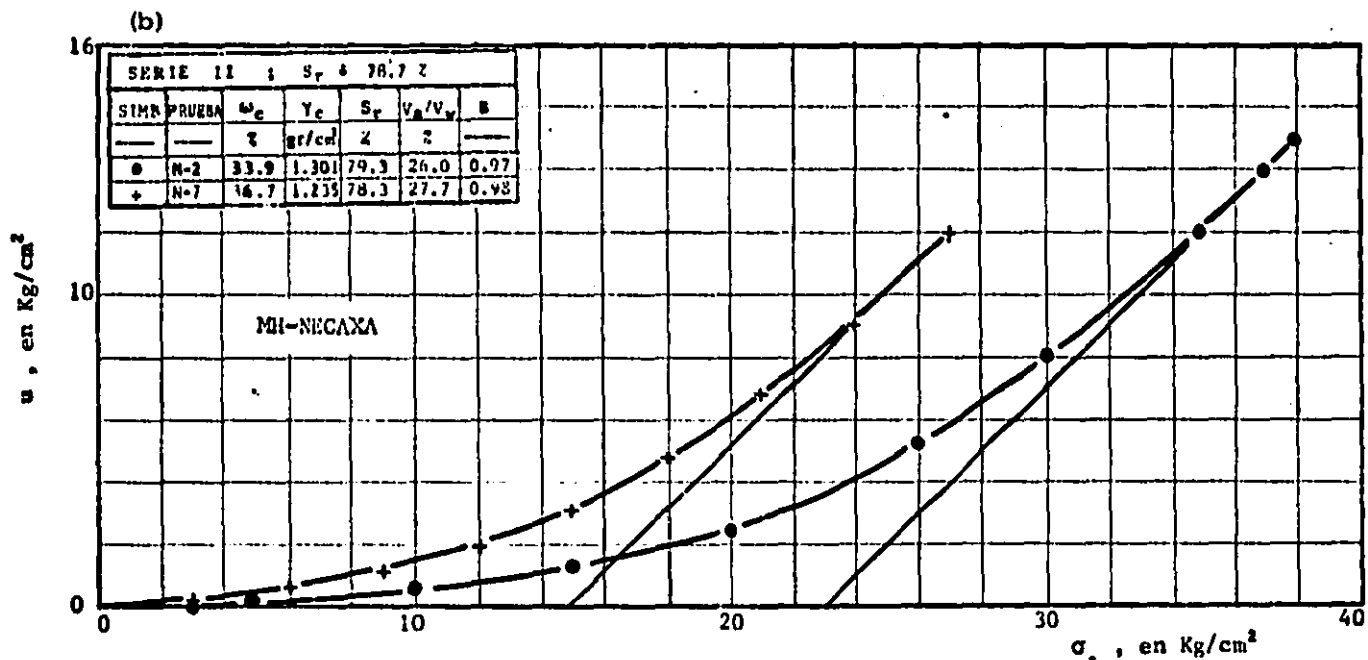
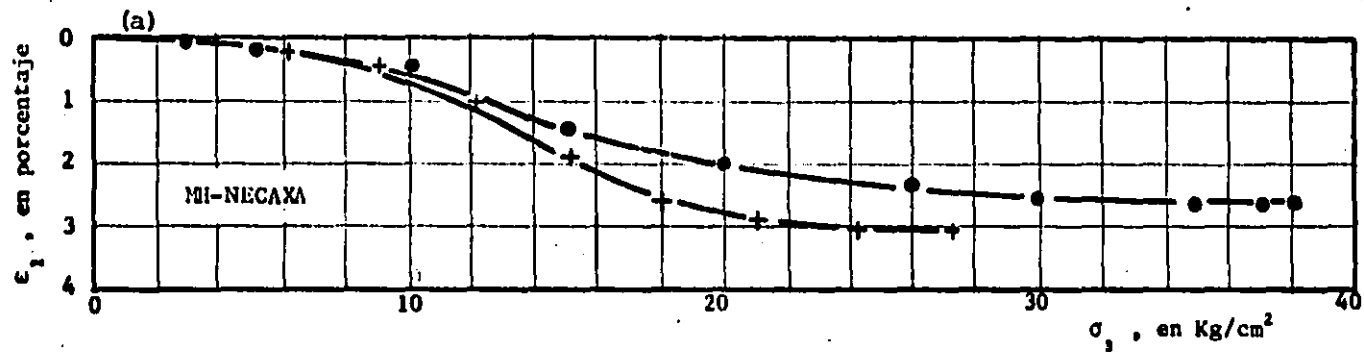


Fig 7.12 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie II ;  $S_r = 78.7\%$

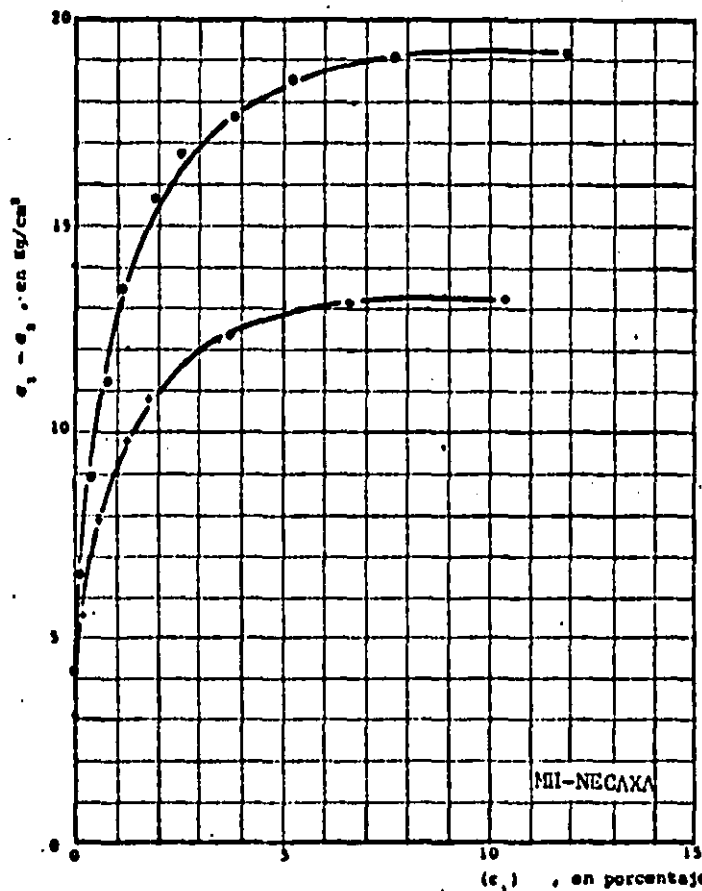


Fig 7.13 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ ), serie II ;  $S_p = 78.7 \%$

SERIE II ; $S_p = 78.7 \%$				
SIMB	PRUEBA	$\omega_c$	$V_d$	$S_c$
		$\%$	$\text{gr/cm}^3$	$\%$
●	N-2	37.9	1.301	79.3
○	N-7	36.7	1.235	78.1

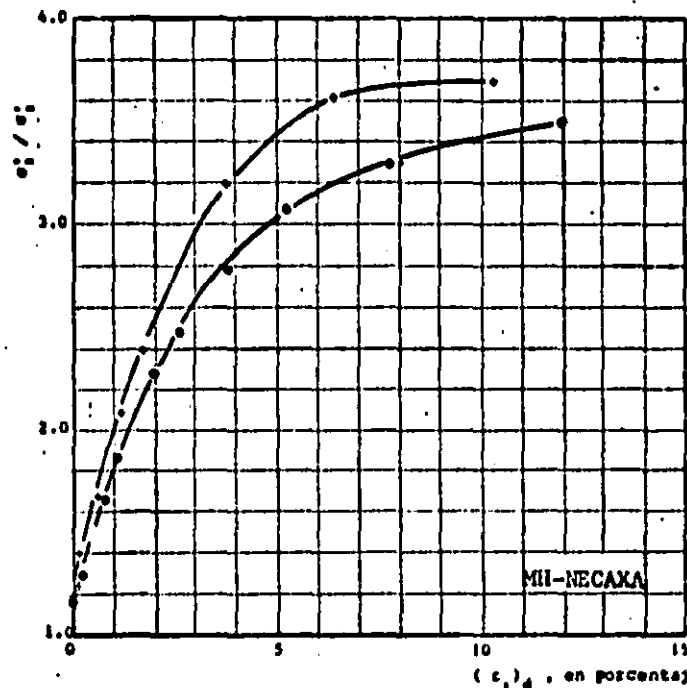


Fig 7.14 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ ), serie II ;  $S_p = 78.7 \%$

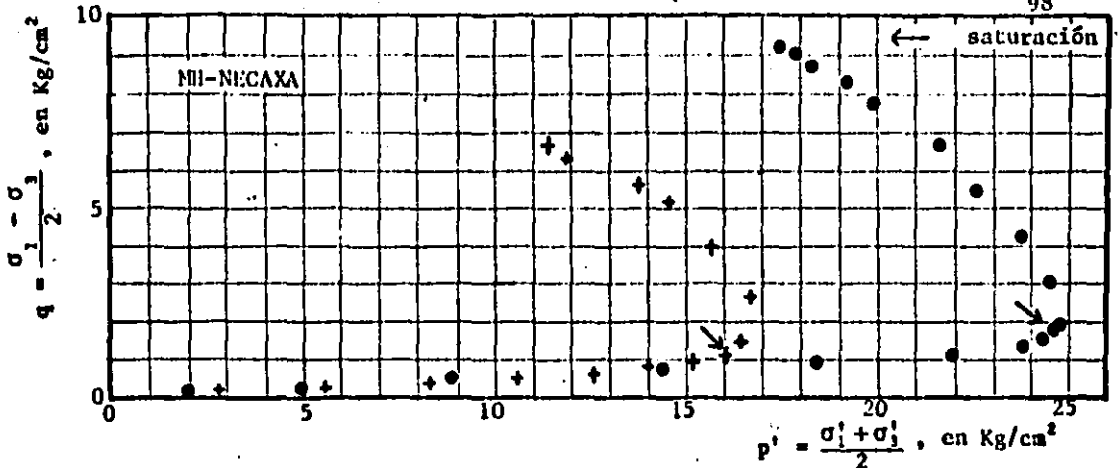


Fig 7.15 Trayectoria de esfuerzos efectivos  $p'$  vs  $q$  , serie II ;  $S_r \approx 78.7 \%$

SIMB	PRUEBA	$\omega_c$	$\gamma_c$	$S_r$
—	—	%	gr/cm <sup>3</sup>	%
●	N-2	33.9	1.301	79.3
+	N-7	36.7	1.235	78.3

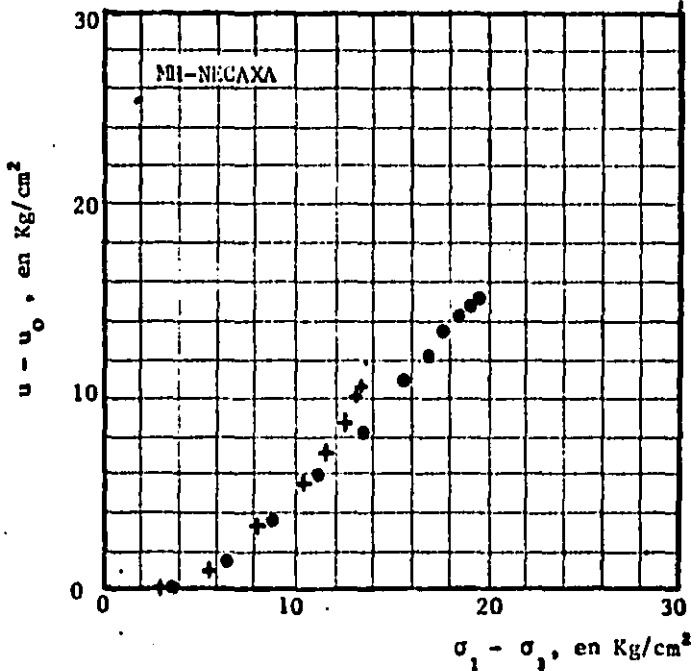


Fig 7.16 Presión de poro ( $u - u_0$ ) vs esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  , serie II ;  $S_r = 78.7 \%$

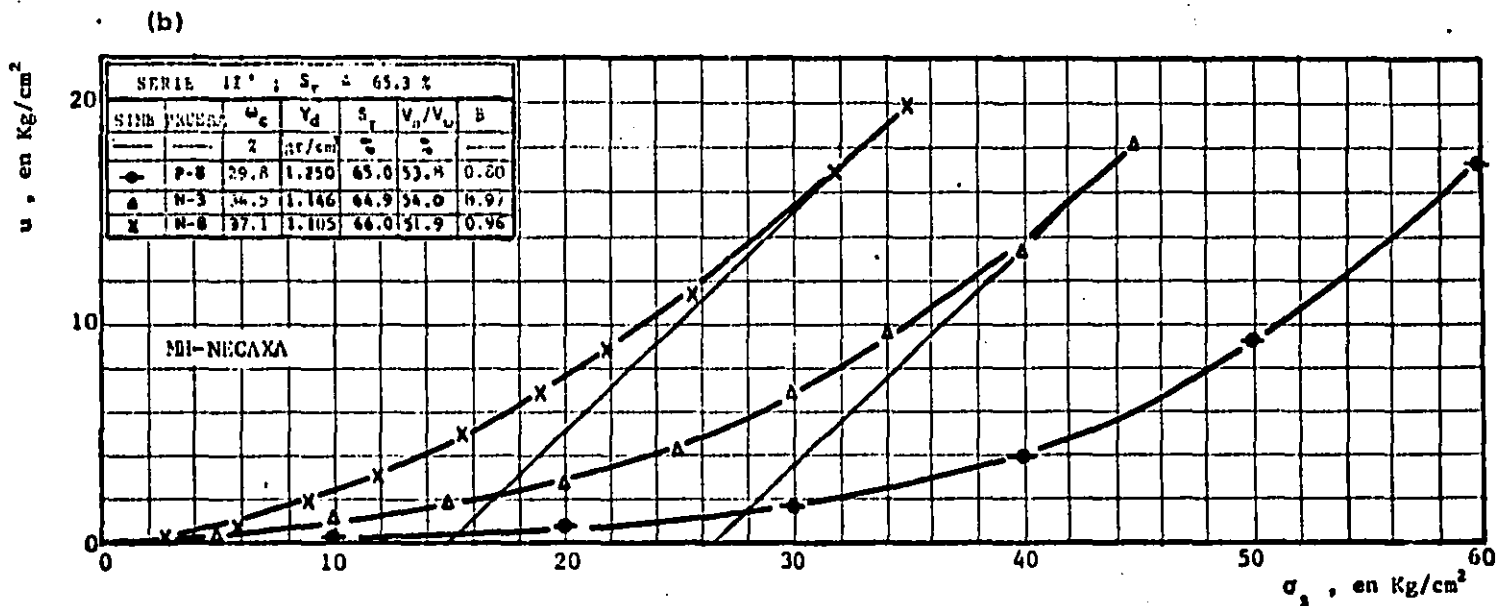
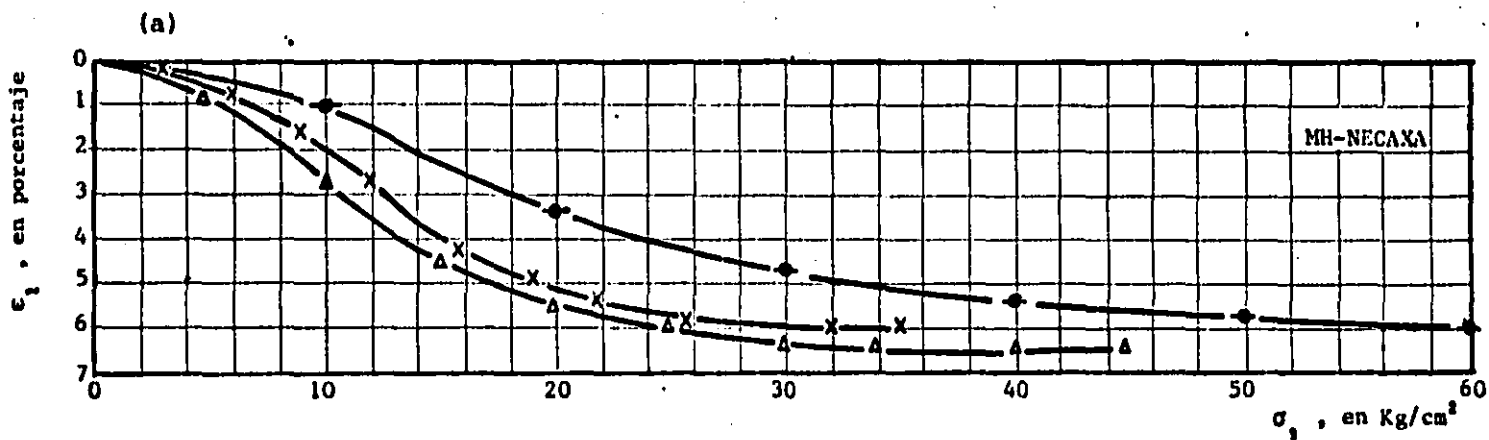


Fig 7.17 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie II' ;  $S_r = 65.3\%$

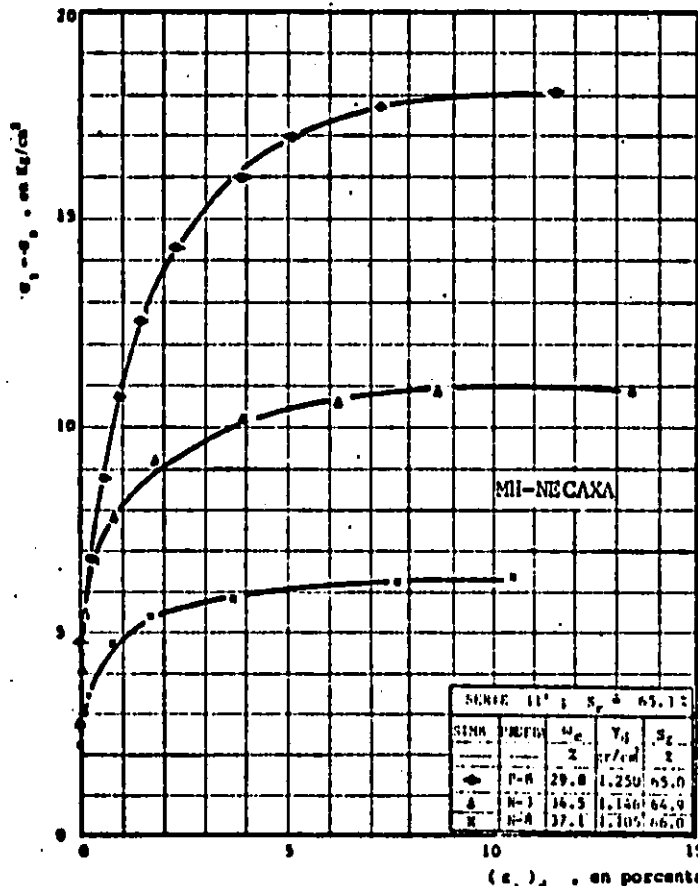


Fig 7.10 Esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie II';  $S_r = 65.3$

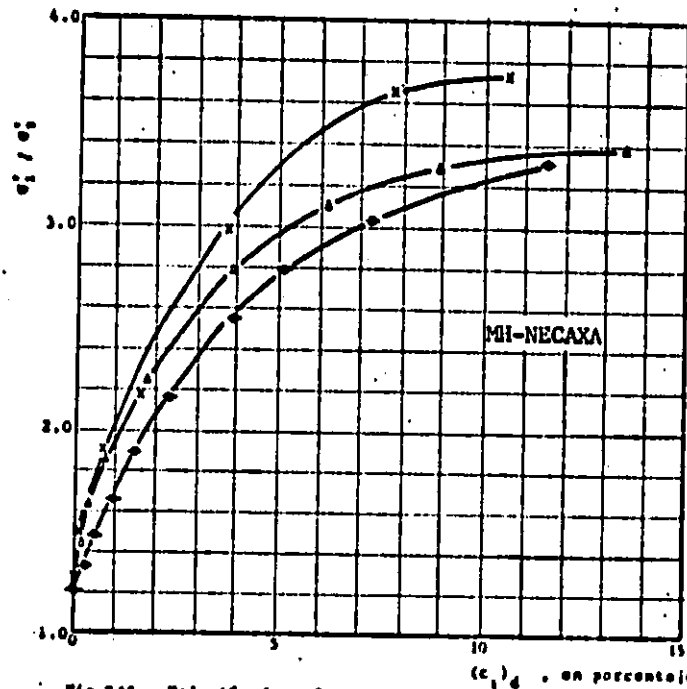
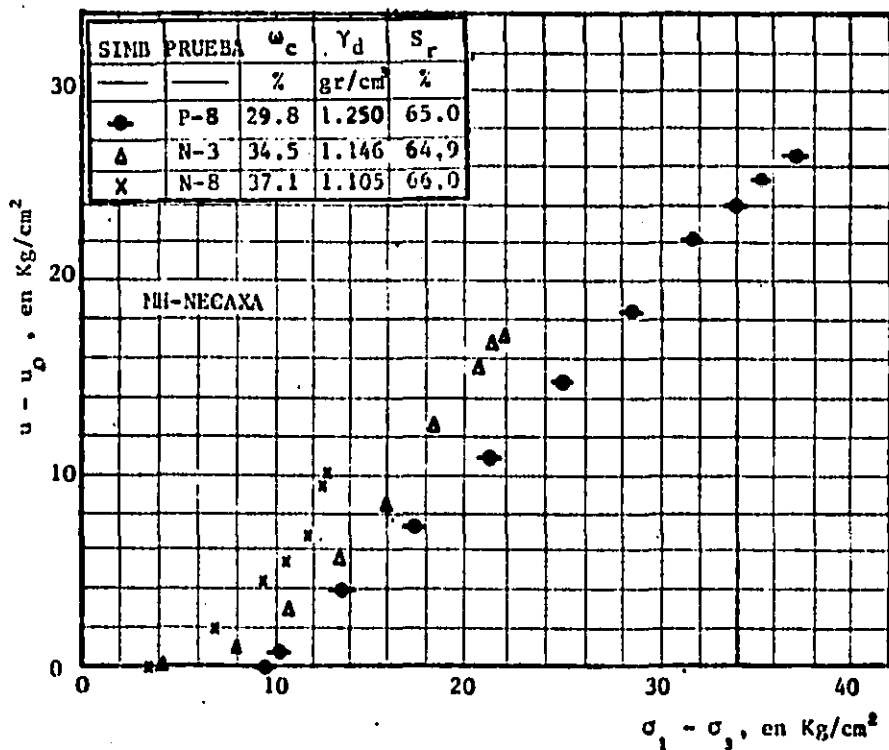
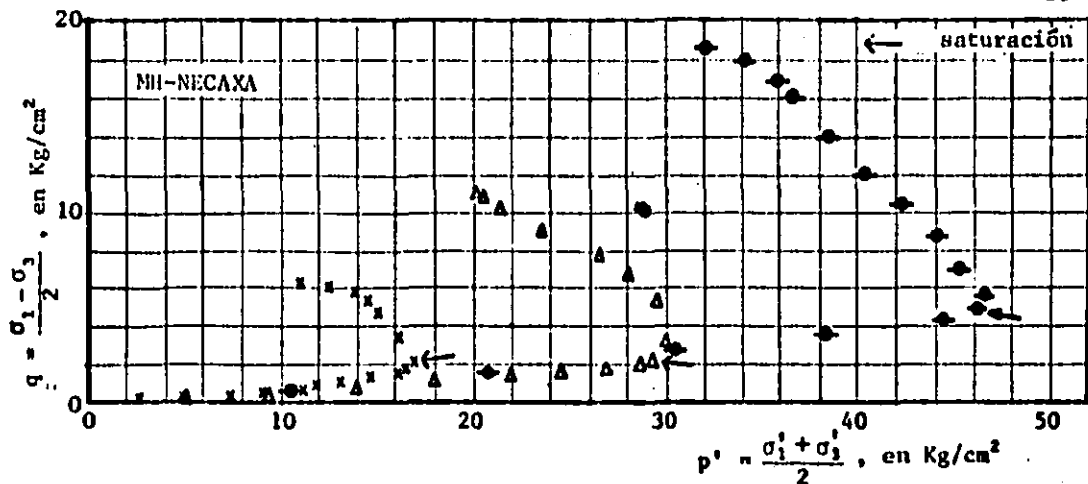


