

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES

0260

01199

44

ESTUDIO SOBRE LAS FUNCIONES DE SENSITIVIDAD EN ARCILLAS
REMOI,DEADAS SATURADAS

T E S I S

Que para obtener el grado de:

Maestro en Ingeniería

P r e s e n t a :

José Raúl Flores Berrones

Ciudad Universitaria

México, D. F.

Septiembre de 1967.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

294569



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

C O N T E N I D O

- I Introducción

- II Modificaciones introducidas por el Dr. Juárez
 Badillo para unificar las teorías de presión
 de poro y compresibilidad

- III Análisis de las funciones de sensibilidad en
 las teorías I y III.

- IV Comparación de las curvas teóricas con las
 experimentales.

- V Resumen y Conclusiones.

CAPITULO I

Introducción:

ANTECEDENTES

En los últimos años del desarrollo de la Mecánica de Suelos, los investigadores e ingenieros prácticos especializados en esta rama de la Ingeniería Civil, han notado la necesidad de desarrollar nuevas teorías y métodos comprensivos sobre el comportamiento que los suelos tienen, especialmente cuando -- las condiciones naturales de éstos se modifican. Numerosas personalidades de la Mecánica de Suelos reunidas en la Conferencia de la ASCE (American Society of Civil Engineers) (1, 2 y 3)¹ sobre el tema de la Resistencia al Corte en Suelos Cohesivos (que tuvo lugar en la Universidad de Colorado en Junio de 1960), hicieron gran hincapié sobre la urgente necesidad de investigación y estudio de teorías de cambios volumétricos y presiones de poro, a fin de entender el comportamiento mecánico de los suelos.

En el II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones (Brasil - 1963), el Dr. Eulalio Juárez Badillo presentó un trabajo (4) en donde presentaba un nuevo enfoque para el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos, tomando en cuenta el esfuerzo normal principal intermedio o el tercer invariante del tensor desviador de esfuerzos. Más tarde el Dr. Juárez Badillo presentó un artículo sobre presión de poro (5) en el Simposium que el NRC y la --

1 Los números que aparecen entre paréntesis, se refieren a la lista de referencias que aparecen al final de este trabajo.

ASTM realizaron en Ottawa (Septiembre de 1963); en ese artículo presenta las funciones de presión de poro para arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas, y desarrolla la teoría en términos de los esfuerzos normal y cortante octaédricos. Tiempo después el Dr. Juárez Badillo publicó un trabajo sobre la compresibilidad en los suelos (6) siguiendo -- las ideas de sus trabajos anteriores, donde sugiere una relación entre los cambios volumétricos y las presiones de poro y aplica la teoría a pruebas drenadas de la arcilla de Weald; el tipo de pruebas en las que se aplicó esta teoría fueron -- de compresión y expansión bajo presiones isotrópicas y pruebas triaxiales de compresión y extensión, variando sólo los esfuerzos axiales, variando solamente los esfuerzos radiales y manteniendo J_1 constante. La teoría de compresibilidad se desarrolla con dos coeficientes de compresibilidad, uno para la curva virgen y otro para tomar en cuenta la energía almacenada en las curvas de expansión.

Resumen de las Teorías de Compresibilidad y Presión de Poro del Dr. Eulalio Juárez Badillo.

Con objeto de comprender mejor el tema de la presente tesis, es conveniente hacer un resumen de las teorías de compresibilidad y presión de poro desarrolladas por el Dr. Juárez Badillo, hasta la fecha en que publicó el artículo de -- compresibilidad de suelos.

En el primero de los artículos anteriores, se da una ---

interpretación física del tercer invariante del tensor desviador de esfuerzos J_3 . Se introduce un nuevo parámetro llamado "factor de distribución de esfuerzos cortantes", ν que se define de la siguiente manera.

$$\nu = \frac{J_3}{\tau^3} \quad - (1)$$

En donde:

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma)(\sigma_2 - \sigma)(\sigma_3 - \sigma) \quad - (2)$$

y

$$\tau = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad - (3)$$

En las expresiones (2) y (3) que definen J_3 y τ (esfuerzo cortante octaédrico), σ_1 , σ_2 y σ_3 , son los esfuerzos principales de compresión mayor, intermedio y menor respectivamente; σ es el esfuerzo normal medio o esfuerzo normal octaédrico.

Si el esfuerzo principal intermedio σ_2 se expresa de la forma siguiente:

$$\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{n}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad - (4)$$

en donde n es una constante, $-1 \leq n \leq 1$, se demuestra que ν y n están relacionadas por la siguiente expresión:

$$\nu = - \frac{\sqrt{2} n(9 - n^2)}{2(3 + n^2)^{3/2}} \quad - (5)$$

ν vale cero cuando los esfuerzos cortantes están más concentrados ($n = 0$) y toma el valor de $-\sqrt{2}/2$ o $\sqrt{2}/2$, cuando los esfuerzos cortantes están mejor distribuidos -- ($n = 1$ y $n = -1$).

Cuando la trayectoria de esfuerzos es tal que ν permanece constante y las direcciones principales de esfuerzo no cambian, a dicha trayectoria se le llama trayectoria regular de esfuerzos; a las pruebas de laboratorio que siguen una trayectoria regular de esfuerzos, reciben el nombre de pruebas regulares de esfuerzo. En caso de que no se cumplan los anteriores requisitos, las trayectorias y/o las pruebas serán irregulares.

Conociendo las tres direcciones principales, el estado de esfuerzos queda ahora definido con el esfuerzo normal octaédrico σ , el esfuerzo cortante octaédrico τ y con el factor de distribución de esfuerzos ν .

De una manera semejante al desarrollo de los conceptos para el caso de los esfuerzos, se obtuvo el desarrollo de los diferentes conceptos en el caso de deformaciones, haciendo notar que la definición de deformación que se usó -- fué la de Hencky, ésto es:

$$\epsilon_H = \int_{l_0}^l \frac{dx}{x} \quad - \quad (6)$$

en donde l_0 y l son las longitudes inicial y final res

pectivamente del material que se prueba, x es la longitud - y ϵ_H es la deformación de Hencky.

En la teoría desarrollada en el segundo artículo, se refiere a la predicción de las presiones de poro en suelos homogéneos e isotropos que se encuentran saturados (ya sea para suelos normalmente consolidados o preconsolidados), cuando la trayectoria de esfuerzos es regular.

Se supone que la presión de poro que se desarrolla durante una prueba triaxial no drenada se debe a las siguientes tres causas: 1a. el incremento en la presión normal octaédrica que produce un incremento en la presión de poro de la misma magnitud; 2a. al debilitamiento que la estructura del suelo sufre debido a los esfuerzos cortantes que se generan en la prueba, de manera que una parte de la presión isotrópica de consolidación σ_c es tomada por la presión de poro. 3a. En suelos preconsolidados, la tercera causa se debe a -- que un incremento de esfuerzos cortantes afecta la estructura del suelo de manera tal que una parte de $\sigma_e - \sigma_c$ ¹ es liberada de la estructura del suelo y transferida a la presión del agua en forma de tensión.

Los incrementos en la presión de poro debido a las causas 2a. y 3a. son tales que en la falla dichos incrementos son respectivamente;

1 σ_c es la presión normal octaédrica equivalente de consolidación correspondiente a la relación de vacíos e y definida como la presión normal octaédrica para un punto en la rama virgen del diagrama de consolidación isotrópica con ordenada e .

$$\Delta U_2 = \alpha \sigma_c \quad - (7)$$

$$\Delta U_3 = \alpha_p (\sigma_e - \sigma_c)$$

donde $0 \leq \alpha \leq 1$, $0 \leq \alpha_p \leq 1$

A fin de tomar en cuenta la variación de la presión de poro durante el proceso de prueba, se supusieron las llamadas funciones de sensibilidad $\gamma \left(\frac{T}{T_f} \right)$ y $\gamma_p \left(\frac{T}{T_f} \right)$ respectivamente, de suerte que: $\gamma(0) = 0$, $\gamma(1) = 1$, $\gamma_p(0) = 0$ y $\gamma_p(1) = 1$

Se supuso que dichas funciones eran de la forma:

$$\gamma \left(\frac{T}{T_f} \right) = \left(\frac{T}{T_f} \right)^\beta \quad - (8)$$

en donde $\beta > 0$ es un parámetro que determina la curva específica de la familia de funciones de sensibilidad.

Las expresiones que se obtuvieron en la teoría de presión de poro son las siguientes:

Para suelos normalmente consolidados

$$\Delta U = \Delta \sigma + \alpha \sigma_c \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \quad - (9)$$

ya que en pruebas triaxiales se tiene que:

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad - \quad (10)$$

Para suelos preconsolidados

$$\Delta u = \Delta \sigma + \alpha \sigma_c \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta - \alpha_p (\sigma_e - \sigma_c) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^{\beta_p} \quad - (11)$$

Dividiendo las expresiones (9) y (11) entre σ_c se tiene:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} + \alpha \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \quad - \quad (12)$$

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} + \alpha \left| \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right| - \alpha_p \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - 1 \right) \left| \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right| \quad - (13)$$

Las dos últimas expresiones se aplicaron a las curvas - experimentales de la arcilla de Weald para el caso de pruebas no drenadas (volumen constante) y se determinaron los valores de las funciones de presión de poro α , α_p , β y β_p .

Siguiendo las ideas de los primeros artículos, el correspondiente a compresibilidad en suelos presenta una teoría para la determinación de los cambios volumétricos en los suelos sujetos a cambios de esfuerzos que siguen una trayectoria regular; se supone que los cambios de volumen se deben exclusivamente a las presiones de poro que se disipan durante la prueba, presiones que están dadas por las ecuaciones - (9) y (11).

Suponiendo que σ (presión isotrópica) es igual que σ_p (presión de preconsolidación), es decir, que se está en la rama virgen de la curva de consolidación, se propone la siguiente ley:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad - (14)$$

en donde V = volumen de la muestra de suelo

σ = presión normal octaédrica (presión isotrópica)

$d\sigma$ = incremento infinitesimal de la presión isotrópica

dV = el cambio infinitesimal de volumen correspondiente

γ = parámetro sin dimensiones

Integrando la ecuación (14) se obtiene:

$$V = V_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad - (15)$$

en donde V_0 y σ_0 son el volumen y la presión iniciales respectivamente.

La expresión se puede escribir también en la forma siguiente:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} - 1 \quad - (16)$$

ya que $\Delta V = V - V_0$

Para la rama de expansión de la curva de consolidación ($\sigma < \sigma_p$), se hacen las siguientes suposiciones

$$1a. \quad \frac{d\sigma_e}{\sigma_e} = \rho \frac{d\sigma}{\sigma} \quad - (17)$$

en donde σ_e = presión normal octaédrica equivalente y $\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma}$, siendo γ el coeficiente de compresibilidad y γ_p el coeficiente de expansibilidad. ($0 \leq \rho \leq 1$)

$$2a. \quad \frac{dV}{V} = \gamma \frac{d\sigma_e}{\sigma_e} \quad - (18)$$

Integrando la ecuación (17) se obtiene:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_{e0}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^\rho \quad - (19)$$

de la ecuación 18:

$$V = V_0 \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_{e0}} \right)^{-\gamma} \quad - (20)$$

llevando (19) a (20) se tendrá:

$$V = V_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\rho\gamma} = V_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma_p} \quad - (21)$$

Para suelos normalmente consolidados y debido a incrementos de σ se obtiene de las ecuaciones (9) y (16):

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left[\frac{\sigma_c + \Delta \sigma_c + \alpha (\sigma_c + \Delta \sigma_c) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta}{\sigma_c} \right]^{-\gamma} - 1 \quad (22)$$

Para suelos normalmente consolidados con decrementos de σ , de las ecuaciones (11) y (20) se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \frac{\sigma_c + \Delta \sigma_c + \alpha (\sigma_c + \Delta \sigma_c) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta}{\sigma_c} - \frac{\alpha_p \left[\sigma_e + \Delta \sigma_e - (\sigma_c + \Delta \sigma_c) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \right]^\rho}{\sigma_c} \right\}^{-\gamma} - 1 \quad (23)$$

La ecuación anterior se obtuvo tomando en cuenta el efecto de preconsolidación que se induce en la prueba al disminuir los esfuerzos isotrópicos, y que la ecuación (20) se puede poner en la forma:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_{e0}} \right)^{-\gamma} - 1 \quad (24)$$

Para el caso más general en suelos preconsolidados se tiene, de las ecuaciones (11) y (24), la expresión siguiente:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \frac{\sigma_{e0} + \Delta \sigma_e + \alpha (\sigma_{c0} + \Delta \sigma_c) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta}{\sigma_{e0}} \right\}^{-\gamma} - 1$$

$$\frac{-\alpha_p \left[\sigma_{eo} + \Delta\sigma_e - (\sigma_{co} + \Delta\sigma_{co}) \right] \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^{\beta_p}}{\sigma_{eo}} \Bigg\}^{-1} \quad (25)$$

Pero de la ecuación (19) se obtiene que:

$$\frac{\sigma_{eo} + \Delta\sigma_e}{\sigma_{eo}} = \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{\rho} \quad (26)$$

y como además:

$$\frac{\sigma_{co} + \Delta\sigma_c}{\sigma_{eo}} = \frac{\sigma_{co} + \Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \times \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} = \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right) \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \quad (27)$$

llevando (26) y (27) a (25) se obtiene finalmente que:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} \right)^{\rho} + \alpha \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} \right) \frac{\sigma_c}{\sigma_e} \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^{\beta} \right. \\ \left. - \alpha_p \left[\left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} \right)^{\rho} - \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} \right) \frac{\sigma_c}{\sigma_e} \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^{\beta_p} \right] \right\}^{-1} \quad (28)$$

Es importante hacer notar que en la teoría de compresibilidad se supone que no existe el efecto de histéresis, es decir que las curvas que muestran el cambio de volumen en pruebas triaxiales, deben ser tangentes a la curva virgen para el caso de muestras de suelos normalmente consolidados, cuando se prueban aumentando el esfuerzo σ , y tangentes a la curva de expansión para los demás casos de prueba triaxial cuando el valor de σ varía.

Los valores de α , α_p , β y β_p son determinados para los diferentes tipos de prueba tomando en cuenta los valores experimentales y se hace una comparación entre las curvas teóricas y experimentales para pruebas drenadas en arcillas de Weald.

Con el fin de mejorar las teorías antes expuestas, el Dr. Juárez Badillo propuso algunas modificaciones a sus teorías y el autor de la presente tesis colaboró en los cálculos necesarios para ver si dichas modificaciones mejoraban o no a las teorías originales. Un estudio sobre las funciones de sensibilidad en las teorías modificadas, que más adelante se expondrán, es el objeto del presente trabajo.

CAPITULO II

2.- Modificaciones introducidas por el Dr. Juárez Badillo - para unificar las teorías de presión de poro y compresibilidad.

Cuando el trabajo de la presente tesis se empezó a desarrollar, se pensó originalmente que mediante la separación de los efectos axiales y radiales se podría mejorar la teoría de compresibilidad original. Las expresiones que se obtuvieron en la falla, fueron del siguiente tipo, que es el caso de pruebas a compresión en suelos normalmente consolidados:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left[1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \alpha_c \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \right]^{-\frac{\delta}{3}}$$

$$\times \left[1 + \alpha_c \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \right]^{-\frac{2}{3}\delta} - 1 \quad - (29)$$

Para todos los demás casos de pruebas triaxiales, tanto para suelos normalmente consolidados como para suelos preconsolidados, se obtuvieron expresiones análogas. Se dibujaron puntos teóricos en las curvas de consolidación para cada prueba y se compararon con los experimentales reportados por Henkel (6). Como los resultados fueron negativos, se hizo una revisión de los puntos experimentales mediante gráficas en papel normal y semilogarítmico, a fin de ver si por efectos en los procedimientos de prueba, se tenían puntos que no siguieron una ley determinada (Ver Figs. 1, 2, 3 y 4). No

