

241

EFFECTO DE LAS CARGAS CICLICAS EN LA COMPRESIBILIDAD
DE ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO

FLORENTINO LEYTE GUERRERO

TESIS

Presentada a la División de Estudios de

Posgrado de la

FACULTAD DE INGENIERIA

de la

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

como requisito para obtener

el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(MECANICA DE SUELOS)

CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F., julio de 1989

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

RESUMEN

En esta tesis se presentan los resultados de la investigación sobre el efecto de la aplicación de cargas cíclicas en la compresibilidad de arcilla inalterada del Valle de México en condiciones de deformación lateral nula, utilizando como variables de estudio; el número de ciclos, la amplitud de esfuerzos cíclicos, el nivel de esfuerzo vertical efectivo previo a la aplicación de cargas cíclicas y la historia de esfuerzos cíclicos, empleando un equipo de consolidación especialmente diseñado para tales fines. En un anexo se hace una descripción de la teoría de consolidación utilizada para la interpretación del comportamiento previo al evento cíclico y post-cíclico, del material analizado.

1

EFECTO DE LAS CARGAS CICLICAS EN LA COMPRESIBILIDAD
DE ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO

	Página
1. INTRODUCCION	
1.1 Elección del tema	1
1.2 Importancia	2
1.3 Hipótesis	3
1.4 Objetivos	3
1.5 Alcance	4
1.6 Antecedentes	5
Figuras. Capítulo 1	13
2. PROGRAMA DE TRABAJO	
2.1 Material utilizado	16
2.2 Equipo utilizado	17
2.3 Programa de ensayos	20
2.4 Procedimiento de ensayos	22
Tablas y Figuras. Capítulo 2	25
3. RESULTADOS OBTENIDOS	
3.1 Introducción	35
3.2 Descripción de resultados	37
3.3 Descripción general de los resultados obtenidos en los ensayos	68
Tablas y Figuras. Capítulo 3	70
4. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS	
4.1 Introducción	109
4.2 Características de compresibilidad	110
4.3 Efecto de las cargas ciclicas sobre la compresibilidad	112
Figuras. Capítulo 4	122

5. CONCLUSIONES	
5.1 Introducción	127
5.2 Características del suelo ensayado	128
5.3 Efecto de la carga cíclica	128
5.4 Teoría de Consolidación utilizada	131
5.5 Equipo empleado	131
6. RECOMENDACIONES	132
7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	135
8. ANEXO I	140

LISTA DE SIMBOLOS

A	Actividad del suelo
Cv	Coefficiente de consolidación
d	Diámetro de especímenes ensayados en compresión simple
D	Diámetro de especímenes ensayados en consolidación
e	Relación de vacíos
f	Frecuencia de la carga ciclica
Gw	Grado de saturación
h	Altura de especímenes ensayados en compresión simple
H	Semiespesor de especímenes ensayados en consolidación
Ip	Indice de plasticidad
k	Coefficiente de permeabilidad
Ll	Límite líquido
LP	Límite plástico
m_v	Coefficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria
m_t	Coefficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria
Ss	Densidad de sólidos
W	Contenido de agua
β	Parámetro que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular ($\beta = m_t / m_v$)
γ_m	Peso específico del suelo
γ_w	Peso específico del agua
$\Delta\sigma_b$	Exceso de resistencia de la estructura interna del suelo ($\Delta\sigma_b = \sigma_b - \sigma_{oi}$)
$\Delta\sigma_{cic}$	Ampitud de esfuerzo ciclico
$\delta v_{máx}$	Deformación vertical máxima del espécimen durante la aplicación de carga ciclica
δvr	Recuperación vertical a las 24 horas una vez suspendida la aplicación de carga ciclica

- ϵ_v Deformación volumétrica unitaria
- η Parametro definido como la relación $\Delta\sigma_{cic} / (\sigma_b - \sigma_p)$
- λ Respuesta elástica del suelo posterior a la aplicación de carga ciclica
- σ_b Esfuerzo critico
- σ_{ot} Esfuerzo vertical efectivo de campo
- σ_p Esfuerzo vertical efectivo previo a la aplicación de cargas ciclicas
- σ_v Nivel de esfuerzo vertical efectivo ($\sigma_v = \sigma_v$)
- ψ Porcentaje de la diferencia de esfuerzos ($\sigma_b - \sigma_p$)

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1.1 Influencia de la estructura inicial de las partículas y el método de consolidación en la relación k vs $e^3(1+e)$
- Fig. 1.2 Curvas deformación-tiempo, bajo carga repetida variando la relación de incremento de carga
- Fig. 1.3 Curvas asentamiento-tiempo, bajo carga estática y cíclica (variando el periodo de carga)
- Fig. 2.1 Plano para la localización de sondeos
- Fig. 2.2 Consolidómetro dinámico
- Fig. 2.3 Esquema del programa de ensayos
- Fig. 2.4 Curva de calibración bajo cargas estáticas
- Figs. 3.1 a 3.8 Curvas de compresibilidad de los ensayos E-1 a D-7
- Figs. 3.9 a 3.23 Curvas de consolidación de los ensayos E-1 a D-7
- Fig. 3.24 Gráficas σ_v vs m_v
- Fig. 3.25 Gráficas σ_v vs m_t
- Fig. 3.26 Gráficas σ_v vs β

fig. 3.27 Gráficas σ_v vs C_v

Fig. 3.28 Gráficas σ_v vs k

Fig. 3.28a Esquema explicativo de las curvas "Deformación durante carga ciclica versus tiempo"

Figs. 3.29 a 3.34 Curvas deformación-tiempo, bajo carga ciclica

Fig. 3.35 Influencia de la historia de cargas ciclicas en la compresibilidad del suelo

Fig. 3.36 Influencia del nivel de esfuerzo vertical estático previo a la aplicación de cargas ciclicas

Fig. 4.1 Registro obtenido durante la aplicación de carga ciclica en el consolidómetro

Fig. 4.2 Respuesta elástica después de la aplicación de cargas ciclicas vs $\Delta\sigma_{cic} / \sigma_{oi}$

Fig. 4.3 Parámetro η vs cambio volumétrico

1. INTRODUCCION

1.1 ELECCION DEL TEMA

La naturaleza y las acciones del hombre presentan a la ingeniería civil un conjunto importante de problemas relacionados con el comportamiento del suelo cuando se le somete a cargas cíclicas; la acción de maquinaria que pueda inducir vibraciones importantes al suelo (piloteadoras, martinets, etc) , el tránsito de vehículos , las explosiones, el impacto de proyectiles y los fenómenos tectónicos y volcánicos son algunos de los principales eventos que perturban dinámicamente a los depósitos que se localizan sobre la litósfera.

Recientes investigaciones señalan que la aplicación de cargas cíclicas de pequeña magnitud ocasiona deformaciones no recuperables en arcilla de la Ciudad de México, acelerando la deformación del suelo en un proceso que puede ser diferente al provocado por carga estática (Díaz Rodríguez y Casales Galván, 1983 y Díaz Rodríguez, 1986); de aquí que surja la inquietud de conocer el efecto que produce la aplicación de

cargas cíclicas de magnitud importante en estos suelos, continuando así la línea de investigación denominada "Compresibilidad de suelos blandos bajo cargas cíclicas" que se desarrolla en esta División.

1.2 IMPORTANCIA

La Ciudad de México se encuentra localizada en una cuenca rodeada de estructuras montañosas que forman la denominada "Cuenca de la Ciudad de México"; en su interior se encuentran una serie de depósitos estratificados de gravas y arenas transportadas durante el Pleistoceno, así como arcillas limosas y limos arcillosos posteriores a este período con características de media a muy alta compresibilidad, producto de la expulsión volcánica de fracciones finas y ultrafinas, y del transporte de materiales finos por el agua o el viento (Zeevaert, 1972); aunado a este hecho, la zona costera del Pacífico Mexicano está clasificada como de alta actividad sísmica, ya que ahí se han localizado muchos epicentros de sismos ocurridos en nuestro país, causantes éstos, de severos daños en instalaciones y equipo, así como la pérdida de vidas humanas.

Actualmente no se conocen completamente las condiciones bajo las cuales un suelo modifica sus propiedades esfuerzo-deformación y de resistencia al esfuerzo cortante durante un sismo; los estudios realizados en este sentido hasta la fecha no pueden dar una respuesta satisfactoria a los fenómenos de asentamientos anormales de muchos edificios de la Ciudad de México, esto es, mayores que los estimados por la teoría de consolidación unidimensional, ocurridos

durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985. De lo anterior resulta de suma importancia para la práctica profesional el conocer el efecto de cargas cíclicas de corta duración sobre las propiedades mecánicas de un suelo cohesivo compresible como las arcillas y limos arcillosos del Valle de México.

1.3 HIPOTESIS

Las hipótesis en las que se apoya esta investigación son las siguientes:

1. Las cargas cíclicas afectan las características de compresibilidad de los suelos finos saturados, en ensayos de consolidación unidimensional.
2. El exceso de presión en el agua por la imposición de cargas estáticas se ha disipado en el suelo.

1.4 OBJETIVOS

Los objetivos de la línea de investigación son los siguientes:

1. Analizar las características de compresibilidad de suelos finos en estado inalterado, sometidos a cargas cíclicas en condiciones de deformación lateral nula.
2. Diseñar, construir y calibrar el equipo de laboratorio que represente mejor las condiciones de esfuerzo con las que se presenta el fenómeno en campo considerando su compatibilidad con las deformaciones esperadas del material que se estudiará.

3. Obtener el conjunto de datos que constituyan la base experimental.

4. Interpretar los datos obtenidos de la experimentación.

5. Desarrollar un modelo teórico que permita predecir el comportamiento del suelo bajo la aplicación de carga repetida.

1.5 ALCANCE

Como se puede apreciar del planteamiento del problema, una investigación del fenómeno de compresibilidad en condiciones de deformación lateral nula bajo cargas cíclicas, que aspire a ser completa, requiere analizar como variables a cada uno de los factores que influyen en el comportamiento esfuerzo-deformación entre los cuales destacan amplitud y frecuencia de los esfuerzos cíclicos aplicados, forma de la función de carga, condiciones de confinamiento, dimensiones del espécimen, efecto de la historia de esfuerzos, estructura inicial del material y discontinuidades u otro tipo de alteraciones del material, para lo cual se requiere de un extenso programa de pruebas.

Este trabajo pretende cubrir los cuatro primeros objetivos estudiando como variables principales: la amplitud de los esfuerzos cíclicos, el número de ciclos de aplicación y el efecto de la historia de esfuerzos sobre una muestra inalterada de arcilla del Valle de México, con un dispositivo especialmente diseñado para tales fines por el Grupo de Dinámica de Suelos de la DEPMI.

1.6 ANTECEDENTES

Los primeros estudios de interés práctico sobre el efecto de las cargas cíclicas de corta duración estuvieron estrechamente relacionados con el diseño de pavimentos y pueden ubicarse en la década de los años 50 con la evolución de los vehículos autopropulsados, cada vez con mayor peso y capacidad de carga. La ingeniería de carreteras ha sido una de las más interesadas en el estudio de los efectos producidos por el tránsito de vehículos pesados (vease por ejemplo Seed et al 1955 o Seed et al 1957), cuyas vibraciones, se observó, afectaron estructuras que presentaban deterioro previo, adyacentes a vías principales (Sutherland, 1950), así como en el efecto de cargas repetidas sobre la resistencia y deformación del suelo que subyace al pavimento, al respecto la literatura registra asentamientos anormales en estructuras de tierra (Wilson et al, 1974; Agudelo, 1982; Yasuhara et al, 1983, Casales, 1988).

Otros aspectos de gran interés para la práctica profesional son los relacionados con asentamientos excesivos de estructuras, provocados a partir de eventos sísmicos; la información técnica al respecto señala el desarrollo de asentamientos importantes durante el evento sísmico y posteriores a él, Zeevaert (1972), presenta el caso de un edificio de gran extensión construido en 1952, en el cual se había terminado el proceso de consolidación y se encontraba

prácticamente estabilizado en 1957; durante el sismo de ese año se presentó un asentamiento inmediato, que fue incrementándose durante los siguientes años hasta 1964, año en que fue recimentado con pilotes de fricción. Otros casos no menos espectaculares se presentaron durante el sismo de 1985 en la Ciudad de México, algunos de los cuales se reportan ampliamente en SMMS, 1986. También destacan los estudios relacionados con cimentaciones de estructuras, para la extracción de petróleo, fuera de costa, vease por ejemplo Brown et al 1977, y estructuras sujetas a la acción de cargas por viento, Eide y Andersen, reproducida por Tsotsos en 1986.

Las investigaciones reportadas en las que se utiliza oedómetro modificado para aplicar cargas cíclicas describen las principales variables que intervienen en la compresibilidad bajo esta prueba, las cuales pueden agruparse en la siguiente forma:

a) Variables inherentes al suelo

b) Variables controlables con el equipo

En seguida se hace una descripción de los estudios realizados sobre las variables anteriores.

a) Variables inherentes al suelo

a.1 Elementos cementantes presentes en la estructura del suelo; con el objeto de determinar la influencia de estos elementos sobre el comportamiento de arcillas sujetas a cargas cíclicas, Fujiwara et al (1987), realizaron pruebas de consolidación bajo carga repetida sobre tres conjuntos de probetas de una misma arcilla remoldeada con un contenido

promedio de materia orgánica de 8.5%; los dos primeros grupos fueron tratados durante tres meses con un coagulante orgánico polimerizado (HISSET), y con óxido de aluminio Al_2O_3 a 0.02 mol/100g de suelo respectivamente, al tercer grupo no se le adicionó ningún agente químico. Las muestras se consolidaron bajo la misma carga estática $p=0.9 \text{ kg/cm}^2$ durante 24 horas, posteriormente se aplicó un incremento cíclico $\Delta p=0.9 \text{ kg/cm}^2$, con una función cuadrada y frecuencia de 7.2×10^{-4} hertz, durante 96 horas; finalmente se consolidaron bajo una carga estática $p+\Delta p$ por 48 horas con el fin de observar el subsecuente asentamiento. Los resultados muestran que, al llegar al 100% de consolidación primaria, las muestras tratadas con HISSET se consolidaron más que las otras. El material mezclado con Al_2O_3 tuvo el menor cambio volumétrico de los tres conjuntos haciendo más estable al material, mientras que la materia orgánica en el tercer conjunto de probetas aparentemente las hizo más compresibles.

a.2 Estructura del suelo; en la actualidad se sabe que la estructura de un suelo fino plástico desempeña un papel importante en sus propiedades mecánicas cuando se le somete a esfuerzos estáticos. Para conocer el efecto de esta variable sobre la compresibilidad de estos materiales cuando se les somete a cargas cíclicas Fujiwara et al (1985) realizaron pruebas de consolidación bajo carga repetida sobre muestras obtenidas de un depósito de arcilla marina; para ello utilizaron probetas de este material en estado inalterado, las cuales fueron consideradas, por su proceso de sedimentación, con estructura floculada. La estructura dispersa, con este mismo material, se obtuvo tratando una solución arcillosa con fosfato tetrasódico. Los resultados obtenidos permiten observar que las muestras con estructura

floculada presentaron una mayor relación de compresión secundaria que aquellas con estructura dispersa. Al graficar el coeficiente de permeabilidad, medido en las pruebas, contra los valores correspondientes de $e^3/1+e$ (Figura 1.1) se observó que ambos grupos de probetas (con estructura floculada y dispersa) se ubican en sendas líneas rectas, por lo que se puede observar que el tipo de carga y el cambio en la estructura de las partículas del suelo está influenciado por la estructura inicial.

a.3 Contenido de agua; En la literatura investigada no se reporta información al respecto para ensayos de consolidación bajo carga cíclica, sin embargo Kodner et al (1968) presentan los resultados de ensayos de compresión cíclica no confinada, realizados sobre especímenes obtenidos de una arcilla plástica remoldeada cuyos valores índice fueron: límite líquido igual a 46%, límite plástico 30%, límite de contracción 20%, densidad de sólidos igual a 2.74 y un rango de variación del grado de saturación comprendido entre 89 y 98%. Los especímenes, de forma cilíndrica guardaban una relación diámetro-longitud de $d/l=0.445$ con una longitud de 8.20 cm. Con este material se formaron tres conjuntos de probetas con contenidos de agua de 30.6, 32.3 y 34% respectivamente; posteriormente se sometieron a un esfuerzo estático inicial de 0.54 kg/cm^2 y se aplicaron esfuerzos cíclicos de valor constante con una frecuencia de 25 hertz. Los resultados de estas pruebas permiten observar que para una amplitud de esfuerzo cíclico constante, la amplitud de la deformación dinámica se incrementa proporcionalmente al contenido de agua. Estos resultados son consistentes con los

obtenidos por Kawakami y Ogawa en 1965, aunque estos últimos se realizaron sobre especímenes ensayados en condiciones no confinadas.

b. Variables controlables con el equipo.

b.1 Frecuencia de aplicación de carga cíclica; Con el objeto de observar la influencia de la frecuencia en el fenómeno de compresibilidad, Fujiwara y colaboradores (1985) realizaron una serie de pruebas de consolidación bajo carga repetida sobre probetas obtenidas de arcillas remoldeadas provenientes de la ciudad de Kadamatsu, y cuyas propiedades índice fueron límite líquido igual a 65%, límite plástico 30 % y densidad de sólidos igual a 2.65, utilizando diferentes periodos de aplicación de carga cíclica, como se aprecia en la Figura 3.2. Los resultados obtenidos de estas pruebas señalan que mientras mayor es el periodo de carga, mayor es el asentamiento observado; el investigador apunta que este fenómeno se debe al hecho de que el agua, dentro de los poros del suelo, se drena bajo carga estática sostenida, mientras que bajo carga cíclica se presentan fenómenos de drenaje y succión alternados en el agua intersticial. El autor concluye señalando que periodos largos de aplicación afectan hasta la zona central de la muestra, mientras que periodos cortos afectan principalmente una capa delgada cerca de ambas superficies de la muestra. Estos resultados son congruentes con los obtenidos por Yashura et al en 1983.

b.2 Relación de incremento de carga; Fujiwara et al (1985) presentan los resultados de una serie de pruebas realizadas sobre arcilla remoldeada en las que se analiza la relación de incremento de carga (LIR) $\Delta p/p$, para valores constantes de $\Delta p+p$, donde p es el esfuerzo estático vertical previo al cíclico Δp (Figura 1.2). En el experimento reportado se

concluye que el asentamiento total es proporcional al valor de la relación de incremento de carga; Yasuhara y colaboradores (1983) obtuvieron resultados similares utilizando materiales inalterados y remoldeados; asimismo Fujiwara y su grupo de trabajo (1987) obtuvieron resultados consistentes con los anteriores utilizando arcilla remoldeada tratada con un coagulante polimerizado.

b.3 Programa de aplicación de carga; durante la aplicación de esfuerzos cíclicos, estos frecuentemente se inician a partir de un cierto estado de esfuerzos verticales estáticos p ; a partir de aquí se inicia una secuencia alternada que oscila entre los valores de p y $p+\Delta p$ hasta completar el número de ciclos requerido. Otro patrón supone aplicar esfuerzos que varían entre $p+\Delta p$ y $p-\Delta p$ hasta alcanzar el número de ciclos proyectado. Fujiwara y colaboradores (1987) realizaron estudios tendientes a analizar la compresibilidad de un suelo fino remoldeado, bajo la acción de las dos secuencias de carga anteriores; el resultado de estos estudios señala que las deformaciones verticales bajo el segundo patrón fueron mayores que las observadas bajo el primero en la región de consolidación secundaria.

b.4 Número de ciclos de carga; Fujiwara et al (1985) muestran los resultados de estudios realizados sobre muestras obtenidas de arcilla remoldeada en los que se observa que para un mismo valor en la relación de incremento de carga $\Delta p/p$, la deformación vertical total del material es

proporcional al número de ciclos de carga. El informe señala la existencia de dos tipos de deformaciones bajo carga cíclica, una no recuperable y otra recuperable que mostró la tendencia a alcanzar un valor constante después de un cierto número de ciclos y es proporcional al valor de la relación de incremento de carga, dentro de las condiciones de prueba reportadas.

b.5 Efecto del nivel de esfuerzo vertical previo a la aplicación de carga cíclica; Díaz Rodríguez y Casales Galván (1983) realizaron ensayos de consolidación con aplicación de carga cíclica sobre muestras inalteradas de arcilla de la Ciudad de México, cuyas características promedio fueron relación de vacíos igual a 8.9, densidad de sólidos igual a 2.45, grado de saturación aproximadamente igual al 100% y contenidos de agua entre 356 y 375%. Una de las muestras ensayadas se llevó a la condición de esfuerzo vertical previo de 0.494 kg/cm^2 ; 24 horas después se sometió a una secuencia de incrementos de esfuerzos cíclicos cuya amplitud fue de $\Delta\sigma_{cic} = 0.037 \text{ kg/cm}^2$ y con una duración de 1, 5, 10 y 20 minutos, uno cada 24 horas, utilizando una frecuencia de 7.6 Hertz. Concluida la secuencia anterior se prosiguió con la aplicación de incrementos estáticos de carga hasta llegar a 1.488 kg/cm^2 , valor superior al esfuerzo crítico ($\sigma_b = 1.3 \text{ kg/cm}^2$ obtenido de un ensaye de consolidación estandar sobre otra probeta del mismo material), donde se aplicó nuevamente la misma secuencia de esfuerzos cíclicos salvo por el valor de la amplitud que en este caso fue de $\Delta\sigma_{cic} = 0.027 \text{ kg/cm}^2$. Los resultados obtenidos permiten observar que las deformaciones bajo carga cíclica, presentadas antes del esfuerzo crítico son menores que las correspondientes al experimento después de σ_b .

b.6 Efecto de la historia de cargas cíclicas; Díaz Rodríguez y Casales Galván (1986) realizaron ensayos sobre muestras inalteradas de arcilla de la Ciudad de México cuyas características promedio fueron las siguientes: LL=357%, LP=87%, e=7.56, Ss=2.39 y W=320%, así como $\sigma_b=1.1 \text{ kg/cm}^2$, valor obtenido de un ensayo de consolidación estandar.