Fig 7.10 Relación de esfuerzos principales efectivos  $(\sigma_1 / \sigma_3)$  vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , serie II';  $S_r = 65.3$



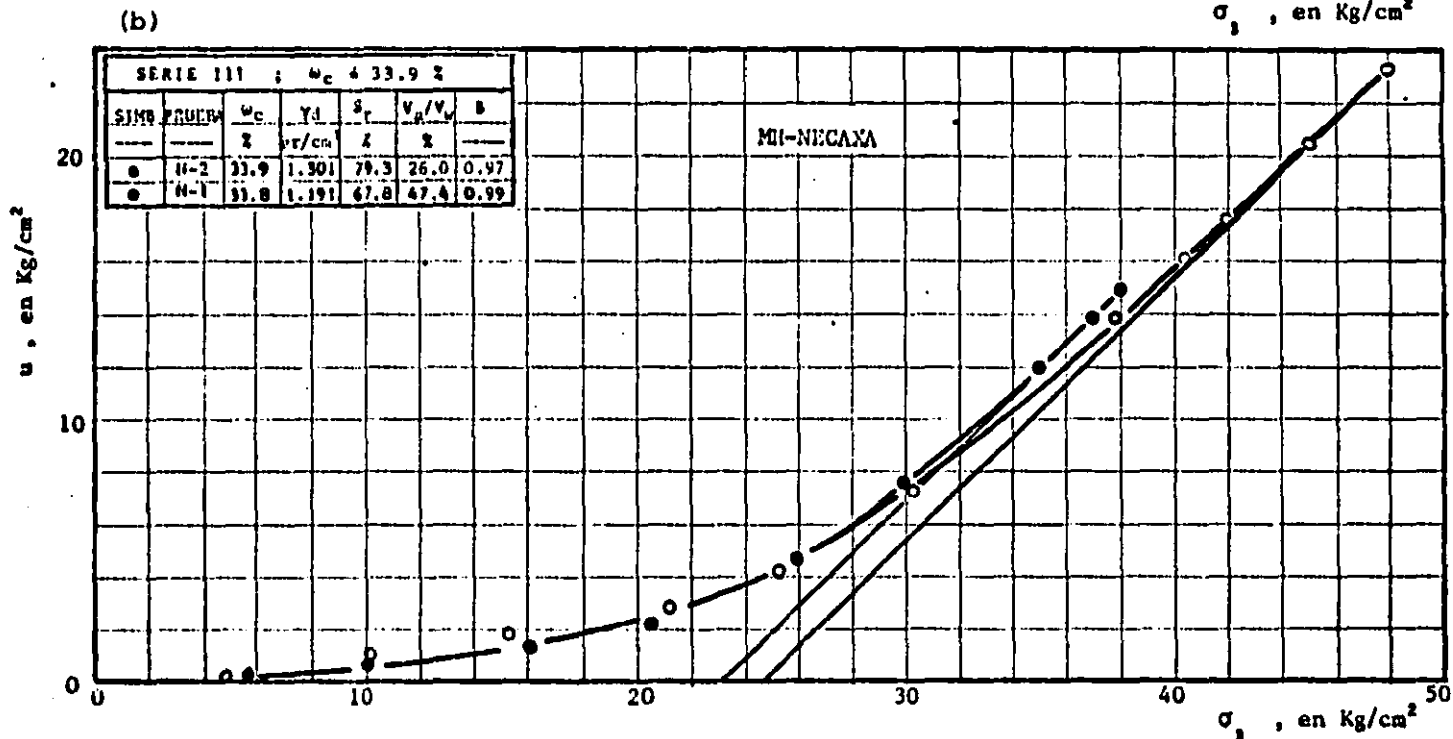
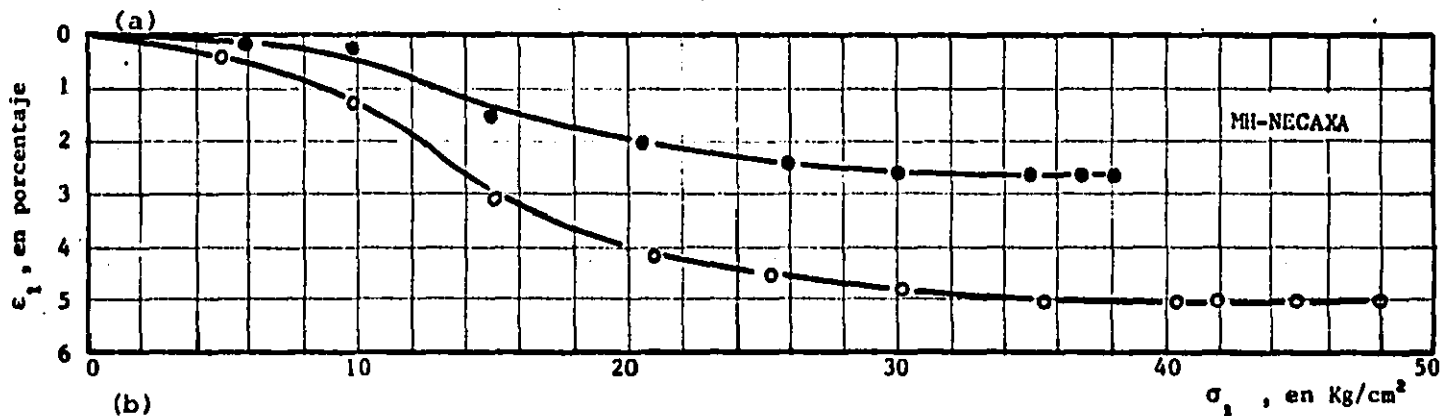


Fig 7.22 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie III ;  $\omega_c \pm 33.9 \%$



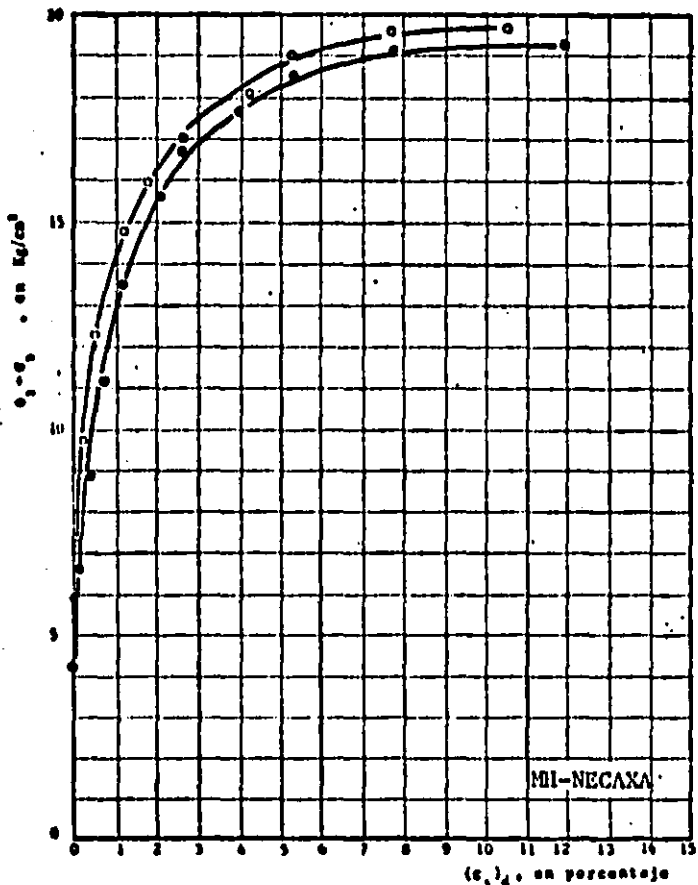


Fig 223 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ ), serie III ;  $\mu_c$  33,9 %

SERIE III ; $\mu_c$ 33,9 %				
SIMB	PRUEBA	$\mu_c$	$\gamma_d$	$\beta_r$
		%	kg/cm <sup>2</sup>	%
●	N-2	33,9	1.301	79,3
○	N-1	33,8	1.191	67,8

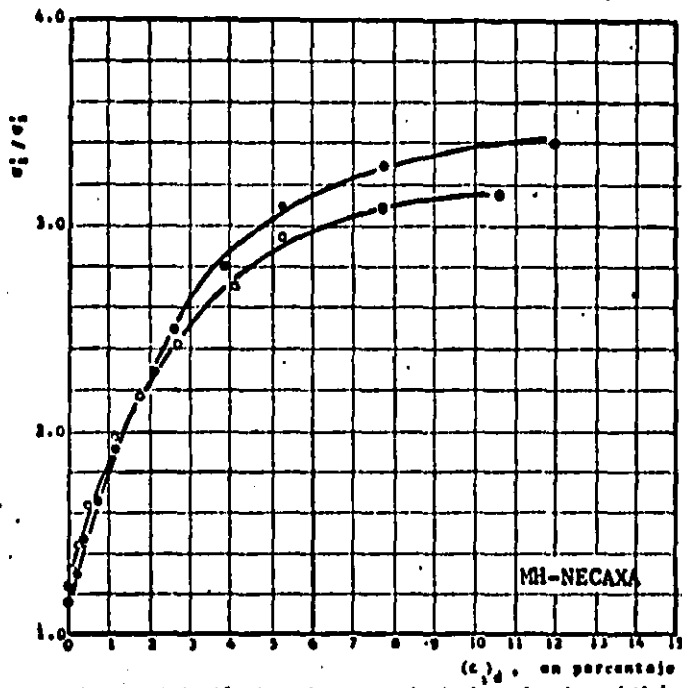


Fig 224 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma_1'/\sigma_3'$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ ), serie III ;  $\mu_c$  33,9 %

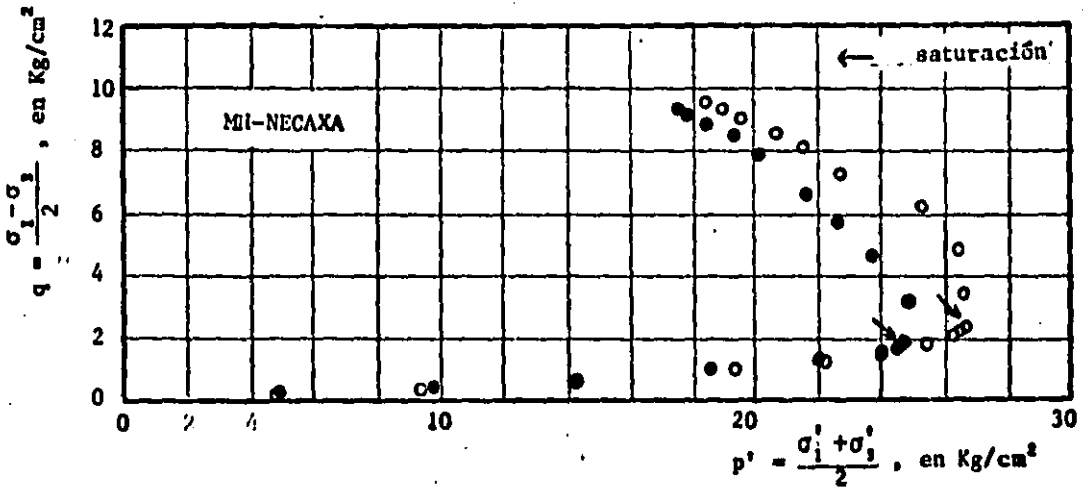


Fig 7.25 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $p'$  vs  $q$ , serie III ;  $w_c = 33.9 \%$

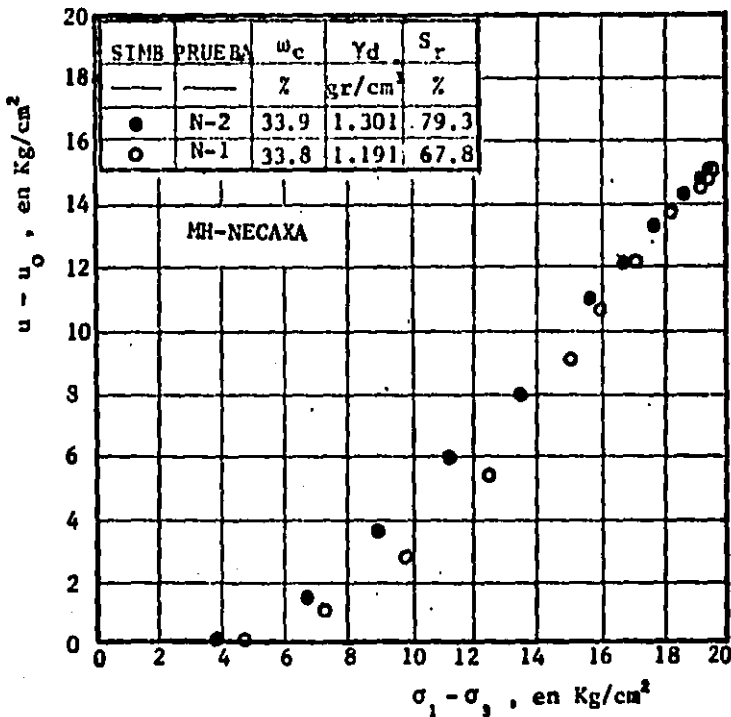


Fig 7.26 Presión de poro ( $u - u_0$ ) vs esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), etapa de esfuerzo desviador, serie III ;  $w_c = 33.9 \%$

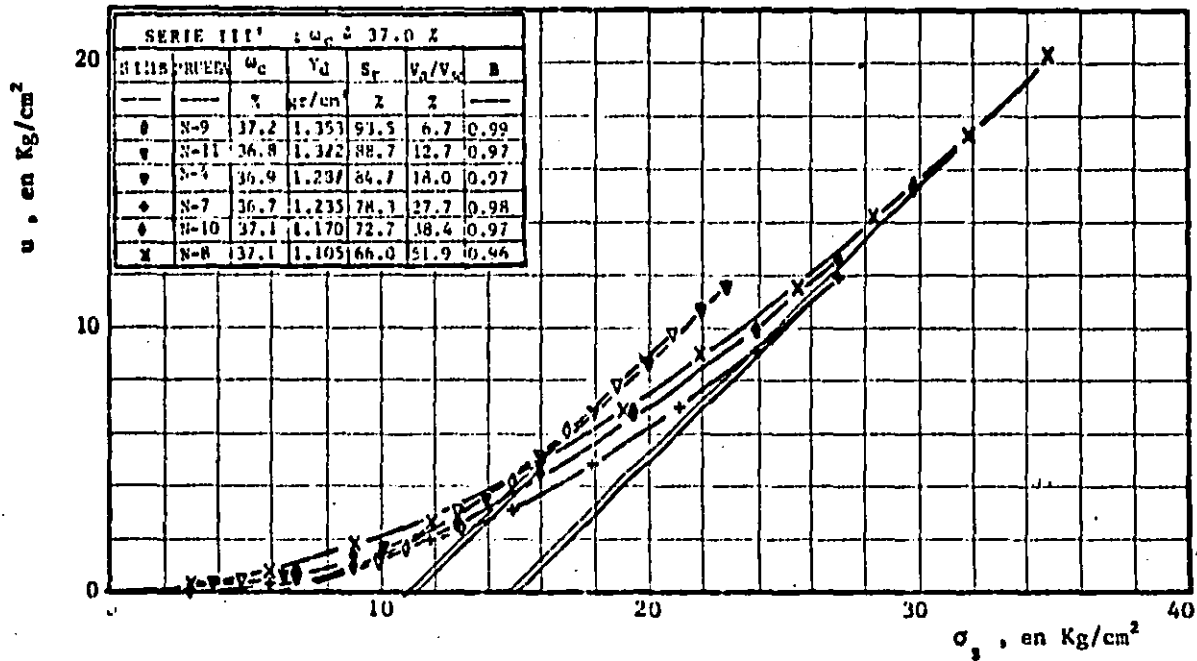
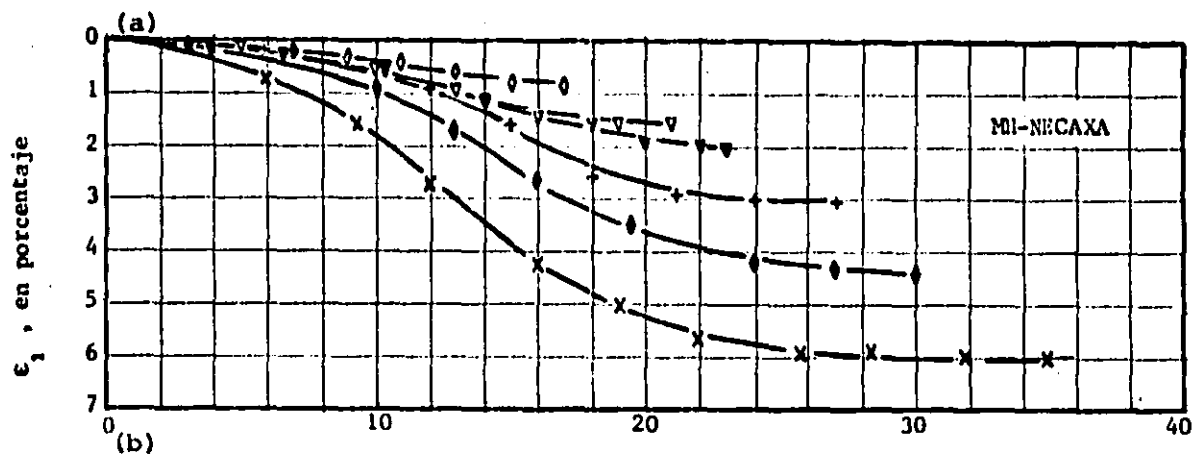


Fig 7.27 Deformación axial ( $\epsilon$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ) fase de compresión hidrostática, serie III' ;  $\omega_c = 37.0\%$

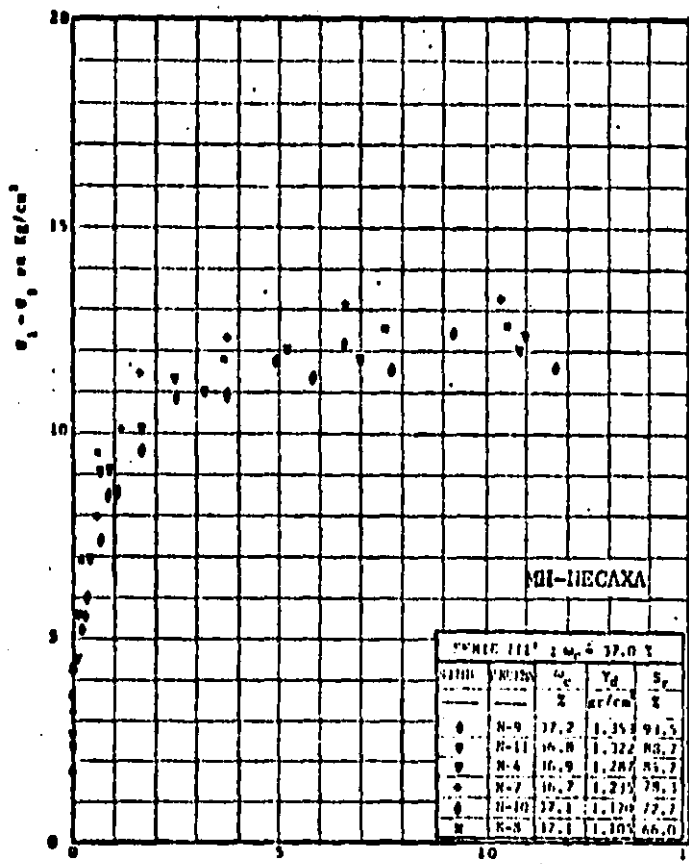


Fig. 7.28 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ ), serie III' ;  $w_p = 37.0\%$

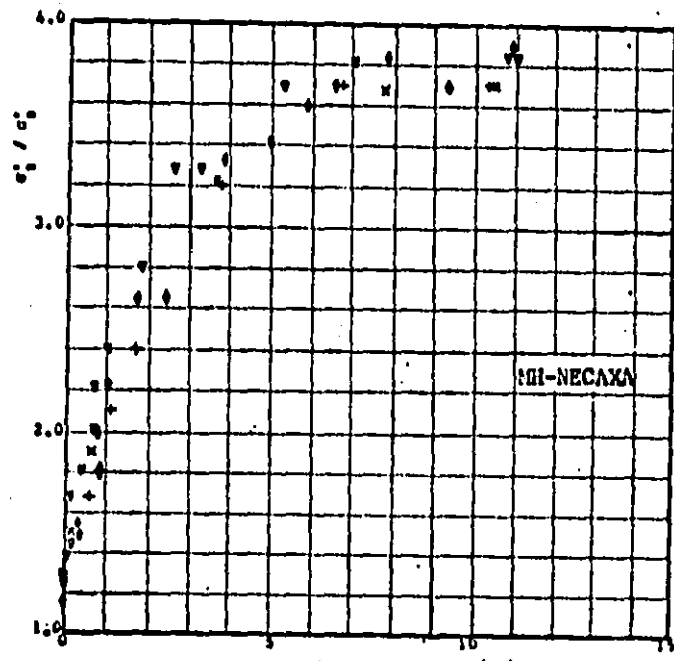


Fig. 7.29 Relación de esfuerzos principales efectivos ( $\sigma_1 / \sigma_3$ ) vs deformación axial ( $\epsilon_1$ ), serie III' ;  $w_p = 37.0\%$

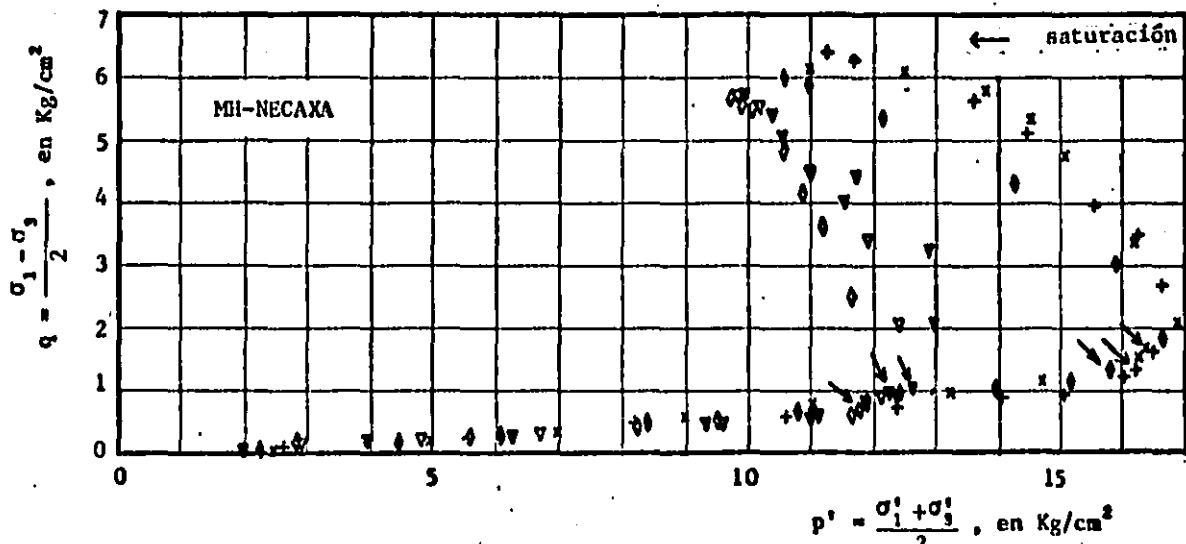


Fig 7.30 Trayectoria de esfuerzos efectivos en el espacio  $p'$  vs  $q$ , serie III'  
;  $\omega_c = 37.0\%$ .