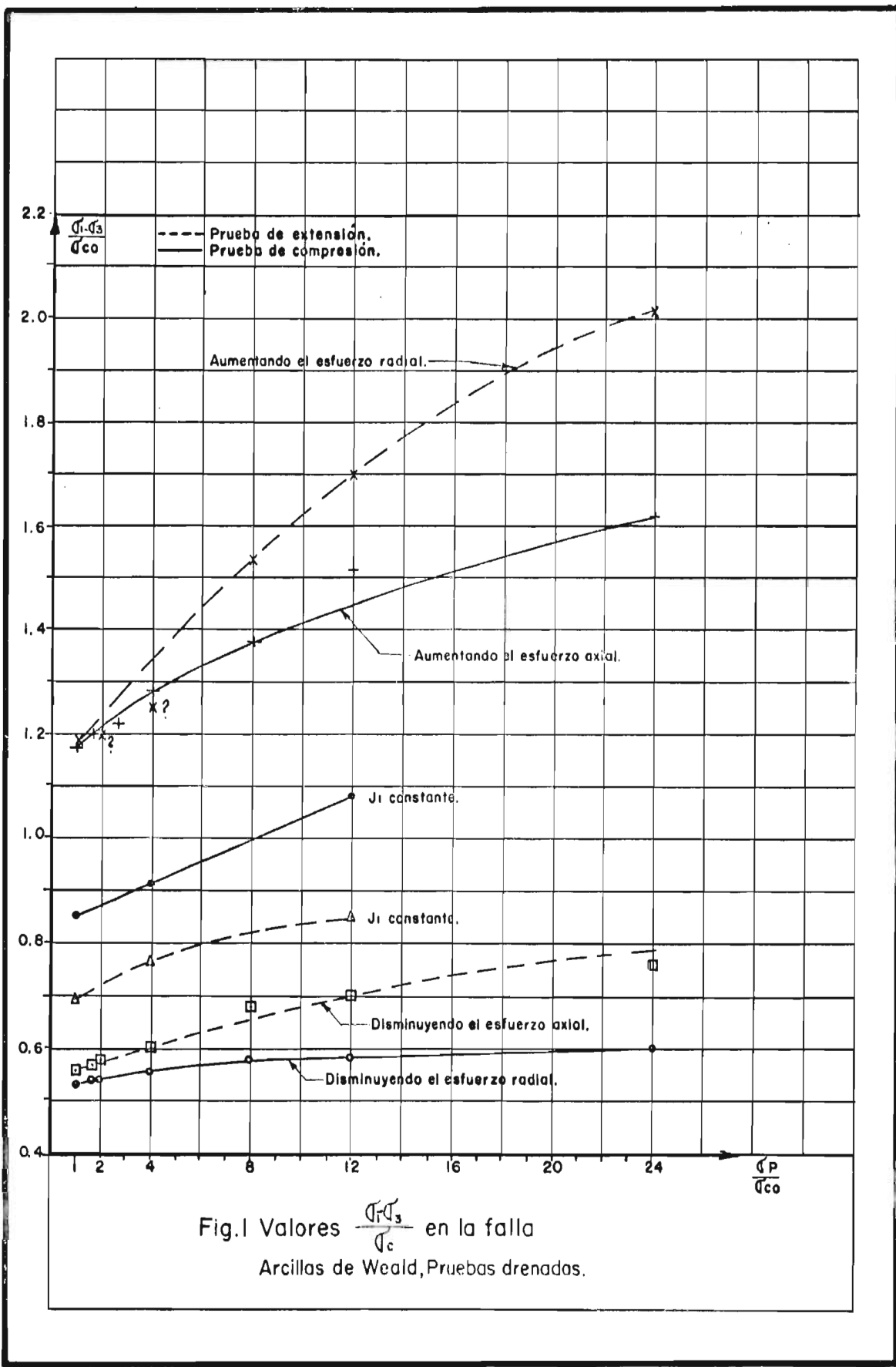
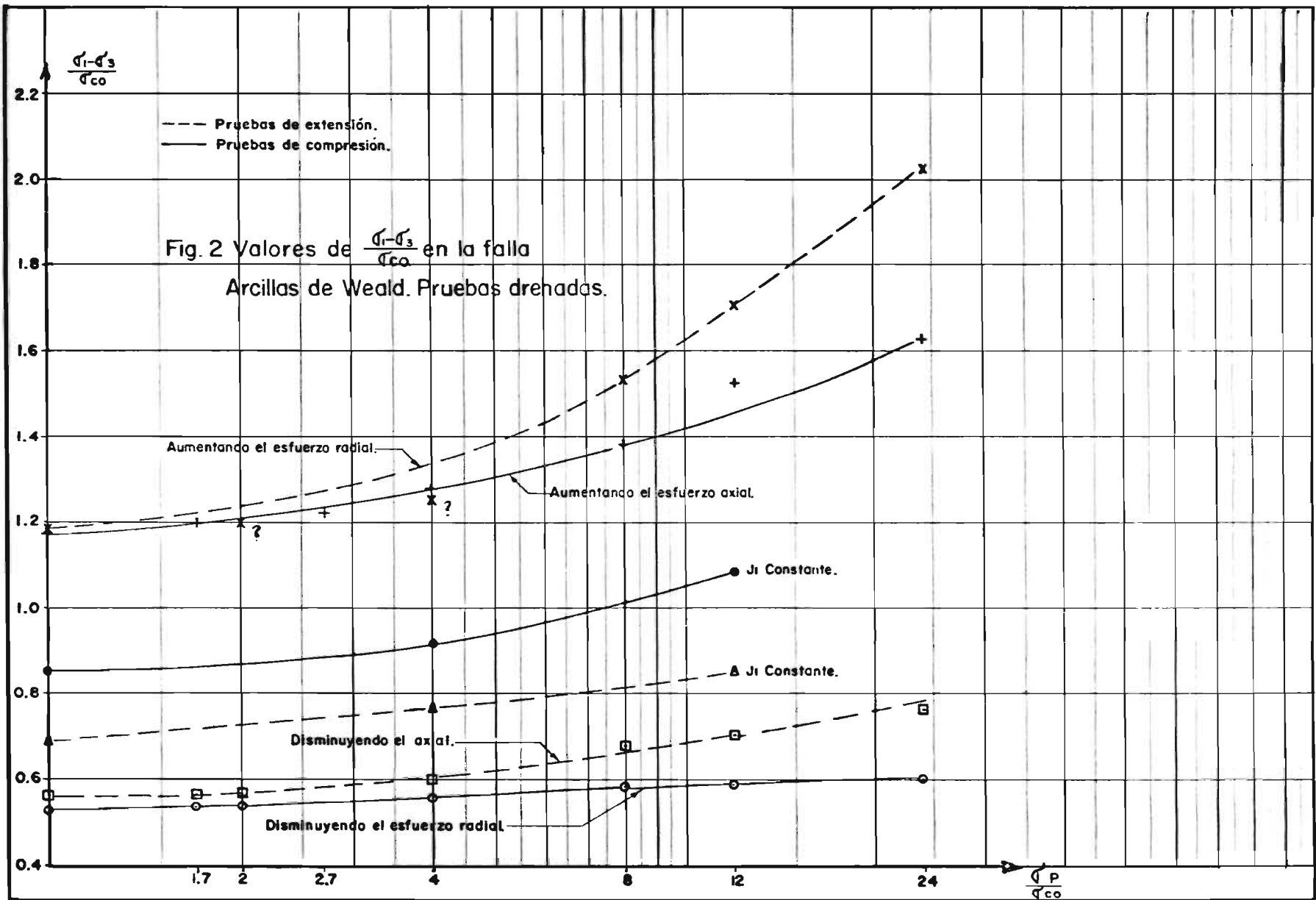
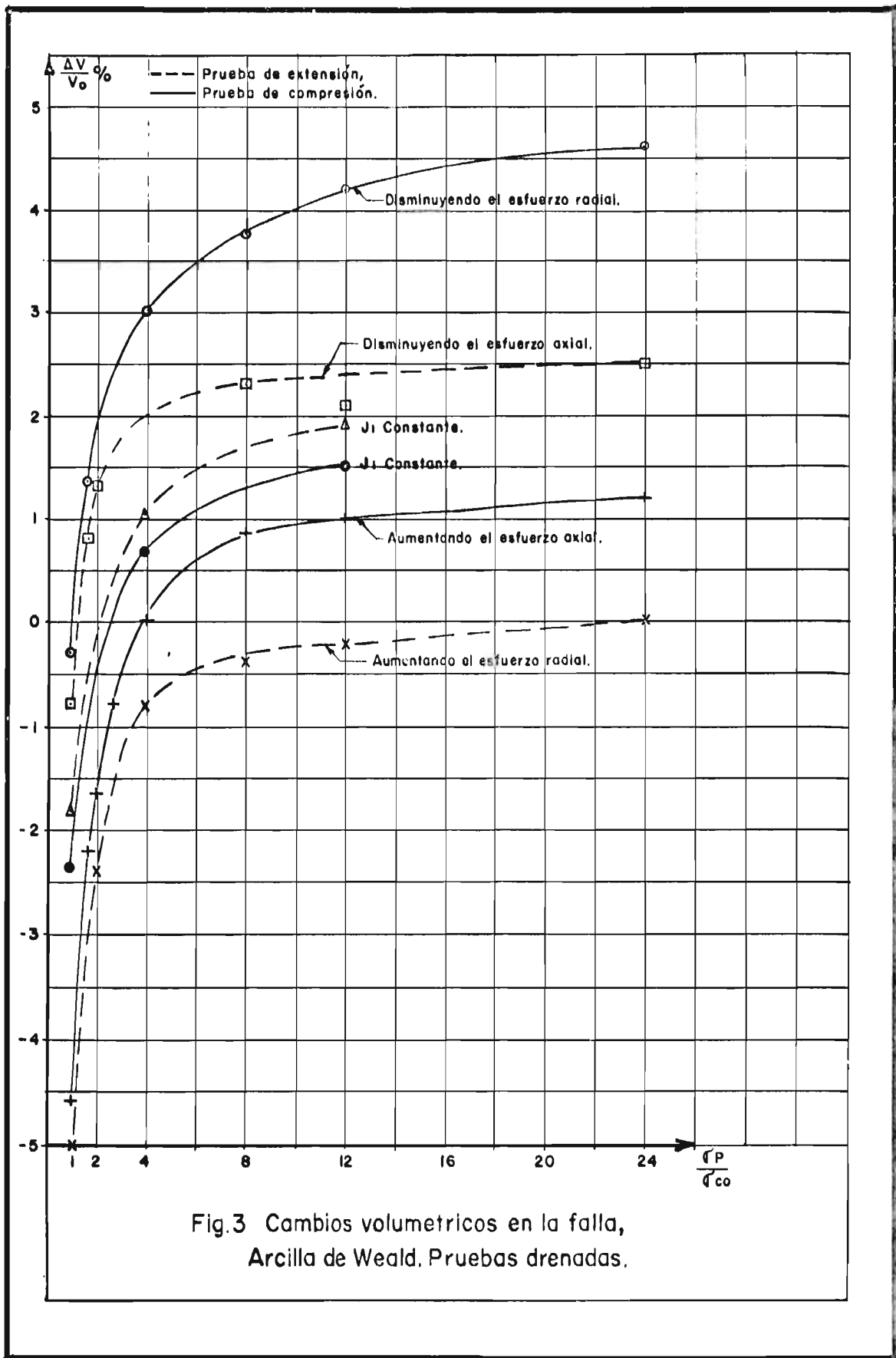
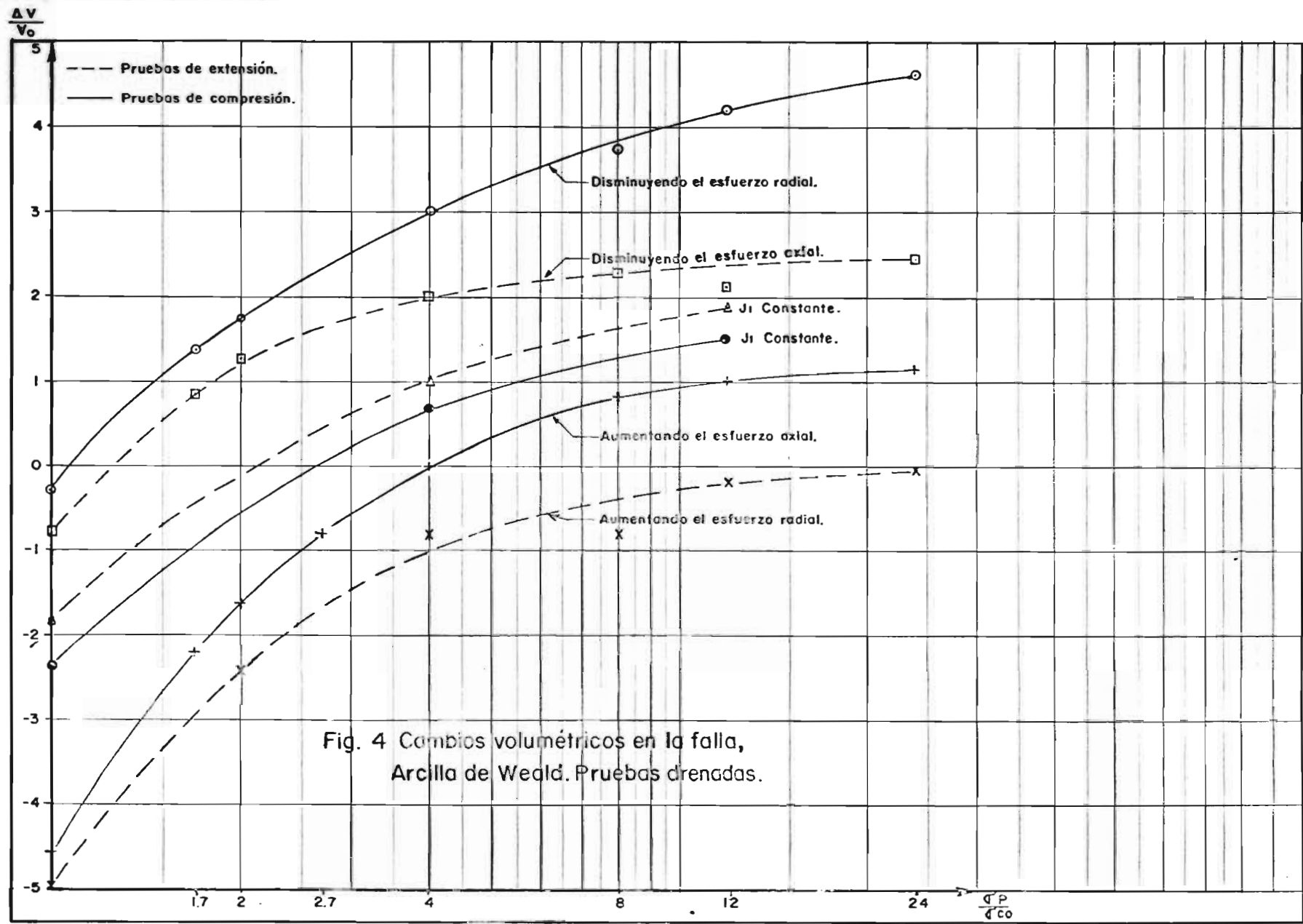


Fig.1 Valores $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$ en la falla
Arcillas de Weald, Pruebas drenadas.







obstante algunas correcciones que se hicieron en estos puntos experimentales, los resultados siguieron siendo negativos, por lo que esta teoría, llamada "Teoría II", fue abandonada. (Los valores corregidos aparecen en las Tablas I y II.)

Se pensó en una nueva modificación a la teoría original, pero sin abandonar la idea de separar los efectos de los esfuerzos axiales y los de los esfuerzos radiales.

Esta nueva teoría modificada llamada "Teoría III", consiste en separar los efectos antes mencionados, pero considerando los esfuerzos direccionales aplicados a la muestra durante la prueba, de manera que para el caso de una prueba de compresión, aumentando el esfuerzo axial, se tiene una expresión en la falla del siguiente tipo para suelos preconsolidados:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^{\rho} + \alpha_c \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) - \alpha_{pc} \left[\left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^{\rho} - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \right] \right\}^{-\frac{\gamma}{3}} \times \left\{ 1 + \alpha_c \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} - \alpha_{pc} \left(1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right) \right\}^{-\frac{2}{3}\gamma} - 1 \quad - (30)$$

Se calcularon los valores de α_c y α_{pc} correspondientes a pruebas de compresión; α_c se determinó con bajos grados de preconsolidación y α_{pc} con altos grados de preconsolidación¹. Con los valores de las α determinados, se obtuvieron los diferentes $\Delta V/V_0$ en la falla, correspondientes a los valores de $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$ para cada grado de preconsolidación. De --

1 Los valores de α_c y α_{pc} se determinaron de esa manera, debido a que α_c influye poco en altos grados de preconsolidación y mucho en muy bajos grados de preconsolidación; lo contrario sucede con α_{pc} .

igual manera se calcularon los conceptos anteriores para las pruebas de extensión. Se compararon los puntos teóricos con los experimentales y aunque se obtuvieron resultados mejores que los obtenidos con la Teoría II, no fueron satisfactorios. Se determinaron los valores de $\Delta V'_0$ correspondientes a los valores de $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$ para los diferentes grados de preconsolidación con la Teoría I (teoría original) y se hizo una comparación con los puntos experimentales y con los puntos de la Teoría III. Se observó que la Teoría III no mejoraba la Teoría I y sin embargo si era más complicada y los cálculos resultaban ser más laboriosos.

Mas adelante el Dr. Juárez Badillo observó que para suelos preconsolidados, se debería de tomar en cuenta el efecto de preconsolidación en el término que contiene el parámetro α_c , puesto que el mayor o menor debilitamiento de la estructura depende no sólo de los esfuerzos cortantes aplicados, sino también del menor o mayor grado de preconsolidación. Tomando en cuenta este efecto, la ecuación de presión de poro en la falla es, para suelos preconsolidados, la siguiente:

$$\Delta U = \Delta \sigma + \alpha_c \sigma_c \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_e} \right) - \alpha_{pc} (\sigma_e - \sigma_c) \quad - (31)$$

Para pruebas no drenadas resultó que $\alpha_c \neq \alpha_{pc}$, por lo que la ecuación (31) se puede escribir en la siguiente forma:

$$\Delta U = \Delta \sigma - \alpha \left[\sigma_e - \sigma_c + \sigma_c \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_e} \right) \right] \quad - (32)$$

$$\text{o sea: } \frac{\Delta U}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} - \alpha \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1 \right) \quad - (33)$$

Aplicando el mismo criterio en las Teorías I y III de compresibilidad en suelos, se modificaron las fórmulas correspondientes y se calcularon nuevamente los valores de α_c y α_e para suelos normalmente consolidados en todas las pruebas de compresión y extensión, así como los valores α_{pc} y α_{pe} para suelos preconsolidados¹. Se notó que los valores de α_c , α_e , α_{pc} y α_{pe} eran muy parecidos y prácticamente iguales a 0.35, valor que resultó ser el mismo que el obtenido en pruebas no drenadas. Este resultado fué muy halagador, ya que de antemano se había pensado, tratando de entender el comportamiento del suelo, que los valores de α y α_p debieran ser los mismos; esto es lógico si se piensa que la estructura del suelo es única.

Teniendo los valores de α y α_p fijos, se determinaron los cambios volumétricos en la falla según las Teorías I y III para todas las pruebas de extensión y compresión, tanto en suelos normalmente consolidados como en suelos preconsolidados; los resultados se encuentran resumidos en las Tablas III y IV. Las figuras 5 y 6 muestran gráficamente en papel normal, los resultados obtenidos aplicando estas dos teorías y la comparación con los puntos experimentales de la arcilla Weald. La figura 7 muestra en papel semilogarítmico, una comparación entre ambas teorías y los datos experimentales. Esta última gráfica se dibujó con el fin de poder apreciar mejor mediante la distorsión que

1. Los valores de α y α_p se obtuvieron con los datos experimentales de $\Delta V/V_0$ y σ'_c/σ'_e en la falla corregidos. Dichos datos se obtuvieron con la ayuda de las figuras 1, 2, 3 y 4 y están resumidos en las Tablas I y II.

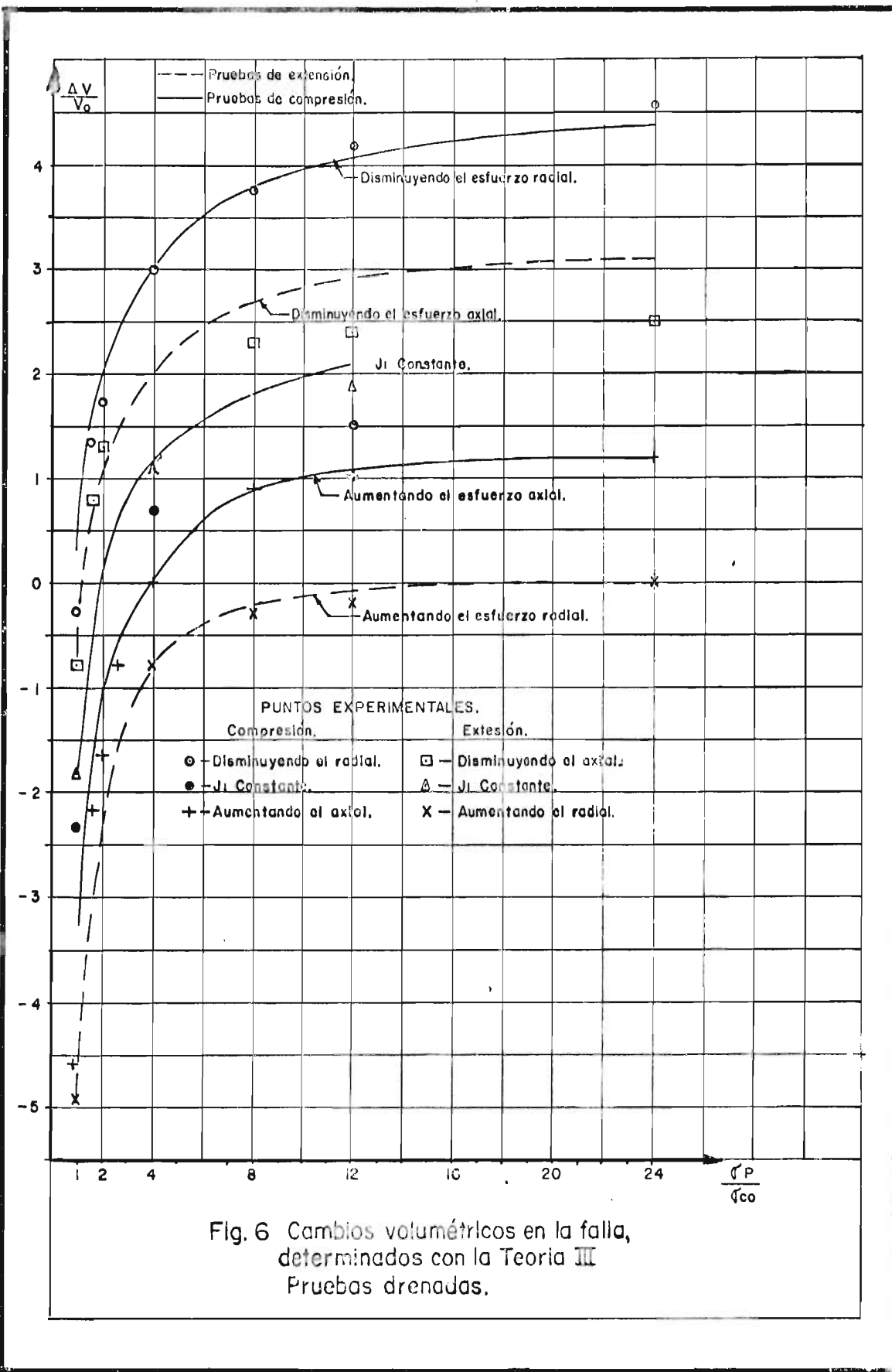
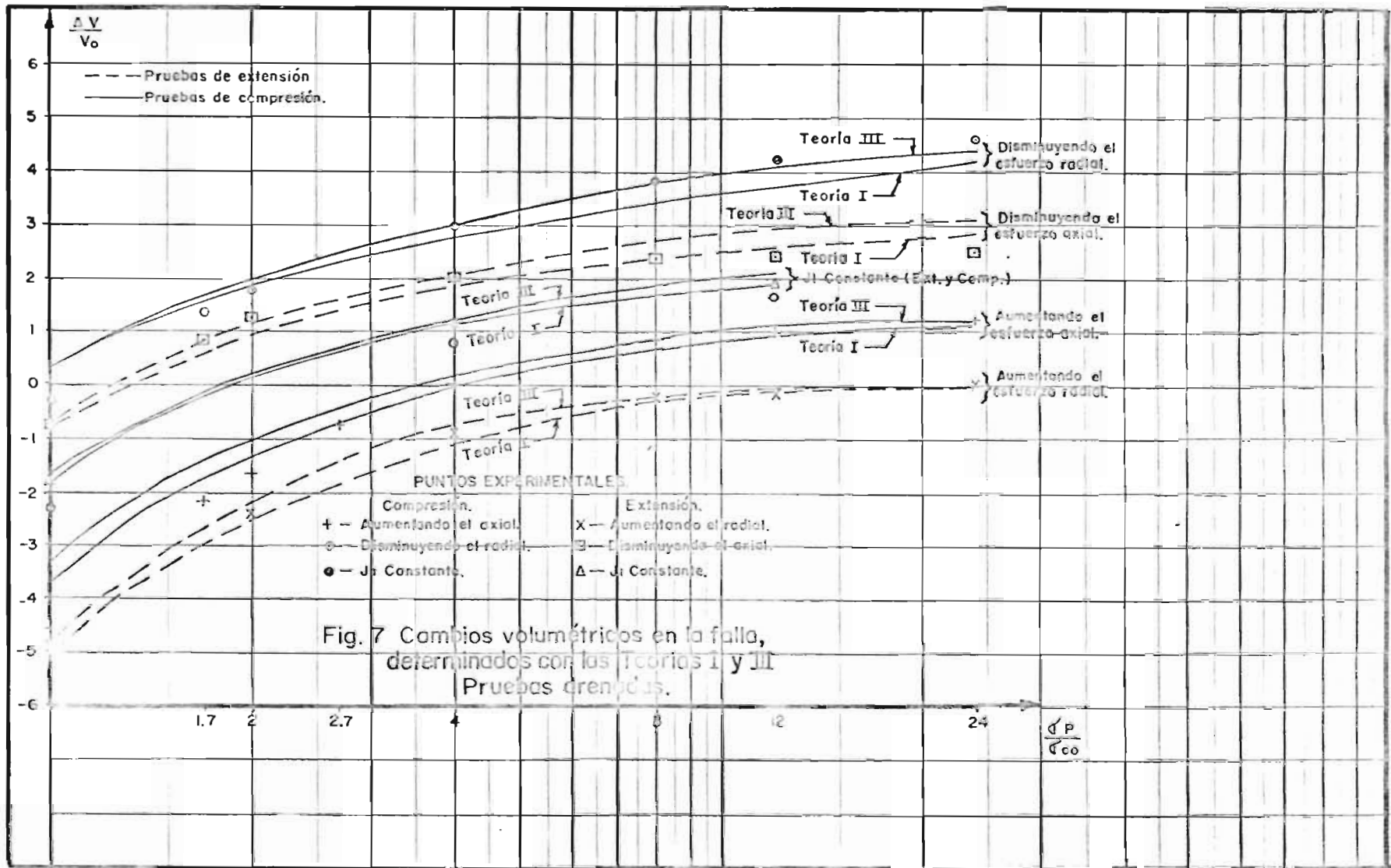


Fig. 6 Cambios volumétricos en la falla, determinados con la Teoría III Pruebas drenadas.



implica el papel semilogarítmico, los resultados antes obtenidos en escala normal, y poder visualizar todos los datos antes mencionados en conjunto.