Uno de los especímenes ensayados bajo carga cíclica se llevó hasta un esfuerzo vertical estático de 1.4 kg/cm^2 ; 24 horas después se inició una secuencia de incrementos de esfuerzos cíclicos con una amplitud de $\Delta\sigma_{\text{cic}}=0.0269 \text{ kg/cm}^2$. La secuencia anterior estaba constituida por 4 intervalos de diferente duración (1, 5, 10 y 20 minutos) repetidos 4 veces cada uno de ellos a cada 24 horas. Los resultados obtenidos en relación con la evolución de las deformaciones en el tiempo permiten observar que el esfuerzo cíclico es más efectivo para causar deformaciones durante las primeras aplicaciones y su efecto decrece al aumentar el número de éstas.

FIGURAS

Capítulo 1

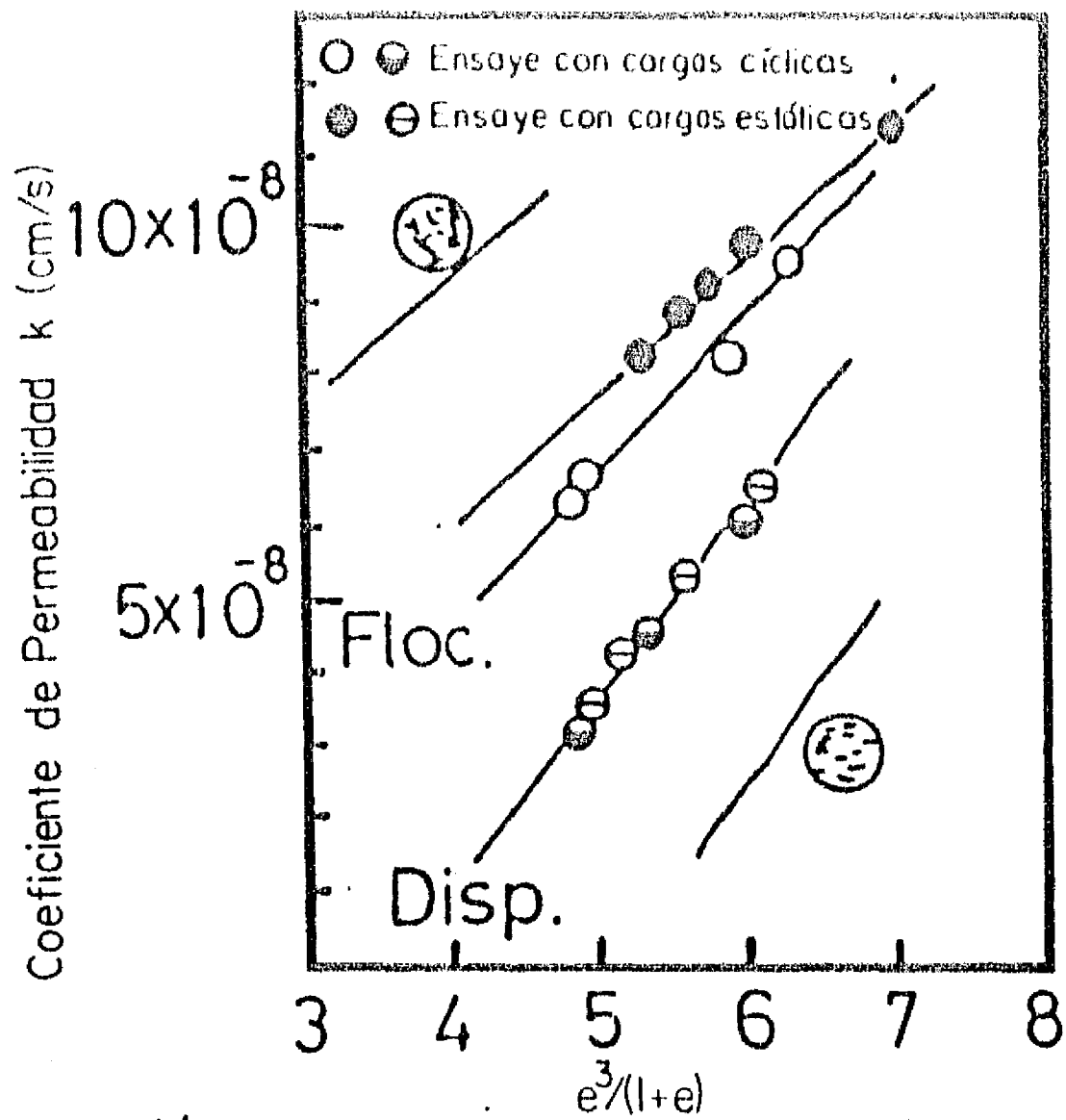


Fig.1.1 Influencia de la estructura inicial de las partículas y el método de consolidación en la relación k vs $e^3/(1+e)$ (Yamanouchi et al, 1985)

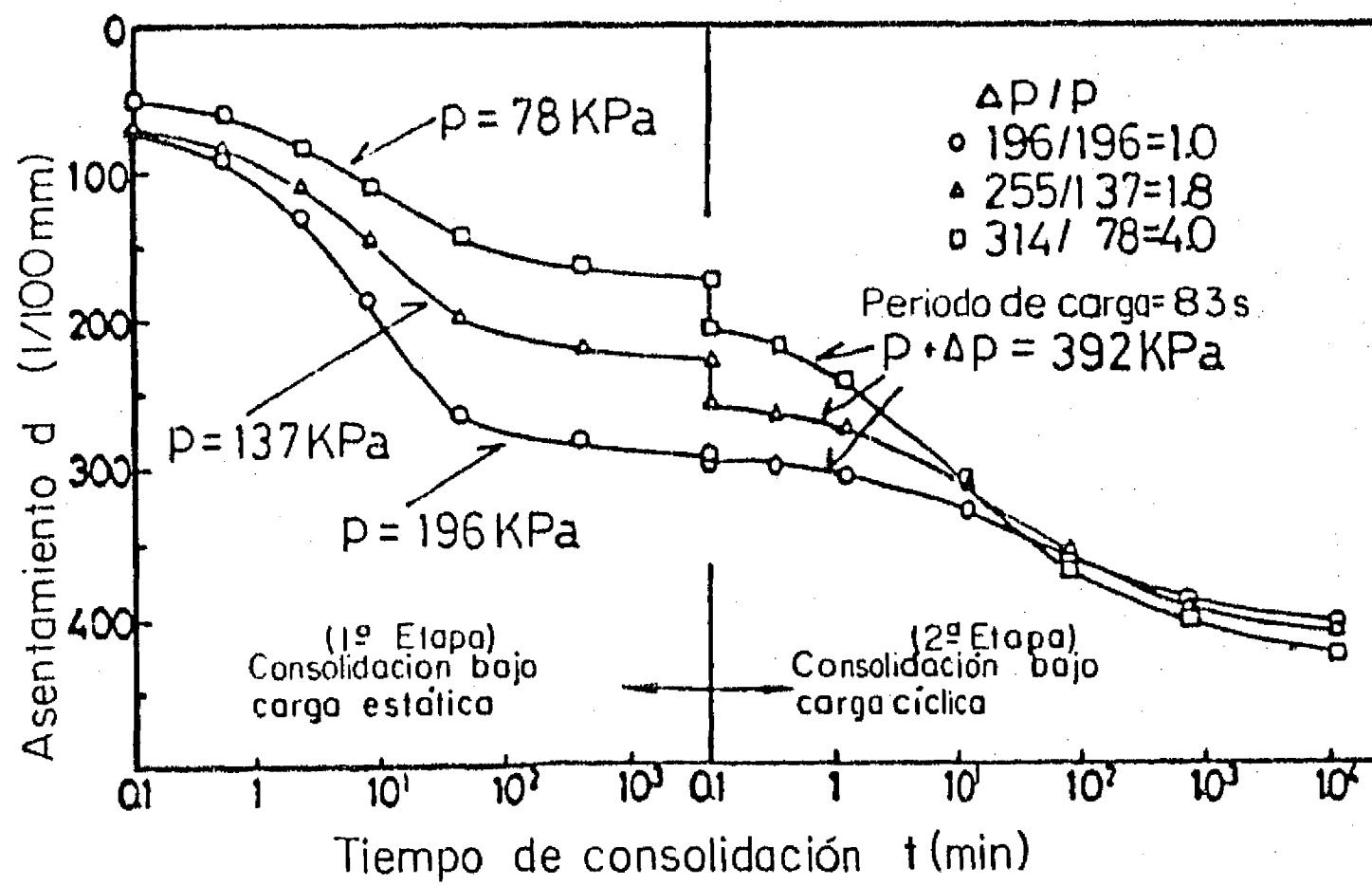


Fig.1.2 Curvas deformación tiempo, bajo carga repetida, con variación de la relación de incremento de carga. (Fujiwara et al, 1985)

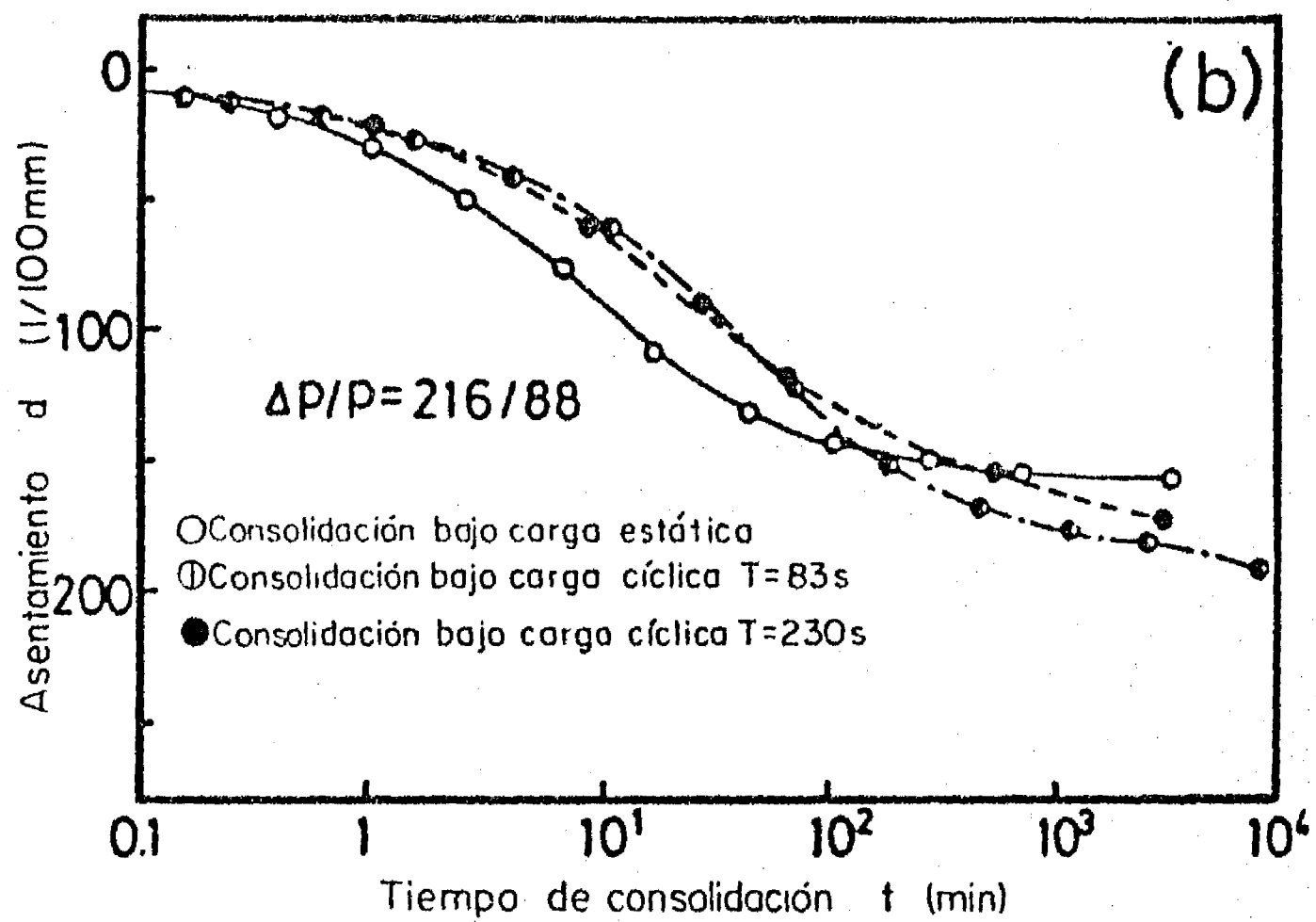
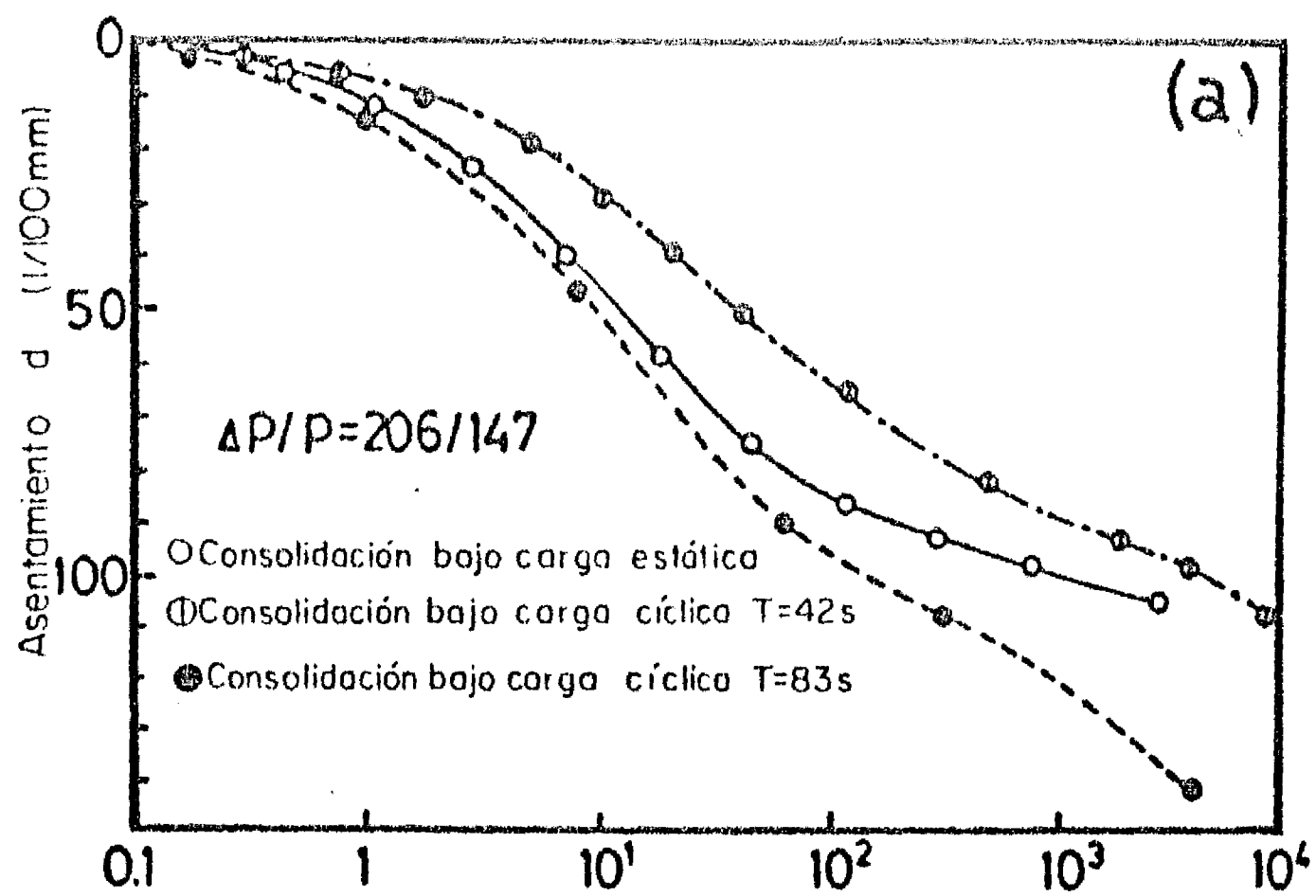


Fig.1.3 Curvas asentamiento-tiempo bajo carga estática y cíclica (variando el periodo de carga)(Fujiwara et al,1985)

2. PROGRAMA DE TRABAJO

2.1 MATERIAL UTILIZADO

El material utilizado para la realización de esta tesis se obtuvo de una muestra cúbica extraída de un pozo a cielo abierto a 1.60 m de profundidad, en el sitio localizado a 75 m del Bordo Nabor Carrillo en Texcoco Estado de México cuya localización se muestra en la Figura 2.1. Se trata de una arcilla limosa lacustre de origen volcánico y alta compresibilidad, identificada como CH. Este material presentaba color verde olivo con vetas limo-arenosas y manchas negras y un alto contenido de sales. De consistencia firme y textura jabonosa, el material tenía un límite plástico igual a 275% y un límite líquido de 424%, la Tabla 2.1 muestra las características de este material. En la misma puede observarse que el contenido inicial de agua

determinado por secado al horno durante 24 horas a 110 °C, estuvo comprendido entre 386% y 518%, en un rango de 1.60 a 1.80 m de profundidad.

Los valores de la densidad de sólidos se determinaron con el material sobrante de los ensayos de consolidación E-1, D-2, D-3 y D-7 utilizando el método del matraz volumétrico con agua destilada. El valor promedio fue de 2.69, el cual se utilizó para obtener la relación de vacíos y el grado de saturación al principio de los ensayos D-1 y D-4 a D-6.

El valor promedio del grado de saturación fue $G_w=98\%$. La génesis de este tipo de sedimentos lacustres finos confirma lo anterior pues los poros y el agua intersticial contienen gas orgánico y dióxido de carbono debido a la descomposición de materia orgánica.

En el caso de la relación de vacíos inicial los valores obtenidos, a excepción del ensaye D-2, muestran un valor medio de 11.47 con dispersión de ± 0.77 que es poco importante para el orden de magnitudes obtenidas al inicio de cada prueba. El caso de la prueba D-2, en donde se obtuvo una relación de vacíos inicial de 14, sugiere el hecho de que la heterogeneidad en estos materiales se hizo patente en las muestras obtenidas.

2.2 EQUIPO UTILIZADO

El equipo empleado para realizar la investigación que se presenta en esta tesis fue diseñado y construido por el Grupo de Dinámica de suelos de la DEPMI y cuenta con los siguientes

sistemas: a) un consolidómetro especialmente diseñado para la aplicación de cargas cíclicas denominado CONSOLIDOMETRO DINAMICO, b) un sistema de control de carga cíclica y c) un sistema de captura de datos y registro. A continuación se describen las características de cada uno de estos sistemas.

a) Consolidómetro Dinámico. El equipo cuenta con un consolidómetro diseñado para aplicar cargas cíclicas y/o estáticas y cuenta con un sistema de aplicación de carga directo y anillo flotante, como se puede apreciar en la Figura 2.2; en el yugo superior en su parte inferior se dispone de una celda de medición de carga; sobre éste se tienen dos extensómetros, uno electro-mecánico y otro mecánico, este último con fines de verificación. En el yugo inferior se encuentra un vástago que sostiene al portapesas, donde se aplican incrementos de carga estática.