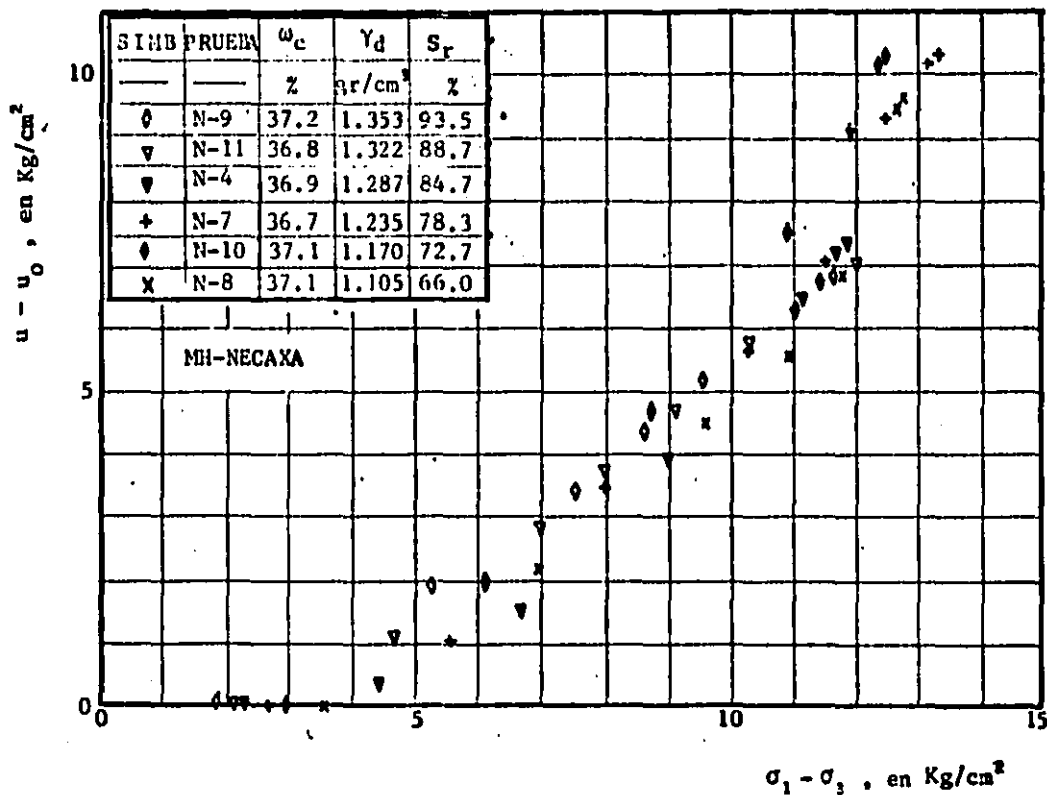


Fig 7.31 Presión de poro ( $u - u_0$ ) vs esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), etapa de esfuerzo desviador, serie III' ;  $\omega_c = 37.0\%$

## 8. ANALISIS DE RESULTADOS

### FASE DE COMPRESION HIDROSTATICA

#### *8.1 Deformación axial en la saturación y anisotropía*

Se observó en los capítulos 6 y 7 que los valores de la deformación axial en la saturación ( $\epsilon_{sat}$ ) son similares para mismos grados de saturación iniciales o mismas relaciones  $V_a/V_w$  ( volumen de aire a volumen de agua en el espécimen ) por lo que se correlacionaron como se muestran en las figuras 8.1 y 8.2 para los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa, respectivamente. En el suelo CH-La Peña se encontró una variación concava hacia abajo. En el suelo MH-Necaxa se obtuvo una variación prácticamente lineal en el intervalo estudiado ( $0 < V_a/V_w < 55\%$ ).

La deformación axial en la saturación es función del volumen de aire inicial de la muestra ya que solo la fase gaseosa de las tres que constituyen el suelo (sólida, líquida y gaseosa) es comprimida y disuelta en la fase líquida. Como el cociente  $V_a/V_m$  ( $V_m$  volumen total e inicial del espécimen) representa la deformación volumétrica en la saturación ( $\epsilon_{v,sat}$ ) se correlacionó con  $\epsilon_{sat}$  para los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa en las figuras 8.3 y 8.4, respectivamente. Para el suelo CH-La Peña se encontró una variación lineal con pendiente de 0.36 en promedio; en cambio, el suelo MH-Necaxa los datos definen

aparentemente una curva. Nótese que un material homogéneo e isótropo sometido en compresión hidrostática tendría una - recta inclinada con una pendiente de un tercio. Estos resultados sugieren que las probetas compactadas del suelo MH-Necaxa son más anisótropicas que las del suelo CH-La Peña.

Para estimar cualitativamente esta anisotropía se han calculado las deformaciones radiales en la saturación ( $\epsilon_{r,sat}$ ) con la siguiente expresión :

$$\epsilon_{r,sat} = \frac{\epsilon_{v,sat} - \epsilon_{sat}}{2}$$

Si se correlaciona el valor  $\epsilon_{r,sat}$  en terminos de la  $\epsilon_{sat}$ , como en las figuras 8.5 y 8.6 para los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa, la  $\epsilon_{r,sat}$  es aproximadamente igual a 0.9  $\epsilon_{sat}$  en el caso del suelo CH-La Peña. En el suelo MH-Necaxa la  $\epsilon_{r,sat}$  es igual a  $\epsilon_{sat}$  para especímenes con altos  $S_r$  ( pruebas N-9 y N-6,  $S_r \pm 94\%$  ); para los demás ensayos la  $\epsilon_{r,sat}$  es aproximadamente  $\epsilon_{sat} + 1.5\%$ . Se ha asociado el valor del grado de saturación inicial a cada prueba. Nótese que los especímenes con  $S_r$  inicial cercanos a 100% tienen valores de la  $\epsilon_{r,sat}$  iguales a  $\epsilon_{sat}$  y son aparentemente menos anisotrópicos en cuanto a deformabilidad. Aunque el procedimiento de compactación es el mismo, se obtienen como se muestra en las figuras 8.5 y 8.6 probetas más anisotrópicas con el suelo MH-Necaxa que con el suelo CH-La Peña, lo cual puede deberse a la forma de las partículas de los dos suelos; en el suelo CH-La Peña el mineral principal es montmorilonita en forma de placas delgadas y en el suelo MH-Necaxa el mineral es haloisita en forma de tubos partidos ( ref 12 ).

### 8.2 Esfuerzos efectivos en la saturación

Al someter cada espécimen compactado a presiones hidrostáticas en una prueba no drenada, parte de esta presión  $\sigma_3$  es tomada - por el esqueleto sólido y parte por el fluido. La forma de las curvas presión neutral ( $u$ ) vs presión confinante ( $\sigma_3$ ) puede - explicarse de la siguiente forma: conforme  $\sigma_3$  aumenta, el - aire reduce su volumen de acuerdo a la ley de Boyle y se di- - suelve parcialmente en el agua de acuerdo a la ley de Henry, resultando un rápido aumento del grado de saturación en el - suelo. En los especímenes con mayor  $S_r$  inicial el volumen de aire es pequeño, por lo que entra en disolución en el agua con esfuerzos hidrostáticos relativamente bajos, según puede obser- - varse en las pruebas LP-14 del suelo CH-La Peña y N-9 del sue- - lo MH-Necaxa.

Para cada curva  $u$  vs  $\sigma_3$  se determinó el punto en que la pendien- - te es unitaria y por este se trazó una línea recta a  $45^\circ$  hasta cortar el eje de las abcisas, determinándose así el esfuerzo - - efectivo de saturación ( $\sigma'_{3, sat}$ ). Este se relaciona con las con- - diciones iniciales de compactación (peso volumétrico seco,  $\gamma_d$  y contenido de agua,  $\omega_c$ ) de cada espécimen. En ambos suelos se obtiene una relación ( $\sigma'_{3, sat}$ ,  $\gamma_d$ ) como la que se muestra en las figuras 8.7 y 8.8. Se observa que para un  $\gamma_d$  constante aumenta  $\sigma'_{3, sat}$  conforme disminuye  $\omega_c$ ; en cambio para un mismo  $\omega_c$  varía muy poco el  $\sigma'_{3, sat}$  al crecer  $\gamma_d$ . Este resultado puede expli- - car el hecho de que la rigidez de los especímenes disminuya con- - forme aumenta  $\omega_c$ . Se puede observar en la serie con mismo  $\omega_c$  (31% para el suelo CH-La Peña y 37% para el suelo MH-Necaxa) que el valor  $\sigma'_{3, sat}$  decrece al aumentar el grado de saturación ( Figs 6.42 y 7.27 ).

### 8.3 Presión de poro en la saturación

A partir de la ley de Henry se calculó la presión de poro neces- - aria para alcanzar la saturación. Para este cálculo fué neces- - ario considerar el agua contenida en el sistema de medición de presión de poro (agua en piedra porosa, conducto y transductor).



La ley de Henry establece que el volumen de gas disuelto en agua es proporcional a la temperatura y a la presión, esto es:

$$\frac{V_a}{V_{wt}} = S_v \frac{u}{P_0} \quad (8.3)$$

donde

- $V_a$  = Volumen inicial de aire (a presión atmosférica)
- $V_{wt}$  = Volumen de agua en la muestra ( $V_w$ ) más el volumen de agua contenida en el sistema de medición de presión de poro ( $V_{ws}$ )
- $S_v$  = Coeficiente de disolución de Henry a 20° C e igual a 0.019
- $u$  = Presión de poro necesaria para disolver el aire en el agua
- $P_0$  = Presión inicial del gas, aproximadamente igual a la atmosférica (1 Kg/cm<sup>2</sup>); se desprecia el efecto de tensión en el agua.

Despejando  $u$ , de la ecuación 8.3

$$u = \frac{V_a}{S_v} \frac{P_0}{V_{wt}}$$

Sustituyendo  $V_{wt} = V_{ws} + V_w$ , y dividiendo por  $V_w$

$$u = \frac{\frac{V_a}{V_w}}{1 + \frac{V_{ws}}{V_w}} \frac{P_0}{S_v}$$

se observa que  $u$  es función de  $V_a/V_w$  y del cociente  $V_{ws}/V_w$ .

En las figuras 8.9 y 8.10 se presentan las comparaciones entre la presión de poro medida experimentalmente y la teórica en la saturación. Se advierte que los valores de la presión de poro están afectados por la presencia del agua en el sistema de medición - - (5.5 cm<sup>3</sup>); sin embargo se relacionó con el cociente  $V_a/V_w$  de la muestra para estimar hasta que valores de  $V_a/V_w$  o grados de sat

ración ( $S_h$ ) iniciales coinciden los resultados medidos y los calculados teóricamente.

En el suelo CH-La Peña, la presión de poro teórica es semejante a la presión de poro medida hasta una relación  $V_a/V_w$  menor de 20% correspondiente a un  $S_h$  inicial mayor de 83%; en cambio, dicha condición en el suelo MH-Necaxa se cumple cuando  $V_a/V_w$  es menor de 30% o  $S_r$  menor de 77%. Para valores mayores de  $V_a/V_w$  la presión de poro medida es menor que la teórica. Estas diferencias pueden atribuirse a que la ley de Henry considera agua sin compuestos químicos, aire sin bioxido de carbono y un sistema compuesto únicamente por agua y aire. En el caso de suelos compactados, cada suelo contiene sales disueltas, minerales, etc.

#### 8.4 Desarrollo de la presión de poro

Se analizó teóricamente el desarrollo de la presión de poro durante la etapa de compresión hidrostática, aplicando las leyes de Boyle (de compresibilidad de gases) y de Henry (de disolución de aire en agua), ref 13; tomando en cuenta la deformación axial como un índice de compresibilidad volumétrica, es decir, a partir de la deformación axial que sufre el espécimen en cada incremento de presión confinante se estimó la deformación volumétrica como:

$$\epsilon_v = \frac{c_1}{\epsilon_{sat}} \epsilon_{v,sat}$$

Donde,  $\epsilon_{sat}$  es la deformación axial en la saturación y  $\epsilon_{v,sat}$  es la deformación volumétrica de saturación calculada por el cociente  $V_a/V_m$ .

Una incertidumbre fue cómo considerar, en un suelo compactado, la compresibilidad del agua con aire disuelto.

En general, la compresibilidad de un líquido con gas disuelto depende de cuatro factores : naturaleza del líquido, composición del gas, presión y temperatura. Además, en el caso de un suelo, debe tomarse en cuenta la acción de la fase sólida. El problema es complejo y no existen datos sobre la compresibilidad de la fase líquida, razón por la cual se optó por calcular la presión de poro de dos maneras diferentes y extremas :

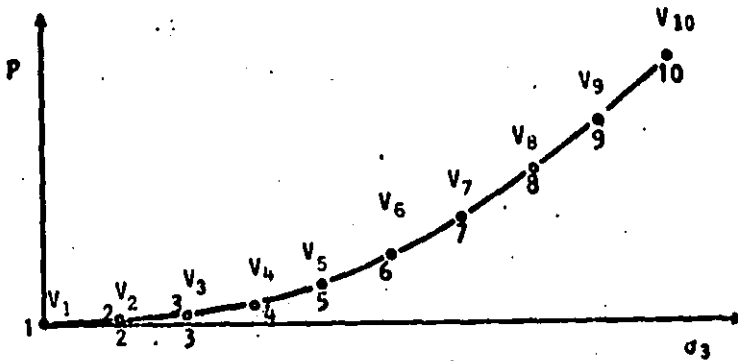
Hipótesis 1 .- La compresibilidad del líquido con aire disuelto es despreciable.

Hipótesis 2 .- El líquido es incompresible y el aire disuelto es compresible como si estuviera libre ( de acuerdo a la ley de Boyle ).

#### Hipótesis 1

Con la deformación volumétrica se puede calcular el volumen de gas ( $V_n$ ) en cada incremento de esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ) teniéndose una relación entre la deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y el volumen de gas.

Con base en los valores del volumen de gas ( $V_n$ ) y de las leyes de Henry y Boyle, se estima la presión en el fluido ( $P$ ) para cada incremento de presión confinante, haciendo uso del esquema anexo como referencia.



Para el punto 1

$V_1 = V_a$  (Volumen de aire a la presión atmosférica)

$P_1 = P_0$  (Presión atmosférica = 1 kg/cm<sup>2</sup>)

Para el punto 2

$$V_2 = V_1 - \Delta V_{\text{BOYLE}} - \Delta V_{\text{HENRY}}$$

$$V_2 = V_1 - \frac{V_1}{P_1} \Delta P_1 - \frac{V_{wt} S V}{P_0} \Delta P_1$$

donde:  $\Delta P_1 = P_2 - P_1$

$V_{wt}$  = Volumen de agua del espécimen más el volumen de agua del sistema de medición de presión de poro.

$S V$  = Coeficiente de solubilidad a 20°C e igual al 0.019

y  $P_2 = P_1 + \Delta P_1$

Para el punto 3

$$V_3 = V_2 - \frac{V_2 \Delta P_2}{P_2} - \frac{V_{wt} S v}{P_0} \Delta P_2$$

$$y \quad P_3 = P_2 + \Delta P_2$$

⋮

Para el punto n

$$V_n = V_{n-1} - \frac{V_{n-1} \Delta P_{n-1}}{P_{n-1}} - \frac{V_{wt} S v}{P_0} \Delta P_{n-1}$$

Despejando  $\Delta P_{n-1}$ , queda:

$$\Delta P_{n-1} = \frac{V_{n-1} - V_n}{\frac{V_{n-1}}{P_{n-1}} + \frac{V_{wt} S v}{P_0}}$$

$$y \quad P_n = P_{n-1} + \Delta P_{n-1}$$

## HIPOTESIS 2

Se consideró que el volumen inicial de aire es el correspondiente a la fase gaseosa más el aire disuelto inicialmente en la fase líquida a la presión atmosférica y que ambos se comprimen de acuerdo a la ley de Boyle. Aplicando las leyes de Boyle y Henry se tiene que:

$$V_1 P_1 = V_0 P_0$$

$$(V + S_v V_{wt}) P = (V_a + S_v V_{wt}) P_0$$

Dé donde

$V$  = Volumen de aire libre para cierta presión confinante.

$P$  = Presión en el gas para cierta presión confinante.

Despejando  $P$ , queda

$$P = \frac{V_a + S_v V_{wt}}{V + S_v V_{wt}}$$

Donde el incremento en presión en el gas será, por tanto,

$$\Delta P = P - P_0$$

El valor del volumen de aire ( $V$ ) varía desde el volumen inicial de gas libre a la presión atmosférica hasta un valor nulo en la saturación y se puede estimar como se mencionó anteriormente ( inciso 8.4 ).

Se han calculado las presiones en el gas con las dos hipótesis anteriores para dos especímenes de cada serie con mismo  $w_c$  ó  $\gamma_d$  ó  $S_r$  inicial. Los resultados se muestran junto con los valores de presión medidos experimentalmente en el fluido intergticial en las figuras 8.11, 8.12 y 8.13 para el suelo MH-Necaxa y 8.14, 8.15 y 8.16 para el suelo CH-La Peña.

Se encontró con la hipótesis 1, que en los primeros incremen-tos de presión confinante, los resultados calculados son ligeramente menores que los medidos en el suelo MH-Necaxa, y en el

suelo CH-La Peña ligeramente mayores. En ambos suelos los resultados teóricos tienden a asintotas horizontales mientras que los experimentales definen rectas inclinadas a  $45^\circ$  (cuando se acerca a la saturación). Con la hipótesis 2 se observó que los resultados teóricos son en algunos casos mayores y en otros menores que los experimentales, pero conservando la tendencia de estos últimos.

En general, con la hipótesis 1 se obtienen valores más cercanos a los experimentales en los primeros incrementos de presión confinante, y con la hipótesis 2 valores más aproximados al acercarse a la saturación. Las diferencias pueden deberse a que:

- 1°. Las leyes de Boyle y de Henry son válidas para un gas ideal y agua pura. En el caso de suelos compactados estas condiciones no son realistas.
- 2°. La presencia de minerales arcillosos puede influir notablemente en el sistema aire-agua, ya sea por las sales que contengan o por las cargas eléctricas de las partículas.
- 3°. La deformación axial puede no ser un índice representativo de la compresibilidad volumétrica del espécimen y seguramente lo es menos en especímenes con grados de saturación bajos, que aparentemente son los más anisotrópicos.
- 4°. El efecto de penetración de membrana en los primeros incrementos de presión confinante no se toma en cuenta.
- 5°. La rotura de grumos cuando los especímenes son sometidos a altas presiones puede ser significativa.

La explicación de las diferencias mencionadas antes amerita una investigación detallada.

### 8.1 Etapa de esfuerzo desviador

Se observó en los resultados de los capítulos 6 y 7 que las curvas esfuerzo-deformación sólo dependen del  $\omega_c$  inicial; nótese que a cada  $\omega_c$  le corresponde un único  $\gamma_d$  de saturación, aunque el  $\gamma_d$  de compactación haya sido diferente. Tal parece como si las diferentes estructuras iniciales (dadas por diferentes energías de compactación) después del proceso de saturación por compresión no drenada se transformaran en una misma.

Si se grafica la resistencia máxima  $\tau_{\text{máx},f}$  en términos del contenido de agua de compactación se obtiene una relación bien definida como se muestra en las figuras 8.17 y 8.18 para los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa. Además, la resistencia máxima al cortante varía linealmente con el esfuerzo efectivo requerido para alcanzar la saturación, como se muestra en las figuras 8.18 y 8.20. Las rectas obtenidas, aparentemente no concurrentes al origen, tienen inclinaciones respecto a la horizontal de 15 y 20° para los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa, respectivamente.

La variación de los esfuerzos efectivos ( $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ ) en función de la deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  durante la fase de esfuerzo desviador se ha dibujado para el suelo CH-La Peña en las figuras 8.21 y 8.22, y para el suelo MH-Necaxa en las figuras 8.23 y 8.24. Se observa que el esfuerzo efectivo  $\sigma'_1$  crece ligeramente al aplicar los primeros incrementos de carga, y a partir de valores  $(\epsilon_1)_d$  mayores de tres por ciento se mantiene constante hasta la falla del espécimen; en cambio,  $\sigma'_3$  sufre una caída brusca en el intervalo  $0 < (\epsilon_1)_d < 3\%$  y tiende asintóticamente a un mínimo determinante de la resistencia al corte del material.

Las trayectorias de esfuerzos principales efectivos  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  versus  $p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  para los suelos CH-La Peña (figuras 6.5,



6.10, 6.15, 6.20, 6.25, 6.30, 6.35, 6.40, 6.45 y 6.50), y MH-Necaxa (figuras 7.5, 7.10, 7.15, 7.20, 7.25 y 7.30) presentan las siguientes diferencias: en el suelo CH-La Peña, después del punto donde se alcanzó la saturación en cada ensaye, al aumentar  $q$  el valor  $p'$  aumenta ligeramente para después disminuir; en cambio, en el suelo MH-Necaxa cuando  $q$  aumenta  $p'$  disminuye en todos los casos. Por otro lado, durante el proceso de cortante la trayectoria es curva para el suelo CH-La Peña y recta en el suelo MH-Necaxa; ésto se observa más claro en las curvas  $(u-u_0)$  vs  $(\sigma_1-\sigma_3)$  donde las correspondientes al suelo CH-La Peña (figuras 6.6, 6.11, 6.16, 6.21, 6.26, 6.31, 6.36, 6.41, 6.46, y 6.51) son curvas de tipo exponencial y en el suelo MH-Necaxa (figuras 7.6, 7.11, 7.16, 7.21, 7.26 y 7.31) las curvas son rectas a  $40^\circ$  aproximadamente.

Estos resultados pueden explicarse, tal vez, por el hecho de que el criterio de saturación adoptado en el suelo MH-Necaxa fue más apropiado que para el suelo CH-La Peña (véase inciso 7.0); en este último el grado de saturación fue inferior al 100%. Sin embargo, para fines de estimación de  $\sigma'_{3, \Delta at}$ ,  $\tau_{\text{máx}, f}$ ,  $\epsilon_{\Delta at}$  y de la curva esfuerzo-deformación, los dos criterios son confiables.