Las fórmulas utilizadas para obtener los cambios volumétricos en la falla, según las Teorías I y III con las modificaciones correspondientes, son las siguientes:

TEORIA I

Pruebas de Compresión

1) Aumentando el esfuerzo axial

a) Suelos normalmente consolidados

De la ecuación (22) se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left[1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \alpha \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \right]^{-\lambda} - 1 \quad - (34)$$

ya que $\frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_c} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$ según esta teoría y

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = 1 \quad \text{en la falla}$$

b) Suelos Preconsolidados.

Tomando en cuenta la ecuación (32) en la ecuación (24)

y puesto que:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{eo}} \frac{\sigma_c}{\sigma_e} = \frac{\sigma_c^2}{\sigma_e \sigma_{eo}} = \frac{\sigma_c^2}{\sigma_{eo}^2 \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{eo}} \right)^\rho} = \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_e} \right)^2 \frac{\left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{eo}} \right)^2}{\left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{eo}} \right)^\rho} \quad - (35)$$

Se tiene para suelos preconsolidados:

PRUEBAS DE COMPRESION

	$\frac{\sigma_p}{\sigma_c}$	1	1.7	2	2.7	4	8	12	24
Aumentando el esfuerzo axial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	1.17	1.19	1.20	1.23	1.27	1.37	1.45	1.62
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-4.60	-2.20	-1.67	-0.30	0.00	0.85	1.00	1.20
Disminuyendo el esfuerzo radial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.53	0.535	0.54	-	0.56	0.575	0.58	0.60
	$\frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}$	-0.02	-0.03	-0.03	-	0.07	-0.10	-0.13	-0.17
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-0.30	1.35	1.75	-	3.00	3.8	4.20	4.60
σ_1 constante	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.85	-	-	-	0.91	-	1.08	-
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-2.35	-	-	-	0.68	-	1.50	-

TABLA I

CAMBIOS VOLUMETRICOS Y RESISTENCIAS EN ARCILLAS DE WEALD
(VALORES EXPERIMENTALES YA CORREGIDOS)

PRUEBAS DE EXTENSION

Aumentando el esfuer- zo radial	$\frac{\sigma_p}{\sigma_c}$	1	1.7	2	2.7	4	8	12	24
	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	1.18	-	1.24	-	1.34	1.53	1.70	2.02
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-4.95	-	-2.40	-	-0.90	-0.30	-0.20	0.00
Disminuyen do el es- fuerzo axial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.56	0.57	0.58	-	0.61	0.67	0.70	0.77
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-0.60	0.80	1.25	-	2.00	2.30	2.4	2.50
	J ₁ constante	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.69	-	-	-	0.765	-	0.85
$\frac{\Delta V}{V_0} \%$		-1.85	-	-	-	1.05	-	1.90	-

TABLA II

CAMBIOS VOLUMETRICOS Y RESISTENCIAS EN ARCILLAS DE WEALD
(VALORES EXPERIMENTALES YA CORREGIDOS)

TEORIA I

TIPO DE PRUEBA	$\frac{\sigma_p}{\sigma_c}$	1	1.7	2	2.7	4	8	12	24
Aumentando el esfuerzo axial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	1.17	1.19	1.2	1.23	1.27	1.37	1.45	1.62
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-3.7	-1.7	-1.3	-0.7	0	0.7	0.9	1.1
Disminuyendo el esfuerzo radial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.53	0.535	0.54	-	0.56	0.575	0.58	0.60
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	0.3	1.6	1.85	-	2.7	3.4	3.7	4.2
J_1 cte. compresión	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.85	-	-	-	0.91	-	1.08	-
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-1.8	-	-	-	1.15	-	1.9	-
Aumentando el esfuerzo radial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	1.18	-	1.24	-	1.34	1.53	1.70	2.02
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-5.14	-	-2.48	-	-1.1	-0.3	-0.15	0.0
Disminuyendo el esfuerzo axial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.56	0.57	0.58	-	0.61	0.67	0.70	0.77
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-0.78	+0.60	0.90	-	1.85	2.3	2.55	2.80
J_1 cte. extensión	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.69	-	-	-	0.765	-	0.85	-
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-1.8	-	-	-	1.15	-	1.9	-

TABLA III
RESISTENCIAS Y CAMBIOS VOLUMETRICOS TEORICOS

TEORIA III

TIPO DE PRUEBA	$\frac{\sigma_p}{\sigma_c}$	1	1.7	2	2.7	4	8	12	24
Aumentando el esfuerzo axial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	1.17	-	-	1.23	1.27	1.37	1.45	1.62
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-3.3	-	-	-0.4	0.1	0.9	1.1	1.2
Disminuyendo el esfuerzo radial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.53	0.535	0.54	-	0.56	0.575	0.58	0.60
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	0.3	1.8	2	-	3	3.8	4.1	4.4
J ₁ cte. compresión	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.85	-	-	-	0.91	-	1.08	-
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	1.7	-	-	-	1.2	-	2.1	-
Aumentando el esfuerzo radial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	1.18	-	-	-	1.34	1.53	1.7	2.02
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-4.9	-	-	-	-0.7	-0.2	-0.1	0
Disminuyendo el esfuerzo axial	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.56	0.57	0.58	-	0.61	0.67	0.70	0.77
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-0.7	0.8	1.15	-	2.0	2.7	2.9	3.1
J ₁ cte. extensión.	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$	0.69	-	-	-	0.765	-	0.85	-
	$\frac{\Delta V}{V_0} \%$	-1.70	-	-	-	1.20	-	2.10	-

TABLA IV

RESISTENCIAS Y CAMBIOS VOLUMETRICOS TEORICOS

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right)^2 \frac{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^2}{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho} - \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \right] \right\}^{-\delta} - 1 \quad - (36)$$

II) Disminuyendo el esfuerzo radial.

De la misma manera como se obtuvieron las fórmulas de cambios volumétricos cuando el esfuerzo axial es aumentado, se obtienen las fórmulas para todos los casos que siguen.

Para el caso de disminuir el esfuerzo radial, se debe tomar en cuenta el incremento $\frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}$ que Henkel reporta en las pruebas realizadas con arcillas de Weald. Dicho incremento, que resultó siempre negativo (ver tabla I), es una corrección que Henkel hace para tomar en cuenta el efecto del papel filtro utilizado en este tipo de pruebas para acelerar el drenaje lateral.

a) Suelos normalmente consolidados:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right)^\rho + \alpha \left[\frac{\left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right)^2}{\left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right)^\rho} - \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right)^\rho + \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right) \right] \right\}^{-\delta} - 1 \quad - (37)$$

b) Suelos preconsolidados:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right)^2 \frac{\left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right)^2}{\left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right)^\rho} - \right. \right. \\ \left. \left. - \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right)^\rho - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c} \right) \right] \right\}^{-\delta} - 1 \quad - (38)$$

III J_1 constante.

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = (1 + \alpha)^{-\delta} - 1 \quad - (39)$$

b) Suelos preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ 1 + \alpha \left| \left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right)^2 - 1 + \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right| \right\}^{-\delta} - 1 \quad - (40)$$

Pruebas de Extensión

I Aumentando el esfuerzo radial

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left[1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \alpha \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \right]^{-\delta} - 1 \quad - (41)$$

b) Suelos preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right)^2 \frac{\left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^2}{\left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho} - \right. \right. \\ \left. \left. \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho + \left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right) \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \right] \right\}^{-\delta} - 1 \quad - (42)$$

II Disminuyendo el esfuerzo axial

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \alpha \left[\frac{\left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho}} - \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\delta} - 1 \quad - (43)$$

b) Suelos preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \alpha \left[\frac{(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}})^2 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho}} - \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) + \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\delta} - 1 \quad - (44)$$

Es conveniente hacer notar que cuando se disminuyen los esfuerzos, aún cuando se trata de suelos normalmente consolidados, se induce un efecto de preconsolidación. Esta es la razón por la cual en las fórmulas de cambios volumétricos para suelos normalmente consolidados en este tipo de pruebas (disminuyendo el esfuerzo radial y disminuyendo el axial), el término que contiene α sea también afectado por el cociente $\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}$.

III J_1 constante.

Las fórmulas de cambios volumétricos para este tipo -

de prueba son las mismas para pruebas de extensión y compresión, ya que el incremento promedio de esfuerzos vale cero. De manera que para suelos normalmente consolidados la fórmula correspondiente es la ecuación No. 39, y para suelos preconsolidados es la ecuación No. 40.

TEORIA III

En forma similar a como se obtuvieron las fórmulas de cambios volumétricos en la falla con la Teoría I, se obtuvieron dichas fórmulas de acuerdo con el criterio de la Teoría III.

PRUEBAS DE COMPRESION

I Aumentando el esfuerzo axial

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left[\left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) (1 + \alpha) \right]^{-\frac{\gamma}{3}} \left[1 + \alpha \right]^{-\frac{2}{3}\gamma} - 1 \quad - (45)$$

b) Suelos preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \right)^2 \frac{\left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^2}{\left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho} - \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \right] \right\}^{-\frac{\gamma}{3}} \times$$

$$\left\{ 1 + \alpha_c \left[\left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \right)^2 - 1 + \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \right] \right\}^{-\frac{2}{3}\gamma} - 1 \quad - (46)$$

II Disminuyendo el esfuerzo radial.

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho + \alpha \left[\frac{\left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho} - \left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho + \left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{\gamma}{3}} \times$$

$$\left\{ \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho + \alpha \left[\frac{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho} - \right. \right.$$

$$\left. \left. - \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho + \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{2}{3}\gamma} - 1 \quad - (47)$$

b) Suelos preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right)^2 \frac{\left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho} - \left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho + \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right) \left(1 + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{\gamma}{3}} \times$$

$$\left\{ \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right)^2 \frac{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho} - \right. \right.$$

$$\left. \left. - \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right)^\rho + \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right) \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{2}{3}\gamma} - 1 \quad - (48)$$

III J, constante.

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) (1 + \alpha) \right\}^{-\frac{\gamma}{3}} \left\{ \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \alpha \left[\frac{\left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho} - \right. \right.$$

$$\left. \left. - \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{2}{3}\gamma} - 1 \quad - (49)$$

b) Suelos preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right)^2 \frac{\left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho} - \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right]^{-\frac{\delta}{3}} \times$$

$$\times \left[\left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right)^2 \frac{\left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho} - \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right]^{-\frac{2}{3} \delta} - 1 \quad (50)$$

Pruebas de extensión

I Aumentando el esfuerzo radial.

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left[1 + \alpha \right]^{-\frac{\delta}{3}} \left[\left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) + \alpha \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right]^{-\frac{2}{3} \delta} - 1 \quad (51)$$

b) Suelos preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right)^2 - 1 + \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \right\}^{-\frac{\delta}{3}} \times$$

$$\left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)^\rho + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right)^2 \frac{\left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho} - \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \left(1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right]^{-\frac{2}{3} \delta} - 1 \quad (52)$$

II Disminuyendo el esfuerzo axial

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \alpha \left[\frac{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho} - \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^\rho + \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{\delta}{3}} \left\{ 1 + \alpha \right\}^{-\frac{2}{3} \delta} - 1 \quad (53)$$

b) Suelos Preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right)^2 \frac{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho}} - \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right) \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{1}{3} \delta} \times$$

$$\times \left\{ 1 + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right)^2 - 1 + \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right] \right\}^{-\frac{2}{3} \delta} - 1 \quad - (54)$$

III J_1 constante

a) Suelos normalmente consolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \alpha \left[\frac{\left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho}} - \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{\delta}{3} \times}$$

$$\times \left\{ \left[\left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) (1 + \alpha) \right] \right\}^{-\frac{2}{3} \delta} - 1 \quad - (55)$$

b) Suelos preconsolidados

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right)^2 \frac{\left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho}} - \right.$$

$$\left. - \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{\delta}{3} \times}$$

$$\times \left\{ \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \alpha \left[\left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right)^2 \frac{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^2}{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho}} - \right.$$

$$\left. - \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)^{\rho} + \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right) \right] \right\}^{-\frac{2}{3} \delta} - 1 \quad - (56)$$

De la ecuación (17) se puede obtener la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c} \right)^{\rho-1} \quad - (57)$$

en donde $\frac{\sigma_p}{\sigma_c}$ es el grado o relación de preconsolidación que tiene un suelo. Se determinaron los valores teóricos y experimentales de $\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$ para los diferentes grados de preconsolidación. Dichos valores se encuentran resumidos en la Tabla V, en donde se puede observar que prácticamente son iguales - (6). Las curvas teóricas de cambios volumétricos se determinaron utilizando los valores experimentales de $\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$, con objeto de al compararlas con las curvas experimentales en la arcilla de Weald, el valor de $\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$ fuera el mismo.

$\frac{\sigma_p}{\sigma_c}$	Teórico	Experimental
1	1	1
1.7	0.70	0.67
2	0.63	0.60
2.7	0.52	0.49
4	0.40	0.37
3	0.25	0.24
12	0.19	0.19
24	0.12	0.14

TABLA V (Ref. 6)

VALORES TEORICOS Y EXPERIMENTALES DE $\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$ PARA DIFERENTES GRADOS DE PRECONSOLIDACION.

Los puntos experimentales de falla en las gráficas de cambios volumétricos para arcillas de Weald (que más adelante se muestran), fueron determinados en los extremos de las curvas, sin embargo se puede ver en ellas, sobre todo para altos grados de preconsolidación, que los puntos en la falla pueden determinarse dentro de un cierto rango de la curva en donde ésta es prácticamente vertical (ver Fig. 11). - Habrá muchos puntos experimentales de falla que si se consideran no en los extremos, sino un poco más abajo de ellos, se acercarán más a los puntos determinados teóricamente - - (ver Figs. 5, 6 y 7).

CAPITULO III

3.- Análisis de las Funciones de Sensitividad en las TeoríasI y III.

Como los resultados de aplicar las Teorías I y III para el cálculo de cambios volumétricos en la falla fueron igualmente satisfactorios, fue necesario aplicar dichas Teorías - a través del proceso de falla, es decir, determinar los puntos teóricos a lo largo de las curvas de cambios volumétricos. Estos puntos fueron determinados suponiendo dos funciones de sensitividad; la primera de ellas fue la considerada en las referencias (3) y (4) y que está dada por la ecuación (8), con la diferencia de que ahora el exponente β se considera como una constante que depende del material que se está estudiando.

La segunda función de sensitividad supuesta es la siguiente: (Sugerida también por el Dr. Juárez Badillo.)

$$Y \left[\frac{\tau}{\sigma_e} \right] = \left[\frac{\tau}{(\tau)_f} \right]^\beta \quad - (58)$$

en donde se cumple que:

$$Y(0) = 0$$

$$Y(1) = 1$$

y β es la misma constante a la que se refiere la primera función de sensitividad supuesta.

En pruebas triaxiales la ecuación (55) se puede escribir de la siguiente forma:

$$Y = \left[\frac{\tau}{\sigma_e} \right]^\theta = \left\{ \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f} \left[1 + \frac{(\Delta\sigma)_f}{\sigma_{co}} \right]^\theta \right\}^\theta \quad - (59)$$

Aplicando las ecuaciones (58) y (59) en las fórmulas para cambios volumétricos correspondientes a las Teorías I y III, tendremos las fórmulas con las que se pueden obtener los puntos teóricos a lo largo de las curvas que indican los cambios volumétricos, desde que se inicia la prueba hasta que se obtiene la falla.

Como resulta inútil escribir todas las fórmulas de cambios volumétricos durante el proceso de falla, teniendo las fórmulas escritas para el caso de la falla, basta poner una de ellas a manera de ilustración.

Sea por ejemplo la fórmula correspondiente a la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial, en suelos normalmente consolidados y según la Teoría I [ver ecuación (34)].

a) con la función $\left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\theta$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ 1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \alpha \left[1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right] \left[\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right)_f} \right]^\theta \right\}^\theta - 1 \quad - (60)$$

b) con la función $\left[\frac{\tau}{\left(\frac{\tau}{\sigma_e} \right)_f} \right]^\beta$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ 1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} + \alpha \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} \right) \left[\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \right)_f} \left(\frac{1 + \left| \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{c0}} \right|_f}{1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{c0}}} \right)^\rho \right]^\beta \right\}^{-\gamma} \quad (61)$$

Todas las demás ecuaciones de las Teorías I y III se determinaron de manera semejante.

Con el objeto de analizar las funciones de sensibilidad, y de determinar cual de las dos teorías propuestas daba mejores resultados, se determinaron puntos teóricos de las curvas de cambios volumétricos, aplicando todas las ecuaciones correspondientes a las pruebas de compresión y extensión según las Teorías I y III.

Los coeficientes α , ρ y γ que se utilizaron en la obtención de los puntos teóricos, fueron los correspondientes a la arcilla de Weald, a fin de poder comparar posteriormente los valores teóricos con los experimentales. El valor de α se obtuvo de la aplicación de las fórmulas de cambios volumétricos en la falla, para valores de $\frac{\Delta V}{V_0}$ y $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$ dados por las curvas experimentales; el coeficiente α resultó ser en todos los casos cercano a 0.35, por lo que se fijó dicha cantidad como valor de α . Los valores de γ y ρ se obtuvieron de la aplicación de las fórmulas (15) y (21) a los datos de la arcilla de Weald [ver referencia (6)]; dichos valores son:

$$\gamma = 0.060 \quad \text{y} \quad \rho = \frac{1}{3}.$$

Mediante un estudio previo de las gráficas experimentales, se pudo ver que el valor de ρ andaba entre 2 y 3, por lo que todos los puntos teóricos se calcularon para ambos valores, con el objeto de saber cual de ellos debería ser el definitivo.

Los cálculos correspondientes a la Teoría I, parte fueron determinados por la computadora electrónica de la Secretaría de Obras Públicas, y parte por el autor de esta Tesis con la ayuda de la gráfica de la Fig.(8). Ref. (6).

Los cálculos correspondientes a la Teoría III se realizaron con la ayuda de la Fig. (9), en donde se obtienen los valores de $Z^{-\frac{\delta}{3}}$ y $Z^{-\frac{2}{3}\delta}$ ($\delta = 0.060$).

Todos los valores de los puntos teóricos determinados con las ecuaciones de las Teorías I y III se tabularon y se dibujaron en las gráficas que aparecen en el Capítulo siguiente.