El banco sobre el que se encuentra la cazuela del consolidómetro, sirve también de apoyo para cuatro pernos que soportan una placa en la que se encuentra un actuador de tipo neumático de doble acción, el cual permite aplicar cargas cíclicas sobre el yugo inferior. El contacto entre el vástago del actuador y el yugo se hace mediante un acoplamiento atornillado al vástago, que apoya sobre un balín transmitiendo la carga al yugo, como se puede apreciar en la misma figura.

b) Sistema de control de carga cíclica. El equipo cuenta con una consola que permite recibir, regular y distribuir el aire a presión que se utilizará en el actuador. La variación cíclica de la presión se logra mediante un generador de funciones integrado a la consola por medio del cual se pueden obtener ondas de tipo senoidal, "diente de sierra" o cuadradas, y que permite aplicar cargas estáticas y/o cíclicas estas últimas de entre 0.1 y 5 Hertz, además dispone de un regulador manual para controlar la carga estática aplicada; dos manómetros integrados al equipo permiten cuantificar cargas estáticas y dinámicas respectivamente, además se cuenta con un compresor que suministra el aire a presión requerido.

c) Sistema de captura de datos y registro: El consolidómetro posee una celda de medición de carga, atornillada al yugo superior, con 500 lb de capacidad y 0.01 libras de precisión una vez instalado el amplificador; esta celda permite medir la magnitud y variación de la presión aplicada. Sobre este yugo se encuentran dos extensómetros, uno mecánico con 5 cm de carrera y 0.001 mm de precisión, y otro mecánico-eléctrico con 3 cm de carrera y 0.01 cm de precisión. Estos extensómetros permiten medir la deformación vertical de la probeta. Las señales

eléctricas que generan la celda de carga y el extensómetro eléctrico pasan por una fase de amplificación donde se aprecian, en lectura digital, los cambios en carga aplicada y deformación vertical respectivamente, simultáneamente se transmiten a un graficador de 4 canales, con control de velocidad de papel y modificación de la amplitud en milivolts, que gráfica sobre papel milimétrico las variaciones de carga y deformación con el tiempo; el extensómetro mecánico permite tomar lecturas del cambio volumétrico.

2.3 PROGRAMA DE ENSAYES

En la etapa experimental se realizaron un ensaye de compresión simple y ocho ensayes de consolidación; el primero de los ensayes en oedómetro es de tipo convencional, en éste se procuró definir con precisión la curva de compresibilidad y constituye la base de referencia para programar e interpretar los siete restantes. En las siguientes cinco pruebas, denominadas dinámicas, se siguió la siguiente secuencia:

a) Se llevó el material a la condición de esfuerzo vertical de campo.

b) En esta etapa se aplicaron cinco conjuntos de esfuerzos cíclicos de igual amplitud y frecuencia pero con tiempos de aplicación progresivamente crecientes, dejando transcurrir 24 horas entre cada aplicación de esfuerzos.

Para cada uno de los ensayes dinámicos(D-1 a D-5) la amplitud del esfuerzo armónico se definió como un porcentaje de la

diferencia entre el esfuerzo crítico σ_b y el esfuerzo de campo σ_0 (Figura 2.3), esto es:

$$\Delta\sigma_{cic} = \psi(\sigma_b - \sigma_p)$$

donde

$\Delta\sigma_{cic}$ es la amplitud del esfuerzo cíclico en kg/cm^2
 ψ es el porcentaje de la diferencia de esfuerzos
 σ_p es el esfuerzo estático previo a la aplicación de carga cíclica, en kg/cm^2

c) En la tercera etapa se continúa con la secuencia de cargas estáticas preestablecidas cuya magnitud en cada uno de los incrementos es igual para todos los ensayos D-1 a D-5.

d) La descarga se realiza con cuatro decrementos de aproximadamente la misma magnitud, dejando transcurrir 24 horas entre cada uno de ellos.

En las dos pruebas restantes se siguió un procedimiento similar al anterior, con la variante de llevar el material a una condición de esfuerzo vertical estático más cercano al esfuerzo crítico, antes de la aplicación del esfuerzo cíclico.

2.4 PROCEDIMIENTO DE ENSAYES

El programa incluyó la realización de un ensaye de compresión simple y ocho de consolidación unidimensional, uno de ellos de tipo convencional y los siete restantes con aplicación de carga cíclica.

Ensaye de compresión simple: con el objeto de programar el primer ensaye en oedómetro, se llevó a cabo una prueba de compresión simple con esfuerzo controlado sobre una probeta labrada con diámetro $d=3.5\text{cm}$ y relación altura-diámetro $h/d=2.37$, aplicando, a intervalos de un minuto, la siguiente secuencia de incrementos; 0.05, 0.05, 0.06, 0.05, 0.02, 0.02, 0.02, 0.02, 0.01 y 0.01 kg/cm^2 . Estos incrementos permitieron definir las características esfuerzo-deformación y resistencia a la compresión no confinada del material.

Calibración del consolidómetro: la calibración se realizó siguiendo las indicaciones de la referencia 5, registrando las deformaciones bajo cargas estáticas, y utilizando los incrementos programados para los ensayos D-1 a D-7 con el objeto de contar con un registro de deformación del equipo versus incrementos estáticos aplicados; la gráfica correspondiente se presenta en la Figura 2.4. La calibración bajo carga cíclica se realizó substituyendo la probeta de suelo por una placa de acero, en seguida se aplicaron esfuerzos cíclicos de amplitudes sucesivamente crecientes, correspondientes a los del programa de pruebas. Bajo la máxima amplitud de estos, la deformación del equipo registrada fue del orden de 0.0005 mm, valor que es prácticamente despreciable comparado con las deformaciones bajo carga estática, por esta razón no se presenta calibración bajo carga cíclica.

Ensaye de Consolidación E-1: Los resultados anteriores permitieron programar el ensaye de consolidación E-1 sobre una probeta de material inalterado, utilizando un consolidómetro convencional de anillo flotante con diámetro igual a 8.1 cm y 1.91 cm de altura. El anillo esta fabricado con un material plástico, Nylamid. En todos los ensayes de consolidación se aplicó una película delgada de grasa de silicón en la cara interior del anillo con el fin de reducir la fricción entre este y el suelo. La profundidad del espécimen fue de 1.70 m, determinándose un esfuerzo vertical efectivo de campo $\sigma_{oi} = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo crítico $\sigma_b = 0.72 \text{ kg/cm}^2$. Los incrementos de esfuerzo aplicados fueron los siguientes; 0.07, 0.07, 0.06, 0.07, 0.07, 0.07, 0.04, 0.06, 0.03, 0.07 y 0.14 kg/cm^2 , aplicados uno a cada 24 horas. Estos incrementos permitieron definir las características de compresibilidad del suelo analizado.

Ensayes con carga cíclica: Todas las pruebas con aplicación de carga cíclica se realizaron utilizando una frecuencia de 0.5 Hertz.

Ensayes de consolidación D-1 a D-5: En todos estos ensayes el material se llevó al esfuerzo vertical de campo $\sigma_{oi} = 0.2 \text{ kg/cm}^2$, previo a la aplicación de carga cíclica, imponiendo un incremento inicial de 0.065 kg/cm^2 , 24 horas después se inundó el espécimen y se aplicó un incremento de 0.135 kg/cm^2 ; la secuencia y magnitudes anteriores se deben a restricciones del equipo pues el segundo incremento se realiza tomando como peso el del marco de carga. Veinticuatro horas después de este último incremento se aplicó una secuencia de esfuerzos cíclicos, con una frecuencia de 0.5 Hertz, $\Delta\sigma_{cic} = \psi(\sigma_b - \sigma_p)$ de amplitud constante cuya magnitud para cada una de las pruebas se presenta en la tabla 2.2, y duración de 0.5, 1.0, 5.0, 10.0 y 15 minutos a cada 24 horas; un día después de haber aplicado el último de estos se siguió

la secuencia de incrementos estáticos programada cuyas magnitudes fueron 0.1, 0.1, 0.1, 0.1, 0.059, 0.113, 0.112, 0.113 kg/cm² en carga y 0.339, 0.258, 0.200 y 0.200 kg/cm² en descarga, los cuales permitieron definir las características de compresibilidad del suelo analizado. En todas estas pruebas el esfuerzo previo a la aplicación de carga cíclica σ_p fue igual a σ_{oi} y ψ para cada uno de los ensayos D-1 a D-5 fue de 0.23, 0.46, 0.64, 0.89 y 1.32 respectivamente. La Tabla 2.2 presenta una descripción detallada del programa de incrementos para cada uno de los ensayos.

Ensayo con carga cíclica D-6: En este ensayo se siguió un procedimiento similar a los anteriores, con las variantes de que σ_p fue igual a 0.5 kg/cm² llegando a este valor con los siguientes incrementos estáticos: 0.065, 0.135, 0.1, 0.1 y 0.1 kg/cm²; 24 horas después del último se aplicó una serie de esfuerzos cíclicos utilizando $\psi=0.36$ y tiempos de aplicación de 1, 2 y 5 minutos, uno a cada 24 horas, posteriormente se continuó con la secuencia de incrementos de 0.1, 0.059, 0.113, 0.112 y 0.113 kg/cm² en carga y 0.339, 0.258, 0.200 y 0.200 kg/cm² en descarga (vease la Tabla 2.1).

Ensayo con carga cíclica D-7: Aquí $\sigma_p=0.500$ kg/cm², alcanzando este valor con los siguientes incrementos de esfuerzo; 0.065, 0.135, 0.100, 0.100, y 0.100 kg/cm²; un día después se aplicó un conjunto de esfuerzos cíclicos con $\psi=3.11$ y tiempos de aplicación de 1, 2 y 5 minutos uno a cada 24 horas, en seguida se prosiguió con la secuencia de incrementos de 0.100, 0.059, 0.113, 0.112 y 0.113 kg/cm² en carga y 0.339, 0.258, 0.200 y 0.200 kg/cm² en descarga, como se puede apreciar en la Tabla 2.2, lo anterior permitió completar la curva de compresibilidad y definir sus características bajo estas condiciones de esfuerzo.

T A B L A S Y F I G U R A S

Capítulo 2

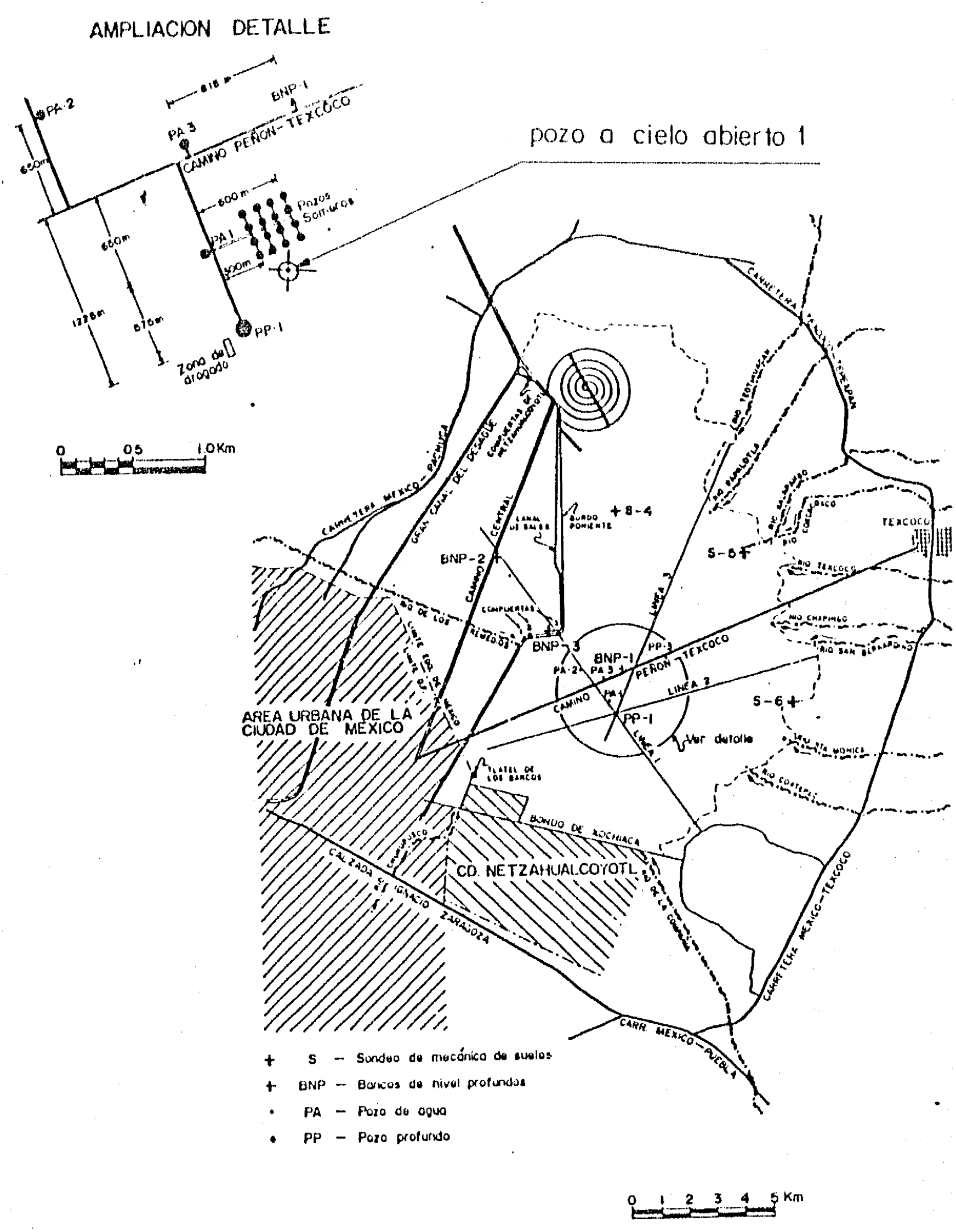
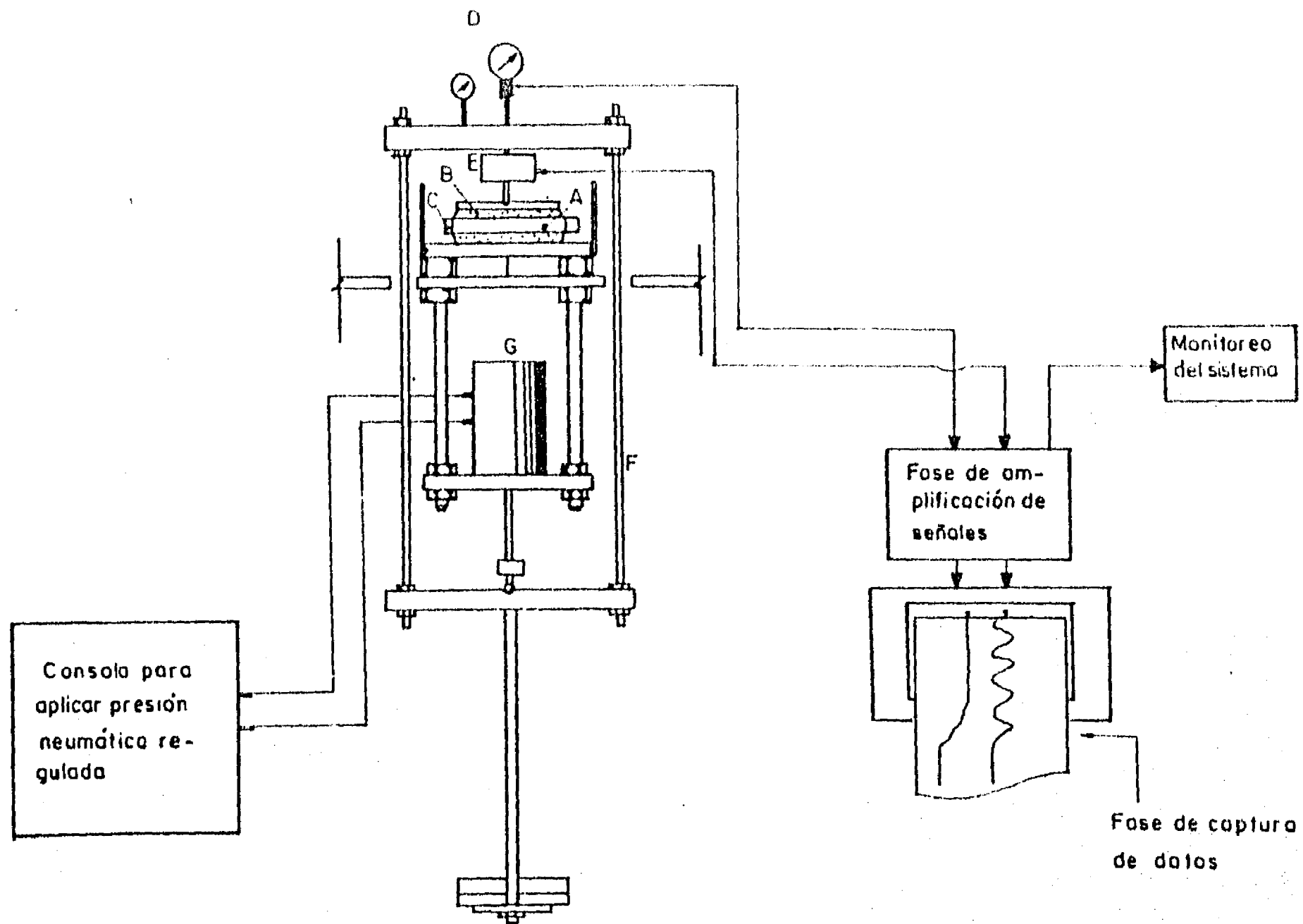


Fig.2.1 Plano para la localización de sondeos

(Plano base tomado de "Nabor Carrillo. El Hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco., SHCP, 1969, México.)



- A Probeta de suelo
- B Piedras porosas
- C Anillo
- D Extensómetros
- E Celda de carga
- F Marco de carga
- G Actuador neumático