La teoría de coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  de Juárez Badillo (ref 15), permite estimar el desarrollo de  $u-u_0$  versus  $\sigma_1-\sigma_3$ , si se considera para el suelo CH-La Peña los siguientes valores de los coeficientes:

$$\alpha = 1/3$$

$$\beta = 5$$

y en el caso del suelo MH-Necaxa

$$\alpha = 1/3$$

$$\beta = 1$$

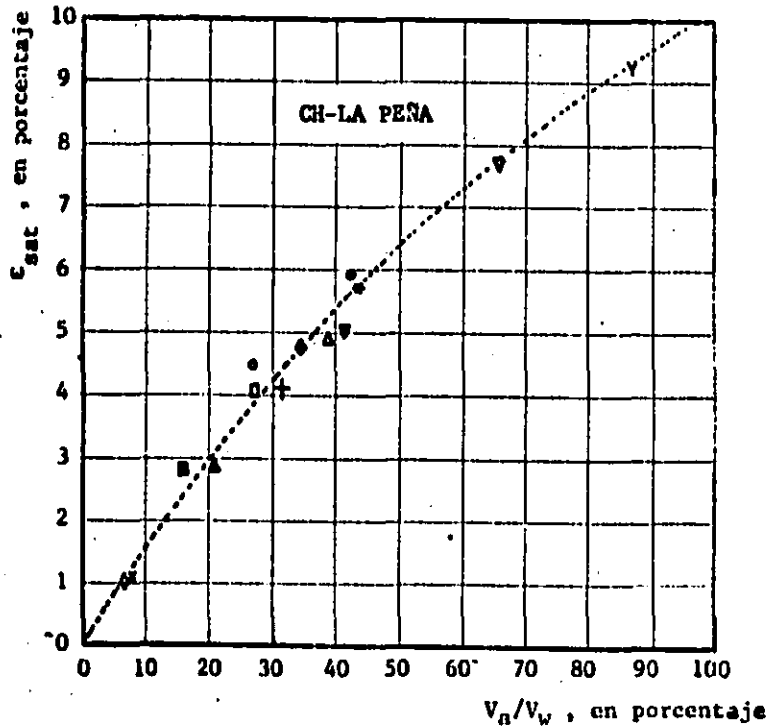


Fig 8.1 Deformación axial en la saturación ( $\epsilon_{sat}$ ) vs Relación volumen de aire a volumen de agua ( $V_a/V_w$ ), suelo CH-LA PEÑA

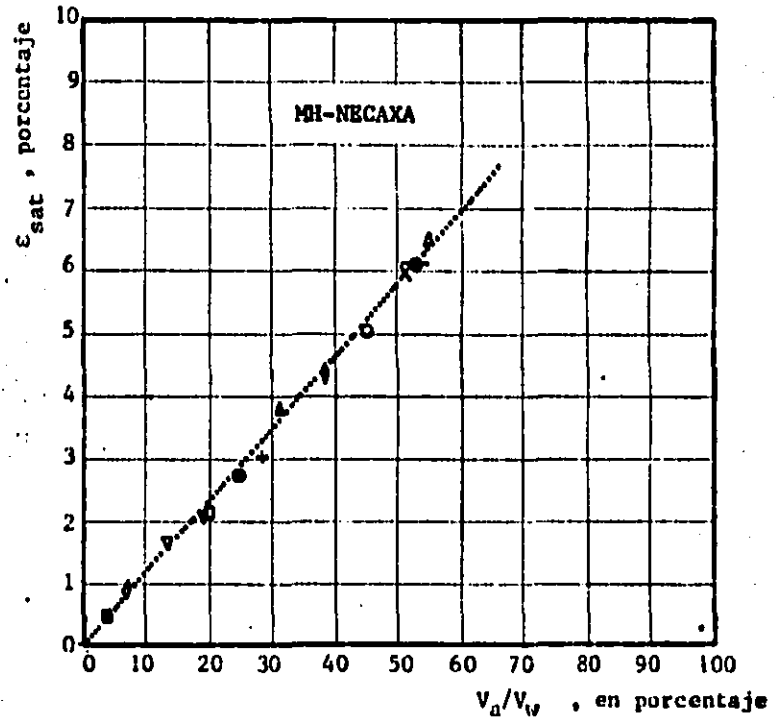


Fig 8.2 Deformación axial en la saturación ( $\epsilon_{sat}$ ) vs Relación volumen de aire a volumen de agua ( $V_a/V_w$ ), suelo MH-NECAXA.

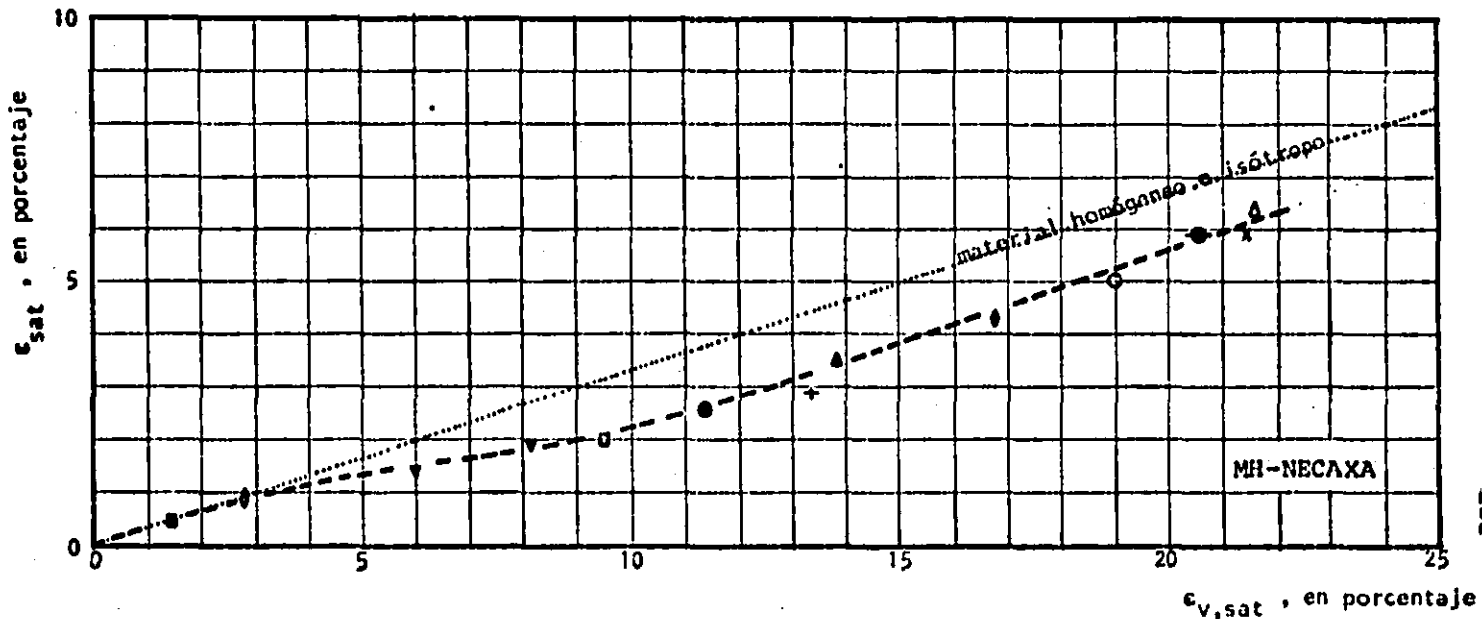
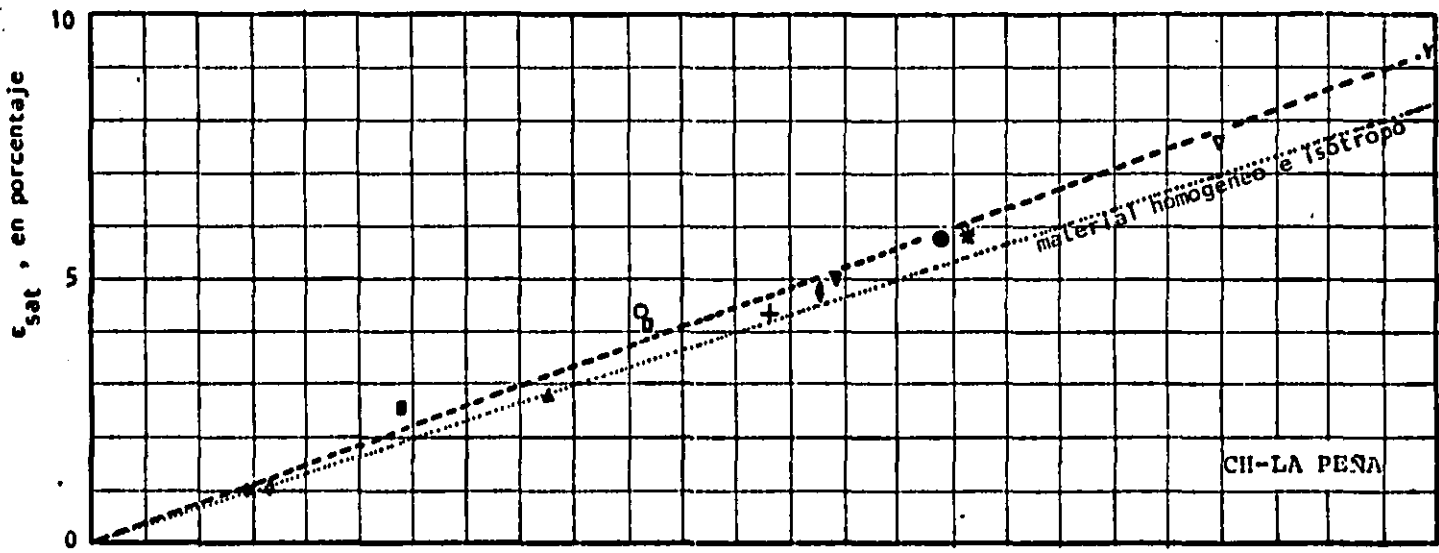


Fig 8.3 y 8.4 Deformación axial ( $\epsilon_{sat}$ ) versus deformación volumétrica ( $\epsilon_{v,sat}$ ) en la saturación para los suelos CH-La Peña y MH-Necaxa.



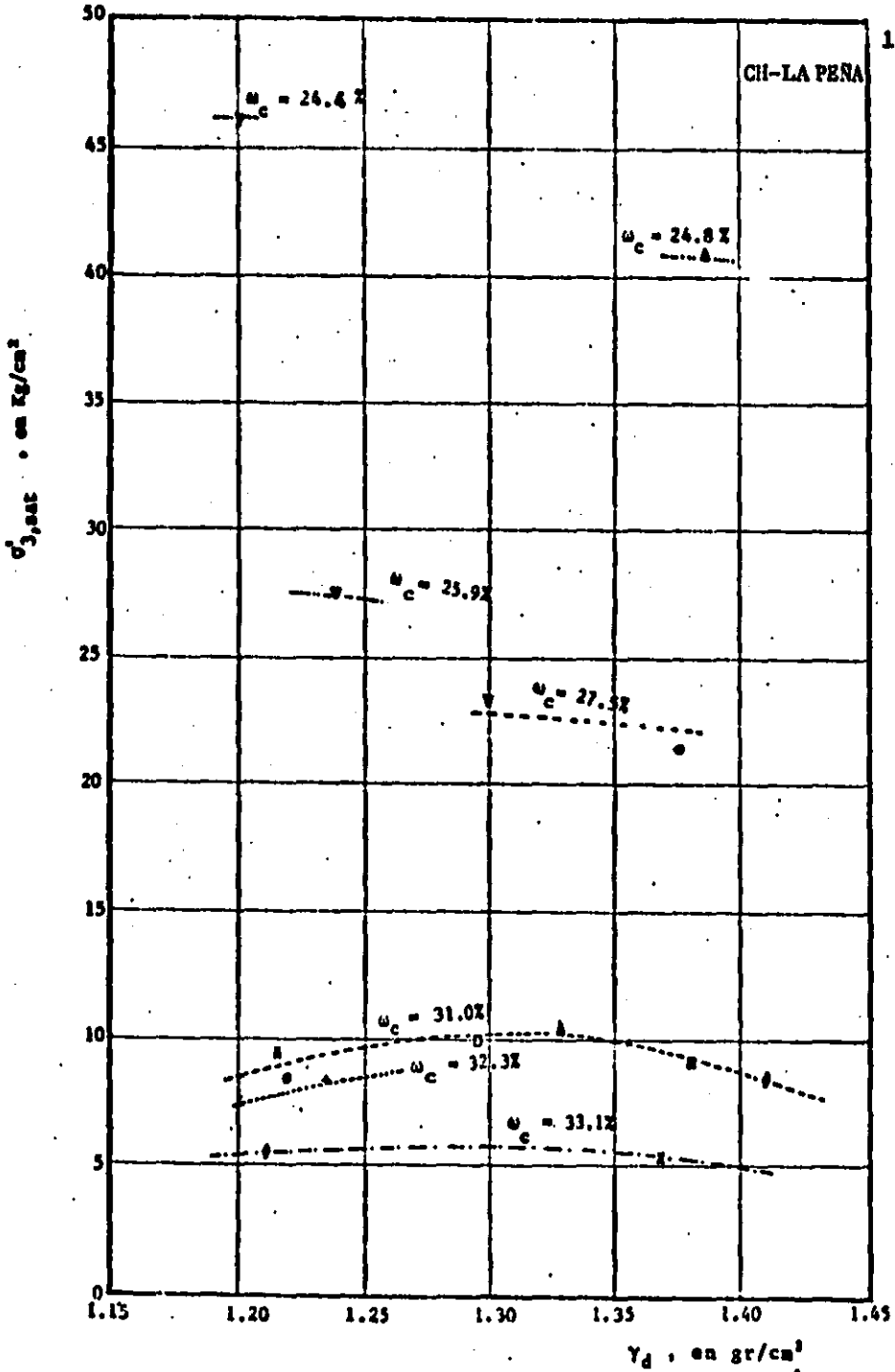


Fig 8.7 Esfuerzo confinante efectivo de saturación ( $\sigma'_{3,sat}$ ) vs peso volumétrico seco de compactación ( $\gamma_d$ )  
CH-LA PEÑA.

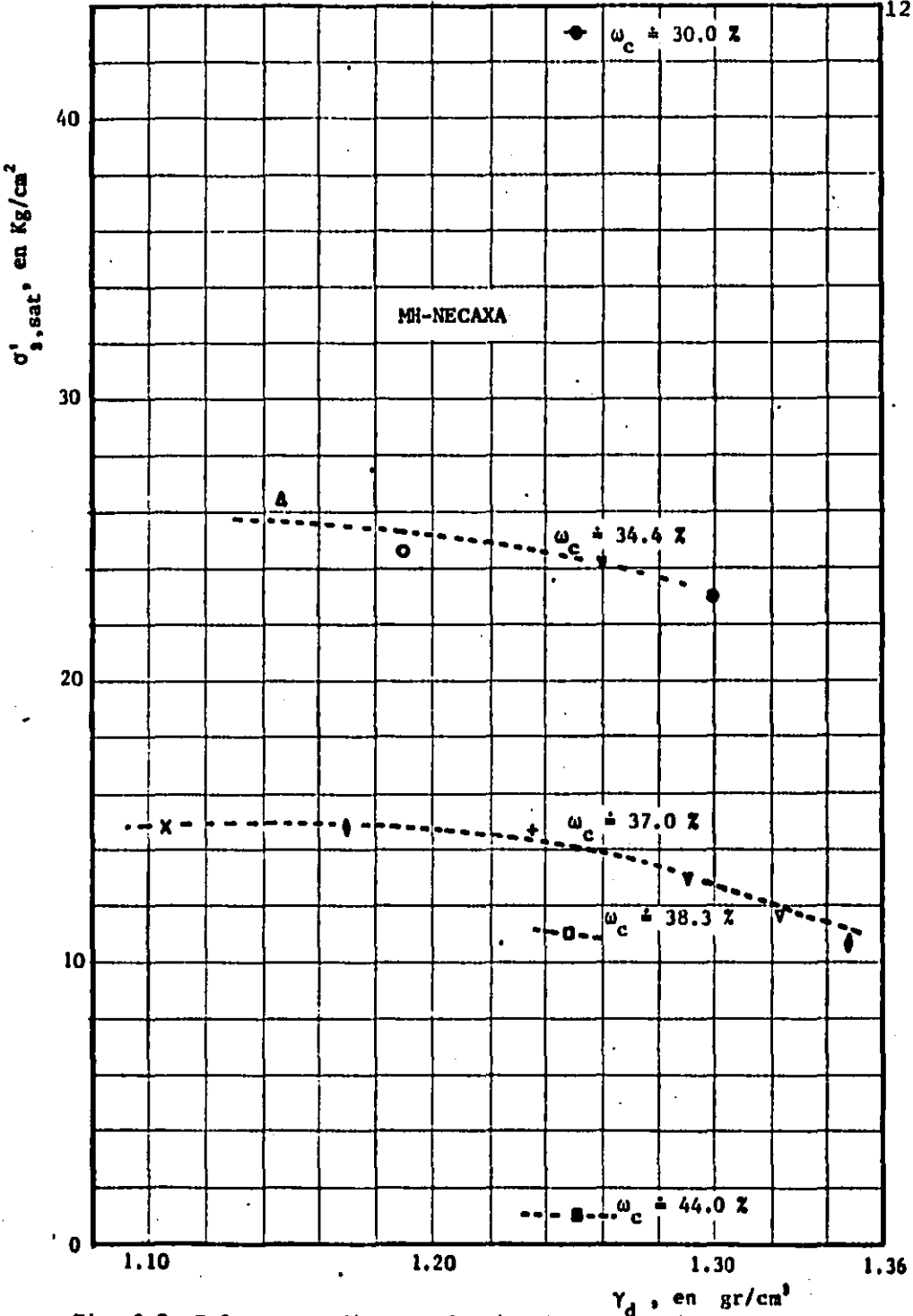


Fig 8.8 Esfuerzo confinante efectivo de saturación ( $\sigma'_{s,sat}$ ) vs peso volumétrico seco de compactación ( $\gamma_d$ ), para todos los especímenes ensayados, MH-NECAXA.

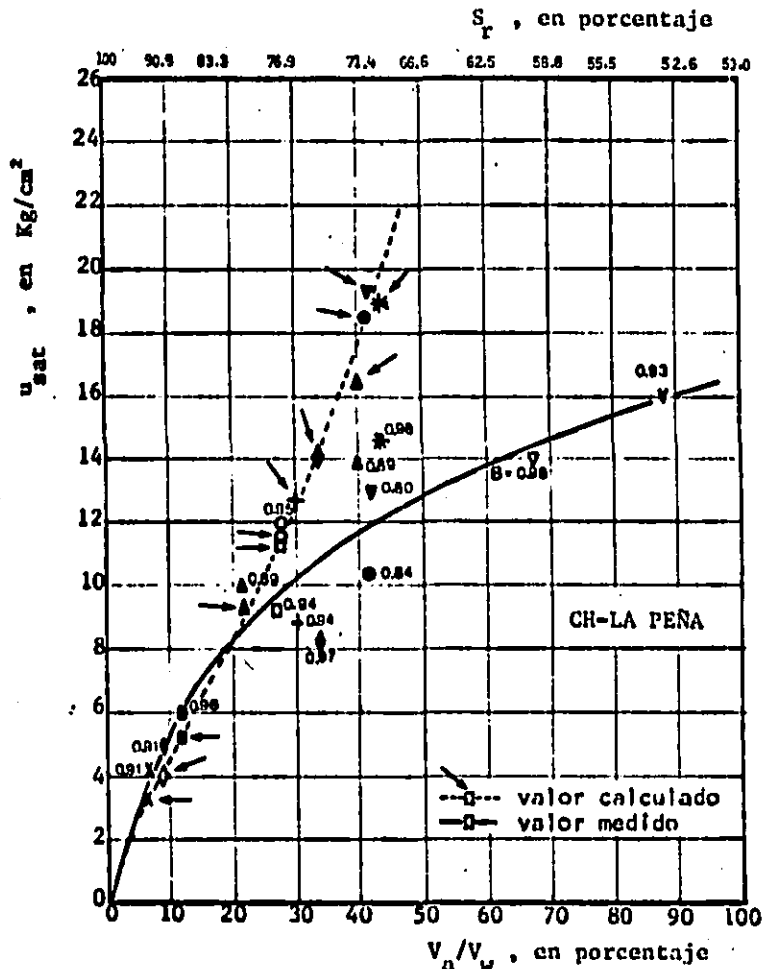


Fig 8.9 Presión de poro en la saturación ( $u_{sat}$ ) vs Relación volumen de aire a volumen de agua ( $V_a/V_w$ ).

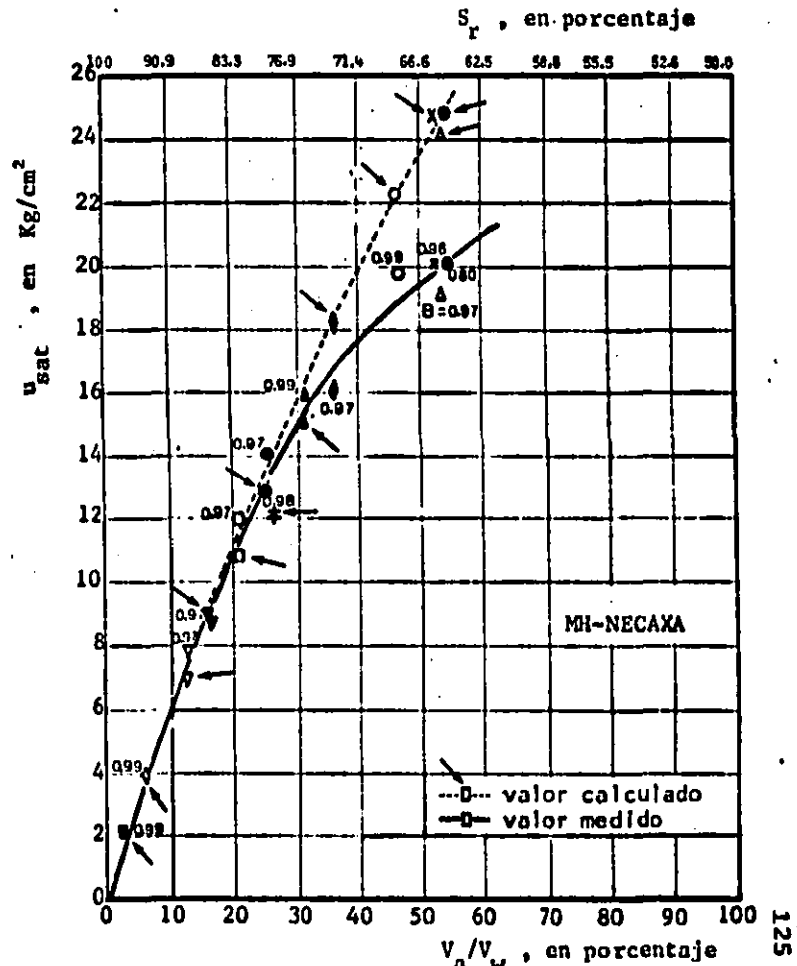


Fig 8.10 Presión de poro en la saturación ( $u_{sat}$ ) vs Relación volumen de aire a volumen de agua ( $V_a/V_w$ ).