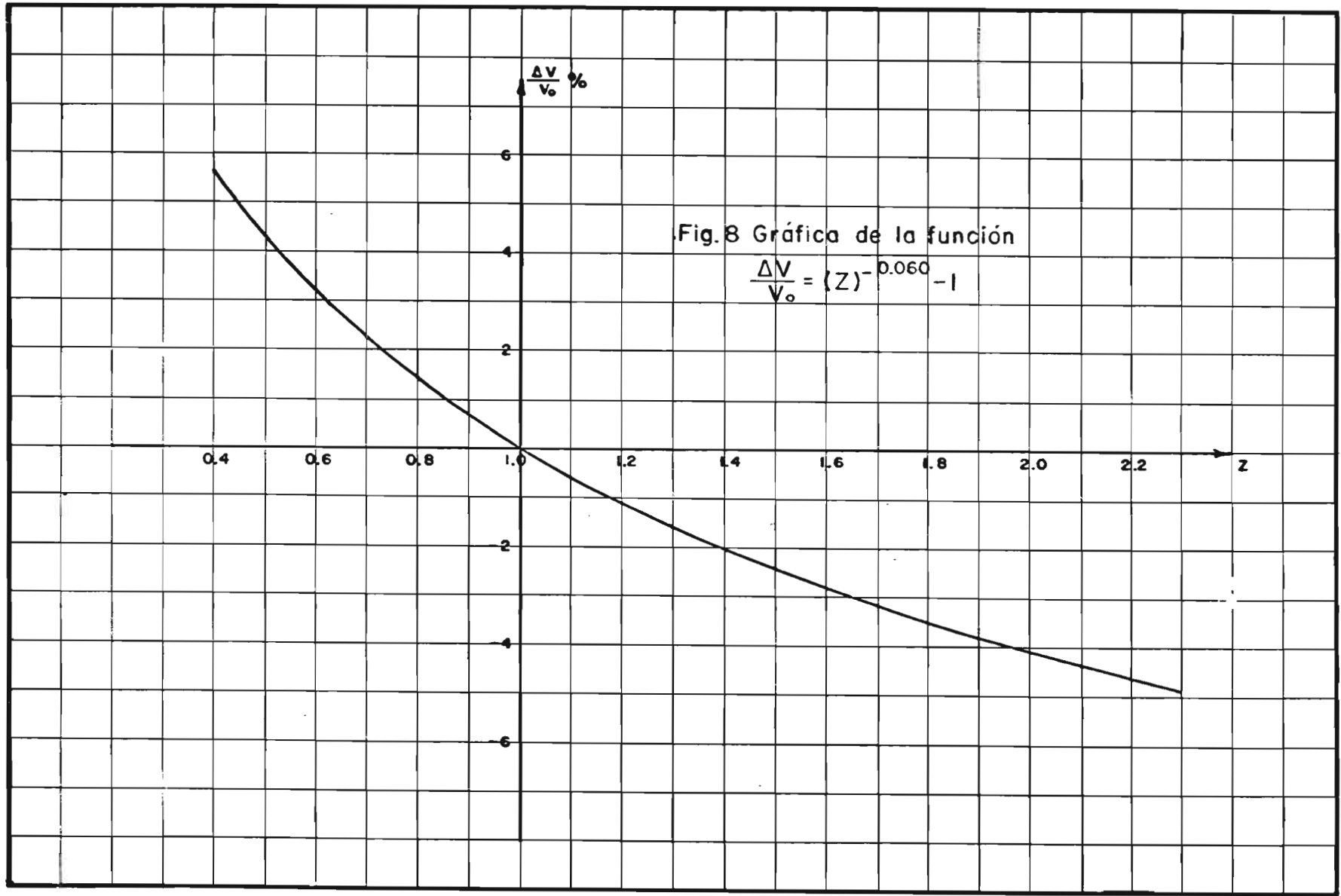


Fig. 8 Gráfica de la función

$$\frac{\Delta V}{V_0} = (Z)^{-0.060} - 1$$

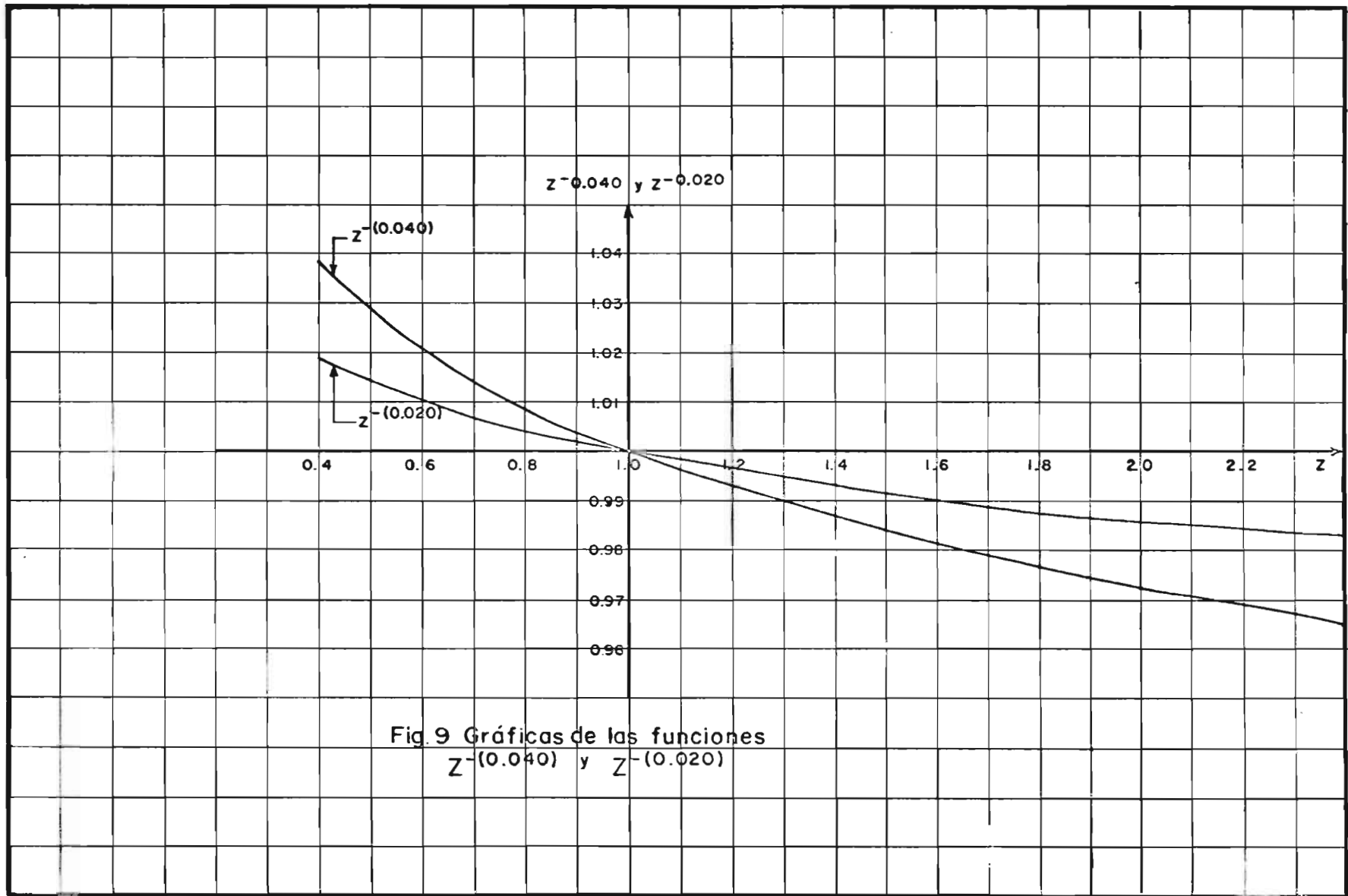


Fig. 9 Gráficas de las funciones $z^{-0.040}$ y $z^{-0.020}$

CAPITULO IV

COMPARACION DE LAS CURVAS TEORICAS CON LAS EXPERIMENTALES.

Con el fin de visualizar mejor la aprximación o el alejamiento de los puntos determinados teóricamente (según las ecuaciones correspondientes a las Teorías I y III), respecto a las curvas experimentales de cambios volumétricos en las arcillas de Weald¹, los valores tabulados fueron dibujados en las gráficas de las figuras que se muestran más adelante. Las curvas teóricas que aparecen en las gráficas de las figuras 10 a 19, corresponden a los determinados con la Teoría I, y las curvas teóricas de las figuras 20 a 29 se determinaron con la Teoría III. (En dichas figuras el σ se refiere a σ_e).

Analizando estas gráficas, se puede ver cual Teoría y con que función de sensibilidad es la que más se aproxima a los datos experimentales. Aunque todos los puntos teóricos están relativamente cerca de la curva experimental, parece ser que los puntos dados por la Teoría I, con la función de sensibilidad $\gamma = \left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^\beta$ y para $\beta = 3$, son los que en general se acercan más a las curvas experimentales. Como además la Teoría I con la función de sensibilidad $\left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^\beta$ es más simple y más fácil de aplicar, el autor de la tesis considera que las ideas que ella encierra, se acercan más al comportamiento real de los suelos.

1 Las curvas originales fueron proporcionadas por Henkel al Dr. Juárez Badillo, quien a su vez proporcionó unas copias al autor de la tesis.

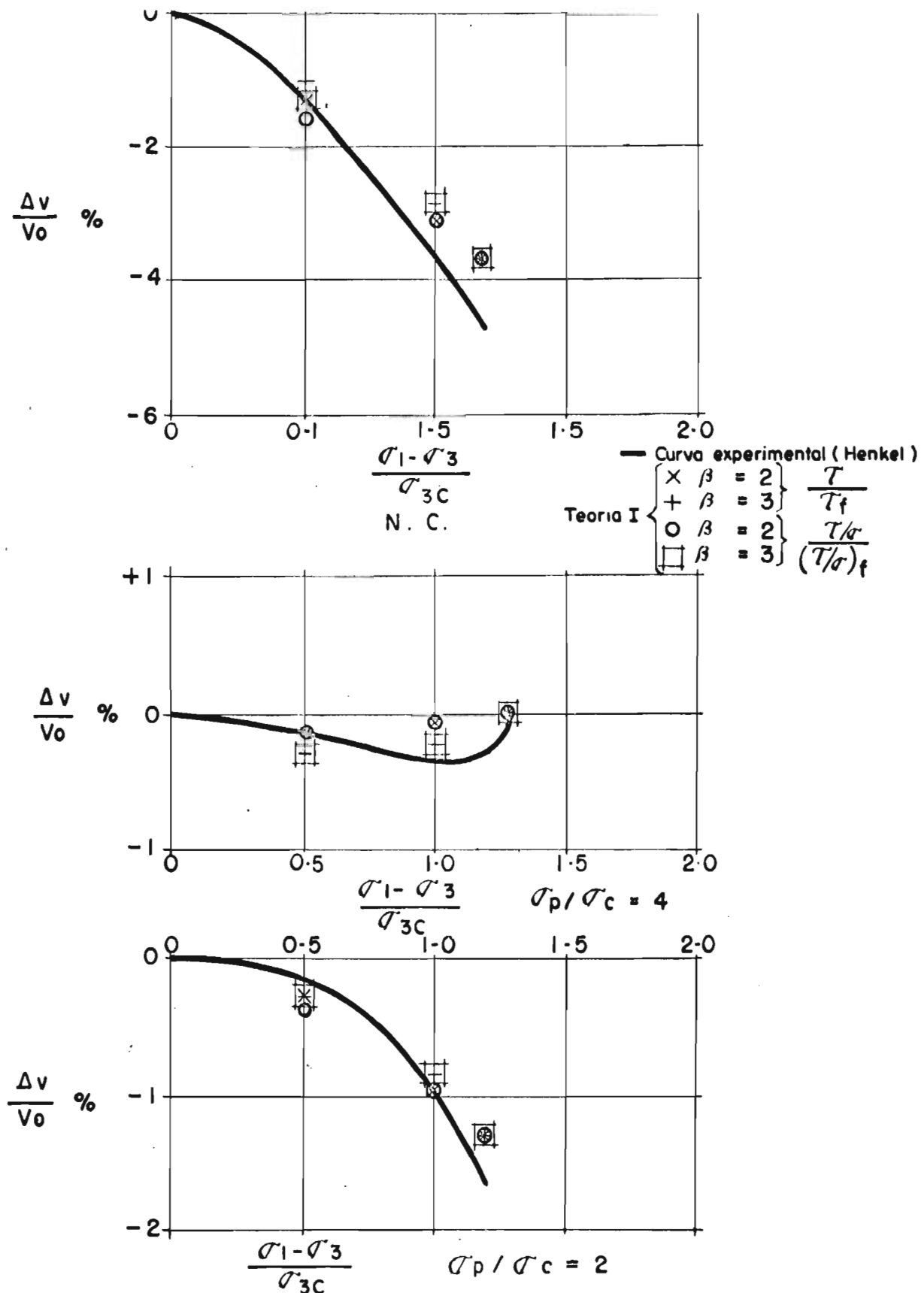
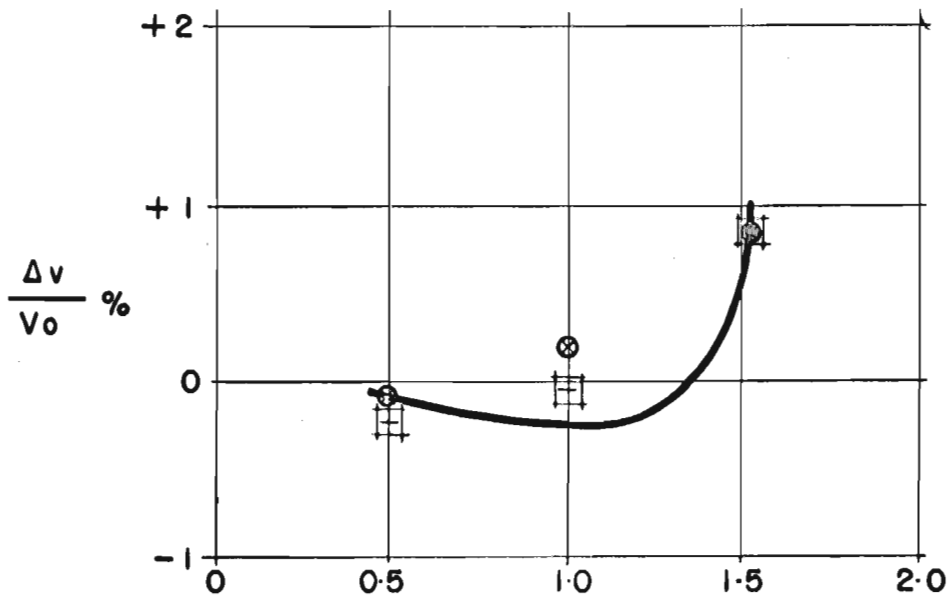


FIG. 10 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
 AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL
 ABSCISA DE WEAIRD

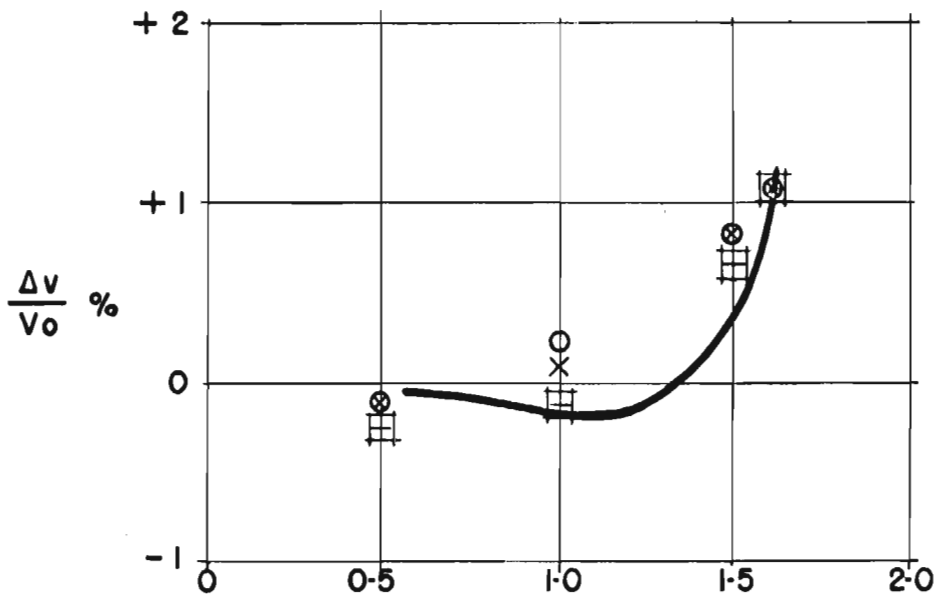


$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{3c}}$$

$$\sigma_p / \sigma_c = 12$$

— Curva experimental (Henkel)

- $\times \beta = 2 \left. \vphantom{\begin{matrix} \times \\ + \\ o \\ \square \end{matrix}} \right\} \frac{\tau}{\tau_f}$
- $+ \beta = 3 \left. \vphantom{\begin{matrix} \times \\ + \\ o \\ \square \end{matrix}} \right\} \frac{\tau}{\tau_f}$
- $o \beta = 2 \left. \vphantom{\begin{matrix} \times \\ + \\ o \\ \square \end{matrix}} \right\} \frac{\tau}{\sigma}$
- $\square \beta = 3 \left. \vphantom{\begin{matrix} \times \\ + \\ o \\ \square \end{matrix}} \right\} (\frac{\tau}{\sigma})_f$



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{3c}}$$

$$\sigma_p / \sigma_c = 24$$

Teoría I

FIG. II PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL
ARCHIVA DE WEALD

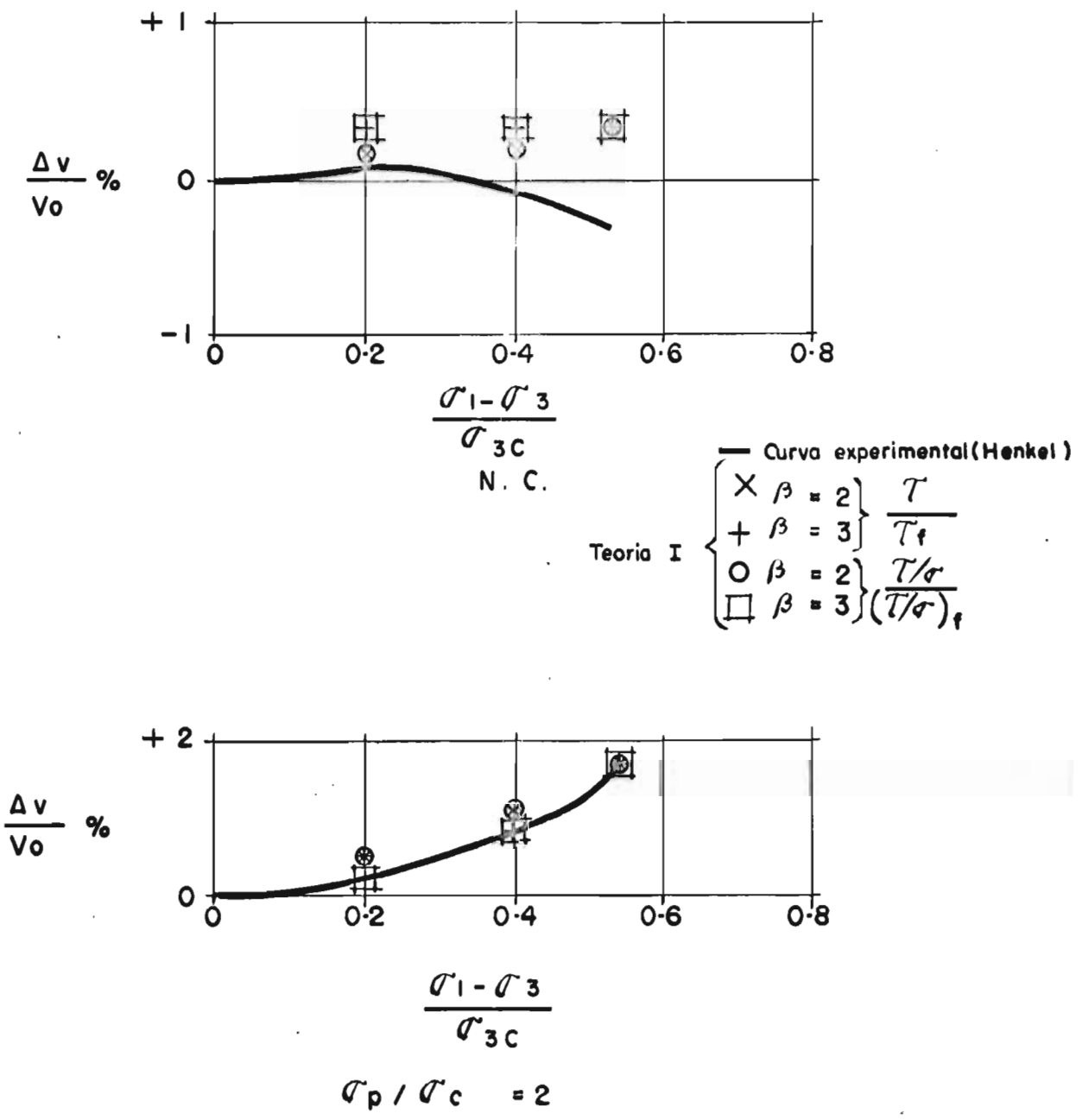


FIG. 12 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
 DISMINUYENDO EL ESFUERZO RADIAL
 ARCHA DE WEAID

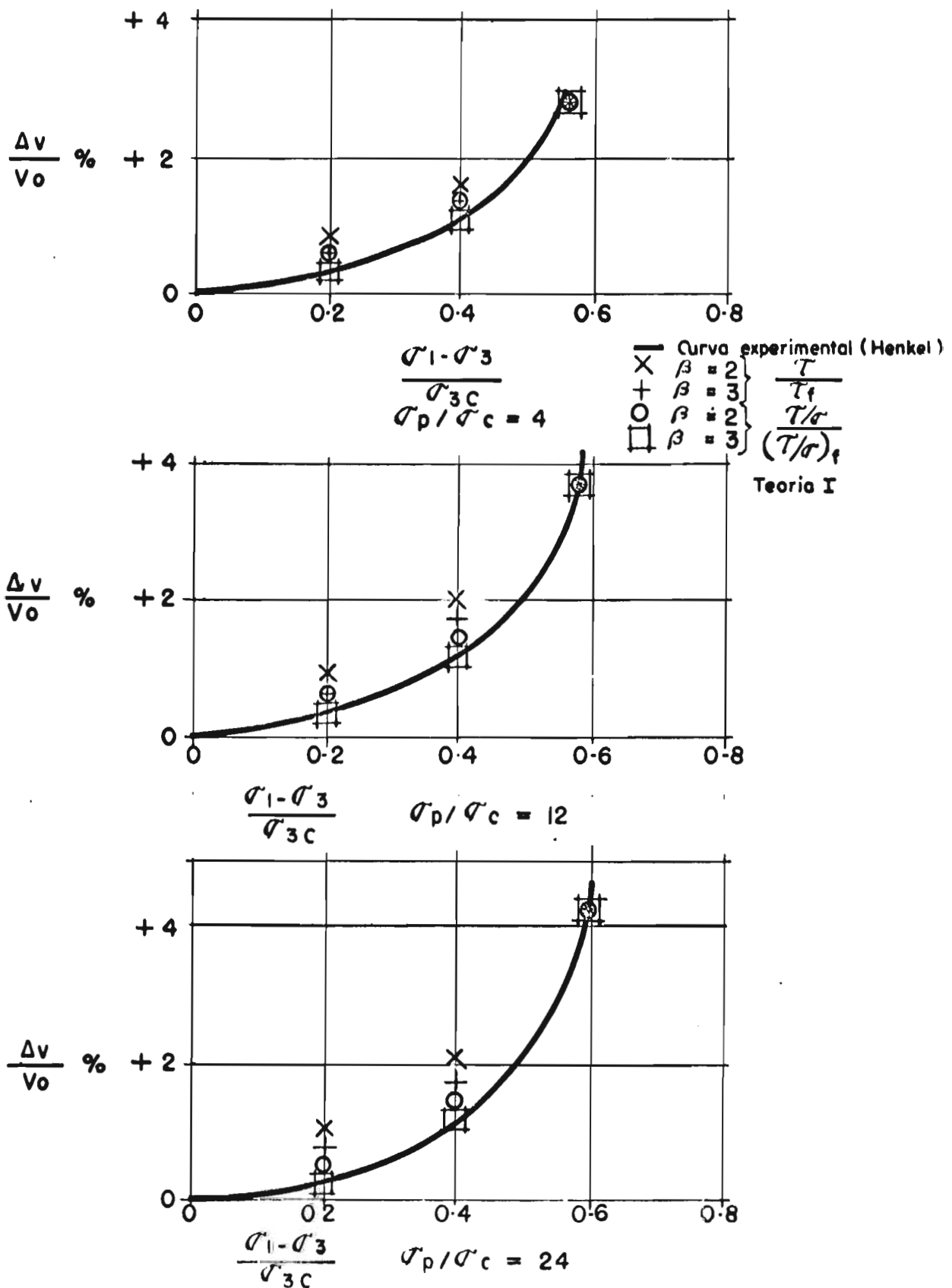
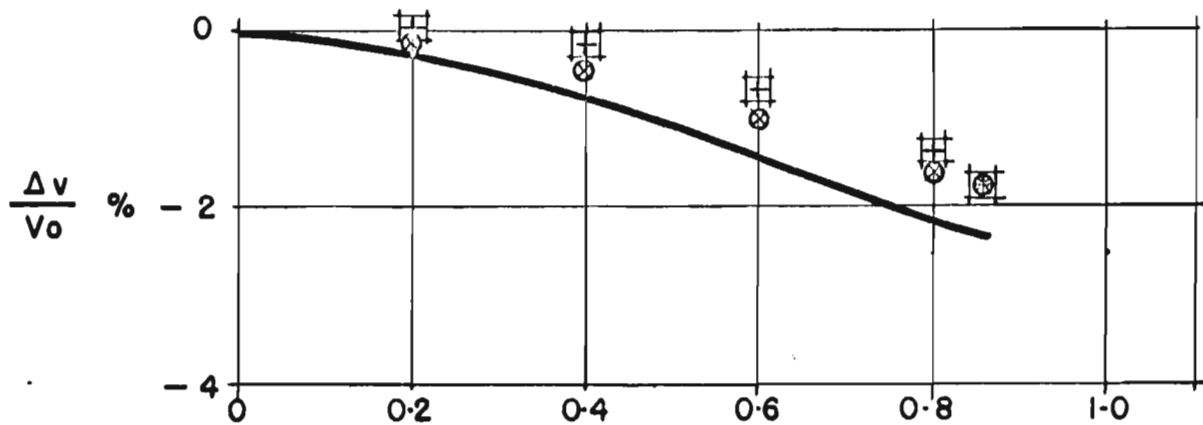