Fig.2.2 Consolidómetro Dinámico

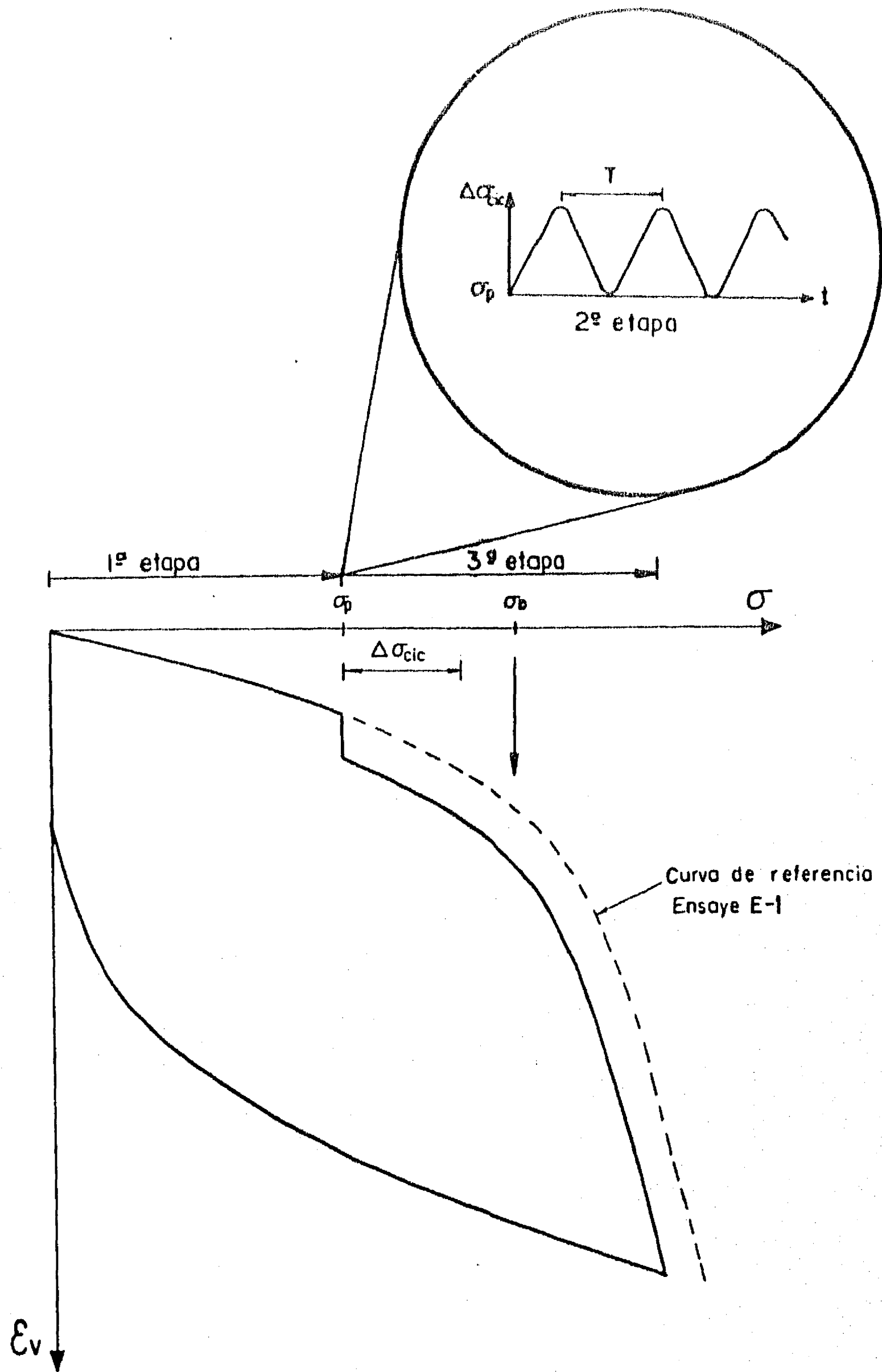


Fig.2.3 Esquema del Programa de Ensayes

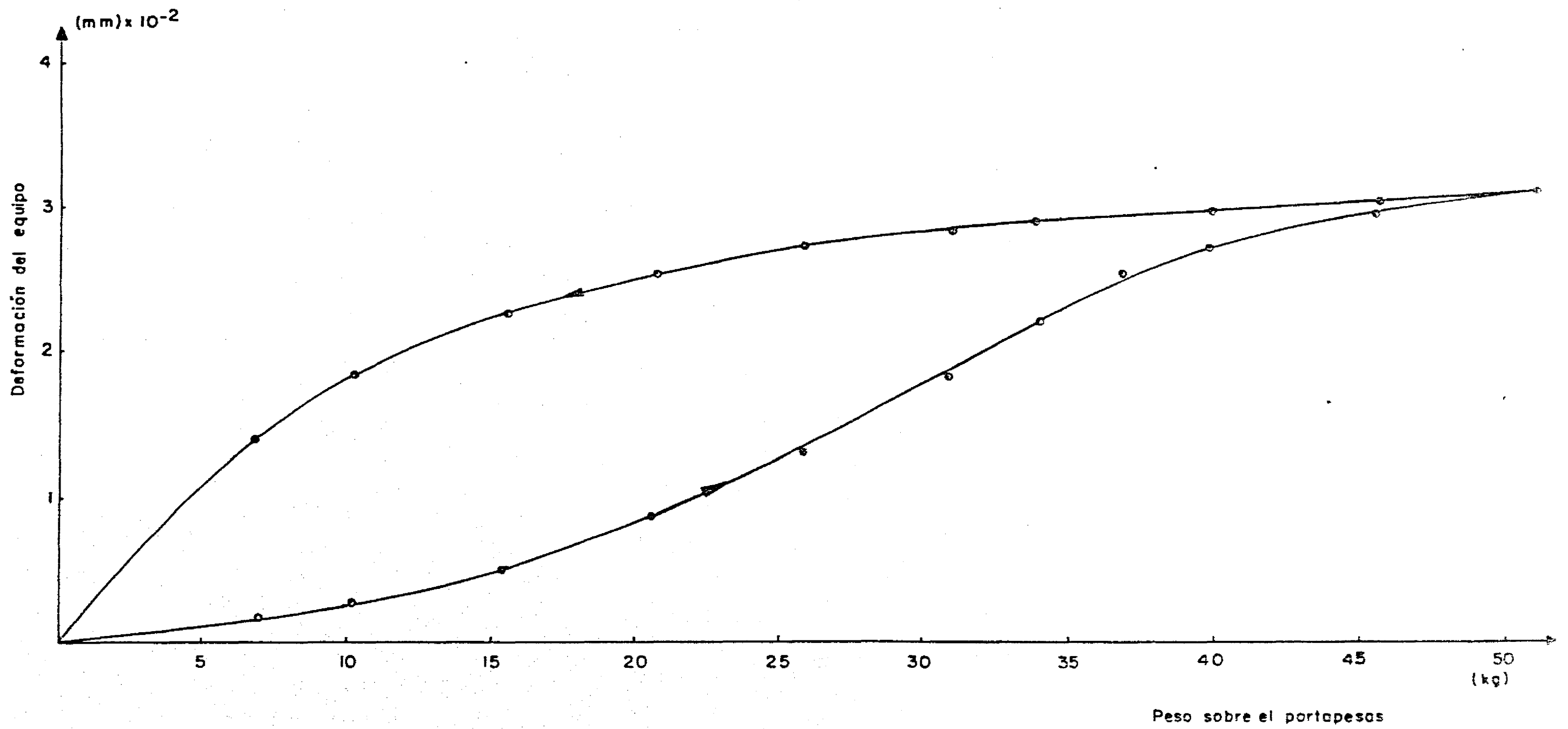


Fig.2.4 Curva de calibración bajo cargas estáticas

TABLA 2.1

Ensaye No.	Contenido de agua	Densidad de sólidos	Relación de vacíos	Grado de saturación	Peso volu- métrico	Profundidad de probeta
-----	%	-----	-----	%	t/m ³	m
E-1	398	2.67	10.82	98.99	1.14	1.61
D-1	386	2.69	10.61	97.84	1.13	1.65
D-2	518	2.73	14.16	99.91	1.11	1.65
D-3	432	2.69	11.81	98.36	1.12	1.73
D-4	459	2.65	12.19	98.81	1.12	1.72
D-5	419	2.69	11.37	99.13	1.13	1.76
D-6	468	2.69	12.64	99.62	1.12	1.72
D-7	404	2.78	10.86	99.65	1.14	1.75

Ensaye	Tipo de increm.	Num. ciclos	Esfuerzo Efec. Vert kg/cm2	Incremento de esf. kg/cm2	Def. Volum. EVN	Incre mento ΔEVN	Rel. de vacios %
E-1	Estát.		0.000	0.000	0.00	0.00	10.82
-	-		0.000	0.068	0.00	0.42	10.77
-	-		0.068	0.069	0.42	0.35	10.72
-	-		0.137	0.069	0.77	0.36	10.68
-	-		0.206	0.068	1.13	0.35	10.64
-	-		0.274	0.069	1.48	0.37	10.60
-	-		0.343	0.069	1.85	0.45	10.54
-	-		0.412	0.037	2.30	0.26	10.51
-	-		0.449	0.039	2.56	0.33	10.47
-	-		0.488	0.040	2.89	0.35	10.43
-	-		0.528	0.040	3.24	0.42	10.38
-	-		0.568	0.039	3.66	0.52	10.32
-	-		0.607	0.068	4.18	1.22	10.18
-	-		0.675	0.137	5.40	4.68	9.62
-	-		0.812	0.068	10.08	5.28	9.00
-	-		0.880	0.097	15.36	4.85	8.43
-	-		0.977	-0.302	20.21	-1.00	8.55
-	-		0.675	-0.226	19.21	-1.33	8.70
-	-		0.449	-0.244	17.88	-3.25	9.09
-	-		0.205	-0.205	14.63	-8.13	10.05
-	-		0.000	0.000	6.50		
D-1	Estát.		0.000	0.000	0.00	0.00	10.61
-	-		0.000	0.135	0.00	0.36	10.57
-	-		0.135	0.065	0.36	0.27	10.54
-	Dinám.	15	0.200	0.117	0.63	0.06	10.53
-	-	30		0.117	0.69	0.01	10.53
-	-	150		0.117	0.70	0.07	10.52
-	-	300		0.117	0.77	0.07	10.52
-	-	450		0.117	0.84	0.02	10.51
-	Estát.		0.200	0.100	0.86	0.07	10.50
-	-		0.300	0.100	0.93	0.46	10.45

Ensaye	Tipo de increm.	Num. ciclos	Esfuerzo Efec. Vert kg/cm2	Incremento de esf. kg/cm2	Def. Volum. EVN	Incre mento ΔEVN	Rel. de vacios %
D-1	Estát.		0.400	0.100	1.39	0.55	10.70
-	-		0.500	0.100	1.94	1.00	10.27
-	-		0.600	0.066	2.94	0.79	10.18
-	-		0.680	0.112	3.73	3.87	9.74
-	-		0.772	0.113	7.56	7.71	8.81
-	-		0.885	0.114	15.27	7.70	8.17
-	-		0.990	-0.340	21.06	-0.62	8.26
-	-		0.650	-0.159	20.44	-0.79	8.31
-	-		0.500	-0.200	19.65	-1.02	8.55
-	-		0.300	-0.300	17.73	-11.86	9.09
-	-		0.000	0.000	9.87		
D-2	Estát.		0.000	0.000	0.00	0.00	14.14
-	-		0.000	0.135	0.00	0.56	14.07
-	-		0.135	0.065	0.56	0.21	14.04
-	Dinám.	15	0.200	0.230	0.77	0.06	14.03
-	-	30		0.230	0.85	0.03	14.03
-	-	150		0.230	0.88	0.07	14.01
-	-	300		0.230	0.95	0.04	14.01
-	-	450		0.230	0.99	0.05	14.00
-	Estát.		0.200	0.100	1.04	0.28	13.04
-	-		0.300	0.100	1.52	0.59	13.87
-	-		0.400	0.100	1.91	0.93	13.77
-	-		0.500	0.100	2.86	1.61	13.49
-	-		0.600	0.112	4.47	4.40	12.81
-	-		0.712	0.059	8.87	4.17	12.16
-	-		0.771	0.113	13.04	6.58	11.18
-	-		0.884	0.113	19.62	5.03	10.42
-	-		0.997	-0.285	24.65	-0.46	10.40
-	-		0.712	-0.312	24.19	-1.83	10.77
-	-		0.400	-0.200	22.36	-2.69	11.17

T A B L A 2.2

Ensayo	Tipo de Incrém.	Num. ciclos	Esfuerzo Efec. Vert kg/cm ²	Incremen- to de esf. kg/cm ²	Def. Volum. cv%	Incre- mento Δcv%	Rel. de vacíos %
D-2	Estát.		0.200	-0.200	10.72	-10.17	12.71
	-		0.000	0.000	0.56		
D-3	Estát.		0.000	0.000	0.00	0.00	11.81
	-		0.000	0.065	0.00	0.17	11.79
	-		0.065	0.135	0.17	0.54	11.72
	Dinám.	15	0.200	0.333	0.71	0.22	11.70
	-	30		0.333	0.93	0.06	11.69
	-	150		0.333	0.99	0.17	11.67
	-	300		0.333	1.16	0.06	11.66
	-	450		0.333	1.22	-0.01	11.66
	Estát.		0.200	0.100	1.21	0.25	11.63
	-		0.300	0.100	1.46	0.50	11.56
	-		0.400	0.100	1.96	1.01	11.49
	-		0.500	0.100	2.97	1.58	11.23
	-		0.600	0.059	4.55	1.55	11.02
	-		0.659	0.113	6.10	3.56	10.32
-		0.772	0.113	11.66	4.91	9.44	
-		0.885	0.114	18.57	5.17	8.77	
-		0.999	-0.339	23.74	-0.66	8.86	
-		0.660	-0.260	23.08	-1.45	9.04	
-		0.400	-0.200	21.63	-2.41	9.35	
-		0.200	-0.200	19.22	-8.82	10.48	
-		0.000		10.40			
D-4	Estát.		0.000	0.000	0.00	0.00	12.1
	-		0.000	0.065	0.00	0.26	12.1
	-		0.065	0.135	0.26	0.45	12.0
	Dinám.	15	0.200	0.463	0.71	0.10	12.0
	-	30		0.463	0.82	0.05	12.0
	-	150		0.463	0.86	0.12	12.0

Ensayo	Tipo de Incrém.	Num. ciclos	Esfuerzo Efec. Vert kg/cm ²	Incremen- to de esf. kg/cm ²	Def. Volum. cv%	Incre- mento Δcv%	Rel. de vacíos %
D-4	Dinám.	300		0.463	0.98	0.10	12.05
	-	450		0.463	1.08	0.03	12.01
D-5	Estát.		0.200	0.100	1.11	0.30	12.00
	-		0.300	0.100	1.41	0.46	11.94
	-		0.400	0.100	1.87	0.72	11.89
	-		0.500	0.100	2.99	1.19	11.49
	-		0.600	0.059	3.78	1.04	11.33
	-		0.659	0.112	4.82	3.97	11.03
	-		0.771	0.113	9.79	6.83	10.13
	-		0.884	0.113	15.62	3.31	9.43
	-		0.997	-0.226	20.93	-0.22	9.44
	-		0.771	-0.371	20.71	-2.06	9.73
	-		0.400	-0.200	18.63	-2.66	10.08
	-		0.200	-0.200	15.97	-0.30	11.31
	-		0.000		6.67		
	D-5	Estát.		0.000	0.000	0.00	0.00
-			0.000	0.065	0.00	0.17	11.34
-			0.065	0.135	0.17	0.39	11.30
Dinám.		15	0.200	0.684	0.56	0.23	11.27
-		30		0.684	0.79	0.05	11.27
-		150		0.684	0.84	0.10	11.25
-		300		0.684	0.94	0.06	11.23
-		450		0.684	1.00	0.03	11.23
Estát.			0.200	0.100	1.00	0.17	11.23
-			0.300	0.100	1.17	0.43	11.17
-			0.400	0.100	1.60	0.69	11.10
-			0.500	0.100	2.30	1.26	10.94
-			0.600	0.059	3.46	1.23	10.79
-			0.659	0.112	4.69	4.22	10.27
-		0.772	0.112	9.90	6.49	9.47	

T A B L A 2.2

(CONTINUACIÓN)

Ensayo	Tipo de incram.	Num. ciclos	Esfuerzo Efec. Vert kg/cm2	Incremento de esf. kg/cm2	Def. Volum. SVK	Incre mento ΔSVK	Rel. de vacios %
D-5	Estát.		0.884	0.114	15.30	5.39	8.80
-	-		0.998	-0.339	20.77	-0.88	8.91
-	-		0.659	-0.259	19.90	-1.68	9.12
-	-		0.400	-0.200	18.21	-2.81	9.47
-	-		0.200	-0.200	15.40	-9.62	10.65
-	-		0.000		5.78		
D-6	Estát.		0.000	0.000	0.00	0.00	12.64
-	-		0.000	0.065	0.00	0.12	12.64
-	-		0.065	0.135	0.12	0.31	12.58
-	-		0.209	0.100	0.43	0.41	12.52
-	-		0.300	0.100	0.84	0.36	12.47
-	-		0.400	0.100	1.20	0.66	12.38
-	Dinám.	30	0.500	0.079	1.86	0.02	12.38
-	-	60		0.079	1.88	0.04	12.38
-	-	150		0.079	1.91	0.03	12.37
-	Estát.		0.500	0.100	1.94	0.85	12.26
-	-		0.600	0.058	2.79	1.16	12.10
-	-		0.658	0.113	3.95	4.31	11.51
-	-		0.771	0.113	8.26	6.02	10.69
-	-		0.884	0.113	14.28	5.36	9.96
-	-		0.997	-0.339	19.64	-0.82	10.07
-	-		0.658	-0.258	18.82	-1.87	10.33
-	-		0.400	-0.200	16.95	-3.07	10.74
-	-		0.200	-0.200	13.89	-11.21	12.27
-	-		0.000		2.67		
D-7	Estát.		0.000	0.000	0.00	0.00	10.86
-	-		0.000	0.065	0.00	0.10	10.95
-	-		0.065	0.135	0.10	0.43	10.80
-	-		0.200	0.100	0.53	0.40	10.75

Ensayo	Tipo de incram.	Num. ciclos	Esfuerzo Efec. Vert kg/cm2	Incremento de esf. kg/cm2	Def. Volum. SVK	Incre mento ΔSVK	Rel. de vacios %
D-7	Estát.		0.300	0.100	0.03	0.66	10.48
-	-		0.400	0.100	1.50	1.01	10.74
-	Dinám.	30	0.500	0.080	1.60	0.15	10.54
-	-	60		0.080	2.75	0.24	10.51
-	-	150		0.080	2.99	0.17	10.49
-	Estát.		0.500	0.100	3.15	1.33	10.31
-	-		0.600	0.058	4.48	2.40	10.00
-	-		0.658	0.113	6.49	2.01	9.37
-	-		0.771	0.113	12.61	3.08	8.44
-	-		0.884	0.113	18.59	4.63	8.11
-	-		0.997	-0.337	23.22	-0.80	8.20
-	-		0.600	-0.260	22.42	-1.46	8.74
-	-		0.400	-0.200	20.06	-2.59	8.68
-	-		0.200	-0.200	16.38	-9.05	9.87
-	-		0.000		8.42		

T A B L A 2.2

(CONTINUACIÓN)

Ensaye de compresion simple

Carga	Deformacion Unitaria	Area Corregida	Esfuerzo Aplicado
P_g	%	cm^2	kg/cm^2
0.000	0.00	9.62	0.00
0.501	0.16	9.64	0.05
0.501	0.36	9.65	0.10
0.500	0.57	9.67	0.16
0.500	0.80	9.70	0.21
0.201	0.94	9.71	0.23
0.201	1.05	9.72	0.25
0.203	1.12	9.73	0.27
0.202	1.31	9.75	0.29
0.200	1.76	9.79	0.31
0.100	2.17	9.83	0.32
0.100	2.53	9.87	0.33

3. RESULTADOS OBTENIDOS

3.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los ensayos realizados durante la presente investigación; en primer lugar se hace una descripción de la forma en que estos se reportan, básicamente gráfica y tabular, en seguida se describen en forma detallada los resultados de cada una de las pruebas, haciendo énfasis en el aspecto fenomenológico del comportamiento bajo carga cíclica y postcíclica del suelo. Finalmente se describen desde un punto de vista general estos últimos aspectos de la investigación.

3.1.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

Es práctica común elaborar las curvas de compresibilidad graficando la relación de vacíos versus esfuerzo efectivo, sin embargo, como se mencionó anteriormente, la falta de homogeneidad del suelo dificulta la interpretación de los resultados obtenidos de diferentes ensayos, por esta razón resulta conveniente graficar la deformación volumétrica unitaria versus esfuerzo efectivo vertical. En este trabajo

se presentan los resultados obtenidos en terminos de estas variables en la Tabla 2.2, y las correspondientes curvas de compresibilidad en las Figuras 3.1 a 3.8. En todos los ensayos el nivel de esfuerzo maximo alcanzado bajo carga estática fué de 1 kg/cm^2 , lo que permitió definir las características de compresibilidad de las muestras analizadas.

3.1.2 Comportamiento Deformación-Tiempo.

Considerando que en materiales altamente compresibles de tipo preconsolidado, como el estudiado, es del mayor interés conocer los cambios volumétricos experimentados en el tiempo en la rama de recompresión así como las variaciones de los parámetros asociados a ellos, las curvas de consolidación que se reportan en este trabajo son aquellas cuyo nivel de esfuerzo no rebasa el esfuerzo crítico y se presentan en escala semilogarítmica de cinco ciclos, graficando en el eje horizontal el tiempo en segundos y las deformaciones verticales en $\text{mm} \times 10^{-2}$ en el vertical. El mismo número romano sobre la escala de deformaciones y en la curva de consolidación señala la escala utilizada para construir la curva correspondiente, nótese que dos gráficas cualesquiera pueden estar construidas con diferente escala. También se presentan aquí las curvas de consolidación teóricas de cada una de las experimentales que se reportan, ajustadas con la teoría de Zeevaert (1986), en las mismas unidades que las curvas experimentales, así como los valores numéricos de los parámetros asociados a ellas.. Finalmente se presentan las gráficas de los parámetros anteriores (m_v , m_t , β , C_v y k)

versus esfuerzo vertical efectivo en las Figuras 3.24 a 3.28. En el anexo I se presenta una descripción de la teoría mencionada, sus hipótesis básicas, los parámetros relacionados con ella y el procedimiento de ajuste.

3.1.3 Comportamiento Esfuerzo-Deformación bajo Carga cíclica-Tiempo.

Este comportamiento se presenta en las figuras 3.29 a 3.34 y se describe con ayuda de la figura 3.29a, que lo representa esquemáticamente así como el correspondiente postcíclico; en ella se pueden identificar dos patrones de comportamiento de la deformación con el tiempo. Uno de ellos (curva AB) que comprende el tiempo de aplicación de la carga cíclica. El otro (curva BC) que representa la recuperación elástica una vez que ha cesado la aplicación de carga cíclica correspondiente. En cada una de las figuras 3.29 a 3.33 se presenta la evolución de las deformaciones con el tiempo, para un mismo número de ciclos variando la amplitud del esfuerzo cíclico. Así, en la figura 3.29 se presenta la información para 30 segundos (15 ciclos) de duración de la carga cíclica y variación del esfuerzo cíclico $\Delta\sigma_{cic}$ desde 0.117 hasta 0.684 kg/cm², en tanto que la Figura 3.33 presenta la gráfica correspondiente a 900 segundos (450 ciclos), con la variación de los esfuerzos cíclicos en el mismo rango de valores de la Figura 3.29.

3.2 DESCRIPCION DE RESULTADOS

A continuación se presenta la descripción de los resultados obtenidos en la etapa experimental.

3.2.1 Ensayé de consolidación E-1.

3.2.1.1. Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

La curva de compresibilidad correspondiente a este ensaye (Figura 3.1) muestra un comportamiento lineal al principio de la rama de recompresión hasta aproximadamente un 100% del esfuerzo de campo ($\sigma_{oi} = 0.2 \text{ kg/cm}^2$), esto es, $\sigma_v = 0.4 \text{ kg/cm}^2$; a partir de este valor las deformaciones se incrementan gradualmente hasta llegar a una zona de curvatura máxima que divide a la gráfica en dos ramas de pendientes definidas: la rama de recompresión y una rama inclinada que muestra la compresibilidad del suelo para una nueva condición estructural impuesta por el confinamiento a que la somete el anillo en el consolidómetro; la abscisa correspondiente al punto de intersección entre ambas se conoce como "esfuerzo crítico" σ_b que en este material resulto ser de 0.72 kg/cm^2 , y es la magnitud del esfuerzo vertical en la cual se presenta un colapso de la estructura del material originándose un nuevo comportamiento estructural (Zeevaert, 1986). Los materiales cuyo esfuerzo efectivo vertical de campo σ_{oi} es menor que el esfuerzo crítico σ_b se conocen como suelos de tipo preconsolidado y su diferencia $(\sigma_b - \sigma_{oi}) = \Delta\sigma_b$ representa el exceso de resistencia de la estructura interna del material sujeto a compresión confinada (Zeevaert, 1959). Este exceso de resistencia puede deberse a una o a la combinación de las siguientes causas naturales:

a) Presiones efectivas altas inducidas anteriormente por carga

- b) Presiones efectivas altas inducidas por fuerzas capilares
- c) Adherencia intergranular alta debida a la prescencia de minerales activos u otros materiales cementantes.