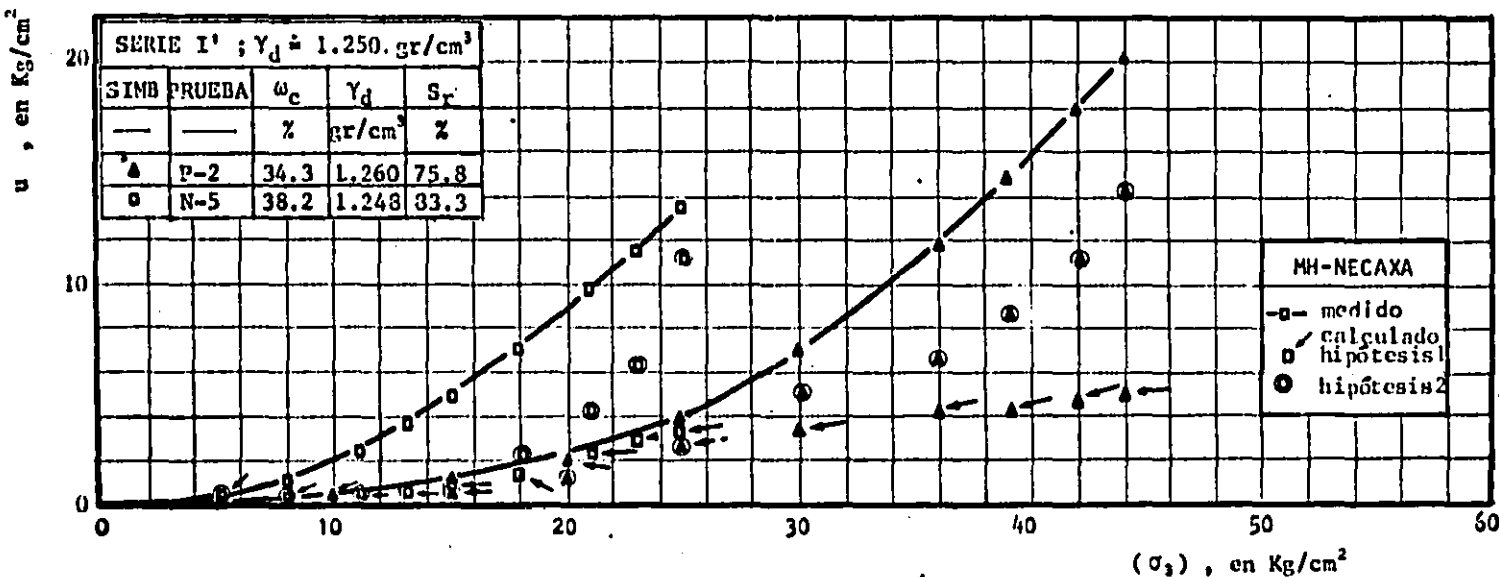
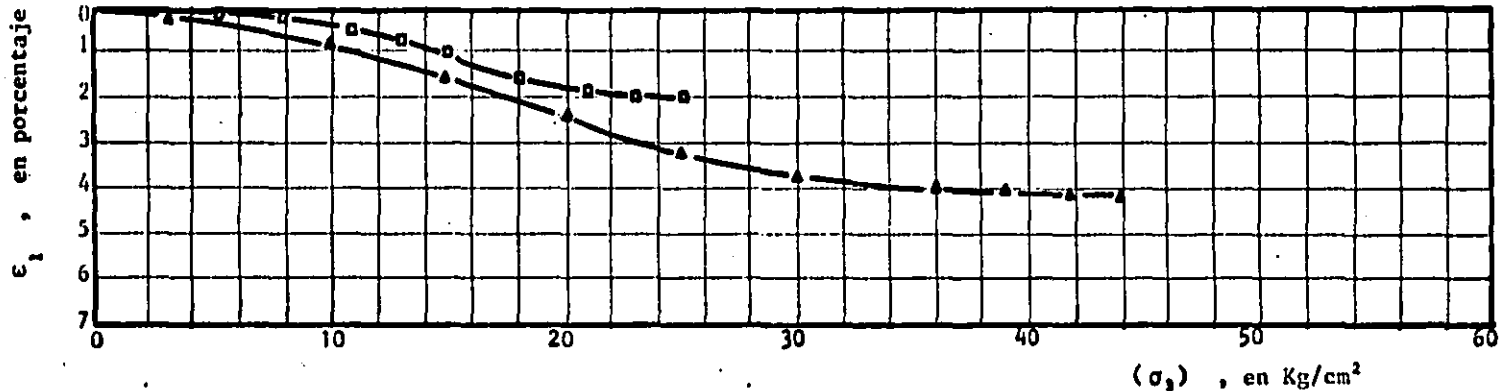


Fig 8.11 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) medida y calculada vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ) fase de compresión hidrostática ; serie I' ;  $\gamma_d = 1.250 \text{ gr/cm}^3$  . Suelo MH-NECAXA.



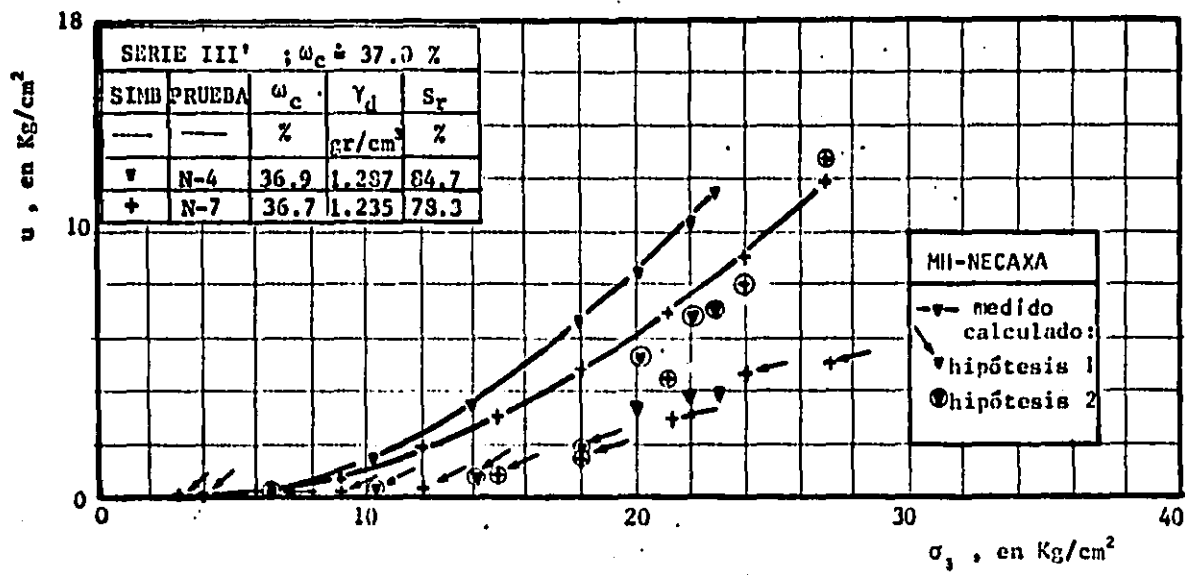
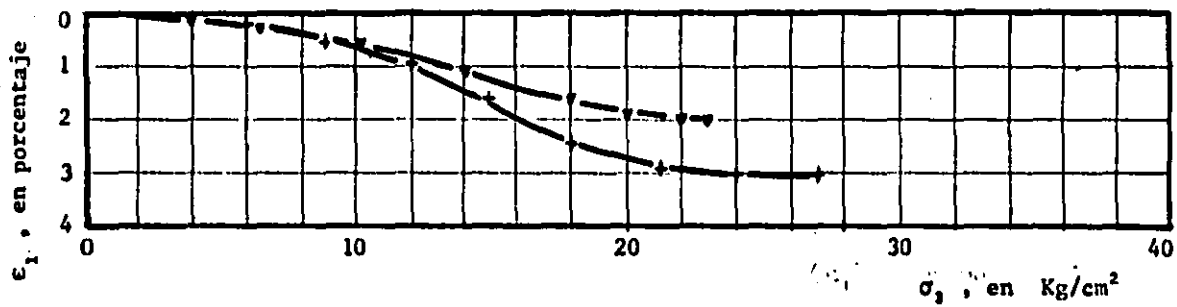


Fig 8.13 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u'$ ) medida y calculada. vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ), serie III' ;  $\omega_c \approx 37.0\%$ . Suelo MII-NECAXA.

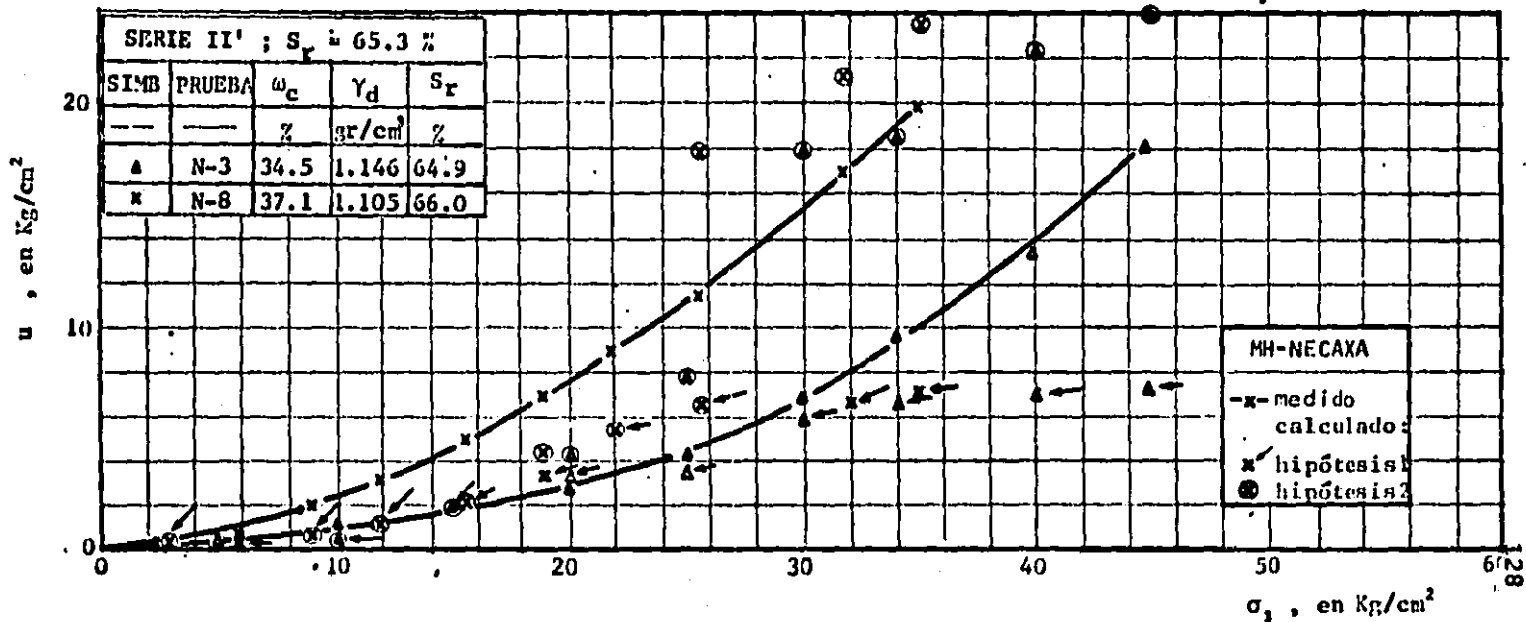
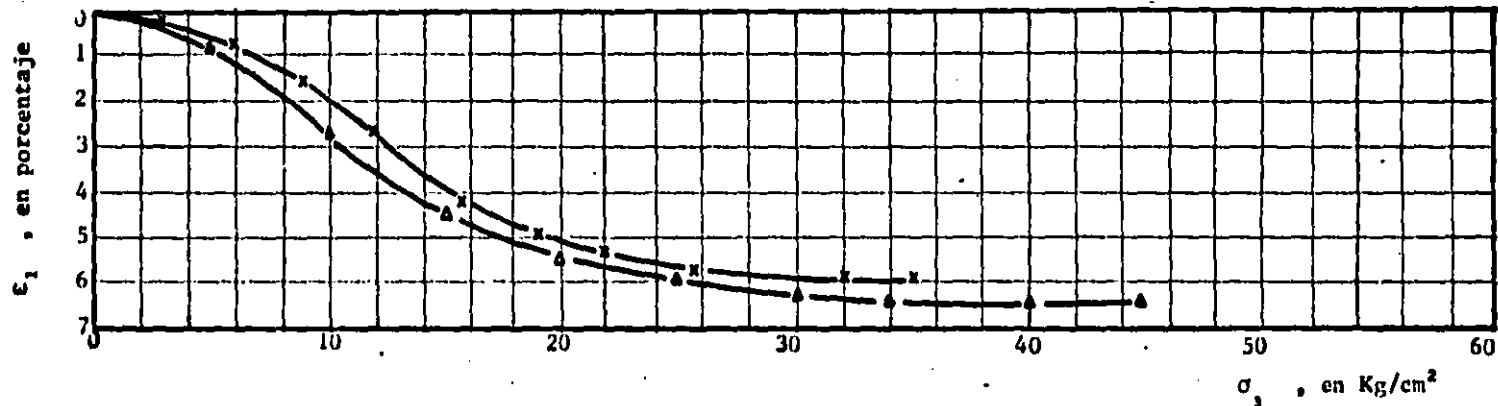


Fig 8.12 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) medida y calculada vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ) fase de compresión hidrostática ; serie II' ;  $S_r = 65.3\%$ . Suelo MH-NECAXA.

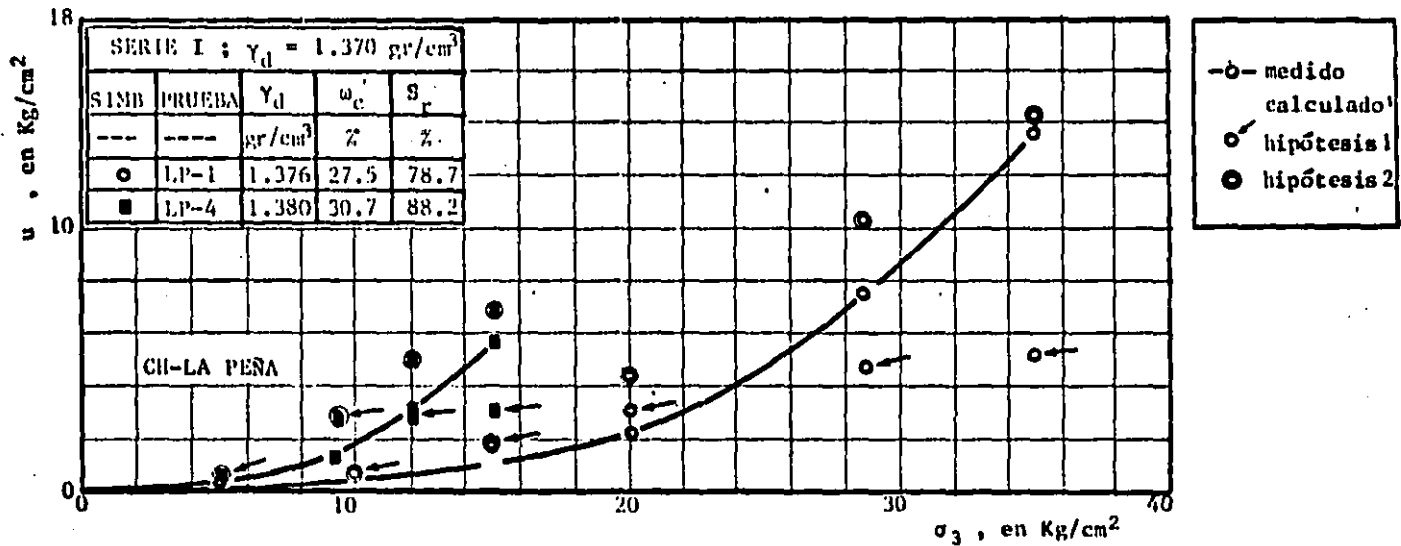
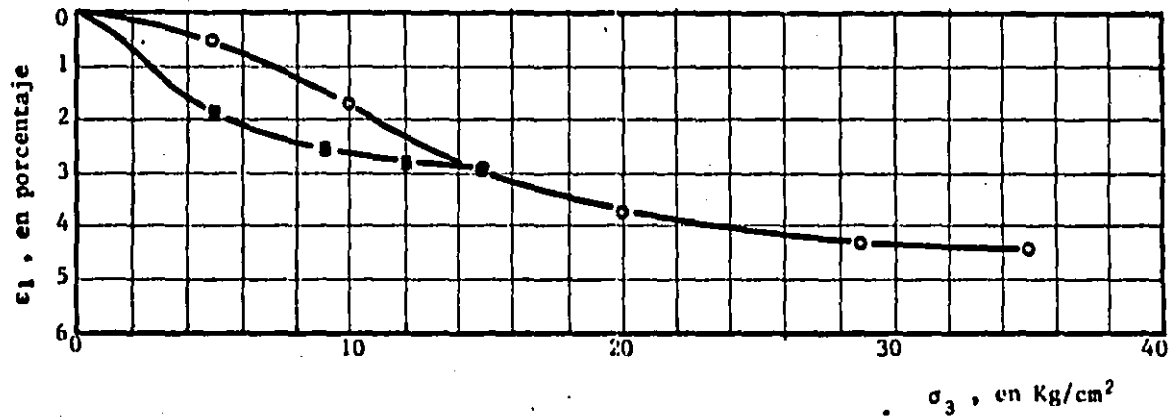


Fig 8.14 Deformación axial ( $e_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) medida y calculada vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ); fase de compresión hidrostática; serie I ;  $\gamma_d = 1.370 \text{ gr/cm}^3$ . Suelo CH-LA PENA.

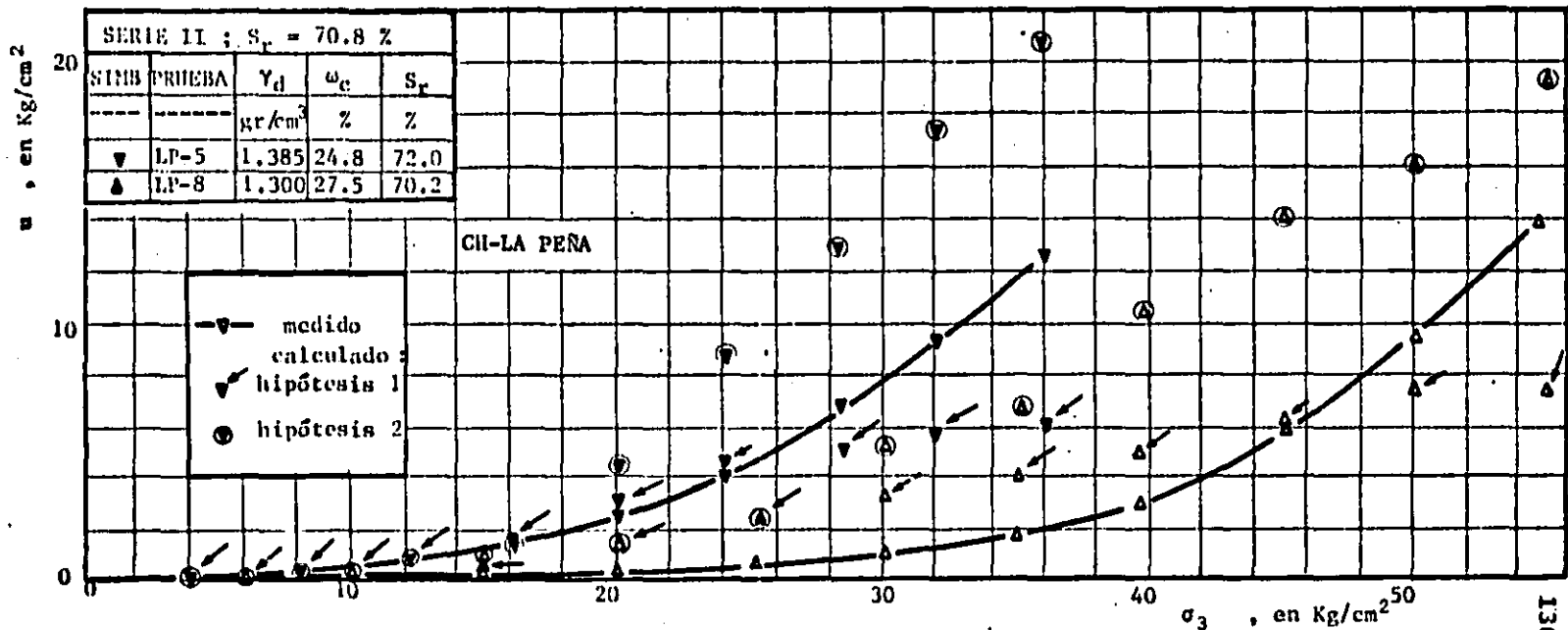
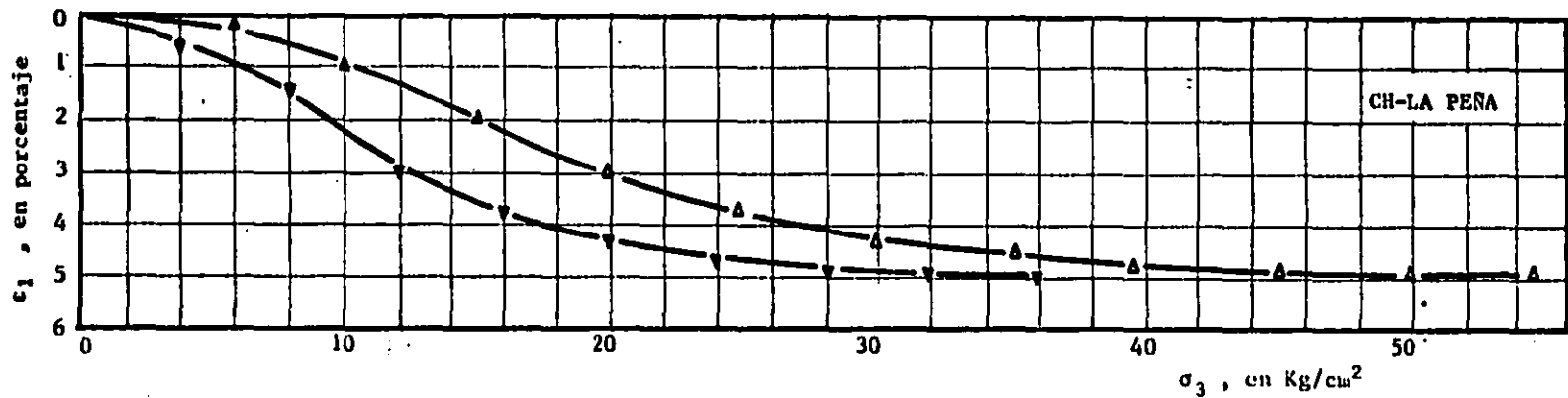


Fig 8.15 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) vs presión confinante total ( $\sigma_3$ ), fase de compresión hidrostática, serie II ;  $S_r = 70.8 \%$  . Suelo CH-LA PEÑA.