FIG. 13 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
DISMINUYENDO EL ESFUERZO RADIAL
ARCILLA DE WFAID



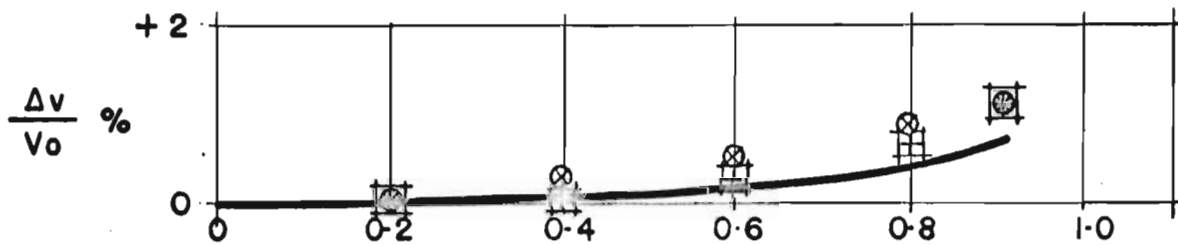
$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{3c}}$$

N. C.

— Curva experimental (Henkel)

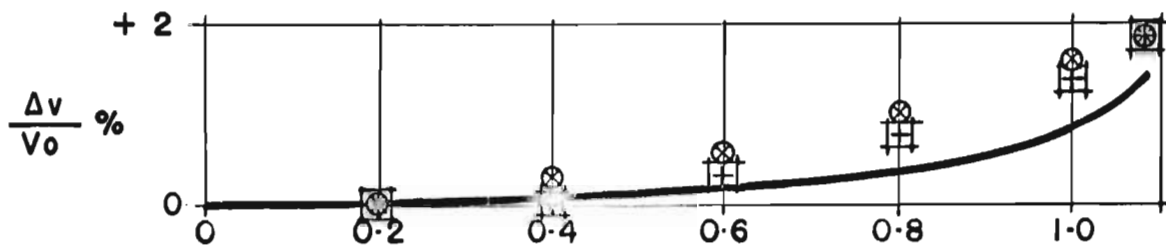
Teoria I

×	β = 2	$\frac{\tau}{\tau_1}$
+	β = 3	
○	β = 2	$\frac{\tau/\sigma}{(\tau/\sigma)_1}$
□	β = 3	



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{3c}}$$

$\sigma_p / \sigma_c = 4$



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{3c}}$$

$\sigma_p / \sigma_c = 12$

FIG. 14 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
 JI CONSTANTE
 ARCILLA DE WEAIRD

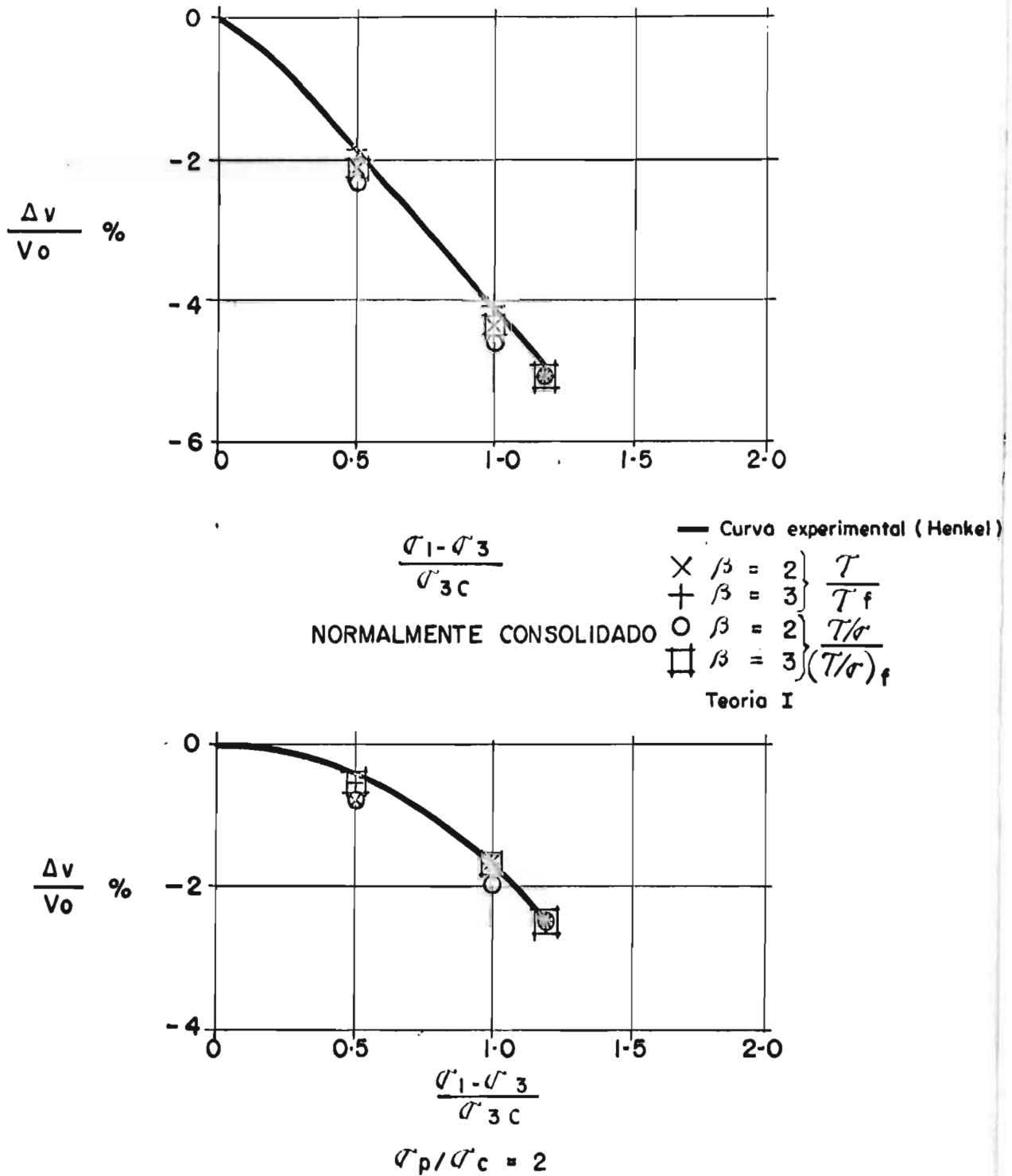


FIG. 15 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
 AUMENTANDO EL ESFUERZO RADIAL
 ARCILLA DE WEALD

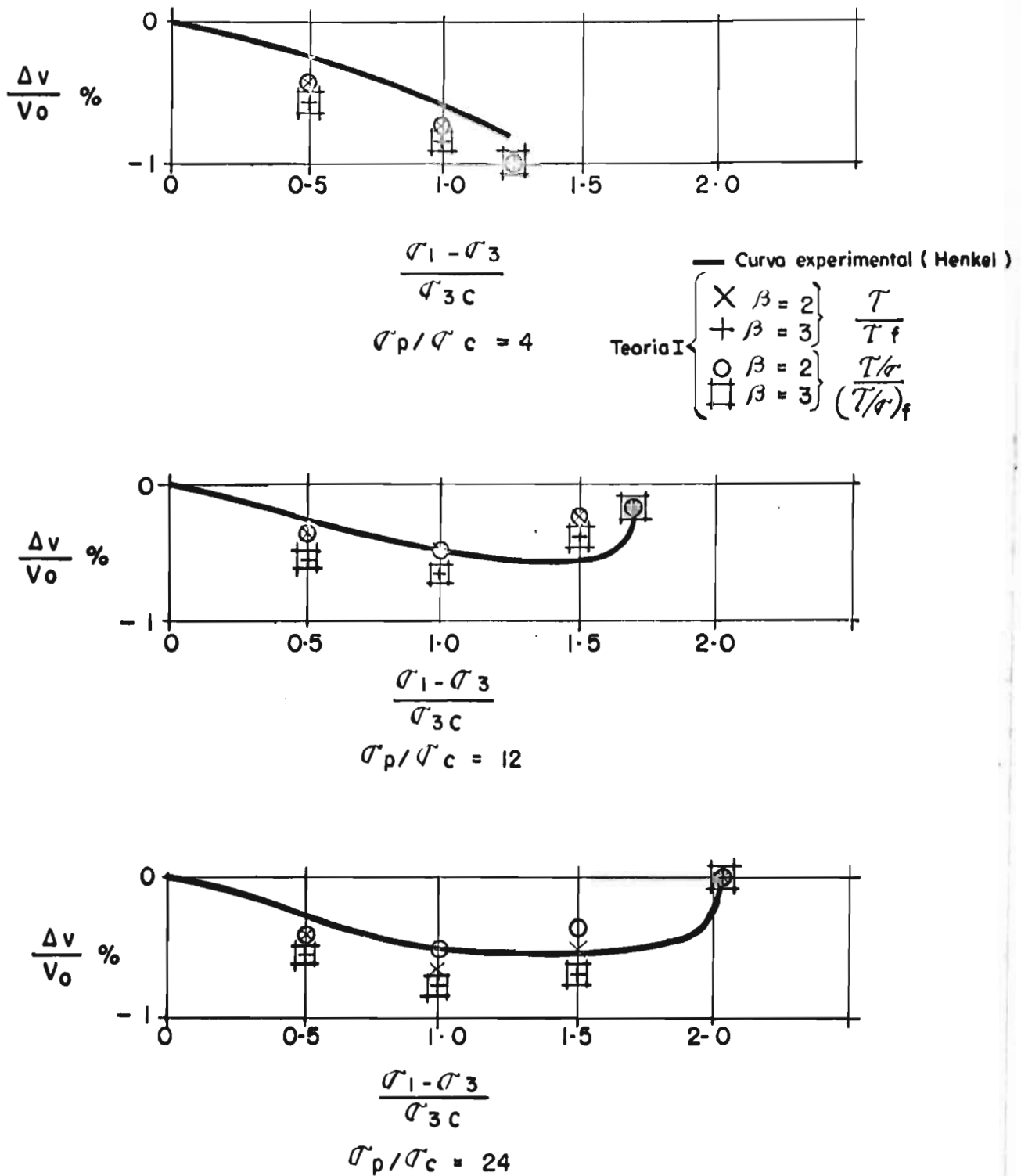


FIG. 16 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
 AUMENTANDO EL ESFUERZO RADIAL
 ARCILLA DE WEALD

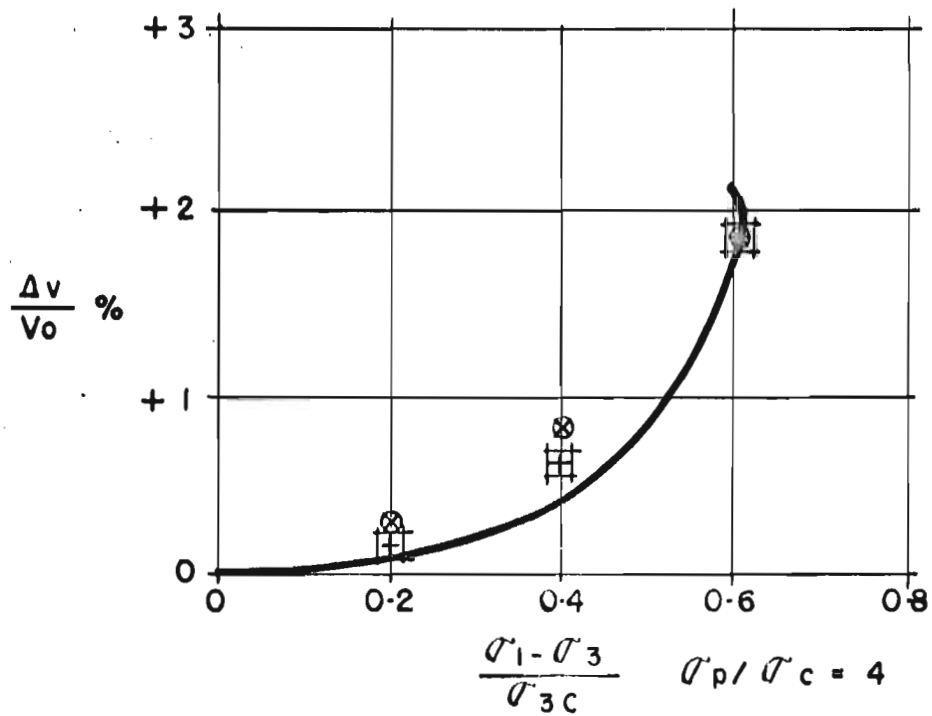
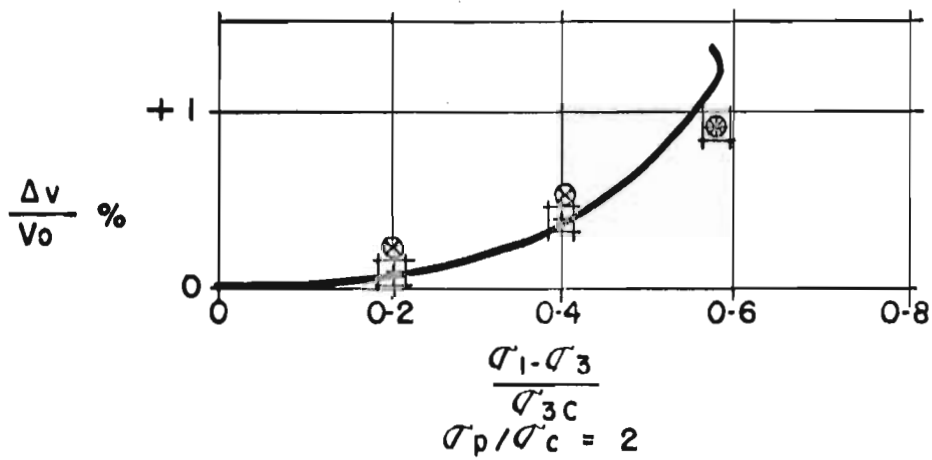
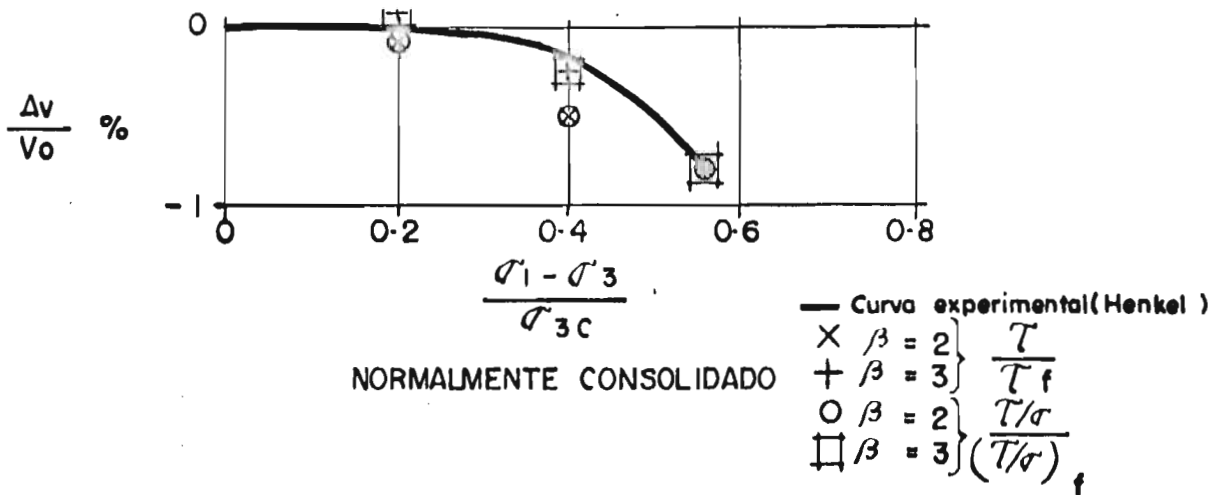


FIG. 17 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
 DISMINUYENDO EL ESFUERZO AXIAL
 ARCILLA DE WEALD

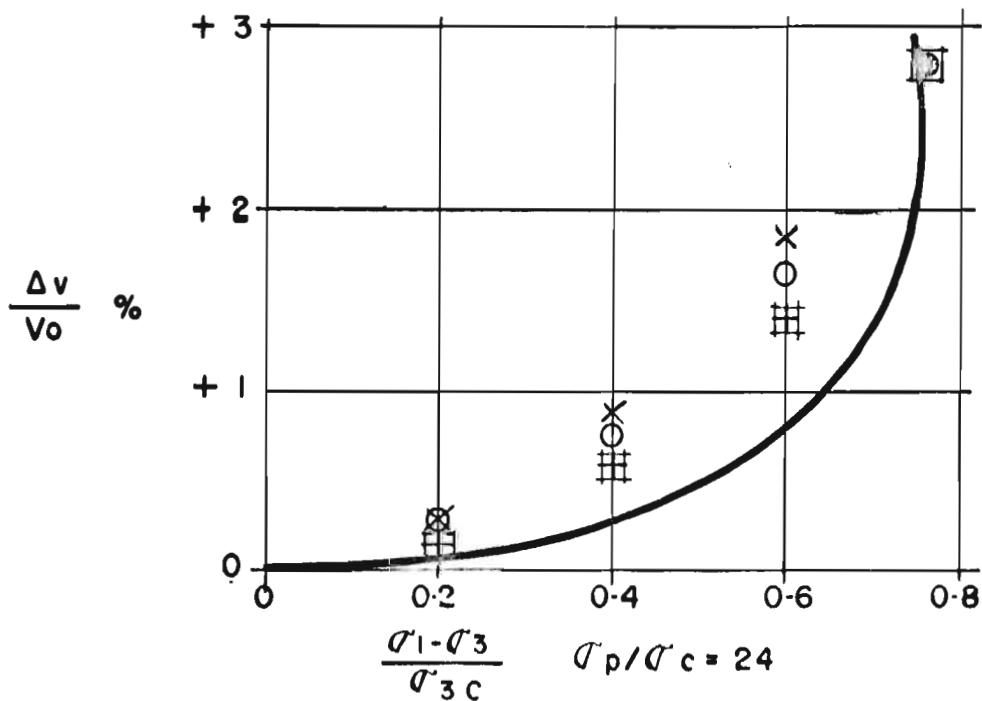
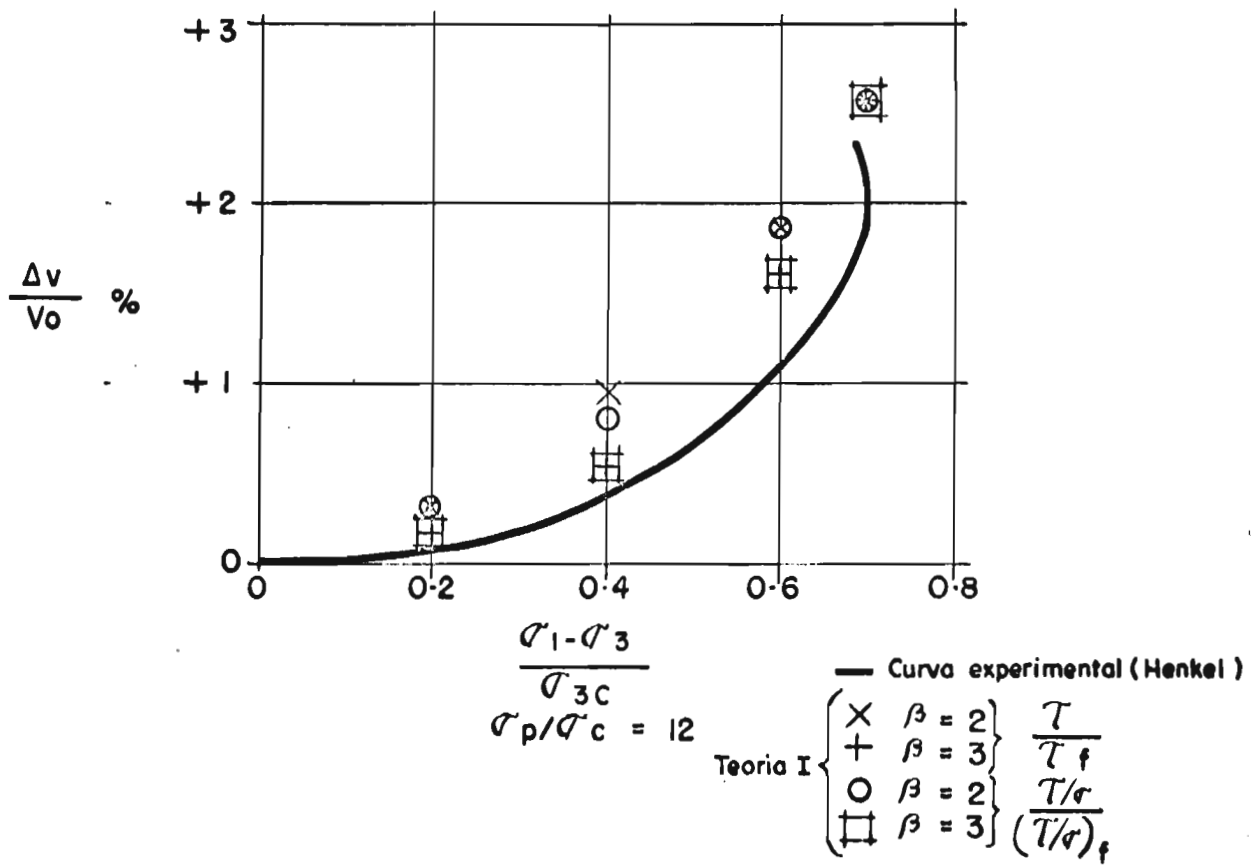