En el caso del material estudiado, en el ensaye E-1, se observó que se trataba de un material de tipo preconsolidado con $\Delta\sigma_b = 0.52 \text{ kg/cm}^2$. En general esta configuración es común en materiales sensitivos y altamente compresibles, con grandes relaciones de vacíos.

3.2.1.2 Comportamiento Deformación-Tiempo.

Las curvas de consolidación que se presentan en las Figuras 3.9 y 3.10 muestran un comportamiento típico en el que para bajos niveles de esfuerzo se presenta, posterior a la consolidación primaria, un comportamiento lineal en escala logarítmica entre las deformaciones y el tiempo; a medida que el nivel de esfuerzo aumenta, se hace más evidente el efecto viscoso intergranular, modificándose gradualmente la pendiente de esta ley lineal y asumiendo una configuración convexa cada vez mas marcada conforme se aproxima al esfuerzo crítico σ_b .

Utilizando la teoría de consolidacion de Zeevaert (1986) es posible interpretar el comportamiento deformación-tiempo del suelo para un nivel de esfuerzo dado y un incremento de esfuerzo especificado, en términos de los parámetros asociados al ajuste de las curvas de consolidación correspondientes . A continuación se hace una descripción de los resultados obtenidos de este ensaye en función de cada

uno de los parámetros anteriores y de las gráficas de estos versus esfuerzo efectivo vertical que se muestran en las Figuras 3.24 a 3.28.

3.2.1.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria m_v .

Se puede observar en la Figura 3.24 que para magnitudes iguales de incrementos de esfuerzo $\Delta\sigma=0.069 \text{ kg/cm}^2$, la tendencia de este parámetro es a incrementarse sensiblemente hasta llegar a un nivel de $\sigma_v=0.343 \text{ kg/cm}^2$; cuando hubo una disminución en los incrementos, esto es, $\Delta\sigma=0.039 \text{ kg/cm}^2$; los valores correspondientes de m_v tendieron a disminuir hasta un nivel de presión de 0.528 kg/cm^2 , en seguida se aplicaron incrementos de esfuerzo sucesivamente mayores, que conllevaron un aumento ostensible en el valor de este parámetro hasta un nivel de esfuerzo de 0.675 kg/cm^2 . Se puede observar que en general la configuración de la curva E-1 se mantiene aproximadamente constante y se incrementa ligeramente a medida que el nivel de esfuerzo se aproxima al esfuerzo crítico.

3.2.1.4 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria m_v .

La Figura 2.25 permite observar para este ensaye un comportamiento aproximadamente constante con variaciones relativamente pequeñas hasta llegar a $\sigma_v=0.35 \text{ kg/cm}^2$, después de este esfuerzo, a medida que se incrementa el nivel de σ_v

se incrementa el valor de m_v en forma aproximadamente lineal en escala doble logarítmica.

3.2.1.5 Parámetro β .

La configuración de este parámetro (Figura 3.26), que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular, es muy similar a la de m_v , presentando características semejantes antes y después de $\sigma_v = 0.35 \text{ kg/cm}^2$, aunque la gráfica β vs σ es más consistente en el tramo posterior al nivel de esfuerzo mencionado.

3.2.1.6 Coeficiente de consolidación C_v .

En general se observa de la Figura 3.27 una tendencia brusca a disminuir el valor de C_v hasta llegar al esfuerzo vertical de campo $\sigma_{oi} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$, a partir de aquí la curva permanece aproximadamente horizontal con poca dispersión en los valores de C_v ($\pm 0.6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$) hasta un nivel de esfuerzo cercano al crítico $\sigma_b = 0.72 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.1.7 Coeficiente de permeabilidad k .

En el caso del ensaye E-1 se observa (Figura 3.28) un comportamiento similar al de C_v pues como se sabe de la teoría de consolidación, $k = m_v C_v \gamma_v$, de tal forma que si m_v se mantiene aproximadamente constante, como es este caso (véase la Figura 3.24), k presenta una configuración muy parecida a la de C_v , con un fuerte decaimiento hasta un nivel de esfuerzo de 0.20 kg/cm^2 y en seguida una trayectoria

aproximadamente horizontal con poca dispersión en los valores de k aún cerca del esfuerzo crítico.

3.2.2 Ensaye de consolidación D-1.

3.2.2.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

La gráfica de compresibilidad de la Figura 3.2 permite observar un comportamiento lineal al principio de la rama de recompresión hasta un esfuerzo similar al de campo (0.2 kg/cm^2); a partir de ahí se presenta un escalón en la deformación volumétrica de 0.23% con relación a la altura inicial de la probeta ($2H=1.91 \text{ cm}$), originado por la aplicación de carga cíclica. Posterior a este evento se observa una disminución en la pendiente de la curva de compresibilidad, hecho experimental que se hace evidente en la gráfica de consolidación posterior a la aplicación de esfuerzos cíclicos y que corresponde al tercer incremento estático (Figura 3.11), así como en la disminución de los coeficientes de compresibilidad volumétrica unitaria m_v y m_t , y β , como se observa en las figuras 3.24a, 3.25a y 3.26a respectivamente; en seguida se puede advertir una tendencia a recuperar lo que parece ser su trayectoria original, presentando un punto de curvatura máxima correspondiente al esfuerzo crítico $\sigma_b=0.685 \text{ kg/cm}^2$, menor que el obtenido en el ensaye de referencia E-1. La máxima deformación unitaria observada, para un esfuerzo de 0.999 kg/cm^2 , fue de 21.06% , mayor que la observada en el ensaye efectuado en

condiciones de carga estática. En este ensayo $\Delta\sigma_b = 0.486$ kg/cm².

3.2.2.2 Comportamiento Deformación-Tiempo.

Con relación a las curvas de consolidación de la Figura 3.11 se puede señalar lo siguiente: es frecuente que en los primeros incrementos, en la etapa de consolidación primaria, no sean tan buenos los ajustes teóricos realizados debido a la descompresión del agua intersticial, ya que aquí se libera gas en forma de burbujas microscópicas que afectan la compresibilidad del material (Zeevaert, 1984), además en el primer incremento se presenta expulsión del aire atrapado entre las piedras porosas y el anillo, reacomodo de estas y fricción entre suelo y anillo (Li, 1895) que afectan en forma significativa los resultados experimentales.

Aunque la tendencia en cuanto al comportamiento esfuerzo-deformación del suelo es a aumentar la deformación volumétrica del suelo por viscosidad intergranular en la rama de recompresión, conforme se incrementa el nivel de esfuerzo, lo cual se hace evidente en la pendiente de la ley lineal en las gráficas de consolidación, se puede observar que posterior a la carga cíclica hay una disminución en la pendiente de esta ley (Figura 3.11, curva D1-3), inmediatamente después, incremento D1-4, se presenta un aumento en el valor de esta pendiente acompañado de una deformación a las 24 horas de 0.46%, mayor que la que se

podría esperar para este material en condiciones de carga estática (0.26% en el ensayo E-1, incremento E1-7) a un nivel de esfuerzo y magnitud de incremento similares, lo anterior se confirma al observar la disminución en los valores de m_v y m_t en este ensayo, posteriores al evento cíclico y correspondientes al nivel de 0.30 kg/cm^2 (Figuras 3.24 y 3.25), así como en el incremento posterior de estas variables a los 0.40 kg/cm^2 .

3.2.2.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria m_v .

La Figura 3.24a y la Tabla 3.1 permiten observar que posterior a la aplicación de carga cíclica, a un nivel de esfuerzo de 0.3 kg/cm^2 , se presenta una disminución de $7.57 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$ en el valor de m_v , producto principalmente de la aplicación de tal carga; lo anterior se puede confirmar al observar en los otros ensayos las trayectorias previas a la aplicación de esfuerzos cíclicos y su cambio repentino posterior a ellos (en la misma figura) aunque un factor que parece también influenciar esta trayectoria es la relación de incrementos de esfuerzo (Li, 1985), en seguida se observa un incremento constante en el valor de este parámetro hasta un nivel de 0.60 kg/cm^2 para posteriormente decrecer en el último valor registrado.

3.2.2.4 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria m_t .

La Figura 3.25a y la Tabla 3.1 permiten observar posterior a la aplicación de carga cíclica y a un nivel de esfuerzo vertical sostenido de 0.3 kg/cm^2 , una disminución de $2.339 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$ en el valor de este parámetro, mayor que la esperada en este material para un nivel de esfuerzo e incremento del mismo en condiciones estáticas (ensaye E-1, $\sigma_v = 0.206 \text{ kg/cm}^2$, $\Delta\sigma = 0.068 \text{ kg/cm}^2$ y $m_t = 1.66 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$). Posterior a este fenómeno se observa una trayectoria progresivamente creciente en la curva, lo cual es congruente con el comportamiento observado en el ensaye E-1; en éste, a medida que se incrementa el nivel de esfuerzo se hace mas importante el efecto viscoso intergranular en el suelo y consecuentemente aumenta el valor de m_t .

3.2.2.5 Parámetro β .

La Figura 3.26a correspondiente a este ensaye permite observar un comportamiento muy similar a la curva del coeficiente m_t , lo cual se explica por el comportamiento aproximadamente constante de m_v y por la relación entre estas tres variables ($\beta = m_t/m_v$); en esta figura se aprecia una trayectoria creciente interrumpida al nivel de 0.2 kg/cm^2 de esfuerzo vertical efectivo, previo a la aplicación de cargas cíclicas, y al nivel de 0.4 kg/cm^2 , después de estas interrupciones en la trayectoria ésta continua en forma similar a la del ensaye E-1 con la excepción de que para un nivel de esfuerzo dado, posterior a 0.5 kg/cm^2 , el valor de β es menor con relación al ensaye de referencia E-1.

3.2.2.6 Coeficiente de consolidación C_v .

Observando la Figura 3.27a es posible advertir, posterior a la aplicación de carga cíclica, una disminución en el valor de C_v de $1.491 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, que en general sigue la tendencia de comportamiento del ensaye E-1, sin embargo posterior a este último valor se observa una trayectoria oscilante de C_v conforme se incrementa el nivel de esfuerzo, que no corresponde al comportamiento observado bajo condiciones estáticas de carga.

3.2.2.7 Coeficiente de permeabilidad k .

En la Figura 3.28a se observa para este ensaye un comportamiento típico al disminuir el coeficiente de permeabilidad a niveles menores que los observados en la prueba de referencia (E-1) hasta un valor de esfuerzo de 0.30 kg/cm^2 . A partir de aquí la trayectoria es ascendente con un ligero descenso a los 0.6 kg/cm^2 y en seguida continua hasta llegar a un valor de $2.9634 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$, valor mayor que el obtenido al principio del ensaye.

3.2.2.8 Comportamiento Deformación bajo carga cíclica-tiempo.

Las características esfuerzo-deformación bajo carga cíclica se pueden apreciar en las Figuras 3.29 a 3.33 en las curvas correspondientes a este ensaye; en ellas se observa que para una amplitud de esfuerzo cíclico $\Delta\sigma_{cic} = 0.117 \text{ kg/cm}^2$ los cambios volumétricos fueron proporcionales al número de ciclos y describen un comportamiento no lineal hasta el final

del evento, también se aprecia que la deformación final fue función del número de estos, sin presentar recuperación visible y con deformaciones permanentes una vez que se suspendió la carga periódica; la Figura 3.35 permite observar que el primer conjunto de incrementos cíclicos ocasionaron mayores deformaciones que los posteriores para un mismo número de ciclos de carga, en esta figura se encuentra en el eje horizontal el número ordinal de los conjuntos de incrementos aplicados y en el vertical la deformación a los 30 segundos para cada uno de los conjuntos de esfuerzos periódicos, normalizada con respecto a la deformación máxima observada en el primer conjunto de estos; en la misma gráfica se observa una tendencia a disminuir las deformaciones verticales conforme aumenta el número de conjuntos de incrementos aplicados hasta el tercer conjunto, y permanece constante en el cuarto.

3.2.3 Ensaye de consolidación D-2.

3.2.3.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

La Figura 3.3 muestra la curva de compresibilidad correspondiente a este ensaye en la cual se observa un comportamiento similar al ensaye D-1 a saber: una disminución brusca de 0.27% en la deformación volumétrica unitaria a los 0.20 kg/cm² como producto de la aplicación de cargas periódicas, una disminución en la pendiente de la curva de compresibilidad, posterior a la aplicación de estas y una

reducción en el valor del esfuerzo crítico ($\sigma_b = 0.61 \text{ kg/cm}^2$) con relación al obtenido bajo condiciones estáticas ($\sigma_b = 0.72 \text{ kg/cm}^2$). A un nivel de esfuerzo similar al del ensaye E-1, $\sigma_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, la deformación volumétrica máxima del material fue mayor en 4.44% respecto a la obtenida en el ensaye de referencia. En el caso de este ensaye $\Delta\sigma_b = 0.41 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.3.2 Comportamiento Deformación-Tiempo.

El comportamiento deformación-tiempo para este ensaye no difiere en gran medida del observado en el ensaye anterior, excepto que no se observa tan evidente la disminución en pendiente de la parte recta de la curva de consolidación correspondiente al tercer incremento de carga estática (D2-3, Figura 3.13) posterior a la aplicación de esfuerzos cíclicos. El cambio volumétrico observado a un nivel de 0.4 kg/cm^2 y bajo un incremento de esfuerzo estático de 0.10 kg/cm^2 fue de 0.56%, mayor que el observado (0.26%) para un nivel de esfuerzo semejante en condiciones estáticas de carga en el ensaye E-1.

3.2.3.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria m_v .

El coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria m_v correspondiente a este ensaye presenta un comportamiento similar al del ensaye anterior, vease la Figura 3.24a y la Tabla 3.1, con una disminución de su valor en el incremento posterior a la aplicación de carga cíclica, y en seguida un

aumento de aquél para los siguientes incrementos de esfuerzo hasta valores que rebasan el promedio en el ensaye de referencia E-1.

3.2.3.4 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria m_t .

Con relación a este parámetro la gráfica de la Figura 3.25a y la Tabla 3.1 permiten observar un comportamiento sucesivamente creciente que no se altera en forma visible con la aplicación de carga cíclica, lo cual es congruente con lo observado anteriormente relacionado con la pendiente de la curva de consolidación posterior a la aplicación de aquella. Finalmente se puede observar que en escala doble logarítmica, para un incremento de esfuerzo dado, el incremento en el valor de m_t fue mayor en el ensaye D-2 que el correspondiente al ensaye D-1 a niveles de esfuerzo efectivo mayores al vertical de campo.

3.2.3.5 Parámetro β .

Como se esperaba de este parámetro representado en la Figura 3.26a, presenta una configuración muy similar a la de m_t , excepto por un pequeño quiebre a un nivel de esfuerzo de 0.60 kg/cm^2 producto de la disminución de m_v al mismo nivel de presión.

3.2.3.6 Coeficiente de consolidación C_v .

La Figura 3.27a permite observar para este parámetro un

comportamiento similar al del anterior, el cual tiende a disminuir su valor hasta un nivel de esfuerzo vertical efectivo de campo previo a la aplicación de carga cíclica y posterior a esta en el siguiente incremento, en seguida se presenta una trayectoria irregular que oscila entre valores mayores y menores que los observados en la prueba E-1.

3.2.3.7 Coeficiente de permeabilidad k (Figura 3.28a).

La tendencia de este parámetro a disminuir su valor conforme aumenta el nivel de esfuerzo se ve interrumpida por la aplicación de cargas periódicas que provocan, para el incremento posterior a esta, una disminución en el valor de k para después crecer conforme aumenta el esfuerzo efectivo vertical hasta valores por arriba de los registrados en el ensayo E-1.

3.2.3.8 Comportamiento deformación bajo carga cíclica-tiempo.

Las gráficas de las figuras 3.29 a 3.33 relacionadas con este ensayo presentan un comportamiento no lineal en la curva deformación-tiempo durante la aplicación de carga cíclica; al final del evento se presenta un proceso de recuperación parcial de las deformaciones, cuya velocidad parece depender del número de ciclos que se aplicaron a la muestra y/o de la historia de esfuerzos cíclicos. El efecto de estos últimos en la deformación de la muestra se presenta en la Figura 3.35, donde se advierte que el primer conjunto provocó mayores deformaciones que los subsecuentes con una tendencia

de estas a disminuir conforme aumenta el número de conjuntos de ciclos aplicados, excepto al final del quinto conjunto que presenta un ligero aumento en la magnitud de la deformación relativa.

3.2.4 Ensaye de consolidación D-3.

3.2.4.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

La Figura 3.4 presenta la curva de compresibilidad de este ensaye, donde se advierte un comportamiento lineal hasta el esfuerzo efectivo vertical de campo $\sigma_{oi}=0.2 \text{ kg/cm}^2$, en seguida se presenta un cambio brusco de 0.5% en la deformación volumétrica unitaria como consecuencia de la aplicación de cinco conjuntos de esfuerzos cíclicos, aplicados uno a cada 24 horas, cuya amplitud fue de 0.333 kg/cm^2 . en seguida se observa un cambio en la pendiente de la curva, con tendencia a la horizontal, hasta llegar al esfuerzo crítico que en este caso resultó ser $\sigma_b=0.645 \text{ kg/cm}^2$. La máxima deformación unitaria para este ensaye bajo una presión de 1.0 kg/cm^2 fue de 23.74%, mayor que la obtenida en el ensaye de referencia E-1 (20.21%). El valor obtenido del exceso de resistencia de la estructura interna del suelo fue $\Delta\sigma_b=0.445 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.4.2 Comportamiento Deformación-tiempo.

Las gráficas de consolidación de la Figura 3.15 permiten observar, posterior a la aplicación de esfuerzos repetidos,

un comportamiento deformación-tiempo muy similar a los ensayos anteriores a saber: un cambio volumétrico en compresión primaria aproximadamente 70% más pequeño que el experimentado antes del evento cíclico y una disminución en la pendiente del tramo recto de la curva de consolidación D3-3; las observaciones anteriores se confirman al observar las gráficas correspondientes a este ensaye que se presentan en las Figuras 3.24a, 3.25b y 3.26a, y que permiten apreciar la disminución en los valores de los coeficientes de deformación volumétrica unitaria m_v y m_t así como de la relación entre ambos, β , después de la aplicación de presiones cíclicas.

3.2.4.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria m_v .

La Figura 3.24a presenta la variación de este parámetro con relación al esfuerzo efectivo vertical para este ensaye; en ella se puede advertir un comportamiento parecido al de los ensayos anteriores en el cual hay una disminución de m_v en el incremento posterior a la aplicación de carga cíclica para después aumentar en forma continua hasta alcanzar el mayor valor de todos los ensayos, $m_v = 0.0601 \text{ cm}^2/\text{kg}$. Es interesante observar que en tres de los ensayos realizados (D-2, D-3 y D-4) el valor registrado de m_v es prácticamente el mismo después del evento cíclico ($m_v = 0.0143 \text{ kg/cm}^2$).

3.2.4.4 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria m_v .

Como se aprecia en la Figura 3.25b a un nivel de 0.2 kg/cm^2 se presenta un aumento en el valor de m_v conforme aumenta el esfuerzo efectivo vertical aunque hay una sensible disminución en la pendiente de este parámetro, posterior a la aplicación de esfuerzos periódicos; también es posible observar que los valores de m_v para este ensaye siempre se encontraron por debajo de los obtenidos en el ensaye de referencia E-1 excepto en el último valor registrado.

3.2.4.5 Parámetro β .

En el caso de este parámetro, en la Figura 3.26a, se aprecia un comportamiento muy parecido al de m_v en el cual, posterior a los 0.2 kg/cm^2 , se presenta una trayectoria sucesivamente creciente de esta variable conforme aumenta el nivel de esfuerzo aplicado hasta el final del ensaye; en esta gráfica no se percibe algún efecto visible de la aplicación de cargas cíclicas sobre el material.

3.2.4.6 Coeficiente de consolidación C_v .

La Figura 3.27a presenta la curva C_v vs σ para este ensaye; en ésta se observa una trayectoria típica oscilante, entre los valores obtenidos del ensaye E-1, posterior a la aplicación de cargas cíclicas. También se puede advertir que aparentemente no existe influencia significativa de la amplitud de estas últimas en los cambios observados de C_v .

3.2.4.7 Coeficiente de permeabilidad k.

La gráfica de la Figura 3.28a permite observar una trayectoria irregular en la que se presenta una disminución en el valor de k, posterior a la aplicación de esfuerzos periódicos por debajo de los valores obtenidos en la prueba E-1 para esos mismos niveles de esfuerzo; en seguida se presenta un incremento sostenido hasta 0.5 kg/cm^2 para después decaer en la última lectura registrada.