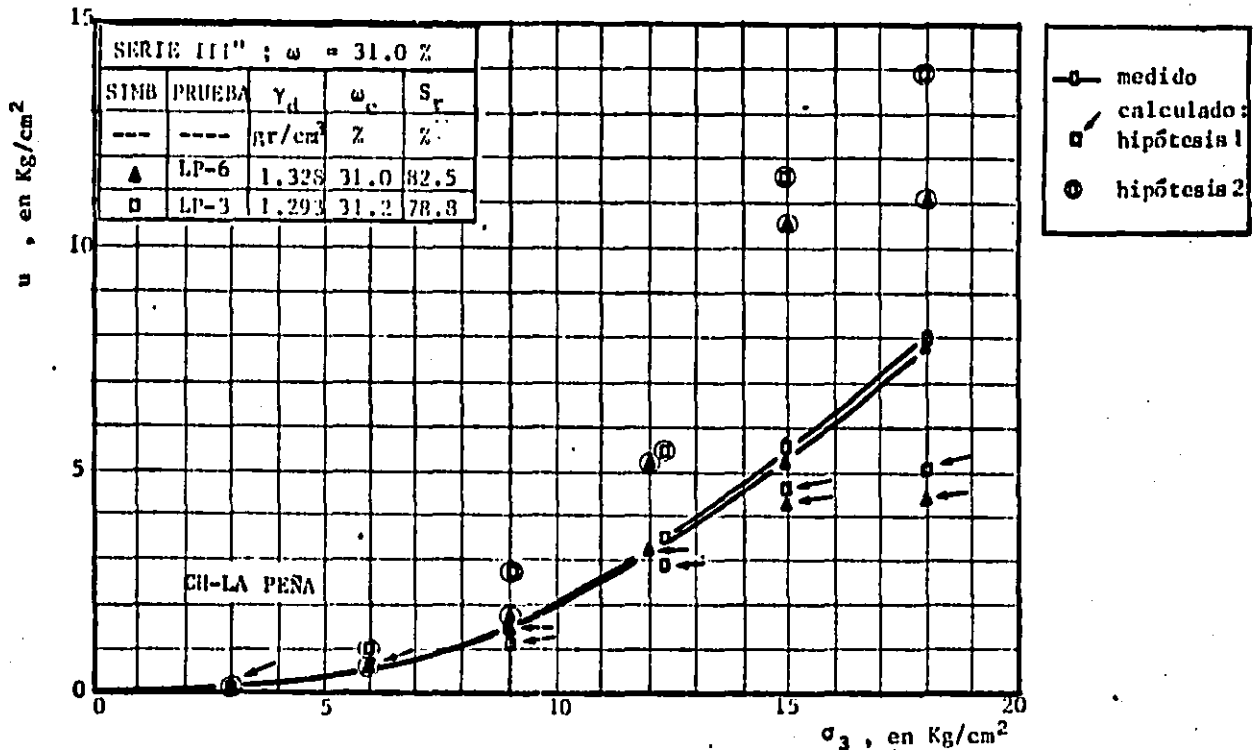
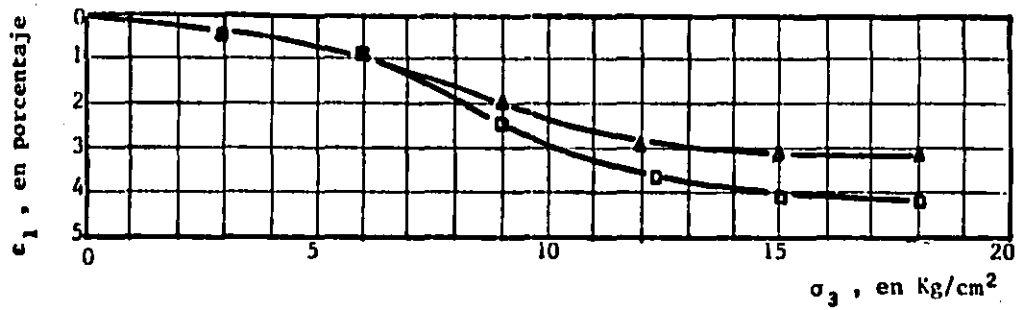


Fig 8.16 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) medida y calculada vs esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ). Fase de compresión hidrostática, serie III"  $\omega_c = 31.0\%$ . Suelo CH-LA PENA.

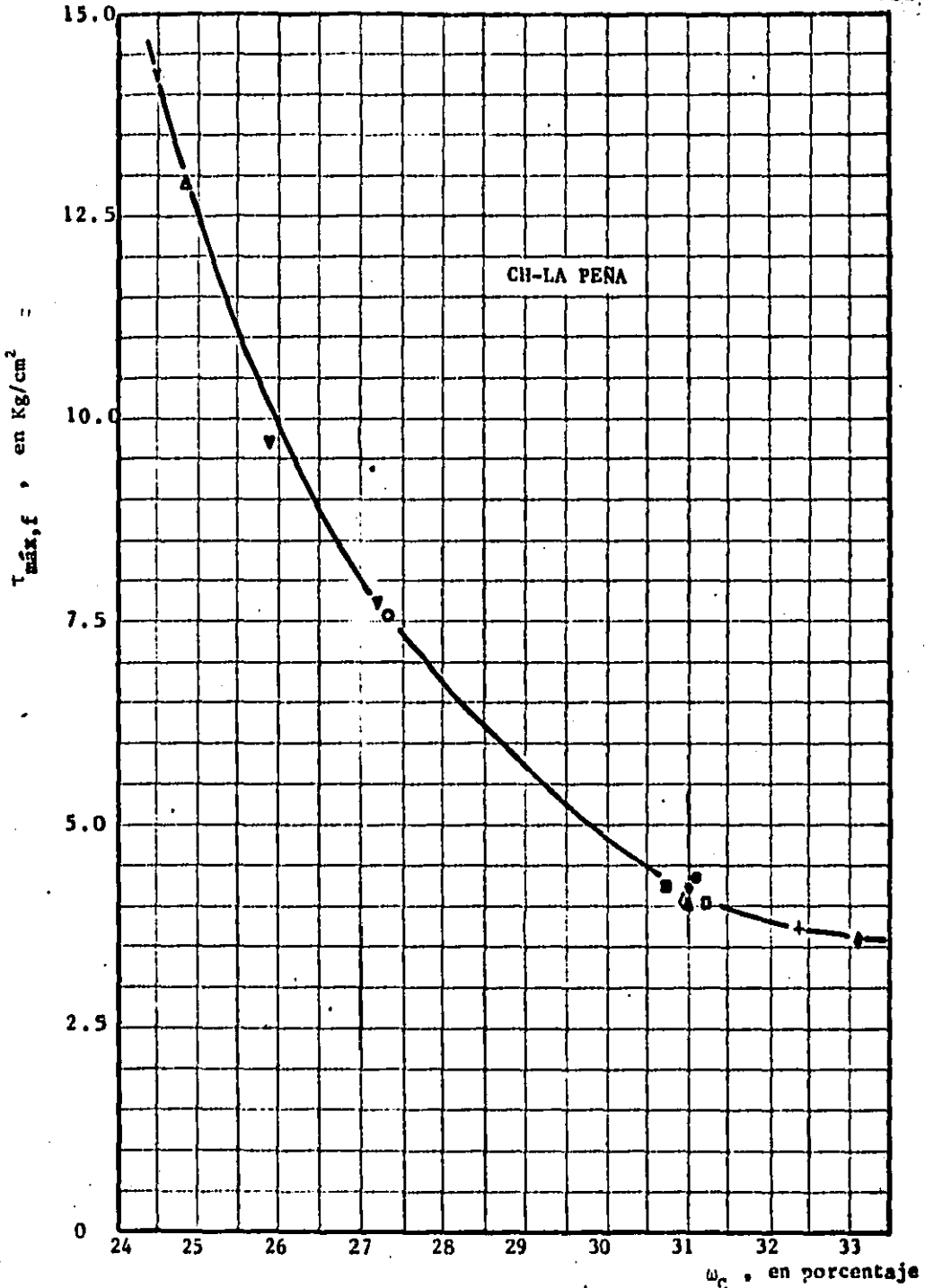


Fig 3.17 Esfuerzo cortante máximo ( $\tau_{máx,f}$ ) vs contenido de agua de compactación ( $\omega_c$ ), suelo CH-LA PEÑA.

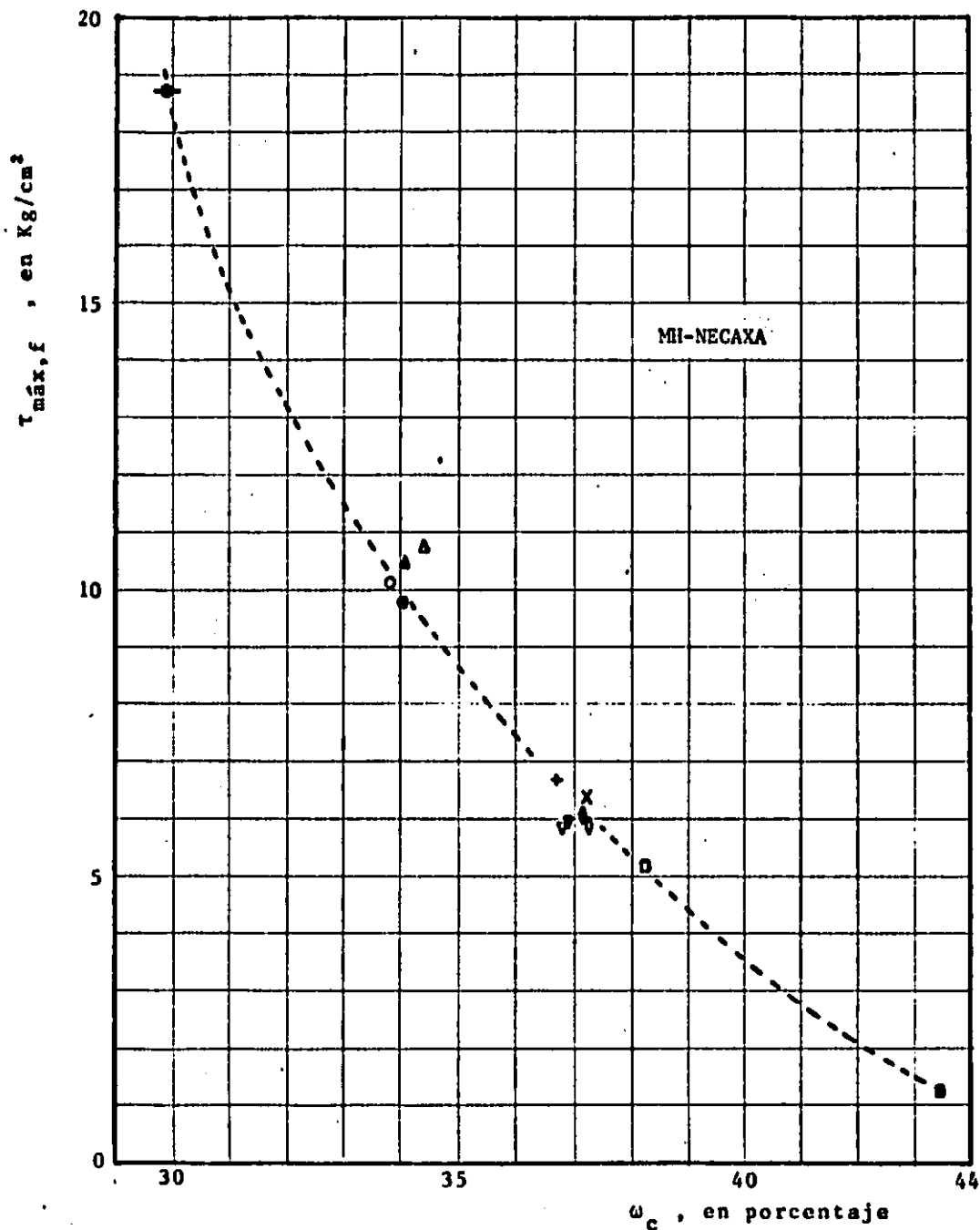


Fig 8.18: Esfuerzo cortante máximo de falla ( $\tau_{\text{máx},f}$ ) vs contenido de agua de compactación ( $\omega_c$ ), suelo MI-NECAXA.

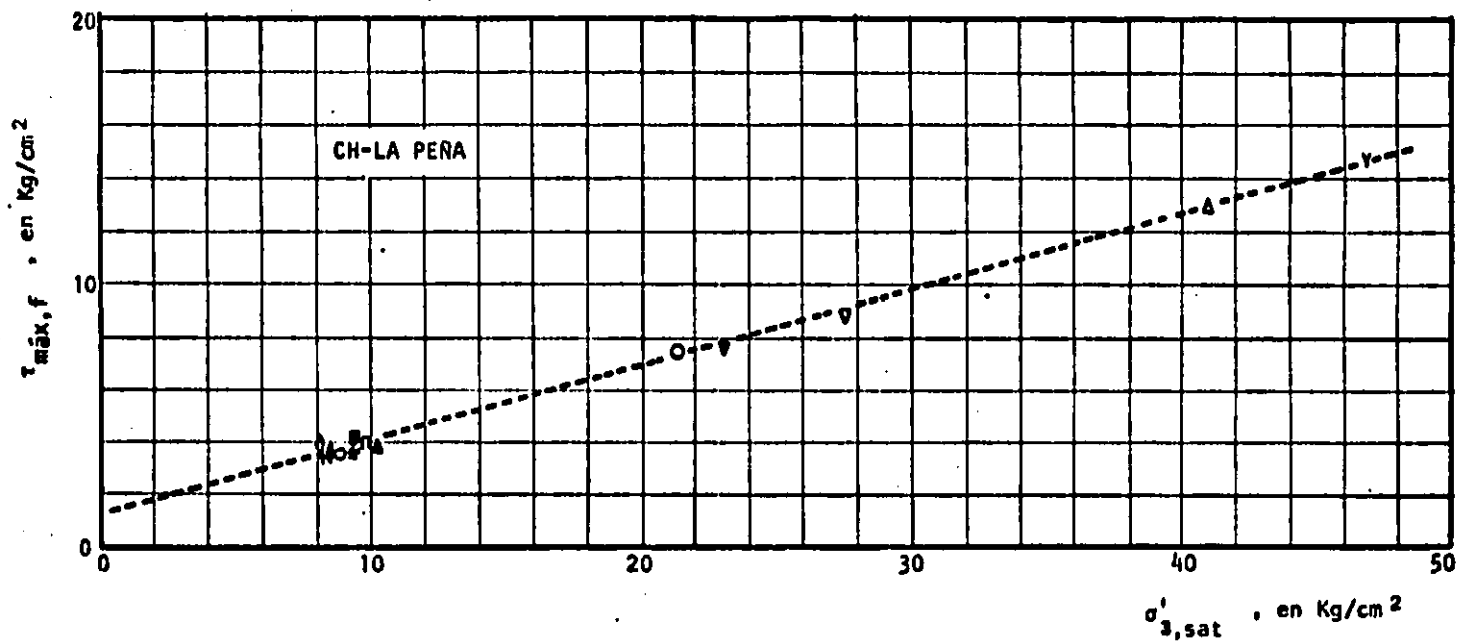


Fig 8.19 Relación entre el esfuerzo cortante máximo de falla ( $\tau_{m\acute{a}x,f}$ ) y el esfuerzo confinante efectivo ( $\sigma'_{3,sat}$ ) requerido para lograr la saturación por compresión no drenada. Suelo CH-La Peña.



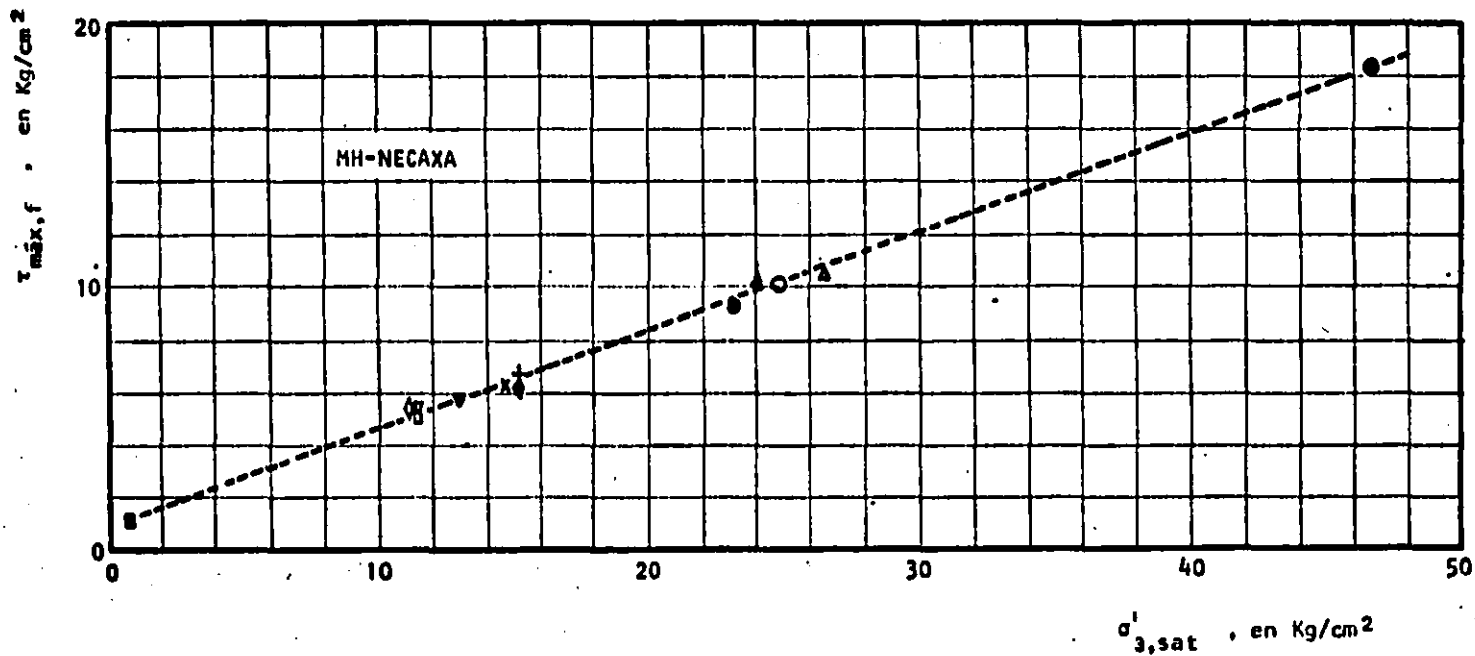


Fig 8.20 Relación entre el esfuerzo cortante máximo de falla ( $\tau_{m\acute{a}x,f}$ ) y el esfuerzo confinante efectivo ( $\sigma'_{3,sat}$ ) requerido para lograr la saturación por compresión no drenada. Suelo MH-Necaxa.

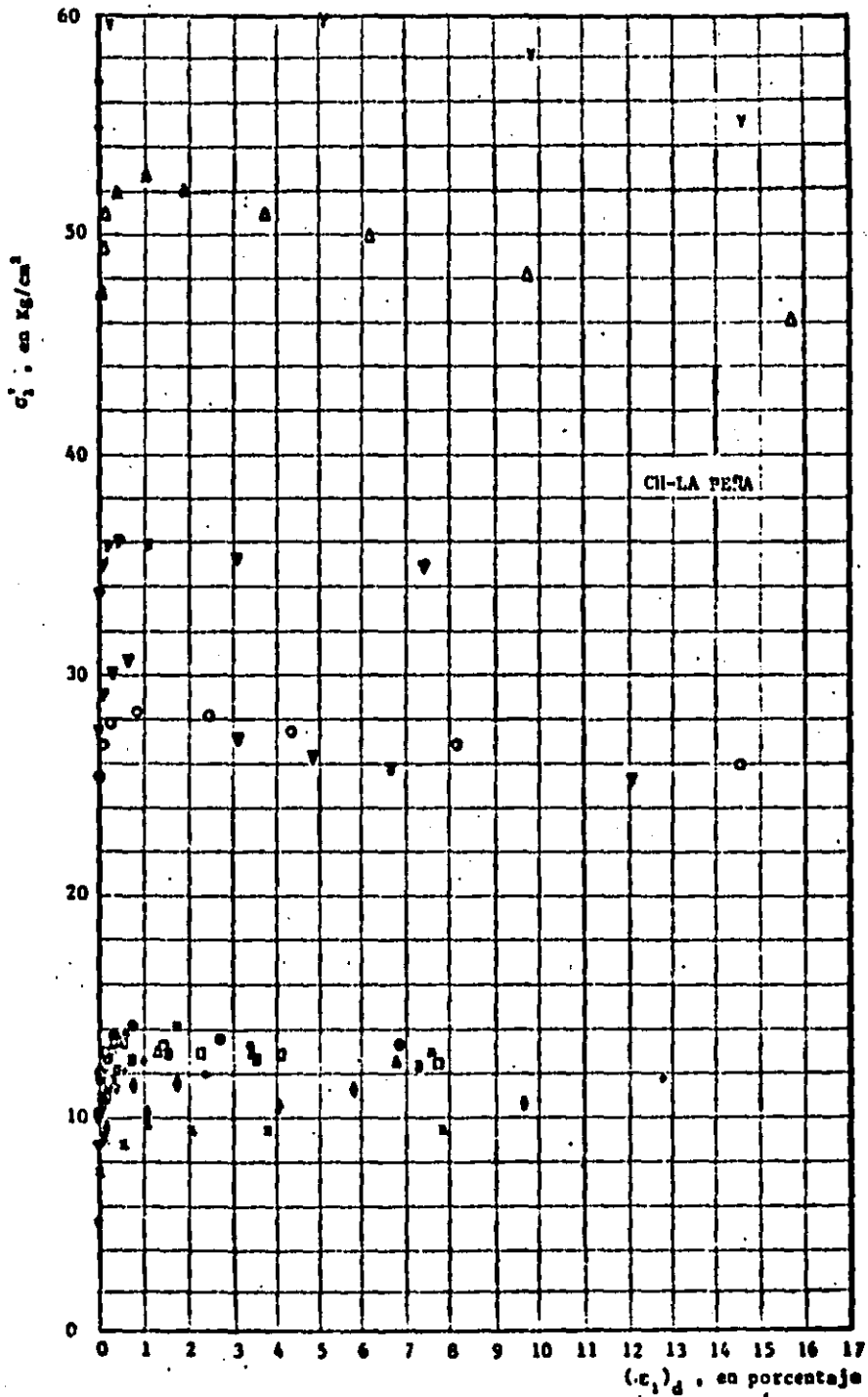


Fig 8.21 Esfuerzo principal mayor efectivo ( $\sigma'_1$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , para todos los especímenes ensayados, suelo CH-La Peña.

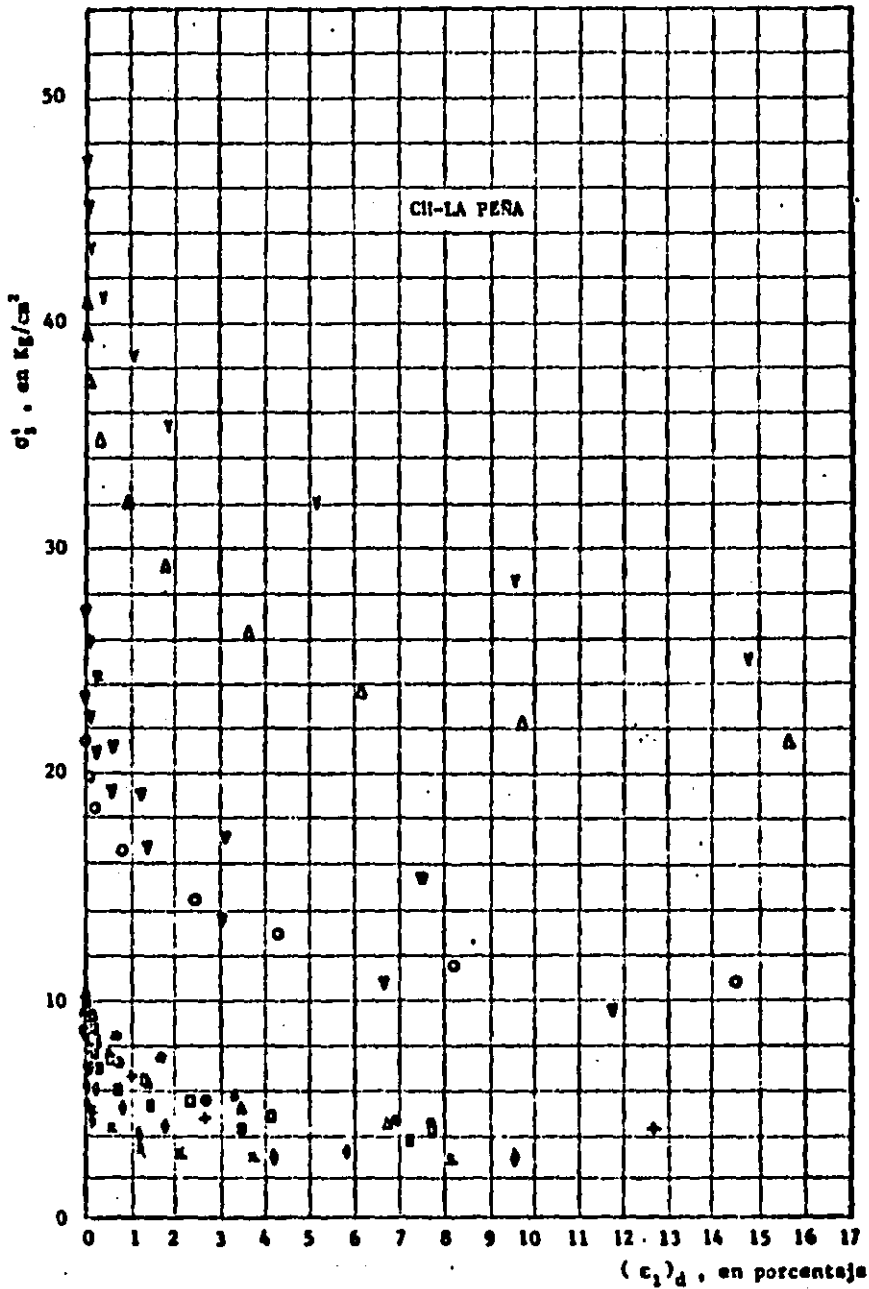


Fig 8.22 Esfuerzo principal menor efectivo ( $\sigma'_2$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_a$ , para todos los especímenes ensayados. Suelo CH-L a Peña.