FIG. 18 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
 DISMINUYENDO EL ESFUERZO AXIAL
 ARCILLA DE WEALD

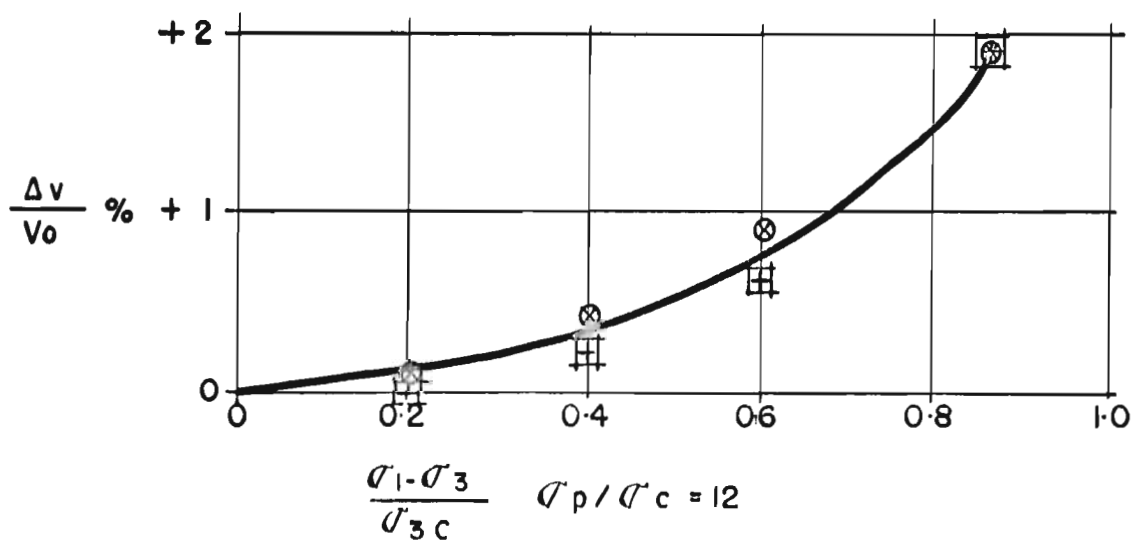
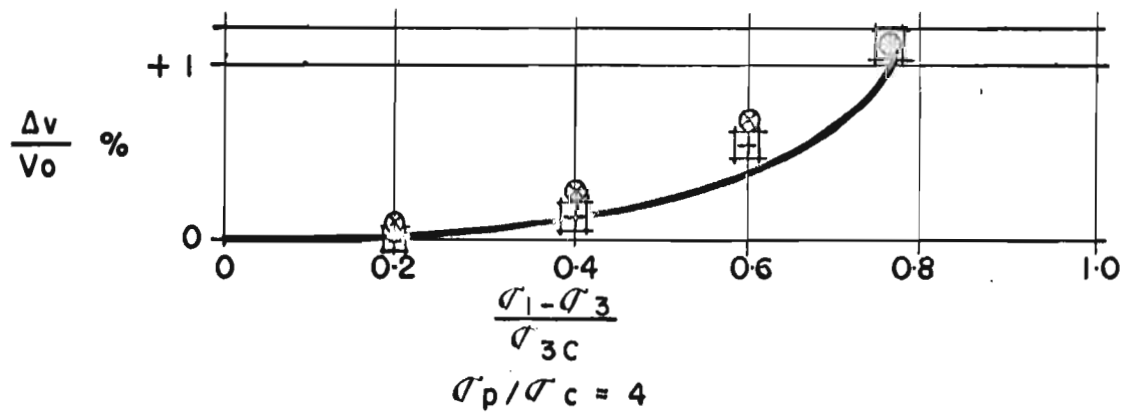
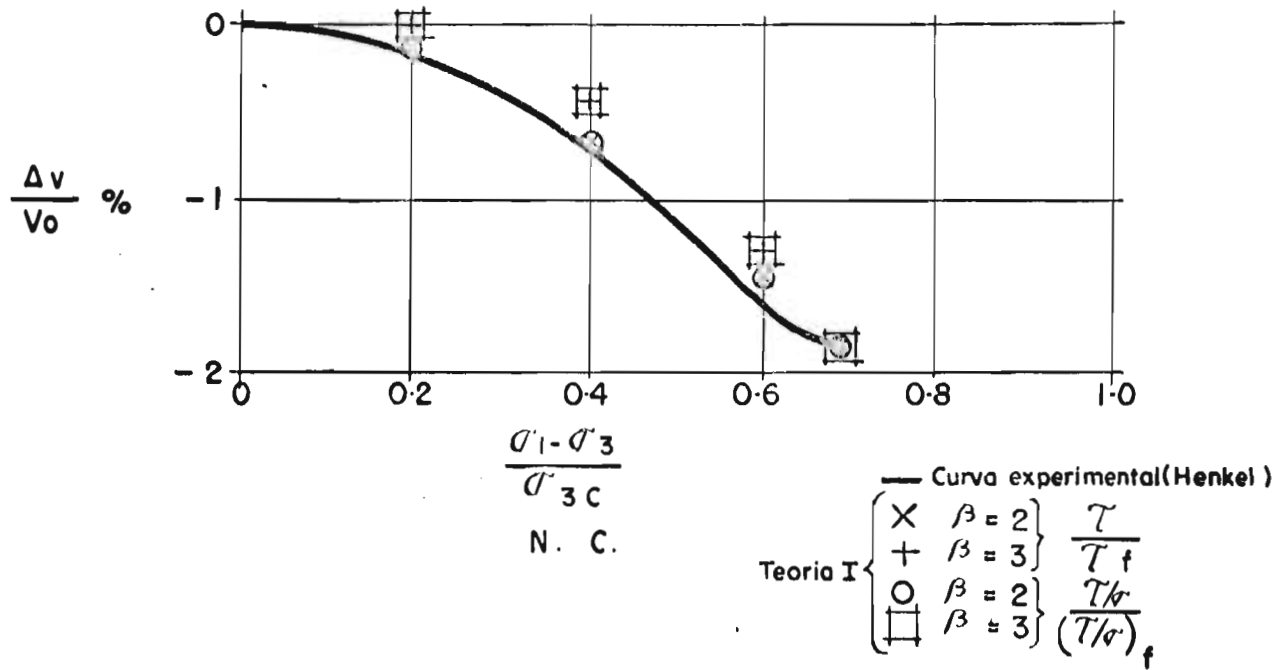


FIG. 19 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION

J1 CONSTANTE

ARCILLA DE WEALD

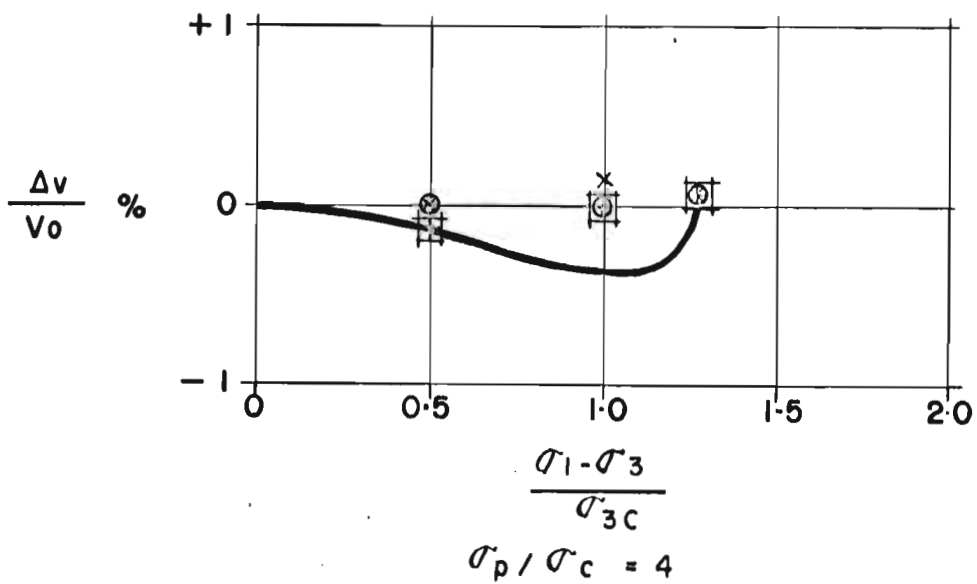
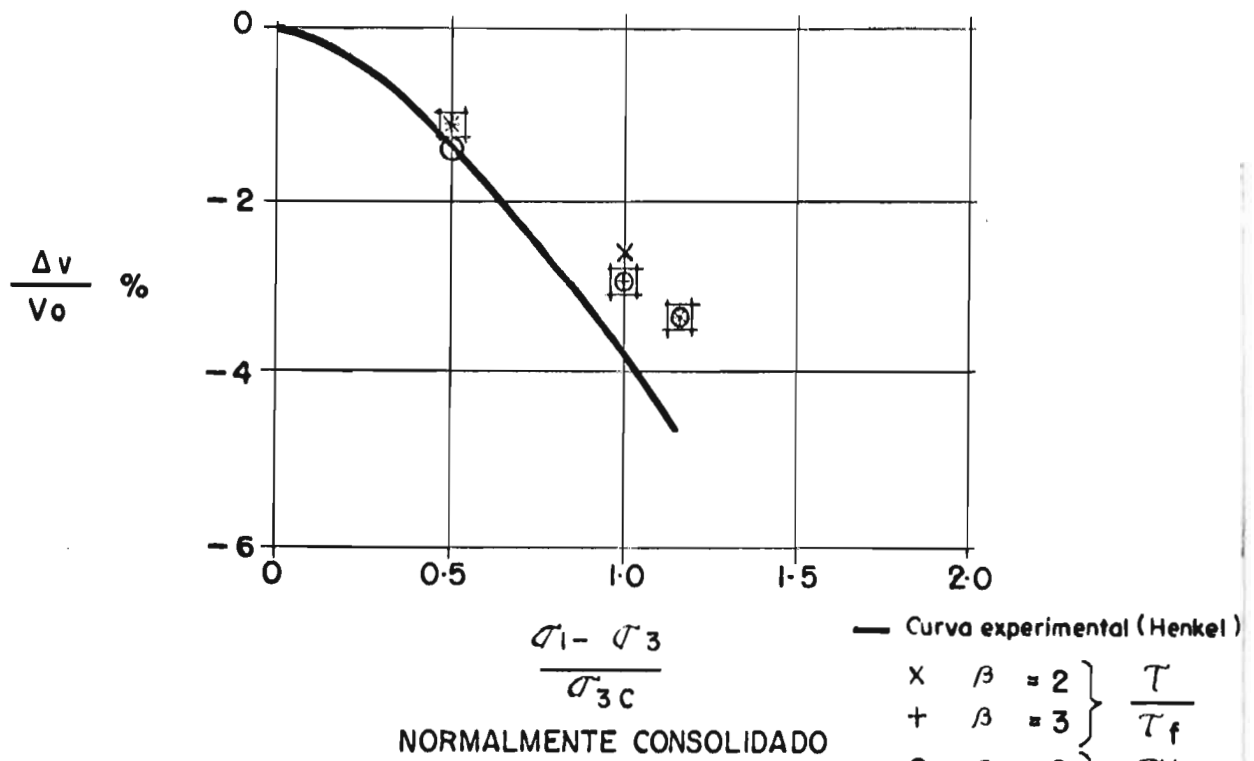


FIG. 20 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL
ARCILLA DE WEALD

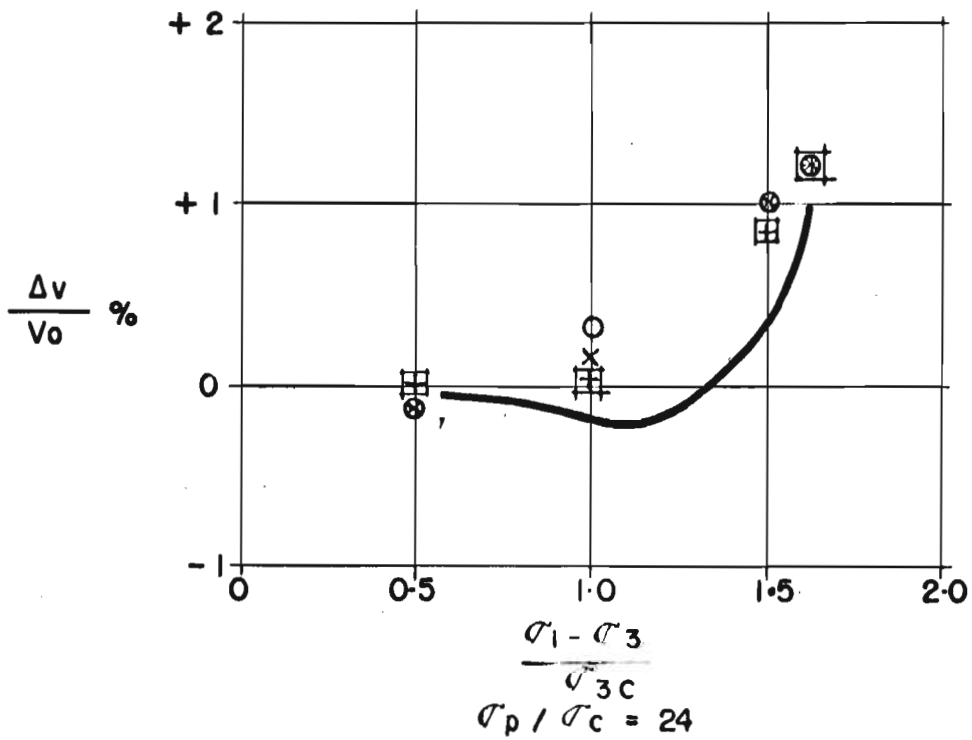
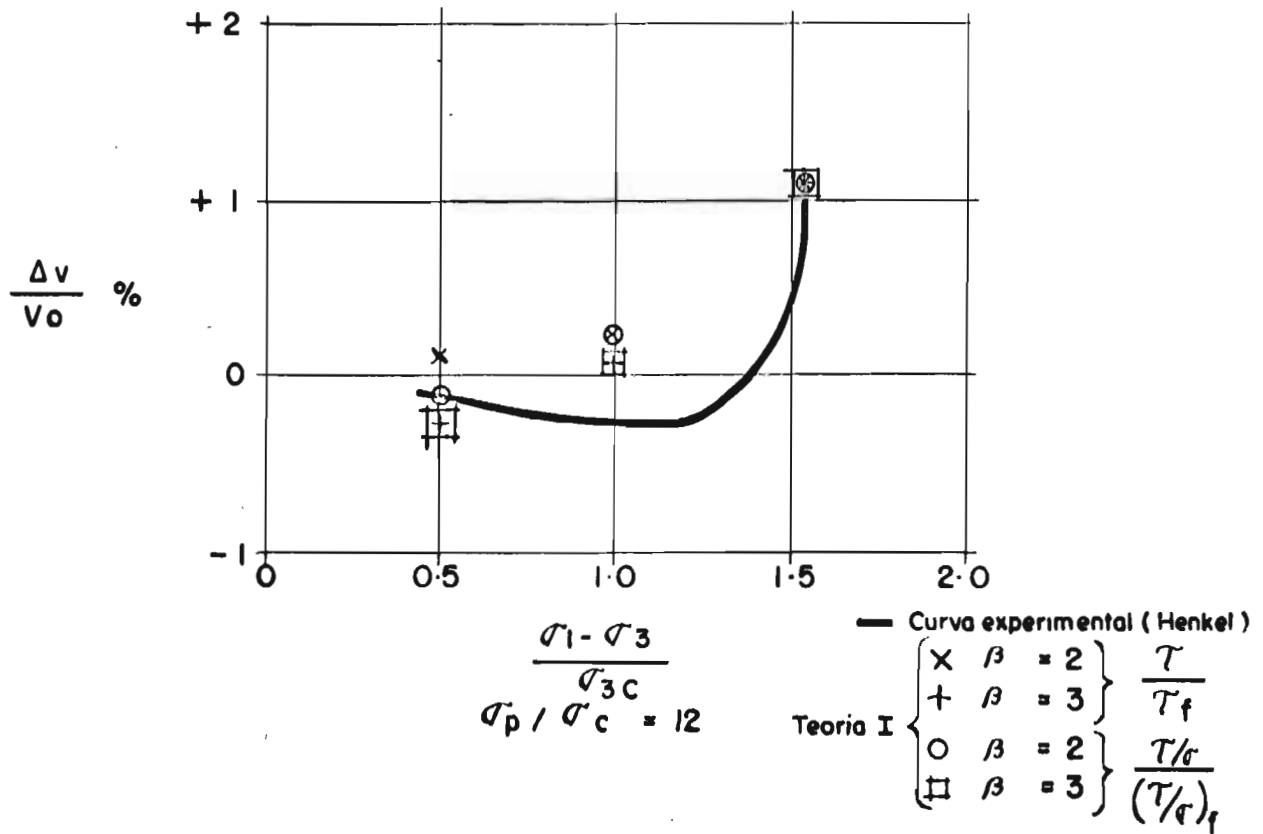


FIG. 21 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
 AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL
 ARCILLA DE WEALD