3.2.4.8 Comportamiento deformación bajo carga cíclica-tiempo.

Las gráficas de las Figuras 3.29 a 3.33 permiten señalar las siguientes características de comportamiento bajo carga cíclica del suelo, relacionado con su evolución en el tiempo: primeramente se observa una trayectoria no lineal en la que las deformaciones son función del número de ciclos de carga y de la historia de esfuerzos cíclicos, aunque también se observa que conforme aumenta el número de estos las deformaciones relativas tienden a ser menores hasta que se reducen prácticamente a cero, lo que da como resultado que la curva se torne en recta horizontal al final del evento cíclico. También se observa que en todas las gráficas de esta prueba se presenta una recuperación de las deformaciones cuya velocidad y porcentaje de recuperación con respecto a la máxima observada dependen del número de ciclos de carga.

3.2.5 Ensayo de consolidación D-4.

3.2.5.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

El comportamiento esfuerzo-deformación para este ensaye se presenta en la Figura 3.5; aquí se puede advertir una trayectoria típica de los especímenes sometidos a esfuerzos cíclicos, a saber: un comportamiento lineal hasta un nivel de 0.20 kg/cm^2 previo a la aplicación de cargas cíclicas y en seguida un decaimiento de 0.4 % en la deformación volumétrica unitaria debido a estas cargas, posteriormente se observa una disminución en la pendiente de la curva de compresibilidad y después un aumento gradual de aquella hasta llegar a un punto de máxima curvatura correspondiente al esfuerzo crítico que en este ensaye resultó ser de $\sigma_b = 0.67 \text{ kg/cm}^2$. La deformación unitaria máxima al nivel de 1 kg/cm^2 fue de 20.93%, valor mayor que el obtenido (20.21%) para un esfuerzo similar en el ensaye bajo carga sostenida E-1.

3.2.5.2 Comportamiento Deformación-tiempo.

Las gráficas de consolidación para este ensaye (Figuras 3.17 y 3.18) permiten observar posterior a la aplicación de carga cíclica, en la curva correspondiente al incremento D4-3, una disminución -con relación al incremento anterior (D4-2)- de 50% en la deformación vertical de la muestra, correspondiente a la consolidación primaria; y finalmente una reducción en la pendiente de la ley lineal en esta misma curva.

3.2.5.3 Coeficiente de deformación volumétrica unitaria para la compresión primaria m_v .

La Tabla 3.1 y la Figura 3.24a permiten observar un comportamiento de este parámetro que es usual en las pruebas anteriores, en el cual, posterior a la aplicación de esfuerzos cíclicos, se manifiesta una disminución en el valor de m_v de $0.0143 \text{ cm}^2/\text{kg}$, a un nivel de esfuerzo de 0.4 kg/cm^2 , y en seguida un incremento sostenido hasta llegar a $0.0418 \text{ cm}^2/\text{kg}$ para decaer en el último valor registrado, lo cual configura una trayectoria oscilante a lo largo de la rama de recompresión en este ensaye.

3.2.5.4 Coeficiente de deformación volumétrica unitaria de la compresión secundaria m_t .

Congruente con la observación relacionada con la pendiente de la curva de consolidación, posterior a la aplicación de cargas cíclicas, se puede observar en la Figura 3.25b una disminución en el valor de este parámetro posterior al evento de interés, y en seguida, un incremento sostenido hasta el final de la curva. En este caso como en los anteriores, a un nivel de esfuerzo dado, el valor de m_t para este ensaye es menor que el registrado en el ensaye E-1.

3.2.5.5 Parámetro β .

La Figura 3.26b permite observar para este ensaye una trayectoria similar a la de m_t , que es influenciada por los valores obtenidos de m_v y caracterizada por una ligera

disminución de β posterior al evento cíclico con un aumento sostenido después de los 0.3 kg/cm^2 .

3.2.5.6 Coeficiente de consolidación C_v .

La Figura 3.27b muestra la trayectoria seguida por este parámetro en la que se advierte, además del comportamiento oscilante a lo largo de la curva posterior a la aplicación de carga cíclica, una atenuación en la dispersión de los valores obtenidos para el ensaye que se describe.

3.2.5.7 Coeficiente de permeabilidad k .

Como se esperaba de los ensayos anteriores la Figura 3.28b permite observar una disminución de k posterior a la aplicación de esfuerzos cíclicos y en seguida una trayectoria que oscila sobre la curva de referencia E-1 hasta el final del evento.

3.2.5.8 Comportamiento Deformación bajo carga cíclica-tiempo.

Las Figuras 3.29 a 3.33 permiten observar un comportamiento no lineal de las deformaciones verticales con respecto al tiempo; en ellas se observa que los cambios volumétricos son proporcionales a la amplitud del esfuerzo cíclico aplicado y al número de ciclos de carga. En estas curvas se puede observar que para una cierta amplitud y número de ciclos se presenta un cambio en la trayectoria de estas curvas que se tornan horizontales. Finalmente se observa al final del evento cíclico una recuperación de las

deformaciones cuya velocidad es proporcional al número de esfuerzos repetidos y a la amplitud de estos.

3.2.6 Ensaye de consolidación D-5.

3.2.6.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

La Figura 3.6 permite observar las características de compresibilidad de este ensaye en el que se observa un comportamiento lineal hasta un nivel de esfuerzo de 0.2 kg/cm^2 , previo a la aplicación de esfuerzos cíclicos cuya amplitud fue de 0.684 kg/cm^2 , y en seguida una disminución brusca del volumen de 0.436% con relación a la altura inicial de la probeta ($2H=1.91 \text{ cm}$) como consecuencia de estos; la trayectoria posterior presenta una disminución en el valor de su pendiente que tiende a la horizontal en el intervalo de esfuerzos $0.20-0.30 \text{ kg/cm}^2$; a medida que el nivel de esfuerzo aumenta esta pendiente tiende a aumentar su valor hasta un punto de curvatura máxima cuya abscisa corresponde al esfuerzo crítico, que en este caso resultó de 0.645 kg/cm^2 , por lo $\Delta\sigma_b=0.445 \text{ kg/cm}^2$. La máxima deformación unitaria registrada en este ensaye, a un nivel de esfuerzo de 1.0 kg/cm^2 , fue de 20.774% menor que la observada en el ensaye de referencia E-1 (20.21%).

3.2.6.2 Comportamiento deformación-tiempo.

Las gráficas de las Figuras 3.19 y 3.20 permiten observar un patrón típico de deformación posterior a la carga

periódica (curva D5-3), en el cual se aprecia una disminución en el cambio volumétrico correspondiente a la compresión primaria de aproximadamente el 60% del observado en el incremento anterior D5-2 -previo a la carga cíclica- y en seguida una disminución en la pendiente de la parte recta de la gráfica, lo cual es congruente con los resultados obtenidos para el mismo incremento de esfuerzo, de los parámetros m_v y m_t así como C_v y k presentados en las Figuras 3.24 a 3.28 correspondientes a este ensaye.

3.2.6.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria m_v .

En forma similar a los resultados obtenidos de las pruebas anteriores, en este ensaye se observa a un nivel de 0.30 kg/cm^2 , Figura 3.24a, una reducción en el valor de m_v posterior a la aplicación de cargas cíclicas y en seguida un incremento sostenido de este parámetro conforme aumenta el nivel de esfuerzo hasta 0.60 kg/cm^2 y decae a los 0.70 kg/cm^2 .

3.2.6.4 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria m_t .

La Figura 3.25 presenta la trayectoria seguida por este parámetro en la cual se aprecia, posterior a la imposición de esfuerzos cíclicos, una trayectoria lineal con pendiente aproximadamente horizontal hasta un esfuerzo de

aproximadamente 0.30 kg/cm^2 y en seguida un aumento constante de m_t hasta el final de la curva. Este patrón de comportamiento es muy similar al obtenido en el ensaye D-4.

3.2.6.5 Parámetro β .

La trayectoria seguida por esta curva, Figura 3.26b, es similar a la descrita en el ensaye D-4 en la cual hay una tendencia decreciente hasta el esfuerzo vertical de campo $\sigma_{oi} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$ y previa a la aplicación de cargas cíclicas, posteriormente se observa un aumento constante de β hasta el final de la gráfica, a un nivel de esfuerzo de 0.70 kg/cm^2 .

3.2.6.6 Coeficiente de consolidación C_v .

La Figura 3.27b permite observar para este ensaye una reducción en C_v , posterior a la aplicación de esfuerzos cíclicos y en seguida un comportamiento oscilante con respecto al ensaye estático de referencia E-1, conforme se incrementa el nivel de esfuerzo vertical, hasta un esfuerzo efectivo de 0.66 kg/cm^2 .

3.2.6.7 Coeficiente de permeabilidad k .

La gráfica correspondiente a este ensaye (Figura 3.28b) muestra una disminución del coeficiente de permeabilidad posterior a la imposición de esfuerzos cíclicos y en seguida una tendencia a incrementar su valor conforme aumenta el nivel de esfuerzo vertical efectivo mostrando esa trayectoria oscilante que caracteriza a los ensayos previos sujetos a condiciones similares de prueba.

3.2.6.B Comportamiento Deformación bajo carga cíclica-tiempo.

Como en los ensayos D-1 a D-4, las Figuras 3.29 a 3.33 presentan para esta prueba un comportamiento no lineal que depende del número de ciclos y donde el cambio volumétrico relativo tiende a disminuir conforme aumenta el número de esfuerzos periódicos. Finalmente se observa que la recuperación de las deformaciones originadas por el evento cíclico dependen del número de incrementos de tal evento.

3.2.7 Ensayo de Consolidación D-6.

3.2.7.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

La gráfica de la Figura 3.7 muestra la curva de compresibilidad correspondiente a esta prueba; como se mencionó anteriormente la secuencia de este ensayo consistió en llevar el material a una condición de esfuerzo vertical estático de 0.50 kg/cm^2 , 24 horas después se aplicó un conjunto de esfuerzos cíclicos de 0.079 kg/cm^2 de amplitud con una frecuencia de 0.5 Hertz y un minuto de duración; en los dos días siguientes se repitió la secuencia anterior variando el tiempo de carga en 2 y 5 minutos , uno cada 24 horas, y en seguida se continuó con la secuencia de cargas estáticas programadas. La gráfica muestra una disminución de 0.085% en la deformación volumétrica unitaria a los 0.50 kg/cm^2 ocasionada por la aplicación de tales conjuntos de cargas cíclicas; el esfuerzo crítico en este ensayo fué

$\sigma_b = 0.658 \text{ kg/cm}^2$ con lo que el valor de $\Delta\sigma_b$ resultó igual a 0.485 kg/cm^2 . Finalmente se observa que la máxima deformación vertical, obtenida a un nivel de esfuerzo de 0.997 kg/cm^2 fue de 19.64% valor menor que el correspondiente al ensaye de referencia E-1 (20.21%).

3.2.7.2 Comportamiento deformación-tiempo.

Las gráficas que se presentan en la Figura 3.21 permiten observar para esta prueba un comportamiento muy similar antes y después de la aplicación de cargas cíclicas de tal forma que la deformación volumétrica en la etapa primaria es aproximadamente igual en ambos incrementos y no hay cambio apreciable en la pendiente del tramo recto al final de las curvas D6-5 y D6-6.

3.2.7.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria m_v .

la Figura 3.24b muestra para este ensaye una disminución paulatina en el valor de m_v hasta un nivel de esfuerzo de 0.40 kg/cm^2 para en seguida aumentar a los 0.50 kg/cm^2 ; en el siguiente incremento, posterior a la aplicación de cargas periódicas, se observa aunque con la misma tendencia, una reducción en la pendiente de la trayectoria en la que sin embargo no se puede afirmar con seguridad sea consecuencia del evento cíclico.

3.2.7.4 Coeficiente de compresibilidad volumétrica de la compresión secundaria m_t .

En la Figura 3.25c se puede observar para este ensaye una trayectoria muy similar a la observada en el ensaye E-1 a saber; conforme aumenta el esfuerzo vertical efectivo se incrementa el valor de m_t aunque a los 0.50 kg/cm^2 , posterior a la aplicación de presiones cíclicas, se observa un cambio de pendiente en la curva, evidenciando una mayor importancia del efecto viscoso intergranular en la deformación de la muestra.

3.2.7.5 Parámetro β .

Aunque con una configuración similar a la del ensaye E-1, esta curva -mostrada en la Figura 3.26c- presenta un quiebre a los 0.40 kg/cm^2 previo a la aplicación de cargas cíclicas; en el siguiente incremento se observa una recuperación de la tendencia a aumentar el valor de β conforme se incrementa el nivel de esfuerzo.

3.2.7.6 Coeficiente de consolidación C_v .

La Gráfica 3.27c permite observar una disminución paulatina en el valor de C_v hasta 0.40 kg/cm^2 para en seguida incrementar su valor a los 0.50 kg/cm^2 . Finalmente, y posterior a la carga cíclica, se aprecia una disminución en el valor de C_v a un nivel de esfuerzo de 0.60 kg/cm^2 .

3.2.7.7 Coeficiente de permeabilidad k.

La trayectoria de parámetro es muy similar a la de Cv (esto se explica por la relación existente entre ambas variables), en esta se aprecia una disminución de la curva hasta un nivel de esfuerzo de 0.4 kg/cm^2 y aumenta en el siguiente incremento; después del evento cíclico a los 0.5 kg/cm^2 se observa una ligera disminución en su pendiente.

3.2.7.8 Comportamiento Deformación bajo carga cíclica-tiempo.

La Figura 3.34 muestra el comportamiento deformación bajo carga cíclica-tiempo para este ensaye; en ella se observa que, para un nivel de esfuerzo vertical estático de 0.50 kg/cm^2 y una amplitud de 0.079 kg/cm^2 , los cambios volumétricos apreciables se presentaron después de los 30 segundos con un comportamiento no lineal durante la aplicación de presiones periódicas, también se observa que el segundo conjunto de esfuerzos cíclicos ocasionó mayores deformaciones que el primero y el tercero, así como que el tercero deformó más que el primero al material. Finalmente se aprecia que, al contrario de los experimentos anteriores, los cambios volumétricos que sufrió el suelo no se recuperaron una vez que se suspendió la carga cíclica.

3.2.8 Ensaye de Consolidación D-7.

3.2.8.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.

Las condiciones de carga a que se sometió el espécimen en

este ensaye son iguales a las del ensaye D-6 excepto que la amplitud de esfuerzos cíclicos fué igual a 0.68 kg/cm^2 . La Gráfica 3.8 presenta la curva de compresibilidad, en ella se aprecia una trayectoria convexa cuyo grado de curvatura se incrementa conforme aumenta el nivel de esfuerzo hasta 0.50 kg/cm^2 ; en seguida se presenta un quiebre brusco, producto de la aplicación de cargas cíclicas acompañado de una reducción de 0.552% en la deformación volumétrica unitaria. El esfuerzo crítico obtenido de este ensaye fué de 0.645 kg/cm^2 por lo que el valor de $\Delta\sigma_b$ resultó igual a 0.445 kg/cm^2 . Finalmente la máxima deformación volumétrica unitaria obtenida a un nivel de 0.997 kg/cm^2 fué de 23.224% , valor mayor que el registrado en el ensaye de referencia E-1.

3.2.8.2 Comportamiento deformación-tiempo.

Las Figuras 3.22 y 3.23 presentan el comportamiento esfuerzo-deformación para este ensaye; en la primera de ellas se observa una configuración y evolución de ésta con el nivel de esfuerzo típicas de las curvas de consolidación, ya descritas en la parte correspondiente del ensaye E-1, en la segunda se observa un cambio en la configuración de la curva cuyo incremento de esfuerzo fué posterior a la aplicación de esfuerzos cíclicos, este cambio se aprecia a principio de la gráfica en donde el incremento en las deformaciones es muy pequeño en los primeros 50 segundos, lo cual se pone en evidencia por la pequeña pendiente de la recta que se forma al principio de dicha curva; posterior a esta, el patrón de

comportamiento es aproximadamente igual al observado en la curva D7-5.

3.2.8.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria m_v .

La Figura 3.24b permite apreciar para este ensaye una trayectoria sucesivamente creciente, con una ligera disminución a los 0.20 kg/cm^2 , hasta los 0.50 kg/cm^2 antes de la aplicación de esfuerzos cíclicos, despues de esto se observa una pequeña disminución en el valor de m_v .

3.2.8.4 Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria m_s .

Como se puede observar en la Figura 3.25c la trayectoria de esta curva es muy similar a la del ensaye de referencia E-1, aunque aquella se encuentra ligeramente abajo de esta, y no se observa alguna alteración como producto de la aplicación de cargas cíclicas a un nivel de esfuerzo de 0.50 kg/cm^2 ; este hecho es congruente con los resultados obtenidos en las curvas de consolidación de la Figura 3.23, en las cuales no se observa un incremento o disminución importante en la parte correspondiente a la ley lineal en ambas curvas, antes y despues del evento cíclico.

3.2.8.5 Parámetro β .

La Figura 3.26c muestra un comportamiento típico de este parámetro con el nivel de esfuerzo, muy similar al

observado en el ensaye E-1, a saber: entre 0.08 y 0.30 kg/cm² se aprecia una línea aproximadamente horizontal y en seguida un cambio importante en la pendiente, en la cual no se observa alteración alguna como consecuencia de la aplicación de cargas cíclicas a un nivel de esfuerzo vertical efectivo de 0.50 kg/cm².

3.2.8.6 Coeficiente de Consolidación Cv.

La trayectoria observada en la Figura 3.27c permite apreciar un comportamiento aproximadamente horizontal, menos disperso que en caso de los ensayes anteriores, así como una tendencia a disminuir el valor de Cv a partir de los 0.40 kg/cm² hasta el final de la curva.

3.2.8.7 Coeficiente de permeabilidad k .

La Figura 3.28c presenta para este ensaye un comportamiento oscilante desde el principio hasta el final de la curva en el ensaye D-7 en la cual existe una reducción en el valor de k al nivel 0.50 kg/cm² hecho del que no se puede afirmar sea consecuencia del evento cíclico. Observando las trayectorias de los parámetros Cv y m_v correspondientes a este ensaye se puede concluir que el patrón de comportamiento del coeficiente de permeabilidad es similar al observado de Cv, aunque en este caso no se puede considerar ni aproximadamente constante la fluctuación de m_v.

3.2.8.8 Comportamiento Deformación bajo carga cíclica-tiempo.

La Figura 3.34 muestra un comportamiento ya observado en experimentos anteriores en el cual se advierte una trayectoria no lineal en escala semilogarítmica durante la aplicación del primer conjunto de esfuerzos cíclicos; al final de estos, el cambio volumétrico no presentó recuperación visible durante las 24 horas posteriores al evento de interés. En los dos conjuntos siguientes se observó que a medida que aumenta el número de ciclos se presentó una ligera recuperación, aparentemente proporcional a estos.

3.9 DESCRIPCION GENERAL DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES.

3.9.1 Comportamiento esfuerzo-Deformación.

Observando las gráficas de compresibilidad obtenidas se pueden señalar las siguientes características: un comportamiento aproximadamente lineal de la curva hasta antes de la aplicación de cargas cíclicas, un cambio brusco y permanente en la deformación volumétrica unitaria debido a la aplicación de esfuerzos repetidos que parece proporcional al número de ciclos y a la amplitud de aquellos, seguido de una reducción en la pendiente de la curva de compresibilidad (que se refleja en la reducción de los valores de k y C_v) y un corrimiento hacia la izquierda en el esfuerzo crítico con

la consecuente disminución en el valor de la relación de preconsolidación así como de un aumento en la deformación volumétrica unitaria máxima a un nivel de esfuerzo de 1 kg/cm².

3.9.2 Comportamiento Deformación-tiempo.

La tendencia general de comportamiento en las curvas de consolidación, correspondientes al incremento estático inmediato posterior a la imposición de esfuerzos armónicos, es a reducir hasta en un 50% la deformación vertical en la etapa de consolidación primaria, con relación a la correspondiente anterior así como a disminuir el valor de la pendiente de la ley lineal en la misma curva de consolidación, lo cual se refleja en los valores de m_v y m_t respectivamente así como de β y k en los cuales hay una reducción de su valor posterior a la aplicación de cargas cíclicas.

3.9.3 Comportamiento Deformación bajo carga cíclica-tiempo.

Las gráficas de las figuras 3.29 a 3.34 permiten observar una relación no lineal entre las deformaciones y el número de ciclos de carga, también que la magnitud de las deformaciones fue proporcional a la amplitud de tales cargas, posteriormente se puede apreciar una recuperación de las deformaciones una vez que se suspendió el evento cíclico, la magnitud de la recuperación y la velocidad con que ésta se presenta parecen ser función del nivel de esfuerzo vertical estático previo, de la amplitud y el número de ciclos de esfuerzo aplicado.