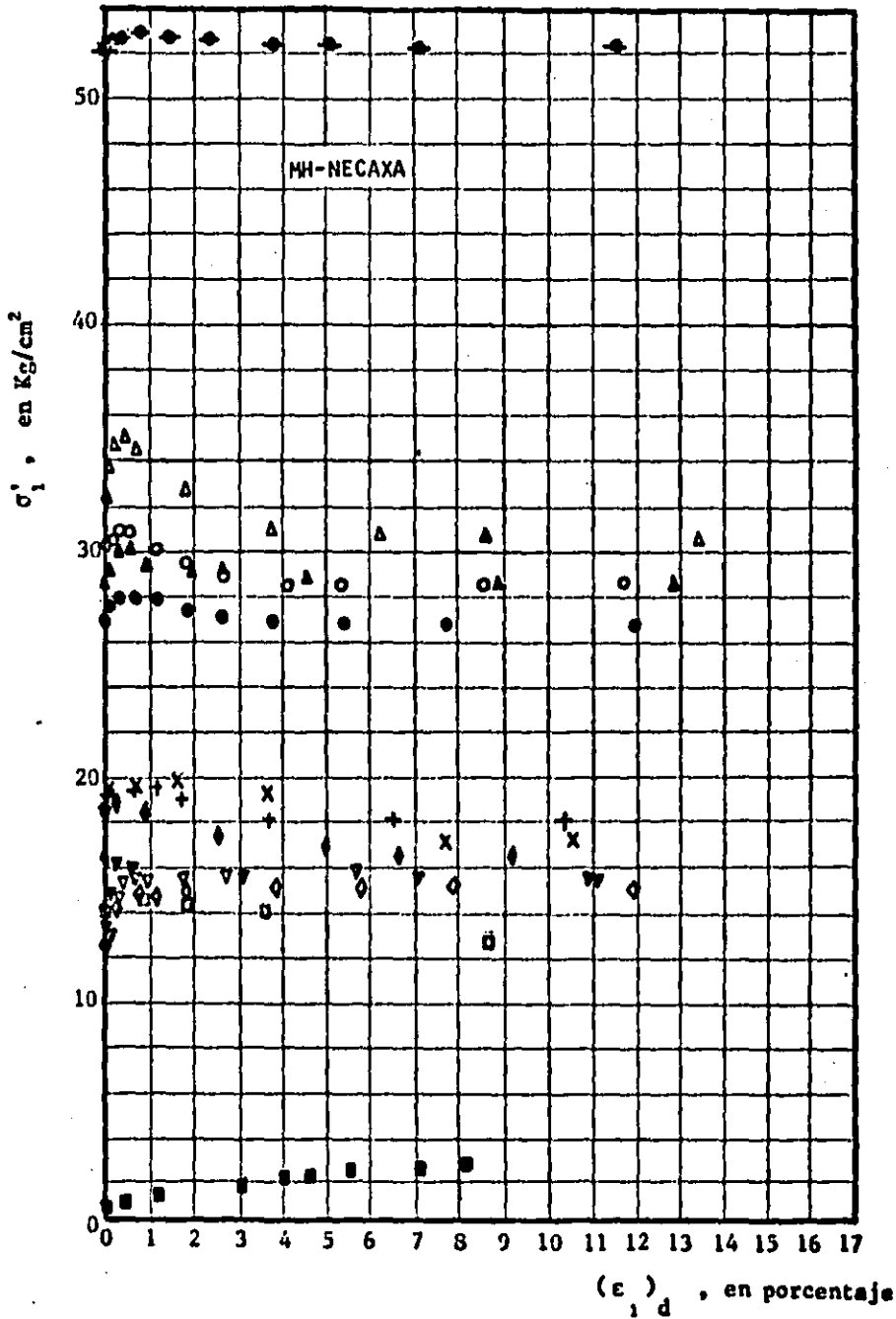


Fig 3.23 Esfuerzo principal mayor efectivo ( $\sigma'_1$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ , para todos los especímenes, suelo MH-Necaxa.

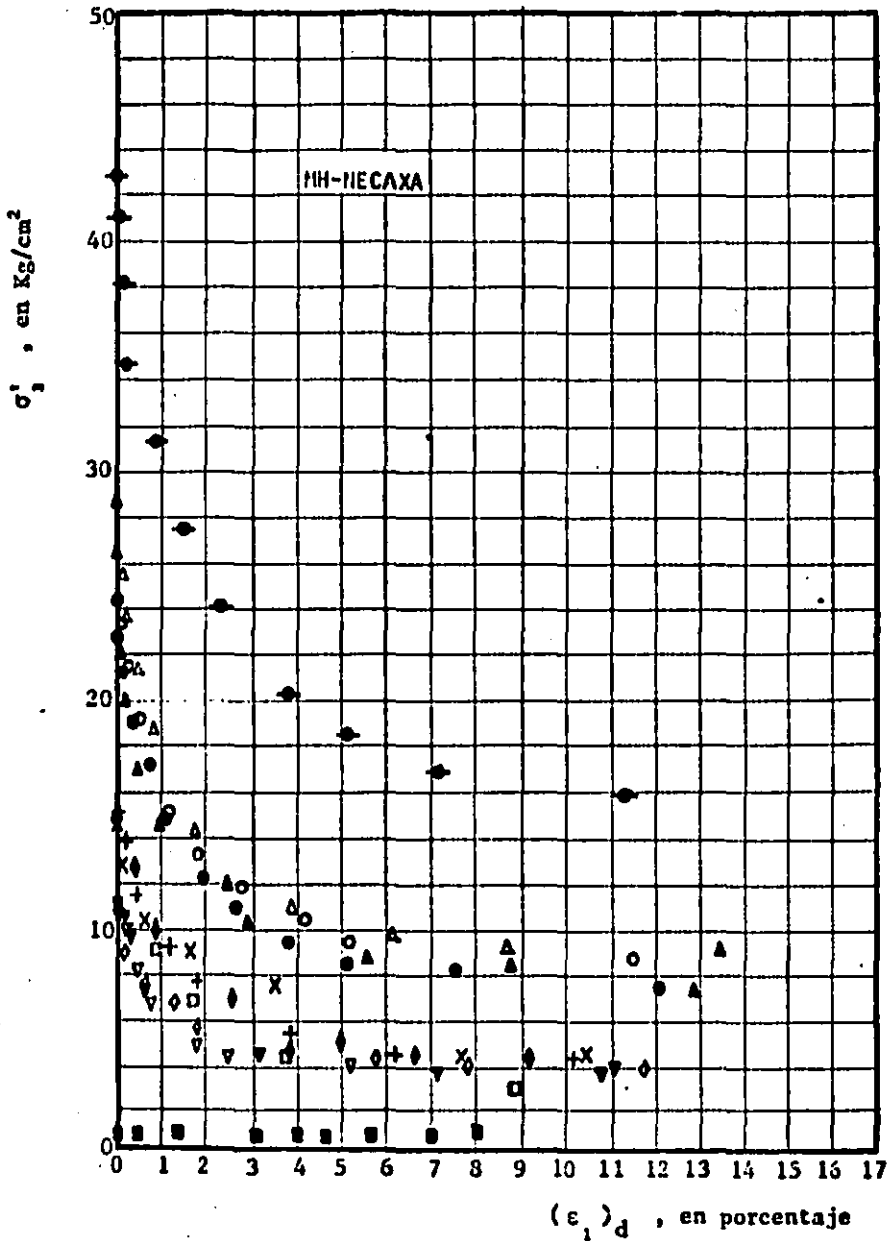


Fig 8.24 Esfuerzo principal menor efectivo ( $\sigma'_2$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_a$  , para todos los especímenes , suelo MI-Necaxa.

## 9. CONCLUSIONES

Si se parte de especímenes con granulometría de grumos controlada, los mismos tiempos de curado y reposo, y si después de la compactación se someten las probetas a compresión hidrostática no drenada, es posible concluir lo siguiente:

1. El esfuerzo efectivo requerido para alcanzar la saturación ( $\sigma_{3, sat}$ ) es función del suelo y de las condiciones iniciales de compactación (peso volumétrico seco y contenido de agua), siendo éste último el que más influye (fig 8.7 y 8.8).
2. Con base en la deformación axial medida y la deformación radial calculada cuando se logra la saturación total del suelo, tal parece que:

- a) Se obtienen especímenes compactados más anisotrópicos conforme el grado de saturación inicial disminuye, tal vez, debido a que el efecto de amasado es menor en las muestras ensayadas con bajo contenido de agua (fig 8.5 y 8.6). Tanto en el suelo CH-La Peña como en el MH-Necaxa, la relación de deformaciones radial y axial es prácticamente igual a la unidad en especímenes compactados con grado de saturación inicial cercano al 100%.
- b) Los especímenes compactados con la misma energía son más anisotrópicos en el suelo MH-Necaxa que en el suelo CH-La Peña, debido a la diferente forma y composición mineralógica de las partículas. El mineral predominante en el suelo CH-La Peña es montmorilonita y en el suelo MH-Necaxa es haloisita (compárese fig 8.5 y 8.6).

3. En la etapa de compresión hidrostática, el desarrollo de la presión teórica en el gas calculada con base en las leyes de Boyle y de Henry, y en la deformación axial como índice de la deformación volumétrica (inciso 8.4) acusa tendencia semejante a la presión de poro medida experimentalmente, aunque con diferencias hasta de 100%; debe tenerse en cuenta que las leyes de Boyle y de Henry son aplicables a gases ideales y a agua pura, y además se ignora la interacción con la fase sólida del suelo.

Al alcanzar la saturación, la presión de poro medida experimentalmente y la calculada teóricamente con la ley de Henry (considerando un coeficiente de solubilidad de 0.019 y temperatura de 20°C) coinciden para grados de saturación ( $S_r$ ) inicial mayores de 77% en el suelo MH-Necaxa y de 85%

en el suelo CH-La Peña; para valores inferiores de  $S_h$ , la presión de poro experimental resulta menor que la calculada (fig 8.9 y 8.10).

4. Los resultados de las pruebas en la etapa de cortante, después de saturar los especímenes por compresión no drenada, muestran que:
  - a) Las curvas esfuerzo-deformación de cada suelo ensayado dependen exclusivamente del contenido de agua (por ejemplo, fig 6.43 y 7.28) y las resistencias dadas por  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$  definen una sola curva para cada suelo en función del contenido de agua (fig 8.17 y 8.18).
  - b) La variación de los esfuerzos efectivos ( $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ ) en función de la deformación axial ( $\epsilon_1$ ) es semejante en ambos suelos (MH-Necaxa y CH-La Peña); el esfuerzo efectivo mayor ( $\sigma'_1$ ) crece ligeramente al aplicar los primeros incrementos de carga, y a partir de valores  $(\epsilon_1)_d$  mayores de tres por ciento, se mantiene constante hasta la falla; en cambio, el esfuerzo efectivo ( $\sigma'_3$ ) decrece en forma rápida en el intervalo  $0 < (\epsilon_1)_d < 3\%$  y tiende asíntoticamente a un mínimo, (figs 8.21 a 8.24).
  
5. La resistencia al corte  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$  en términos de la presión efectiva ( $\sigma'_{3, \text{sat}}$ ) requerida para saturar el espécimen, varía linealmente con cierta pendiente para cada suelo ensayado (figs 8.19 y 8.20); la envolvente de resistencia aparentemente no coincide al origen y la ordenada respectiva es mayor en el suelo CH-La Peña que en el caso MH-Necaxa.



## APENDICE A. RESULTADOS DE ENSAYES TRIAXIALES VARIANDO LA GRANULOMETRIA DE GRUMOS Y LOS TIEMPOS DE CURADO Y REPOSO

El objetivo de este apéndice es ponderar la influencia de distintas condiciones iniciales referentes a granulometría de grumos y tiempos de curado y reposo, en los resultados obtenidos de ensayos triaxiales de especímenes compactados con mismo peso volumétrico seco ( $\gamma_d$ ), grado de saturación ( $S_r$ ) y contenido de agua -- ( $w_c$ ).

La granulometría de grumos es la distribución inicial de tamaños de grumos del suelo.

El tiempo de curado ( $t_c$ ) es el lapso comprendido entre la preparación del material con el contenido de agua deseado y la compactación.

El tiempo de reposo ( $t_r$ ), es el intervalo comprendido entre la -- compactación del espécimen y su ensaye triaxial.

La tabla A.1 presenta las condiciones iniciales de compactación de los especímenes que se ensayaron. La figura A.1 presenta las curvas de deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) en términos

de la presión confinante total ( $\sigma_3$ ), y en la figura A.2 se han trazado las curvas esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) en función de la deformación axial  $(\epsilon_1)_d$ .

Nótese en las figuras, como al cambiar la granulometría de grumos y tiempos de curado y reposo, se obtienen resultados muy diferentes y que varían aleatoriamente, pero en algunos casos se compensan presentando los mismos resultados como por ejemplo en presión de poro con los ensayos LP-19 y LP-20 (granulometría similar, mismo tiempo de curado, pero diferente tiempo de reposo) ó por ejemplo en curva esfuerzo-deformación con los ensayos LP-16 y LP-20 (con diferente granulometría y tiempo de curado); tal vez por las diferentes influencias que dá a lugar cada condición, se obtengan resultados algo similares.

#### ENSAYES CON VARIACION DE LA GRANULOMETRIA DE GRUMOS

Se puede observar el efecto de diferente granulometría si se consideran los ensayos LP-16 y LP-17; ambos ensayos tienen similar peso volumétrico seco ( $\gamma_d$ ), semejante contenido de agua ( $w_c$ ), parecido grado de saturación ( $S_r$ ), mismos tiempos de curado y reposo, pero diferente granulometría de grumos.

Las curvas  $u$  vs  $\sigma_3$  difieren bastante observándose que para el mismo  $\sigma_3$ , se genera menor presión de poro en el espécimen con granulometría de grumos inicial más fina (LP-17). Esto puede atribuirse a que la estructura del espécimen sea más rígida (como puede observarse en las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_3$ ); obteniéndose para el mismo  $\sigma_3$  mayor esfuerzo efectivo de saturación ( $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ ) o sea menor presión de poro.

Con respecto a las curvas  $\sigma_1 - \sigma_3$  vs  $(\epsilon_1)_d$  se encuentra que el espécimen con granulometría más fina es más rígido y resistente; ésto confirma lo antes expuesto.

De los ensayos restantes no se tiene otros que coincidan con mismas condiciones iniciales y diferente granulometría.

## ENSAYES VARIANDO EL TIEMPO DE REPOSO

Es posible estudiar este efecto, si se consideran los ensayos LP-17 y LP-18; ambos especímenes se compactaron con material de la misma preparación por lo que tienen la misma granulometría de grumos. Los dos tienen el mismo tiempo de curado, pero el LP-17 tienen 24 hrs de reposo mientras el LP-18 fue ensayado inmediatamente después de compactarlo.

El desarrollo de las curvas  $u$  vs  $\sigma$ , varía al cambiar el tiempo de reposo; ambos generaron la misma presión de poro en la saturación pero con diferente esfuerzo confinante. Esto puede explicarse si se considera que en el LP-18 el agua no está bien distribuida, teniéndose una probeta con contenido de agua muy irregular y con zonas muy húmedas (poco rígidas), de tal manera que sea más deformable que otro espécimen que tenga el mismo contenido de agua global pero mejor distribuida (ensaye LP-17); esto se muestra en las curvas  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_1$  de los dos especímenes. Los resultados de las curvas  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  vs  $(\epsilon_1)_d$  sugieren que el espécimen con mayor tiempo de reposo es más resistente y rígido.

Otros ensayos en que se puede analizar el efecto de el tiempo de reposo es en los ensayos LP-19 y LP-20; ambos tienen parecida granulometría de grumos, mismos  $t_c$  y  $\omega_c$ , y semejantes  $\gamma_d$  y  $S_r$ , difieren en que el LP-20 tiene 24 horas de tiempo de reposo y el LP-19 fue ensayado inmediatamente después de compactarlo.

Las curvas  $u$  vs  $\sigma_1$  y  $\epsilon_1$  vs  $\sigma_1$  son casi idénticas; sin embargo las curvas  $\sigma_1 - \sigma_3$  vs  $(\epsilon_1)_d$  difieren bastante. La disposición de estas curvas no es tan clara como en los ensayos LP-17 y LP-18; este aspecto amerita investigación posterior.

En conclusión, es necesario en todo ensaye de compactación de laboratorio controlar estrictamente las condiciones iniciales: granulometría de grumos, tiempo de curado y tiempo de reposo, ya que estos tienen gran influencia en los resultados que se obtengan.

Tabla A.1 Características de los ensayos efectuados en el suelo CH-LA PEÑA para estudiar el efecto de la granulometría de grumos y los tiempos de curado y reposo.

ENSAYE	LP-15	LP-16	LP-17	LP-18	LP-19	LP-20
SÍMBOLO	---●---	---▲---	---■---	---⊗---	---x---	---◆---
$\gamma_d$	1.359	1.366	1.340	1.338	1.351	1.371
$\omega_c$	27.9	27.7	27.8	27.8	27.8	27.8
$S_r$	77.7	78.2	77.7	77.3	76.6	79.0
$t_c$	24	Min	Min	Min	24	24
$t_r$	Min	24	24	Min	Min	24

#### GRANULOMETRIA DE GRUMOS

MALLA	PORCIENTO QUE PASA, EN PESO					
	4	100	100	100	100	100
10	54.8	56.0	65.8	65.8	62.5	64.0
20	31.2	32.3	41.0	41.0	40.6	39.6
40	16.7	16.6	21.6	21.6	22.6	20.6
60	10.6	9.6	11.9	11.9	14.1	13.0
100	6.2	5.2	6.1	6.1	7.8	7.6
200	2.8	2.2	1.5	1.5	3.4	3.2

$\gamma_d$  = Peso volumétrico seco

$\omega_c$  = Contenido de agua

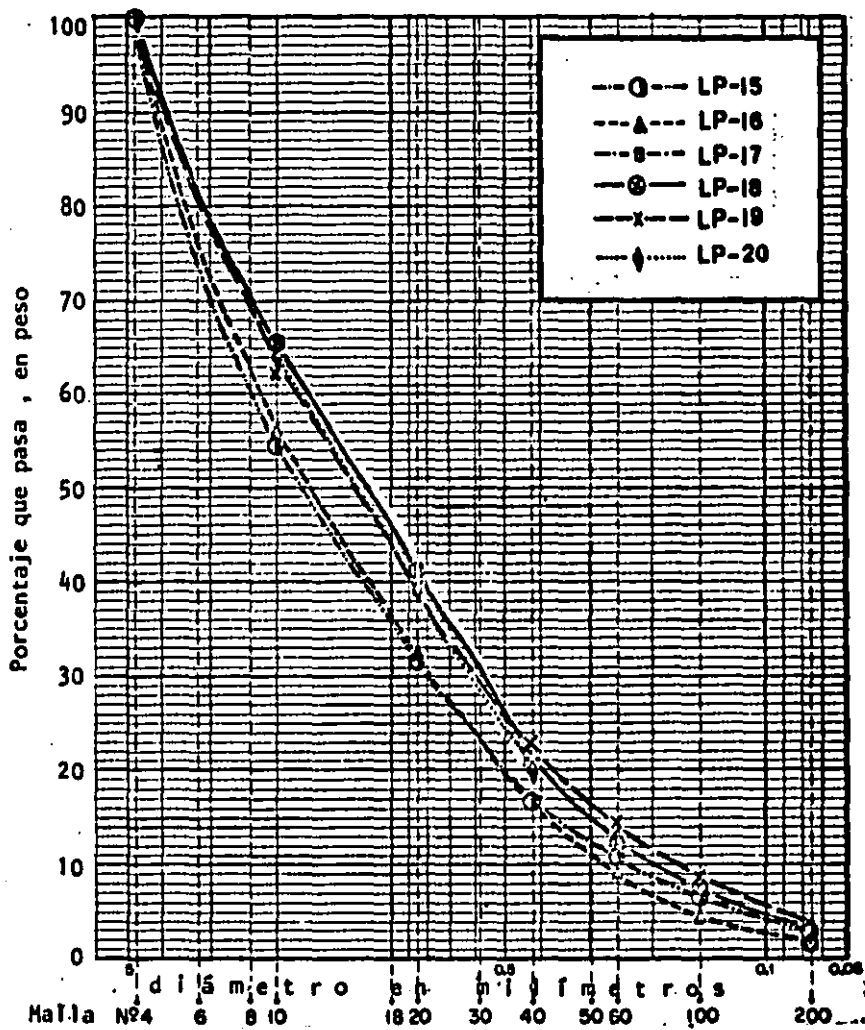
$S_r$  = Grado de saturación

$t_c$  = Tiempo de curado

$t_r$  = Tiempo de reposo

Min = Significa el tiempo mínimo requerido que varió de 5 a 10 minutos

24 = Veinticuatro horas



Granulometría inicial de los especímenes ensayados en compresión triaxial.