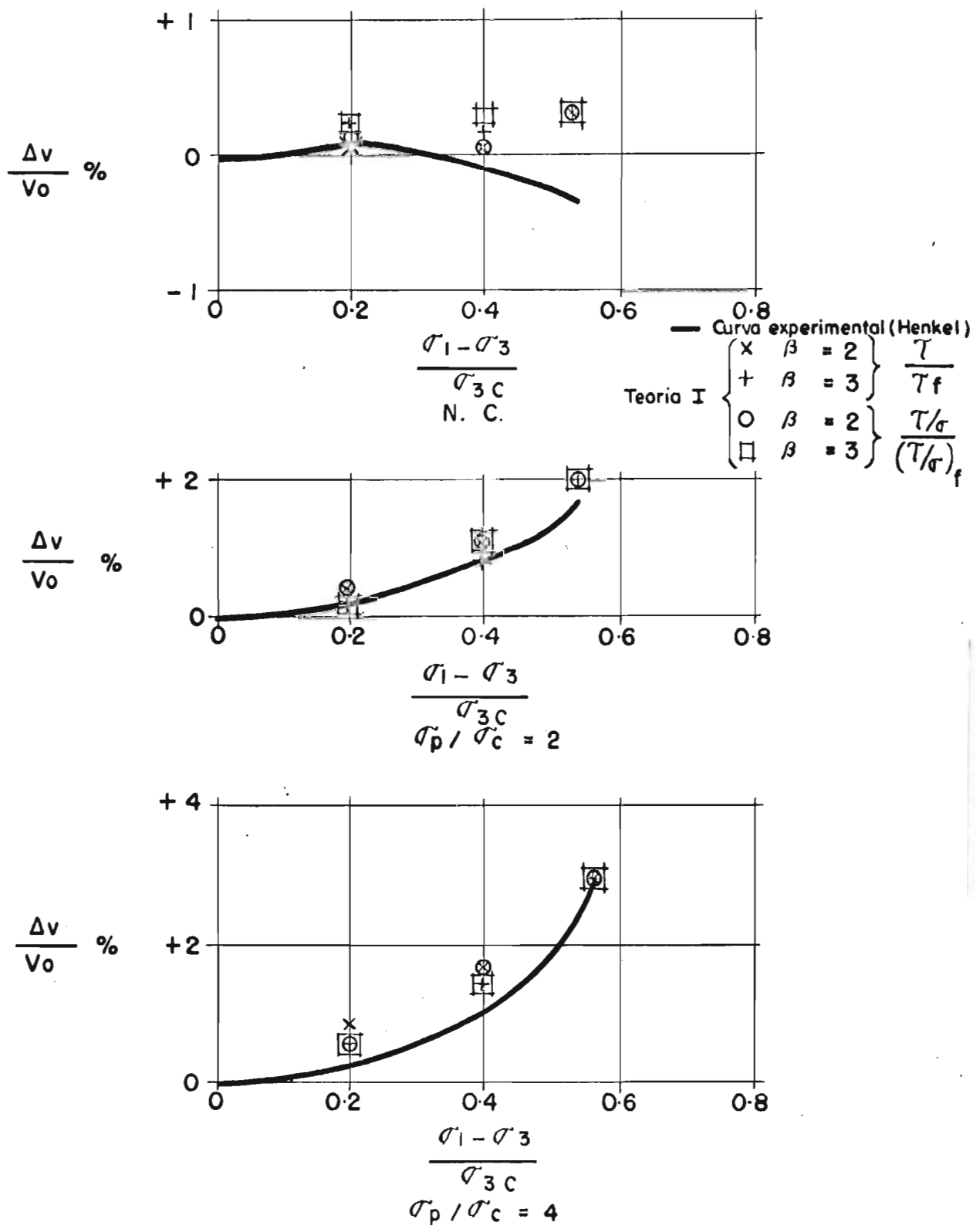


FIG. 22 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
 DISMINUYENDO EL ESFUERZO RADIAL
 ARCILLA DE WEALD

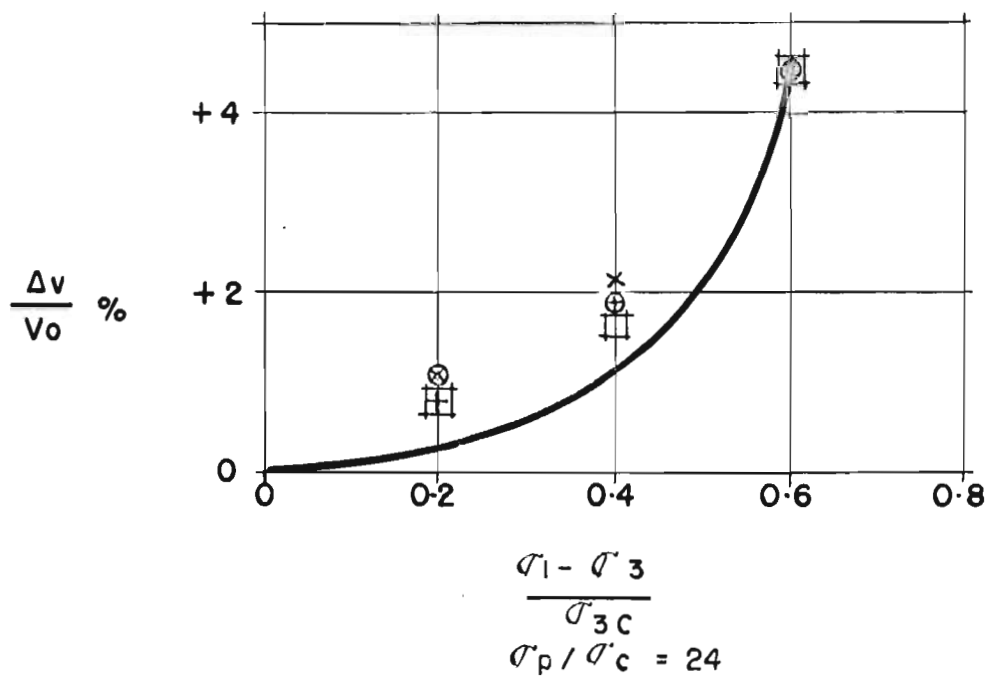
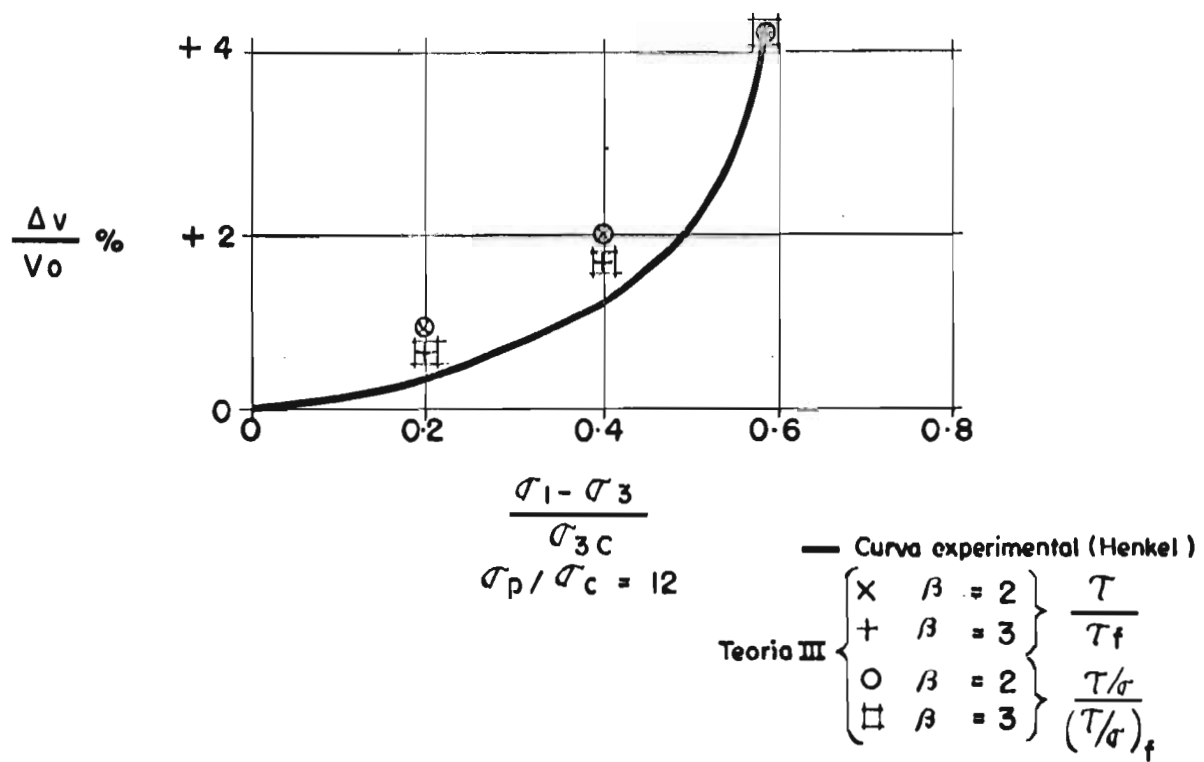


FIG. 23 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
 DISMINUYENDO EL ESFUERZO RADIAL
 ARCILLA DE WEALD

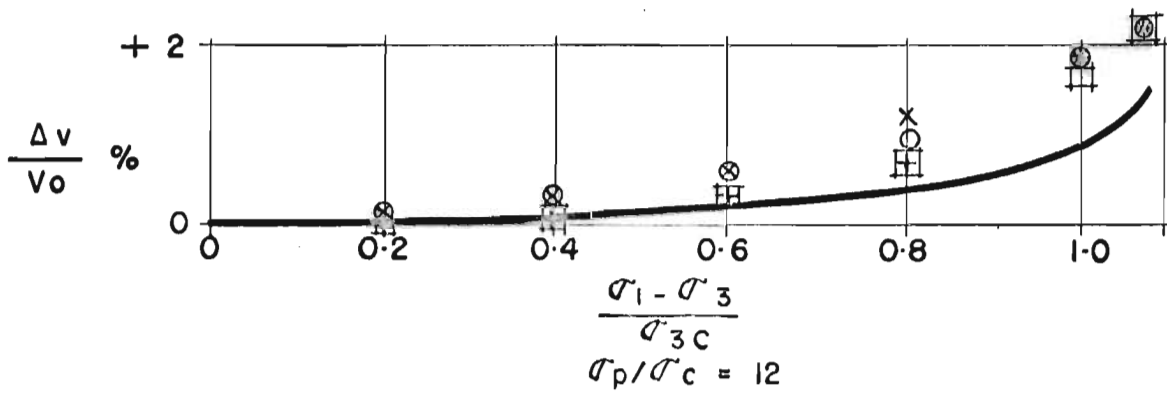
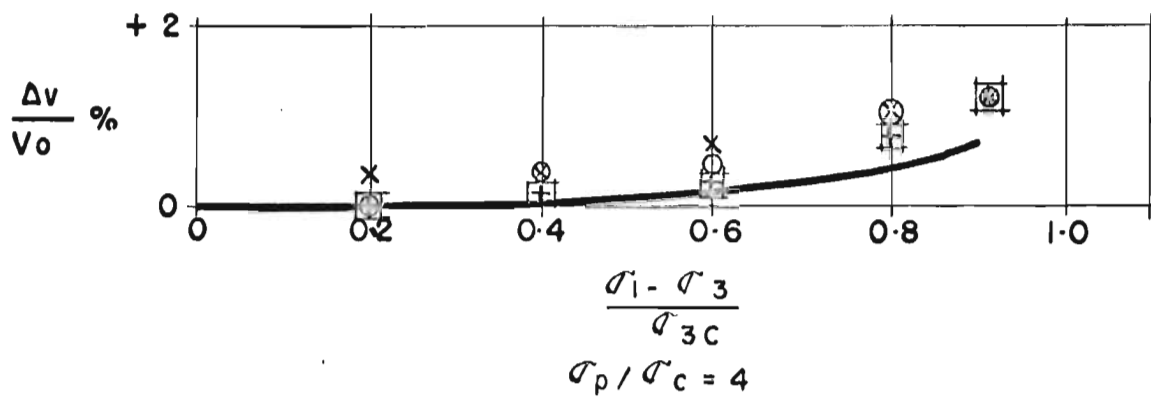
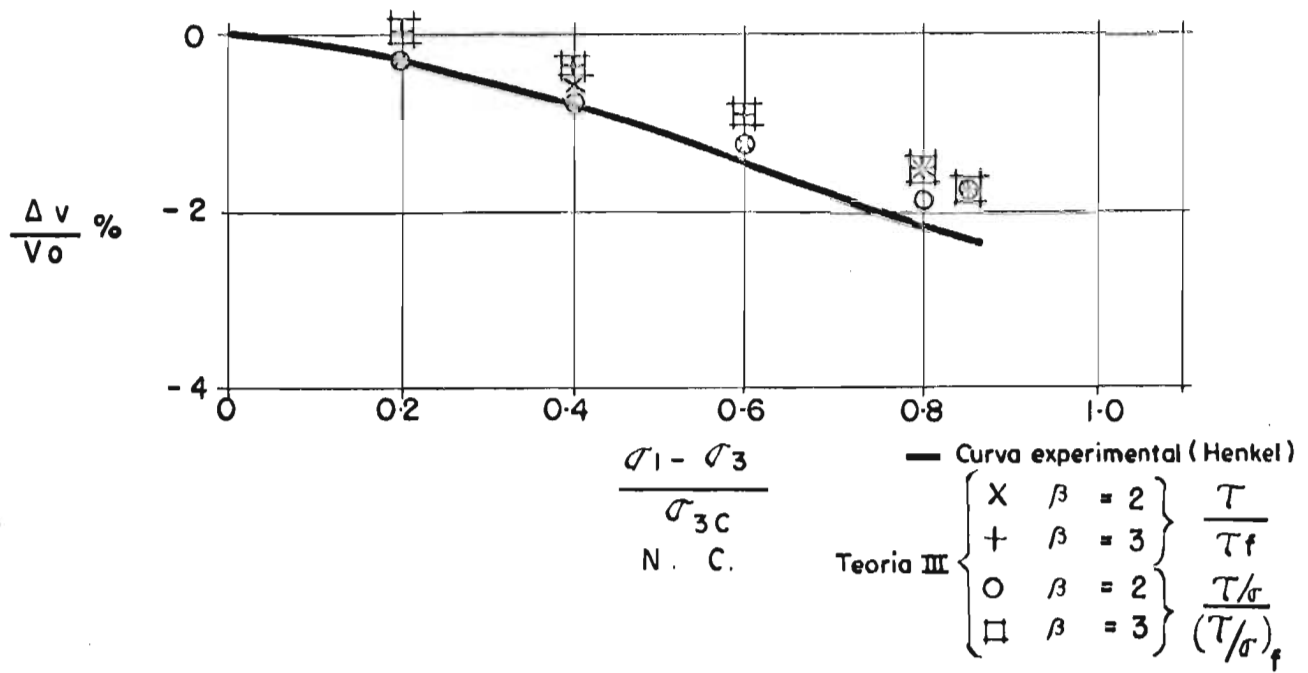


FIG. 24 PRUEBAS DRENADAS DE COMPRESION
 JI CONSTANTE
 ARCILLA DE WEALD

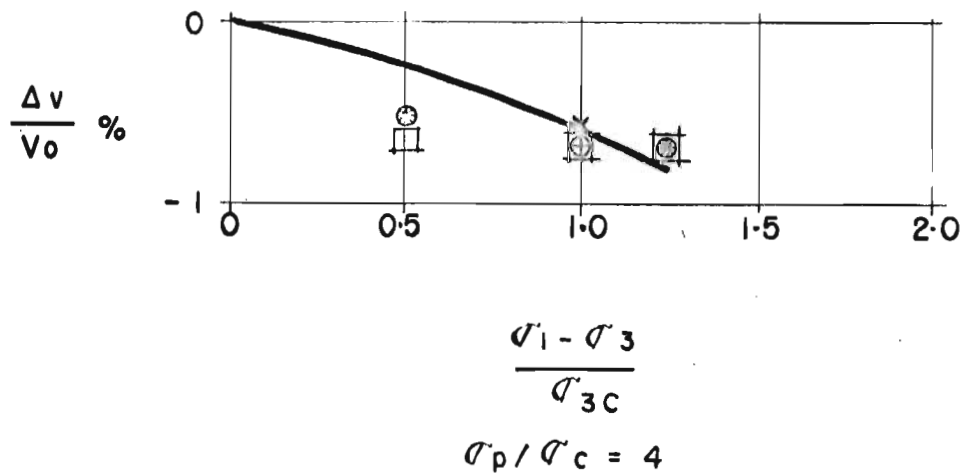
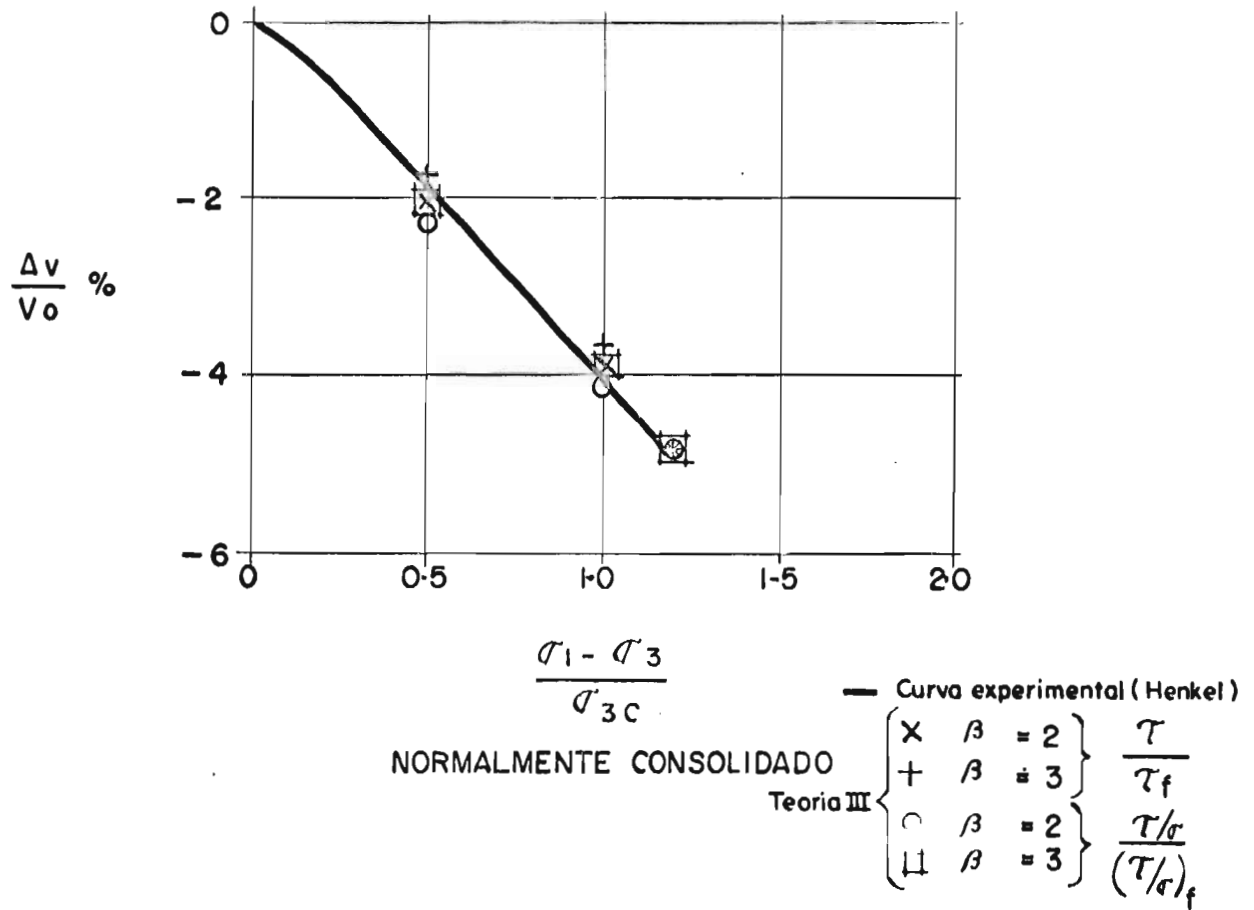


FIG. 25 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
 AUMENTANDO EL ESFUERZO RADIAL
 ARCILLA DE WEALD

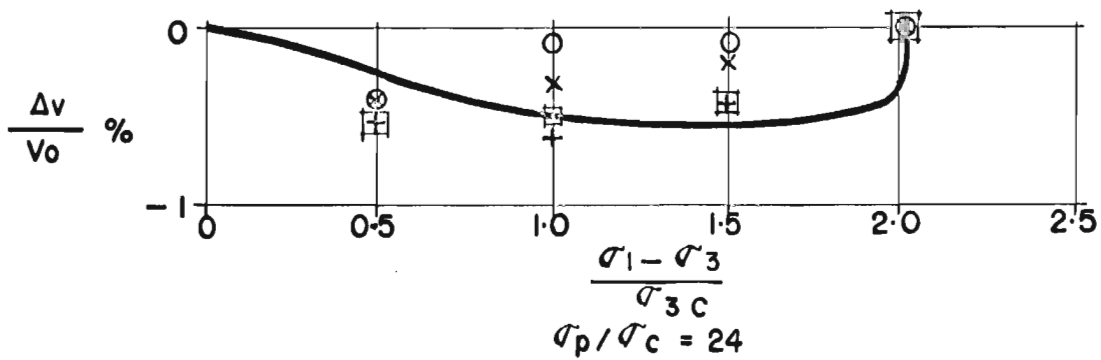
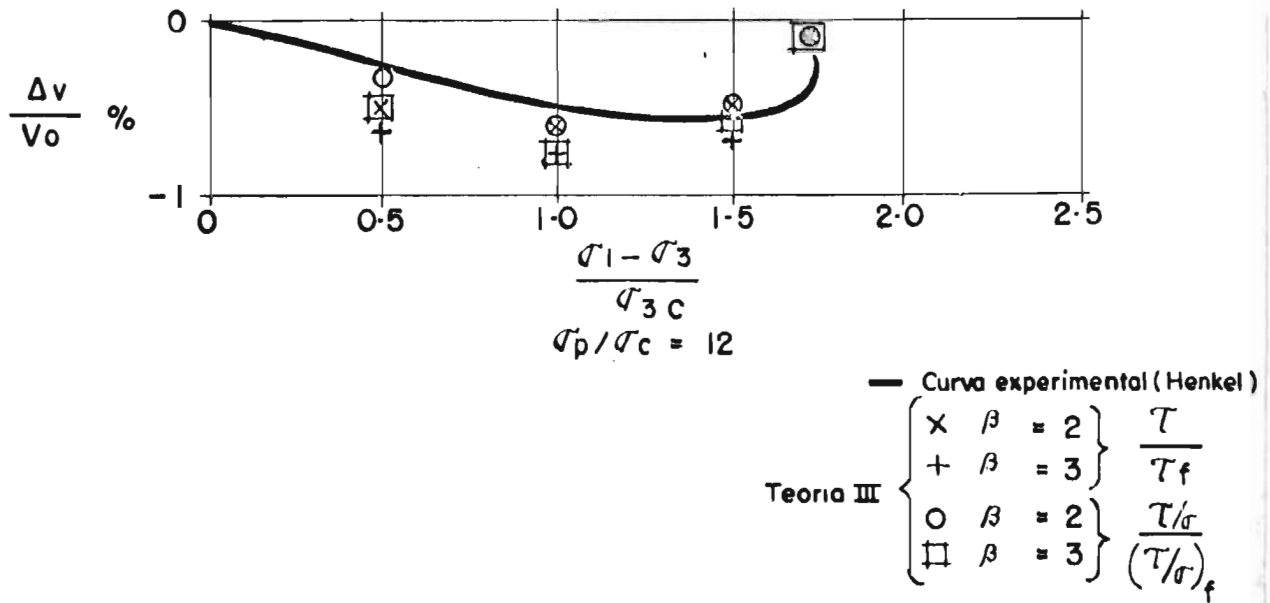