T A B L A S Y F I G U R A S

Capítulo 3

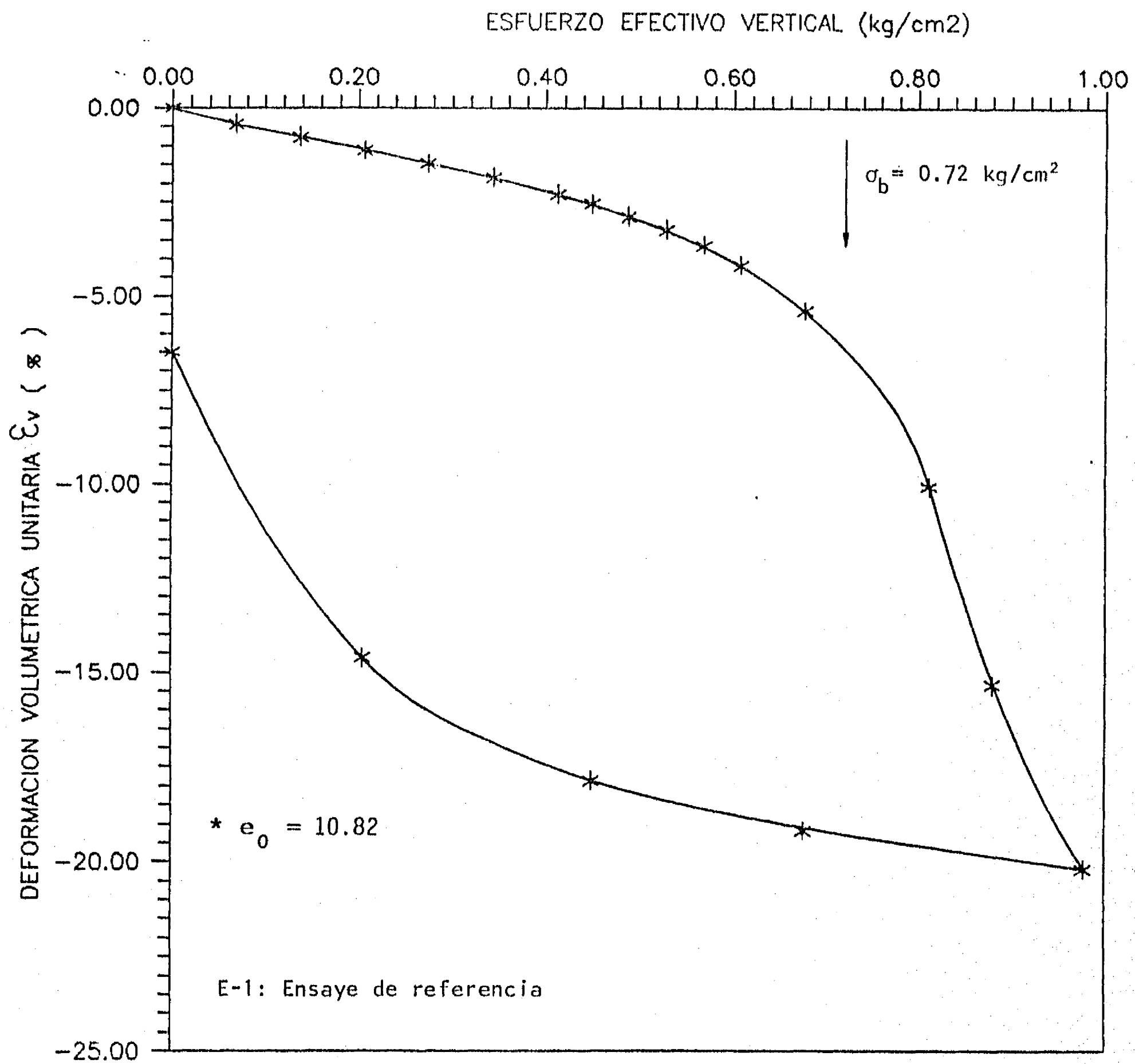


Figura 3.1 CURVA DE COMPRESIBILIDAD. Ensaye E-1

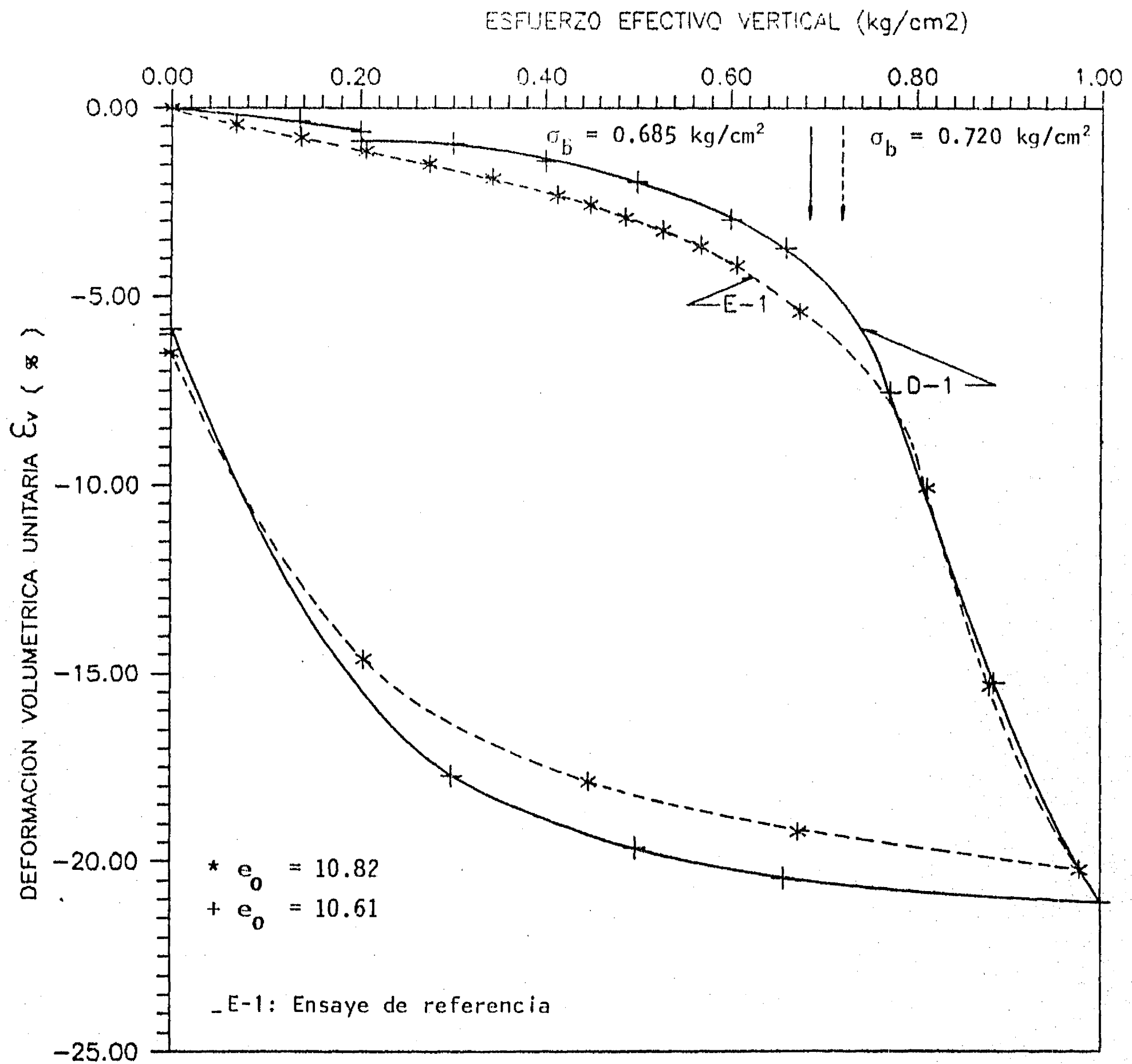


Figura 3.2 CURVA DE COMPRESIBILIDAD. Ensayes E-1 y D-1

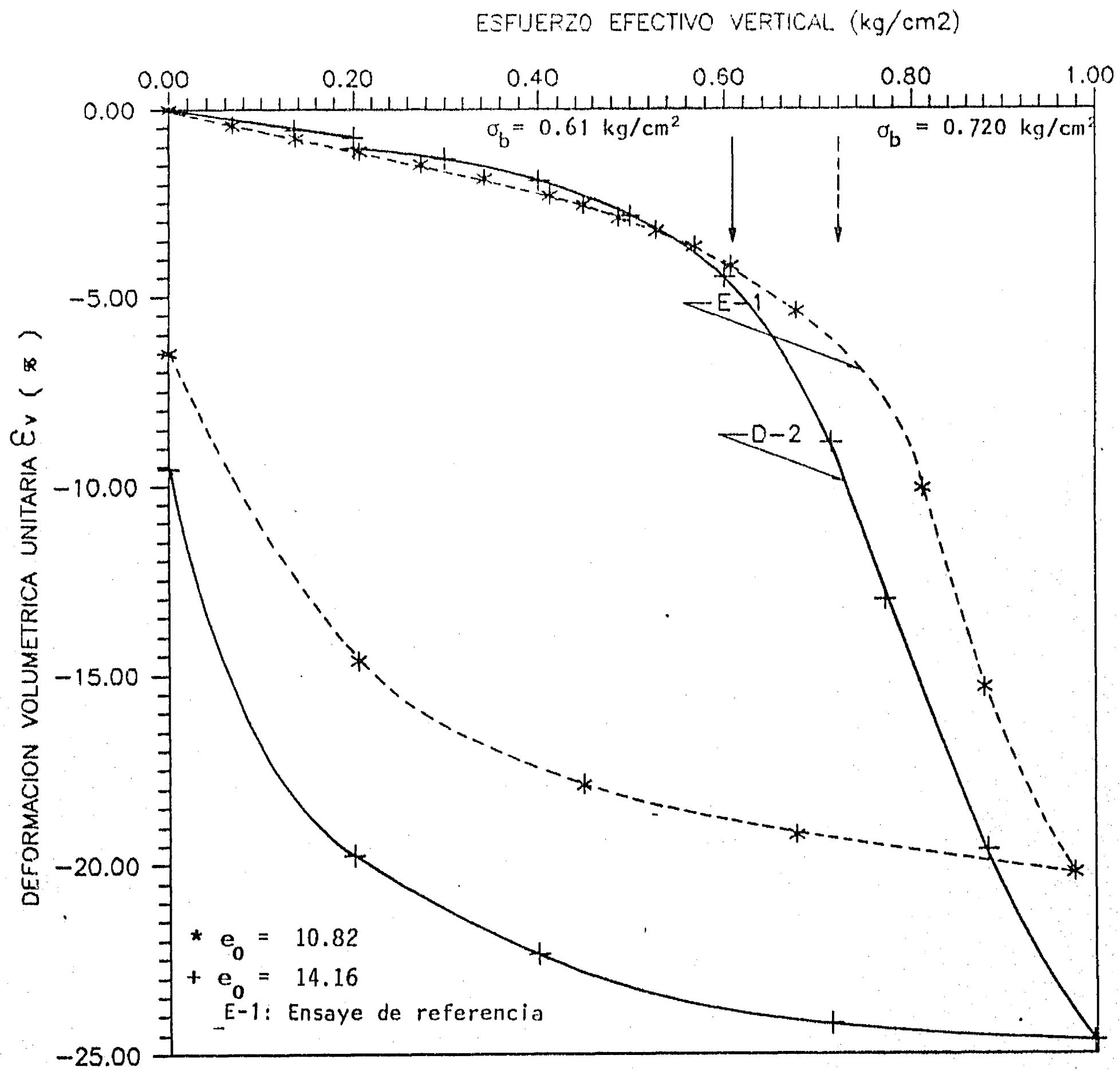


Figura 3.3 CURVA DE COMPRESIBILIDAD. Ensayes E-1 y D-2

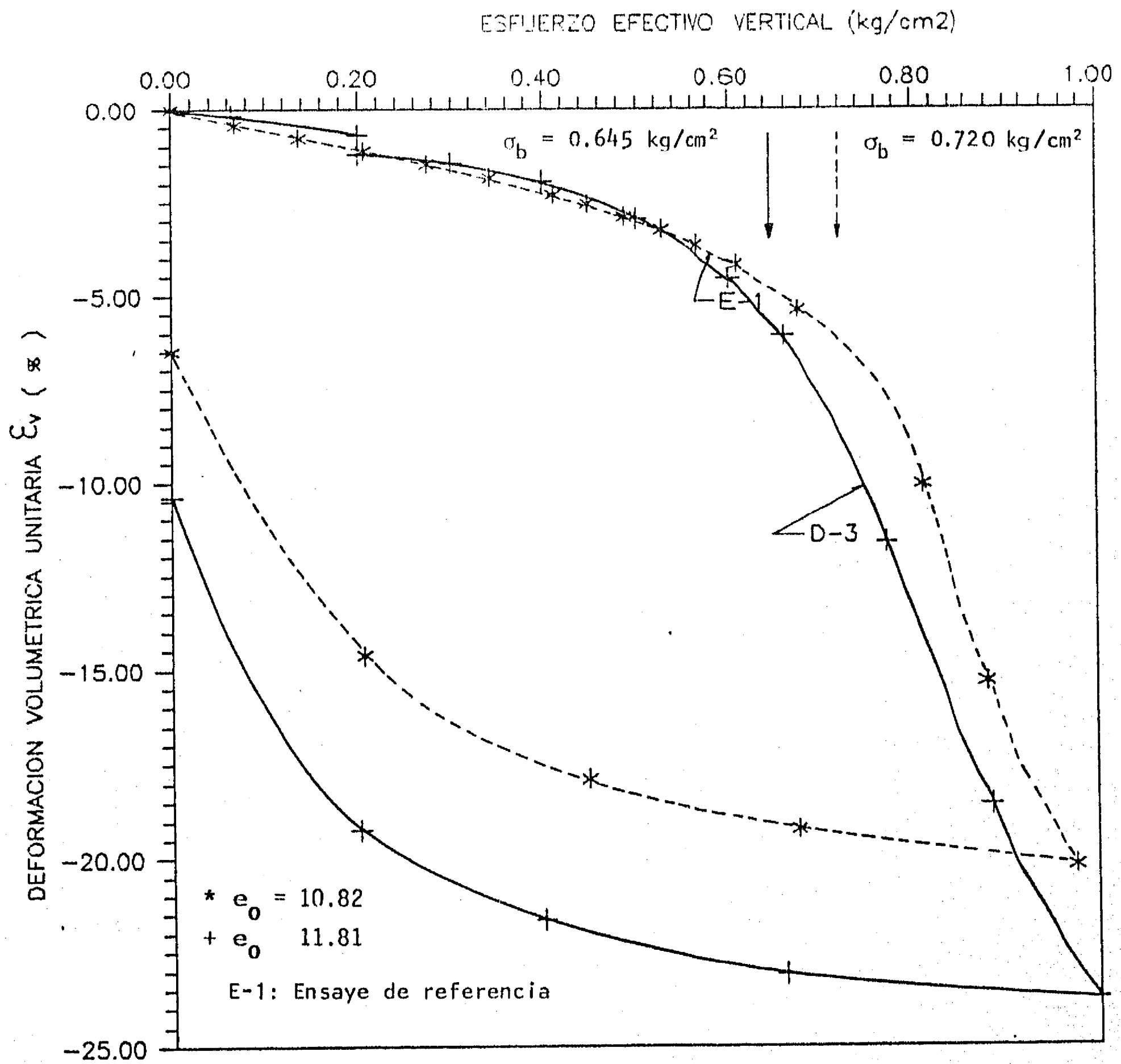


Figura 3.4 CURVA DE COMPRESIBILIDAD. Ensayes E-1 y D-3

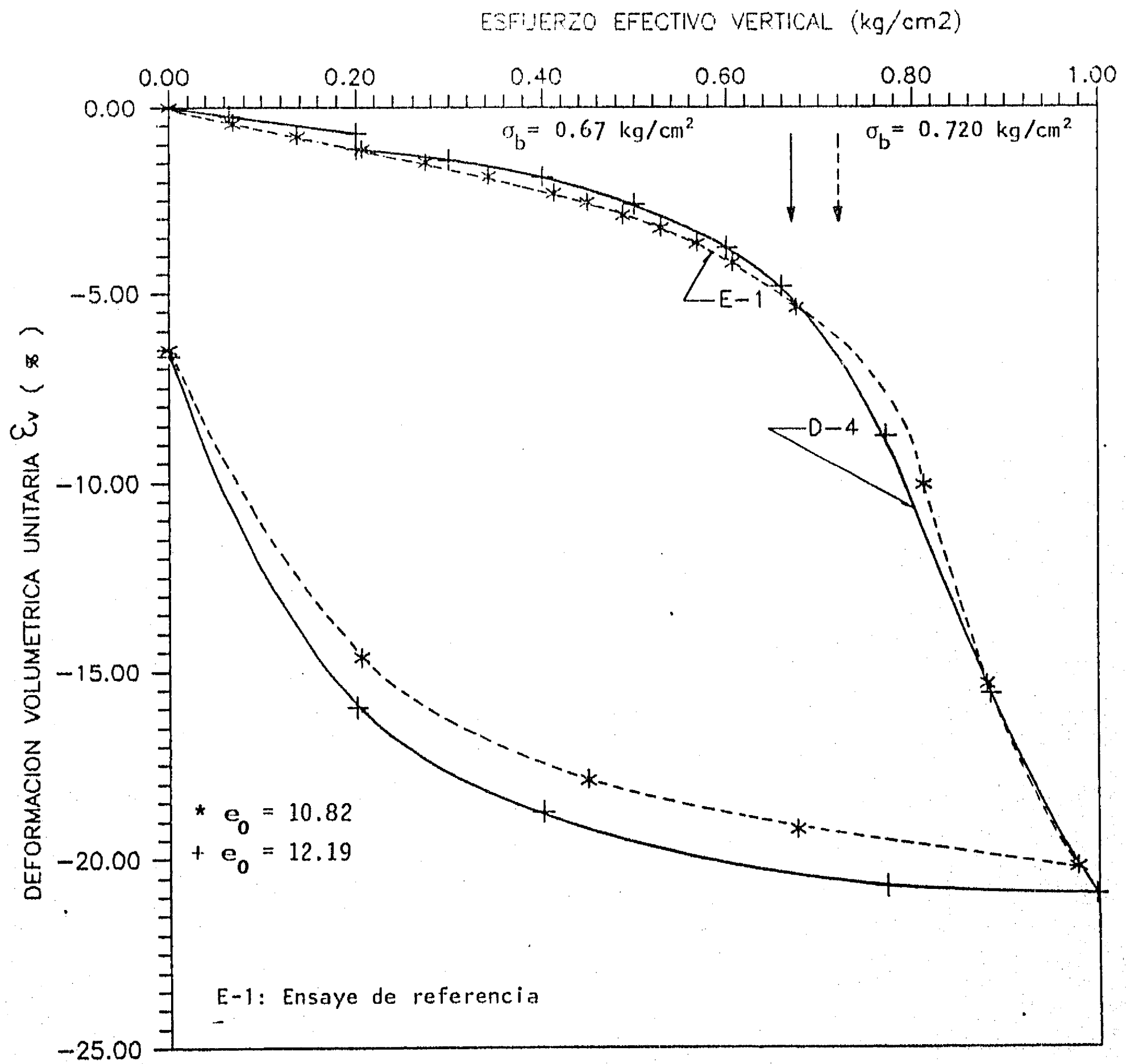


Figura 3.5 CURVA DE COMPRESIBILIDAD. Ensayes E-1 y D-4

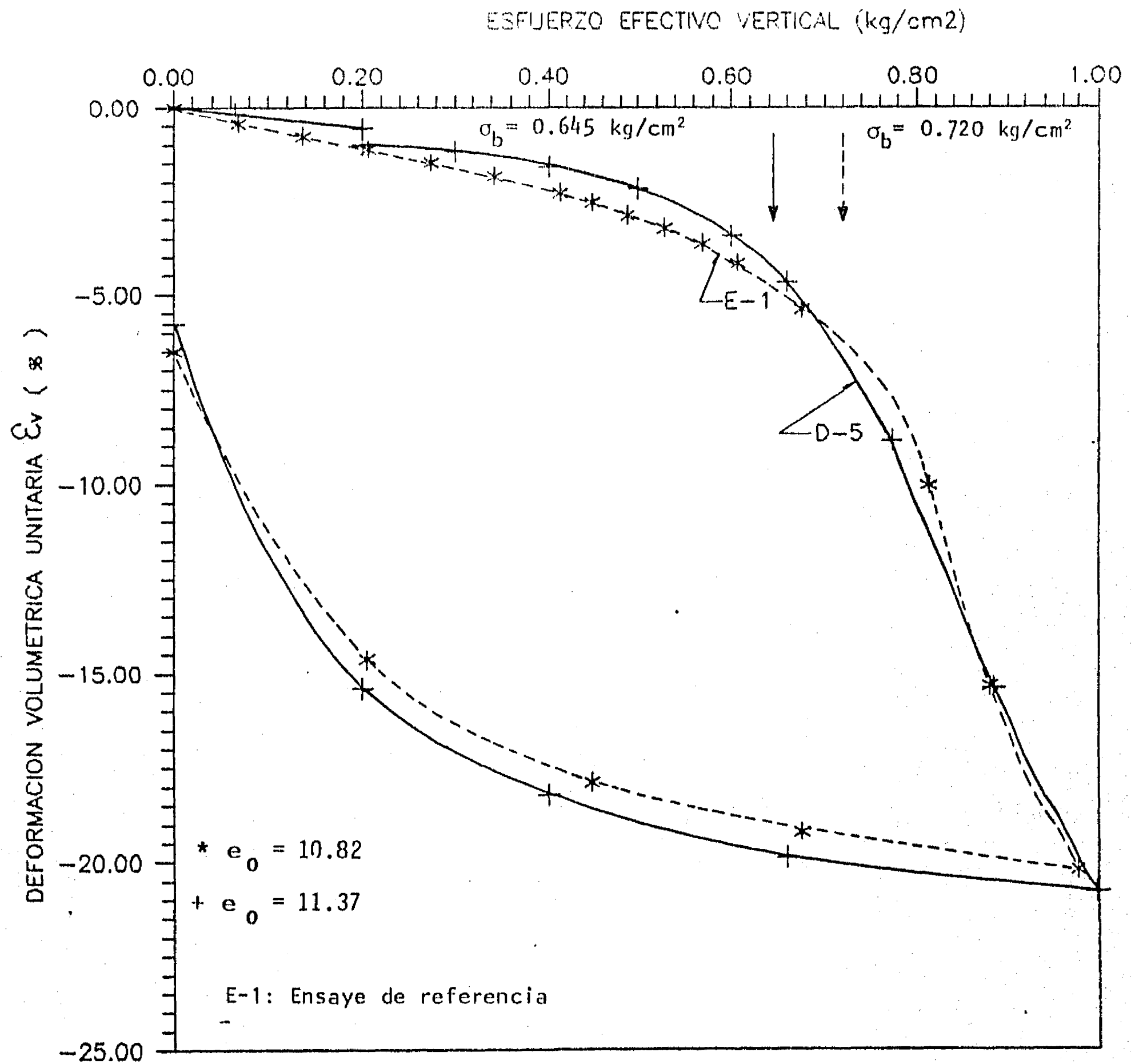