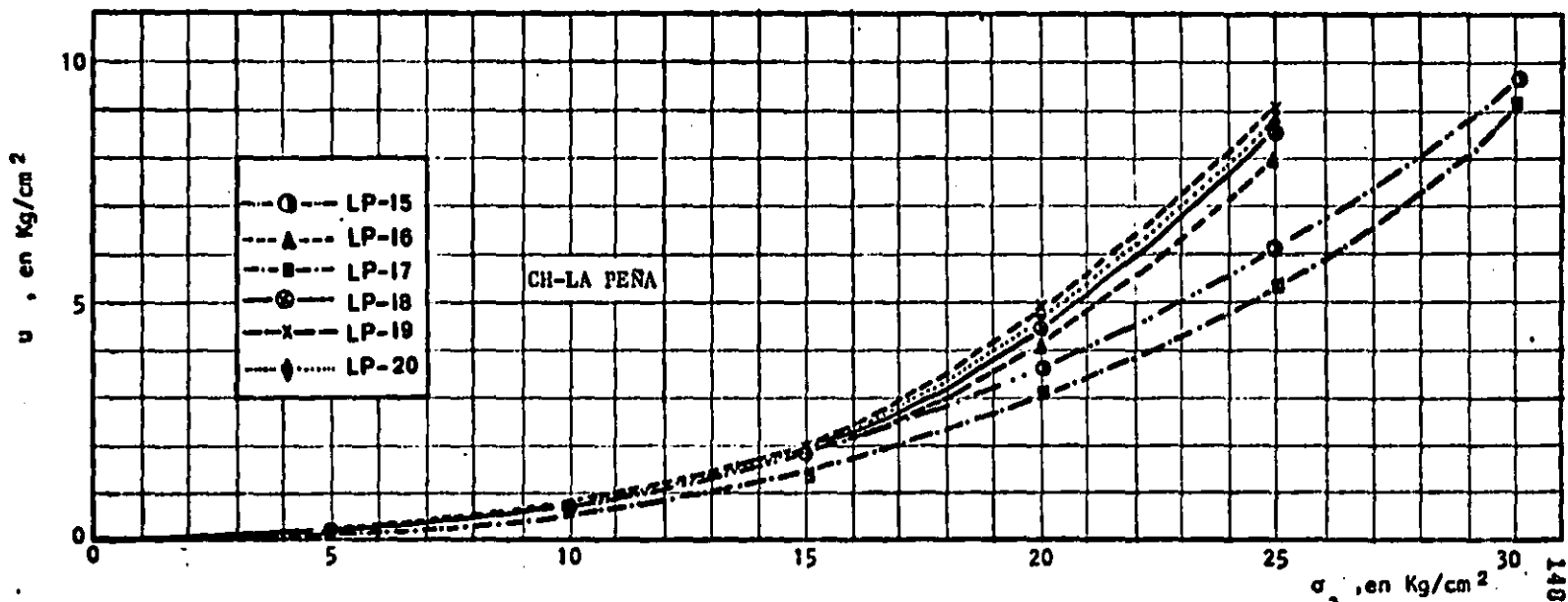
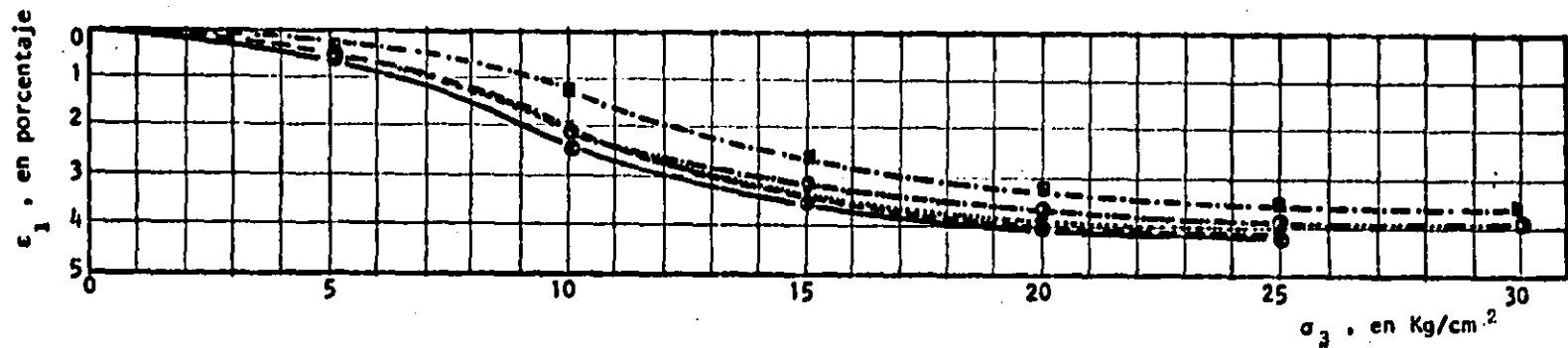


Fig A-1 Deformación axial ( $\epsilon_1$ ) y presión de poro ( $u$ ) versus esfuerzo confinante total ( $\sigma_3$ ). Ensayes variando la granulometría de grumos y los tiempos de curado y reposo.

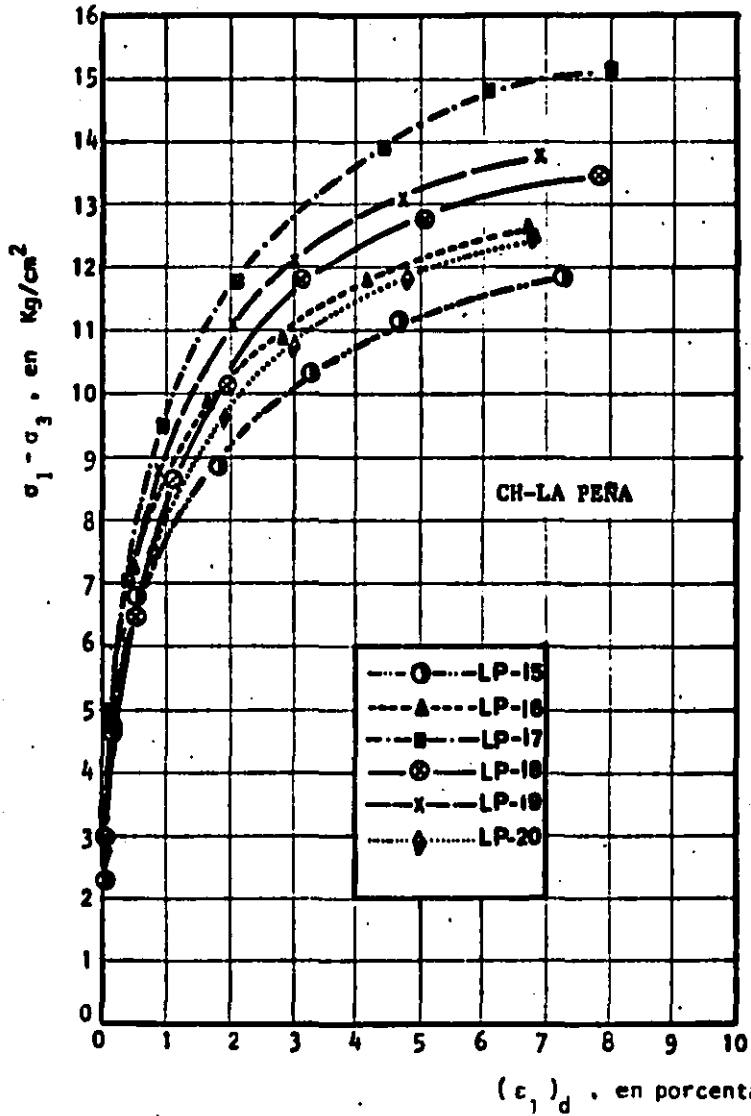


Fig A-2 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  de especímenes ensayados variando la granulometría de grumos y los tiempos de curado y reposo.

## APENDICE B. SELECCION DE LA MEMBRANA UTILIZADA

Se efectuaron ensayos triaxiales con el objetivo de seleccionar la membrana adecuada para el tipo de ensayos que cubre este trabajo (presiones de confinamiento máximas de  $60 \text{ kg/cm}^2$ ) se estudiaron tres tipos de membranas, estas son:

- 1° Membranas de latex
- 2° Membranas de hule neopreno
- 3° Membranas de hule butil

### 1° Membranas de latex

Se utilizaron membranas de fabricación inglesa. El espesor varía desde  $0.20 \text{ mm}$  hasta  $0.35 \text{ mm}$  y tienen un módulo de deformación de  $8 \text{ kg/cm}^2$ .

Se encontró que se perforaban a presiones de confinamiento del orden de  $30 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que fue necesario colocar dobles en cada ensayo. Se rechazó el uso de este tipo de membranas debido a que el espesor variaba de membrana a membrana (incluso en la misma) lo que ocasionaba, entre otros efectos, que el gradiente hidráulico actuante en la membrana variara de  $16000$  a  $25000$  pudien



do ocasionar condiciones no uniformes en el espécimen.

## 2° Membranas de hule neopreno

El espesor de membrana es de 0.90 mm y tiene módulo de deformabilidad de 20 kg/cm<sup>2</sup>. Se efectuaron dos pruebas triaxiales para analizar la influencia del espesor y del módulo considerable.

En la figura B-1 se presenta el desarrollo de la presión de poro ( $u$ ) al aplicar esfuerzos confinantes no drenados ( $\sigma_1$ ) a especímenes con semejantes granulometrías de grumos, tiempos de curado y reposo, pesos volumétricos secos y contenidos de agua en el suelo CH-LA PEÑA. Una vez alcanzada la saturación se mantuvo constante  $\sigma_1$  y se aplicó incrementos de esfuerzo desviador hasta provocar la falla. En la figura B-2 se muestran las curvas esfuerzo-deformación despues de haber alcanzado la saturación.

Estos resultados se comparan con los obtenidos usando la membrana siguiente.

## 3° Membranas de hule butil

Estas membranas son fabricadas por el procedimiento de extrusión (Ref 11). El espesor es uniforme e igual a 0.30 mm y tiene un módulo de deformabilidad de 14 kg/cm<sup>2</sup>. Se realizaron dos ensayos triaxiales utilizando esta membrana en dos especímenes con las mismas condiciones que los ensayados utilizando la membrana de neopreno. En la figura B-1 se presenta la presión de poro ( $u$ ) y deformación axial ( $\epsilon_1$ ) en terminos de la presión confinante ( $\sigma_1$ ). En la figura B-2 se han dibujado las curvas esfuerzo-deformación una vez alcanzada la saturación.

En la fig B-1, las curvas  $u$  vs  $\sigma_1$ , son muy semejantes, incluso la que se separa un poco (correspondiente al ensaye LP-20) tiene contenido de agua ligeramente mayor que las restantes (1.3%).

En la fig B-2, las curvas esfuerzo-deformación ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs ( $\epsilon_1$ )<sub>d</sub>

coinciden aproximadamente para los ensayos con mismo  $w_c$  (LP-21, LP-22 y LP-23); sin embargo, el esfuerzo desviador máximo  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  del ensaye LP-21 (membrana de neopreno) es 7% mayor que la de los ensayos LP-22 y LP-23 (membrana de butil).

Tal parece que la membrana de neopreno presenta restricción de deformación al espécimen.

En el caso del ensaye LP-20, el esfuerzo desviador máximo  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  resultó menor, pero es atribuible a que el contenido de agua fue mayor (1.3%).

Se recomienda el uso de la membrana de butil, ya que es más delgada y deformable que la membrana de neopreno.

La membrana de latex se rechazó porque el espesor variaba, lo que ocasionaba que el flujo de agua a través de la membrana no fuera el mismo por unidad de área.

Se fotografió una membrana de latex y una de butil (con la misma amplificación: 1800) en el microscopio electrónico de barrido del Instituto de Ingeniería. Se encontró que la membrana de latex tiene apariencia como de grumos de hule asociados (fig B-1) mientras que la membrana de butil tiene apariencia llena y uniforme (Fig B-2); esto permite estimar cualitativamente que la membrana de butil es mucho menos permeable que la membrana de latex.

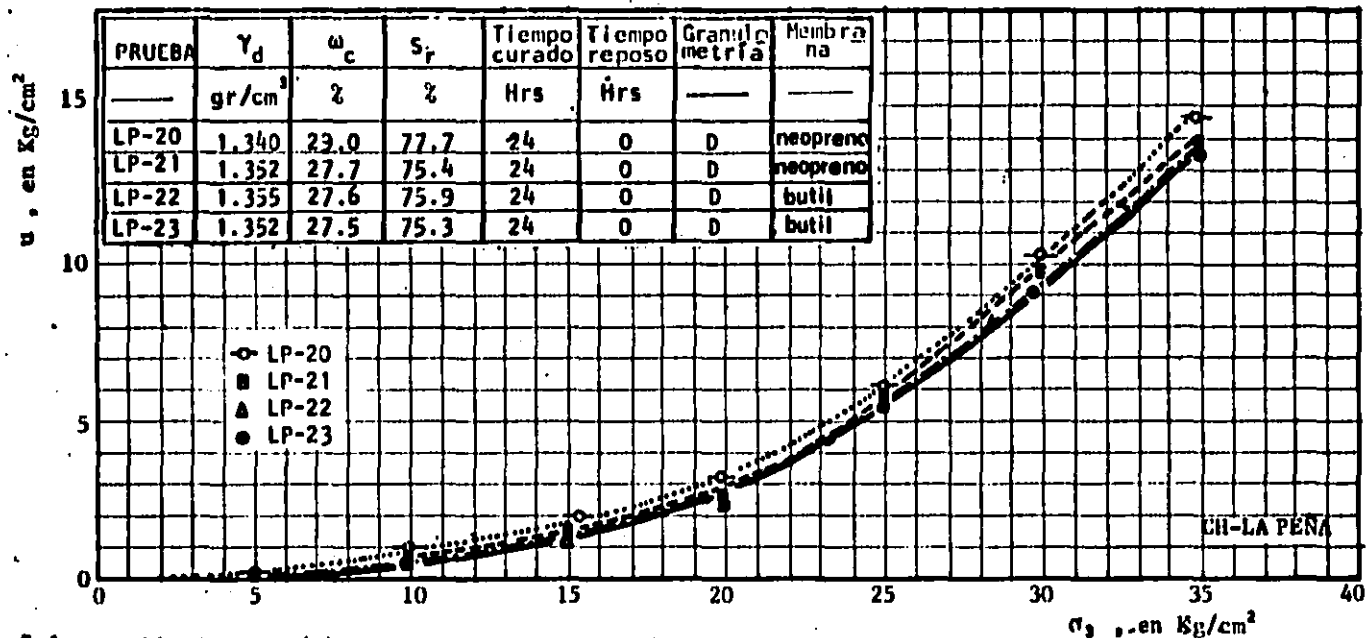
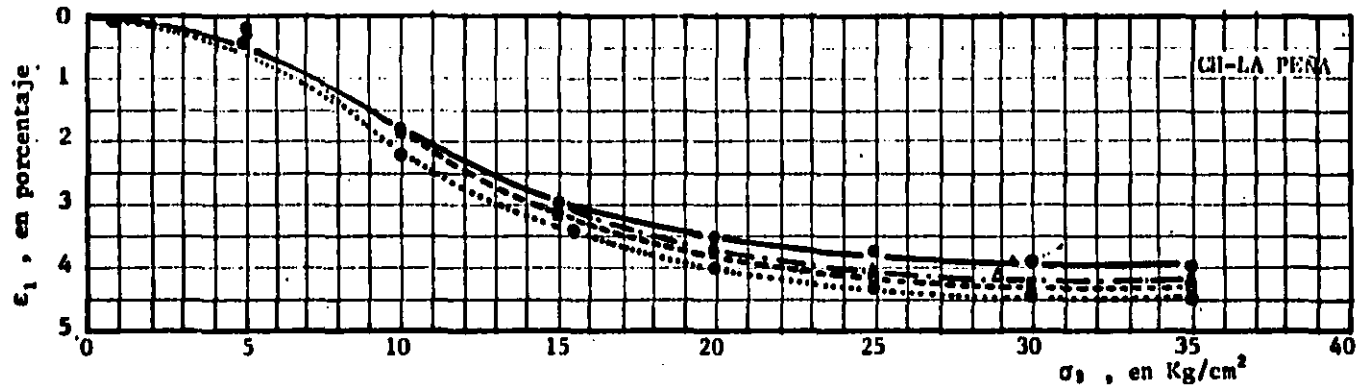


Fig B-1 Presión de poro ( $u$ ) y deformación axial ( $\epsilon_1$ ) vs presión confinante total ( $\sigma_3$ ). Fase de compresión hidrostática. Resultados obtenidos utilizando dos membranas diferentes.

PRUEBA	$\gamma_d$	$\omega_c$	$S_r$	Tiempo curado	Tiempo reposo	Granulometría	Membrana
—	gr/cm <sup>3</sup>	%	%	Hrs	Hrs	—	—
LP-20	1.340	23.0	77.7	24	0	D	neopreno
LP-21	1.352	27.7	75.4	24	0	D	neopreno
LP-22	1.355	27.6	75.3	24	0	D	butil
LP-23	1.352	27.5	75.3	24	0	D	butil

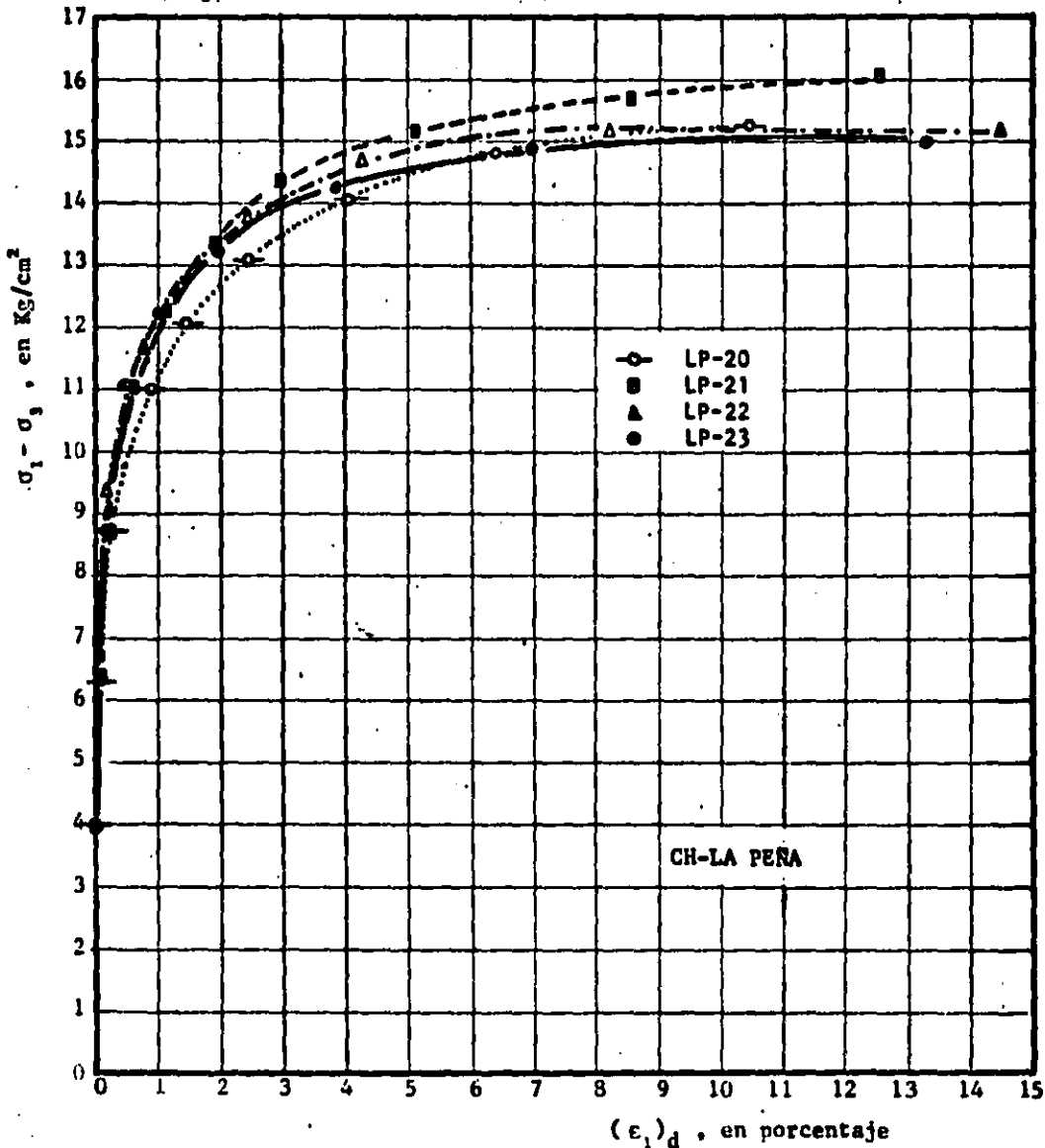


Fig B-2 Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs deformación axial  $(\epsilon_1)_d$  Etapa de esfuerzo desviador. Resultados obtenidos utilizando dos membranas diferentes

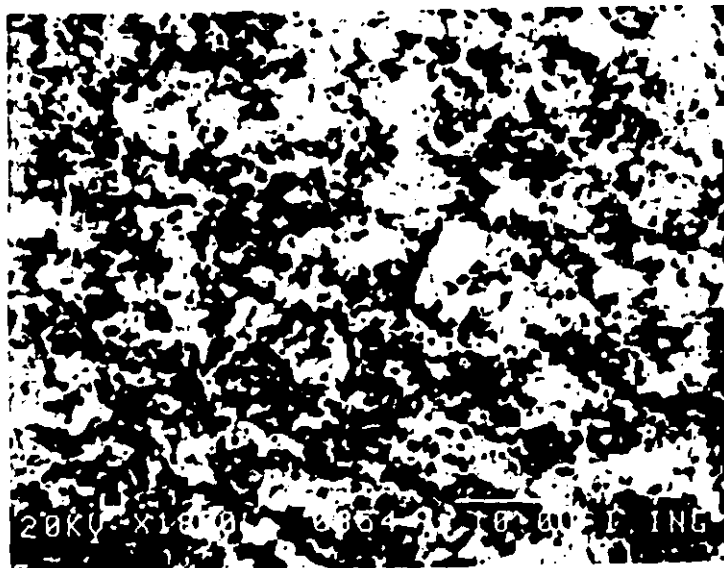


Fig. B-3 Fotografía de una membrana de latex en el microscopio electrónico.



Fig. B-4 Fotografía de una membrana de butil en el microscopio electrónico.

## REFERENCIAS

1. Auvinet G. y Espinoza J. (1979), *Compaction of Clay Linings for Impermeabilization of Reservoirs*, Memorias del 6°, Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol II, Lima, Perú.
2. Proctor R. (1973), *Fundamental Principles of Soil Compaction*, Engineering News-Records, Vol III, EUA.
3. Marsal, R. J. (1979), *Análisis de Conocimientos sobre Suelos Cohesivos Compactados*, Memorias del 6°, Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol I, Lima, Perú.
4. Casagrande, A. y Hirschfeld, R. (1960), *Stress-Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight*, Harvard Soil Mechanics Series, No. 74, EUA.
5. Alberro, J., Marsal R.J., Mendoza M. y Nader, F. (1978), *Comportamiento de Suelos Compactados*, 1er. Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Dirección General de Servicios Técnicos, SAHOP, México.
6. Mendoza, M. (1982), *Características Esfuerzo-Deformación de Suelos Cohesivos Compactados; Efectos Estructurales*, Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, México.
7. Alberro, J., Marsal, R.J., Mendoza, M. e Hiriart, G. (1979), *Comportamiento de Suelos Compactados*, 2° Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Dirección General de Servicios Técnicos, SAHOP, México.

8. Alberro, J., Marsal, R.J., Mendoza, M. e Hiriart, G. (1981), *Comportamiento de Suelos Compactados*, 4° Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Dirección General de Servicios Técnicos, SAHOP, México.
9. Santoyo, E. y Resendiz, D. (1968), *Cámara Triaxial de Precisión*, Informe Azul No. 235, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
10. Alberro, J., Marsal, R.J., Mendoza, M. e Hiriart, G. (1982), *Comportamiento de Suelos Compactados*, 5° Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Dirección General de Servicios Técnicos, SAHOP, México.
11. Cueto, J. (1983), *Fabricación de Membranas de Hule butil*, Informe Interno del Instituto de Ingeniería.
12. Mitchell, J.K. (1979), *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley and Sons, Nueva York, EUA.
13. Hillel, D. (1971), *Soil and Water: Physical Principles and Processes*, Academic Press, Nueva York, EUA.
14. Babor J. (1977), *Química general moderna*, Editorial Epoca, México.
15. Juárez Badillo E. , Rico Rodríguez A. (1980), *Fundamentos de la mecánica de suelos*, Editorial Limusa, México.

## RECONOCIMIENTOS

El autor agradece al Instituto de Ingeniería la beca otorgada durante casi tres años para llevar al cabo los estudios de -- maestría en la División de Estudios de Posgrado de la UNAM , así como para desarrollar este trabajo haciendo uso de sus instalaciones.

Mi profunda gratitud y respeto al profesor Raúl J. Marsal, director de esta tesis, por su paciencia, sabia guía y por sus estimulantes pláticas de gran contenido formativo.

Mi especial reconocimiento al profesor Jesús Alberro por sus acertadas críticas y revisiones.

Al Dr. Eulalio Juárez B. y al Dr. Abraham Díaz R. por sus valiosas sugerencias y comentarios.

Al M en I Carlos Silva por su asesoría y colaboración durante la fabricación de las membranas de hule butil utilizadas en este trabajo.

Al M en I Manuel Mendoza y al Ing. Guillermo Hiriart por su entusiasta colaboración.