FIG. 26 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
 AUMENTANDO EL ESFUERZO RADIAL
 ARCILLA DE WEALD

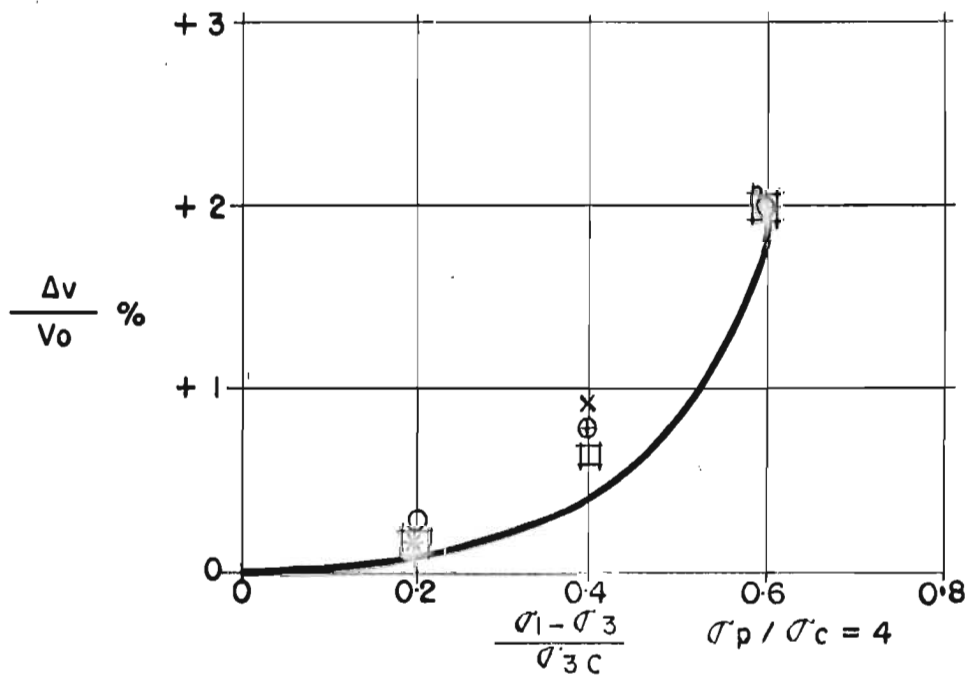
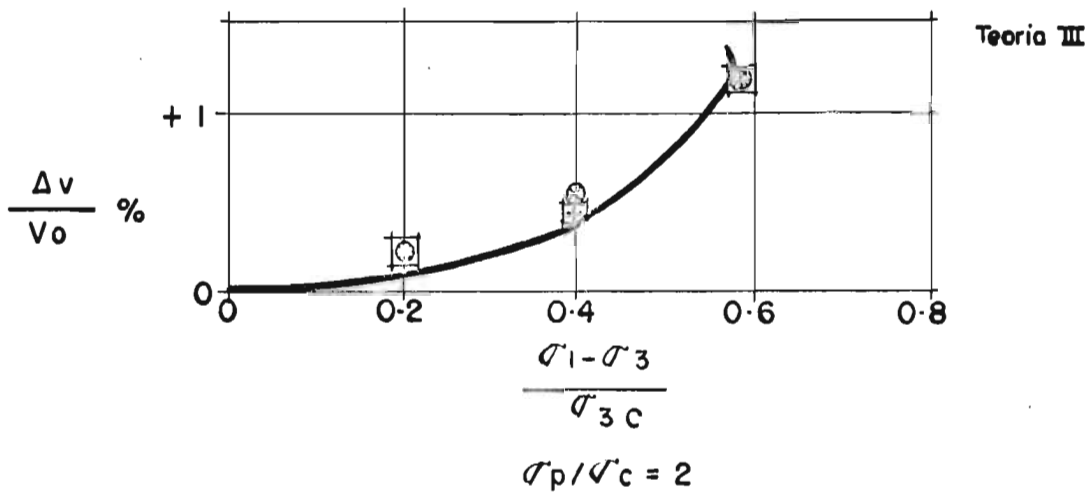
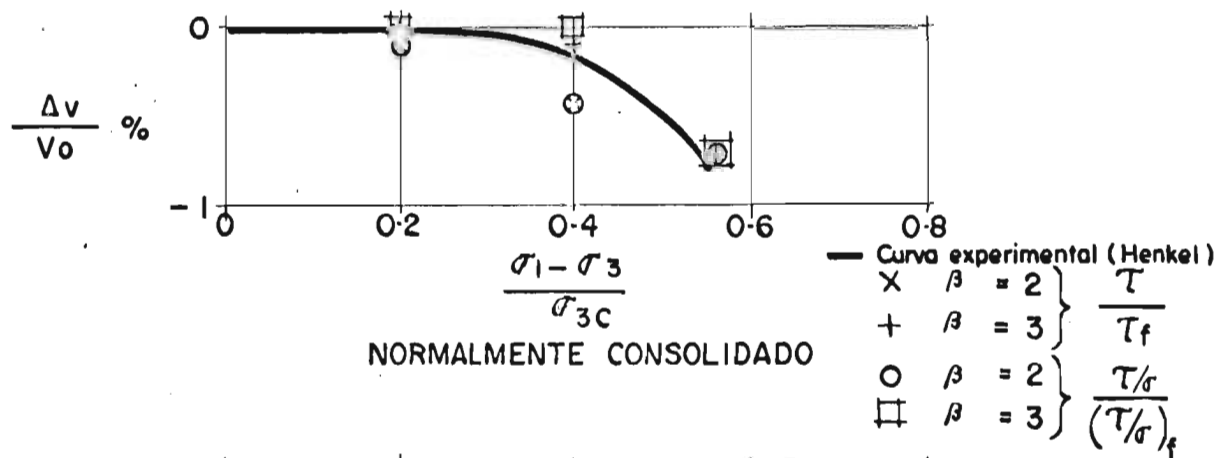


FIG. 27 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
DISMINUYENDO EL ESFUERZO AXIAL
ARCILLA DE WEALD

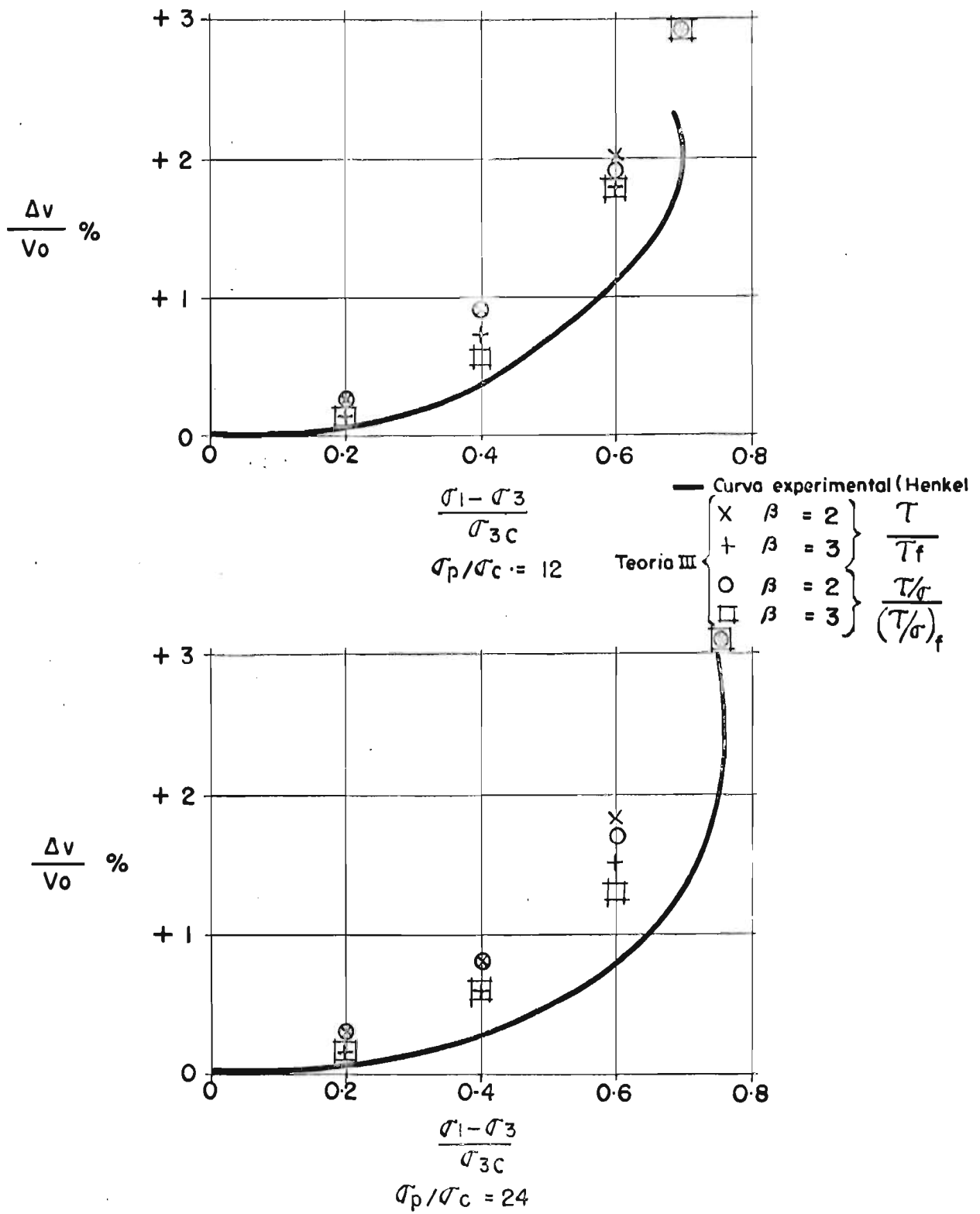


FIG. 28 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
 DISMINUYENDO EL ESFUERZO AXIAL
 ARCILLA DE WEALD

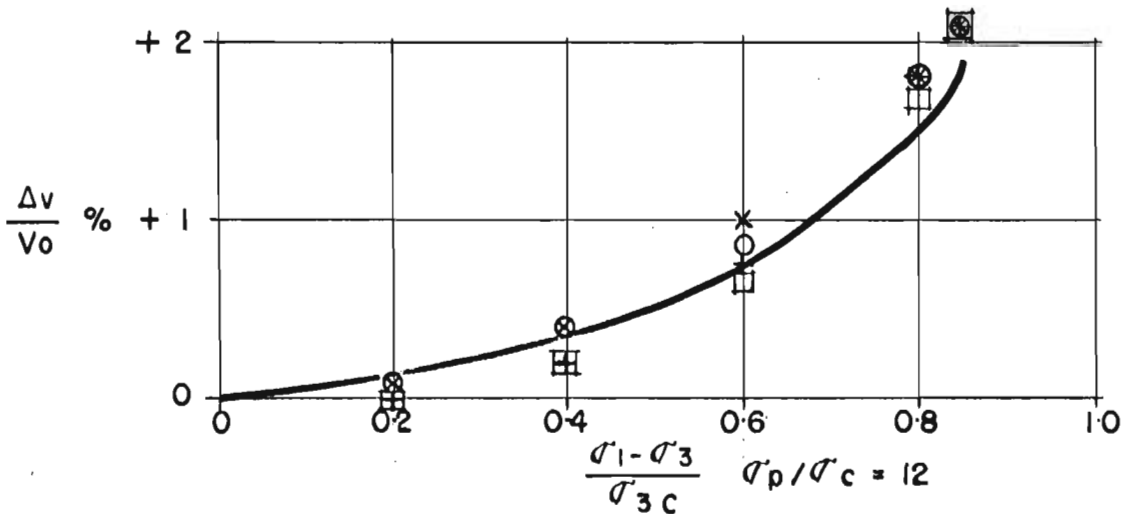
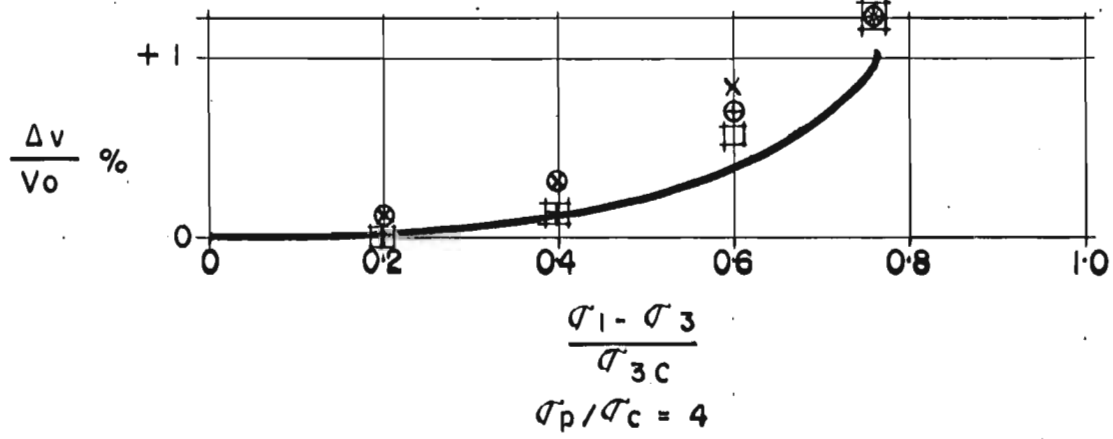
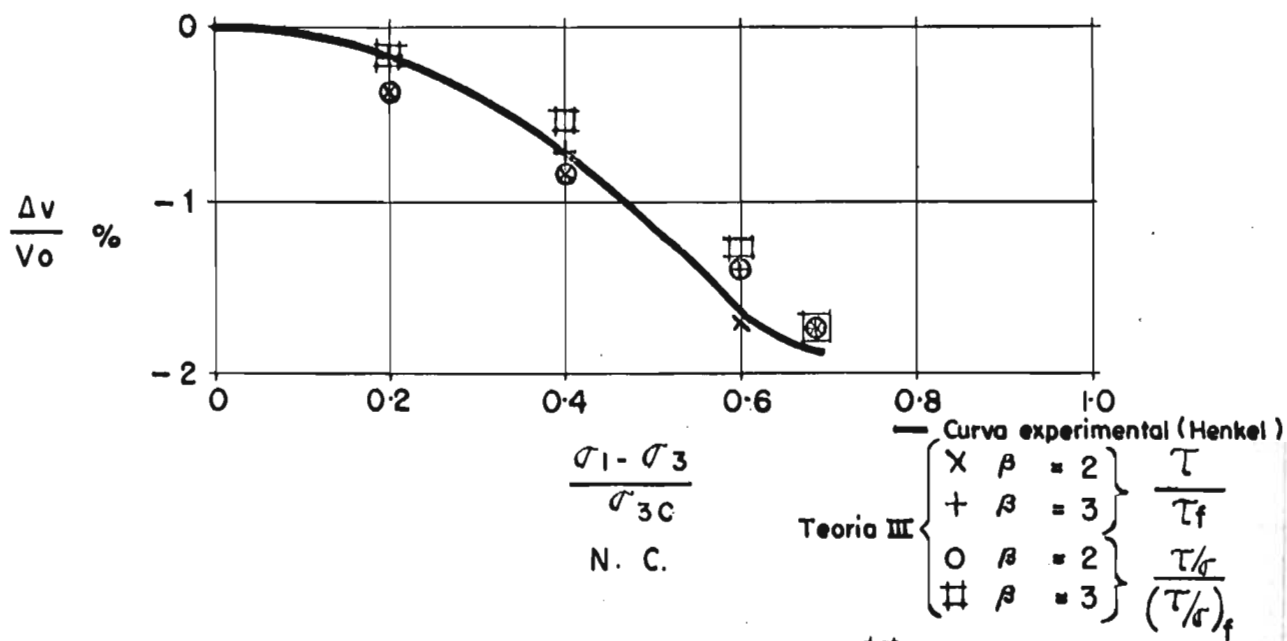


FIG. 29 PRUEBAS DRENADAS DE EXTENSION
 JI CONSTANTE
 ARCHIA DE WFAID

CAPITULO V

RESUMEN Y CONCLUSIONES

El trabajo aquí presentado consiste en un análisis de - nuevas tentativas para mejorar la Teoría de Compresibilidad en Suelos, que el Dr. Juárez Badillo presentó en uno de sus artículos. En el Capítulo I se hace una breve exposición de los antecedentes de esta Teoría, y se muestran en forma matemática, las ideas principales que las teorías de compresibilidad y presión de poro encierran. En el Capítulo II se indican las modificaciones que el Dr. Juárez Badillo introdujo en las teorías de compresibilidad y presión de poro, y se muestra una tentativa de mejorar la teoría de compresibilidad mediante la separación de los efectos de los esfuerzos - axiales y radiales. Parece ser que las modificaciones introducidas en estas teorías, tales como la influencia del efecto de preconsolidación en el término que toma en cuenta el debilitamiento de la estructura del suelo y la constancia de los parámetros α y ρ para cada material, dan un paso más - hacia el conocimiento científico del comportamiento real de los suelos.

Se indican las fórmulas de las teorías llamadas I y III para cada tipo de prueba, y se determinan los cambios volumétricos en la falla según cada teoría. Se hace una comparación con los puntos experimentales de falla determinados por las curvas de cambios volumétricos en arcillas de Weald, y -

se observa que ambas teorías dan resultados muy buenos. En el Capítulo III se hace un análisis de las funciones de sensibilidad que indican la variación de las curvas de cambios volumétricos, y se determinan algunos de los puntos a lo largo de las trayectorias de estas curvas. En el Capítulo IV se hace una comparación de los puntos teóricos, determinados según las teorías mencionadas y con las diferentes funciones de sensibilidad, y las curvas experimentales para la arcilla de Weald; esta comparación se muestra en las gráficas de las figuras (10) a (29). Se observó que la Teoría I con la función de sensibilidad $(\frac{\tau}{\tau_c})^B$ dió mejores resultados, por lo que se consideró, que de acuerdo con los factores tomados en cuenta y la forma en que se consideran, dicha teoría es mejor. Sin embargo queda la duda de que si mediante la consideración de otros factores que hasta ahora no se han tomado en cuenta, o tomando de manera diferente aquellos considerados, pudiera ser que la Teoría III diera mejores resultados.

En las Teorías aquí desarrolladas se ha supuesto que -- no existe el efecto de histéresis, es decir, que se tiene la misma ley cuando se aumenta que cuando se disminuye el esfuerzo σ , sin embargo parece ser que dicho efecto existe en algunas pruebas (por ejemplo en pruebas triaxiales cuando se incrementa en muestras preconsolidadas). Es necesario -- una mayor investigación experimental a fin de saber si dicho efecto existe o no en pruebas sometidas a esfuerzos isotrópicos. (Ver Ref. 6).

Los efectos direccionales que en pruebas triaxiales no drenados se producen cuando sólo se incrementan los esfuerzos en un solo sentido, no se han tomado en cuenta en el desarrollo de las teorías de presión de poro y compresibilidad. Hace falta el estudio de estos efectos y su influencia en el comportamiento de los suelos.

Se han despreciado los efectos de no uniformidad que se tienen en todas las pruebas triaxiales estandar; este efecto es producido al impedir que la muestra se deforme lateralmente en su parte superior e inferior, mientras que en la parte central de la muestra sí sufre deformaciones laterales. Pudiera ser que la consideración de estos efectos acercara más los resultados teóricos con los experimentales. Un estudio completo de dichos efectos y su influencia en los resultados de las pruebas triaxiales, sería objeto interesante de investigación.

Una relación más estrecha entre las teorías de presión de poro y compresibilidad, con las teorías de falla y esfuerzo - deformación, podría dar el paso siguiente a estas teorías que tratan de explicar el comportamiento de los suelos.



D E P L

A G R A D E C I M I E N T O S

Agradezco profundamente todas las atenciones de mis --
hermanos Arturo y Cuca, a quien les debo el haber podido --
realizar mis estudios profesionales y de maestría.

Mi más sincero agradecimiento a las Autoridades de la
Secretaría de Obras Públicas, en especial al Ing. Rodolfo -
Félix Valdés, al Ing. Mariano García Sela, al Ing. Juan Du-
rán Romano y al Ing. Alfonso Rico, a quienes debo mis estu-
dios de maestría y la realización de esta Tesis.

Mi mayor reconocimiento al Sr. Dr. Eulalio Juárez Badi-
llo por sus valiosas indicaciones y consejos, y por la ayu-
da que de toda clase y en todo momento me ha proporcionado.

R E F E R E N C I A S

- 1) Henkel D. J. "The Shear Strenght of Saturated Remoulded -- Clays". ASCE Research Conference on Shear Strenght of -- Cohesive Soils, Boulder, Colorado. Junio de 1960.
- 2) Hvorslev M. J., "Physical Components of the Shear -- Strenght of Saturated Clays". Idem.
- 3) Newmark N. M., "Failure Hypothesis for Soils". Idem.
- 4) Juárez Badillo E., "A New Approach to the Mechanics of -- Soil Behavior". II Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Brasil, Junio -- de 1963.
- 5) Juárez Badillo E., "Pore Pressure Functions in Saturated Soils". Simposium del NRC y la ASTM: "Laboratory shear Testing of Soils". Ottawa, Canadá, Septiembre de 1963.
- 6) Juárez Badillo E. "Compressibility of Soils" "Symposium on the Behaviour of Soil under Stress". Indian Institute of Science, Bangalore, India. Febrero de 1965.