Figura 3,6 CURVA DE COMPRESIBILIDAD. Ensayes E-1 y D-5

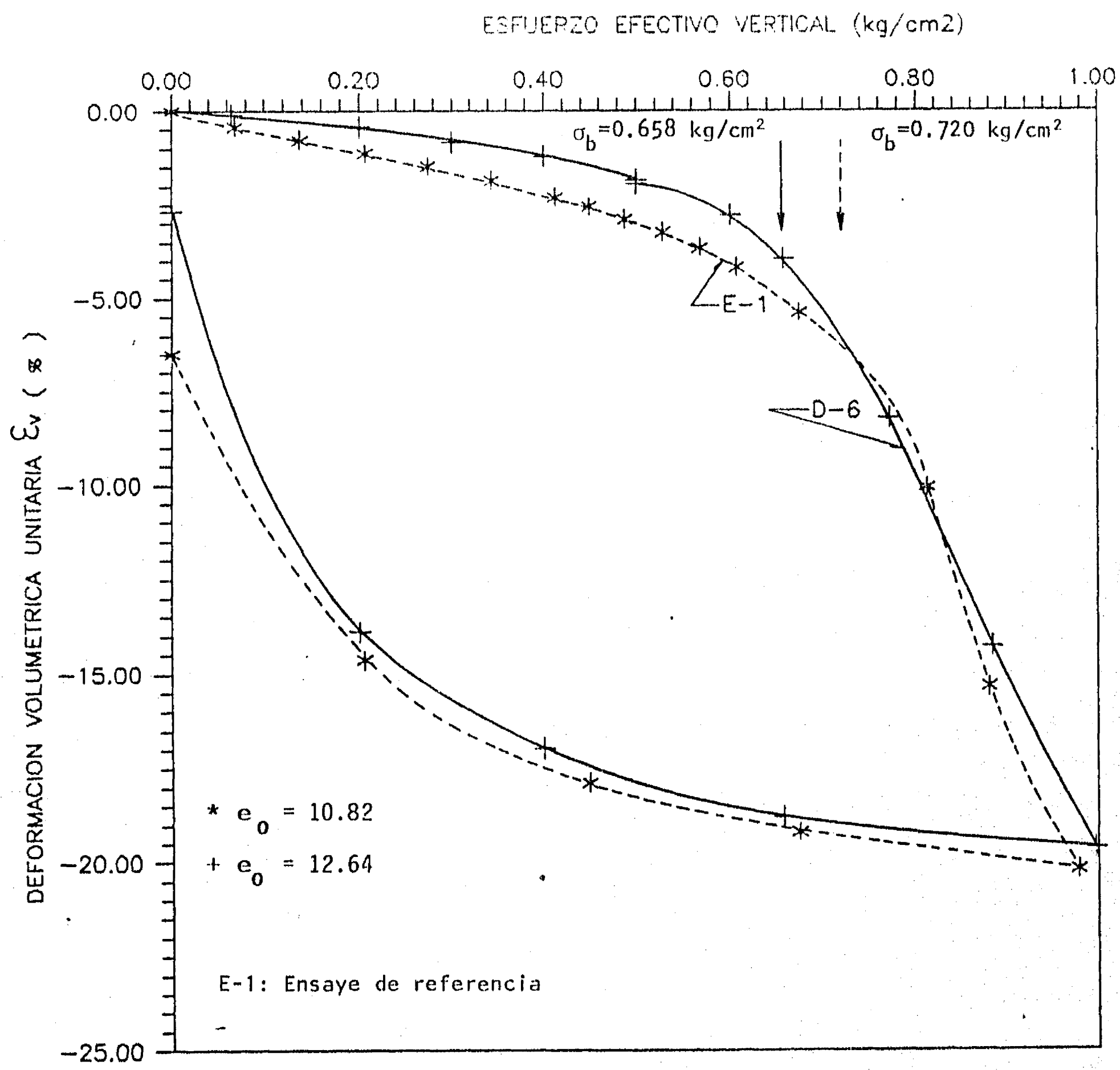


Figura 3.7 CURVA DE COMPRESIBILIDAD. Ensayes E-1 y D-6

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

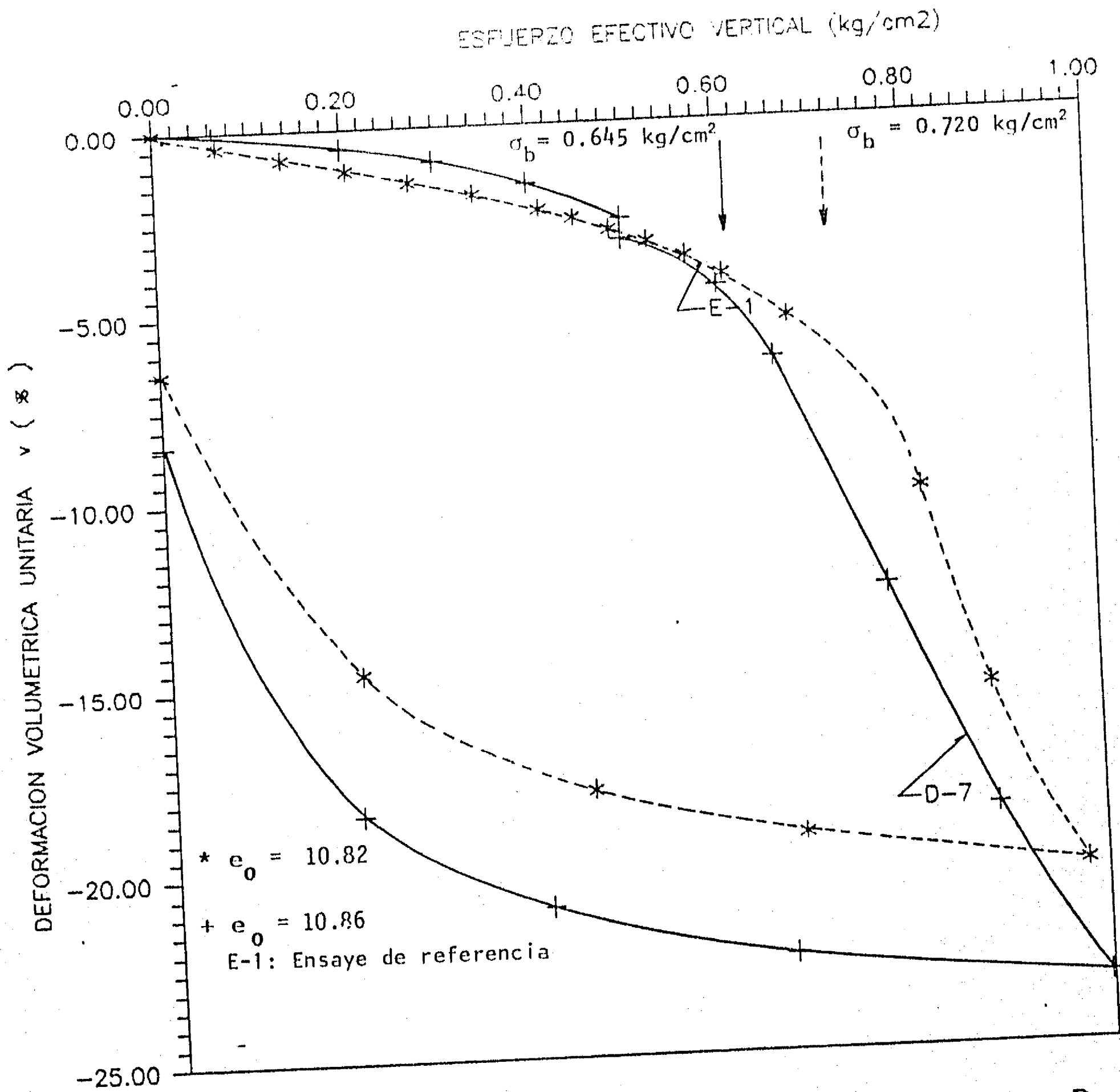


Figura 3.8 CURVA DE COMPRESIBILIDAD. Ensayes E-1 y D-7

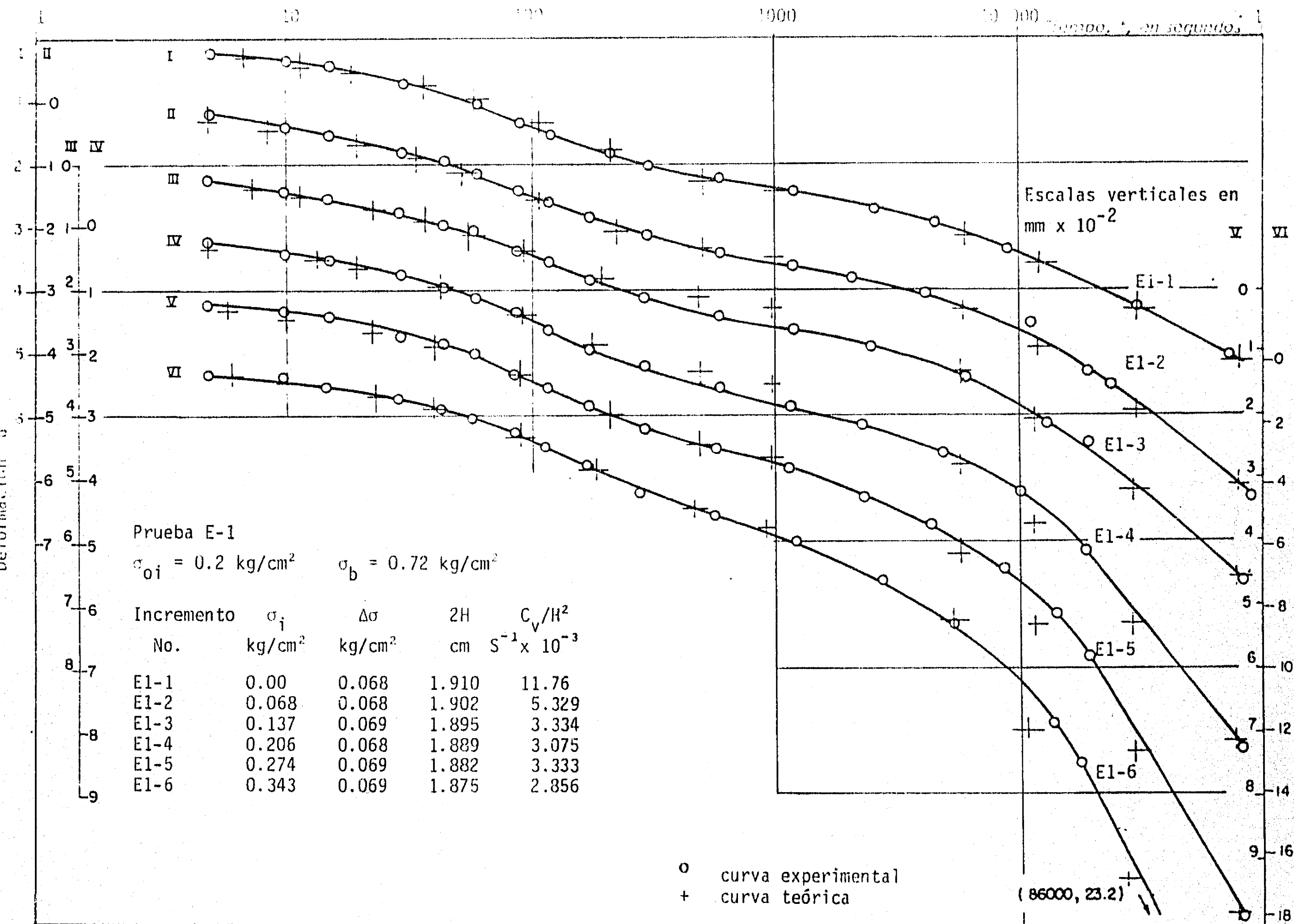


FIGURA 3.9 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE E-1

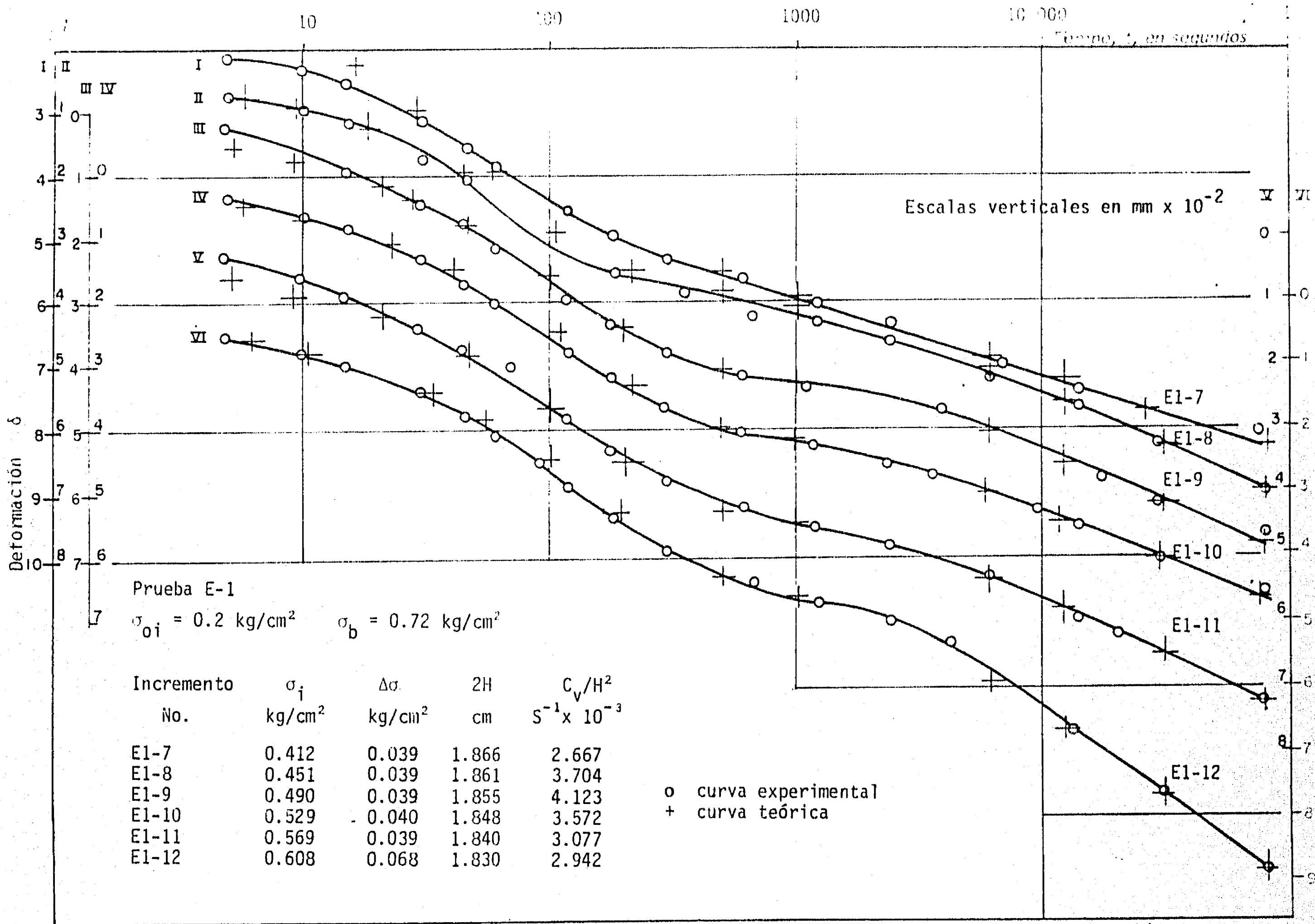


FIGURA 3.10 CURVAS DE CONSOLIDACION; ENSAYE E-1

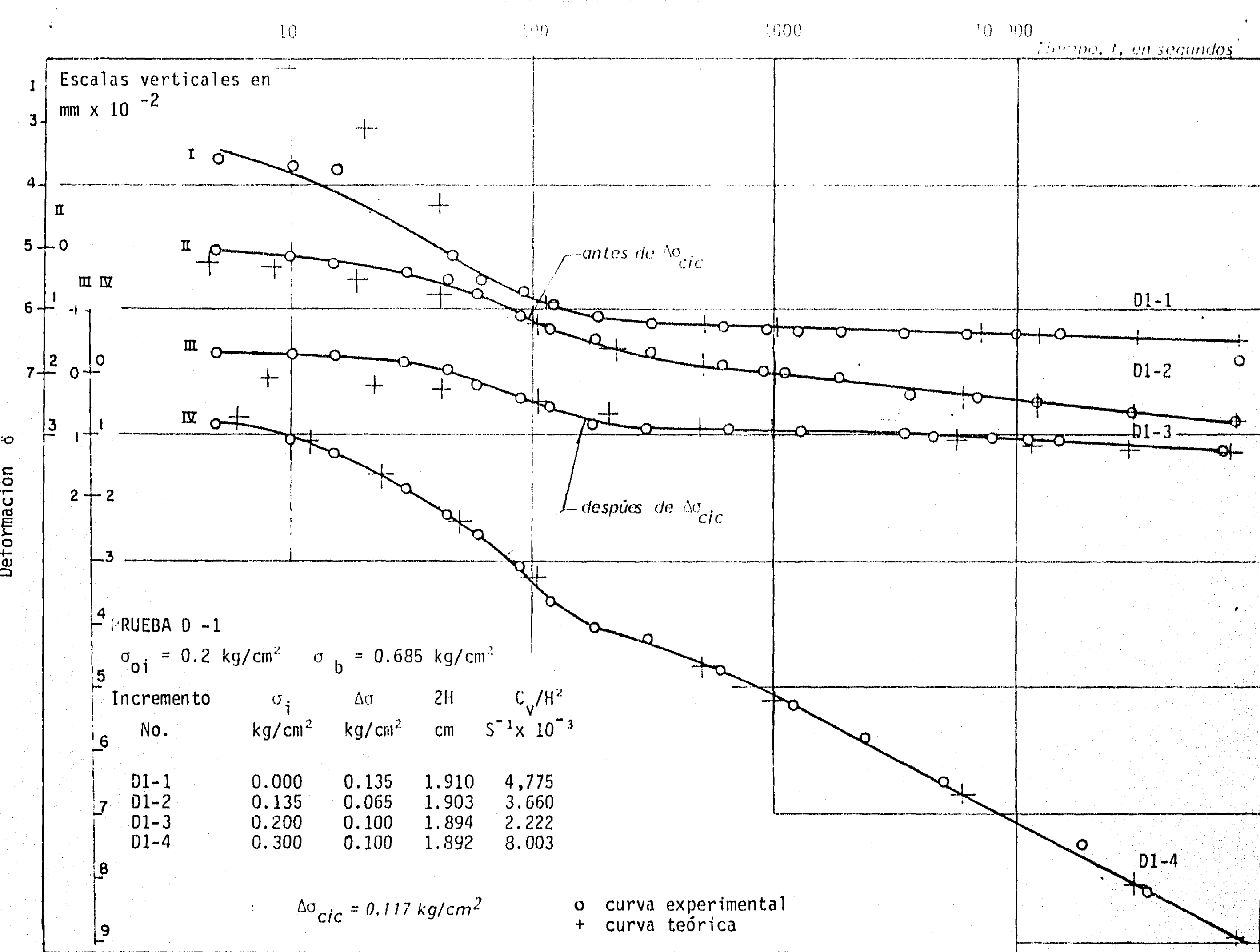


FIGURA 3.11 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-1

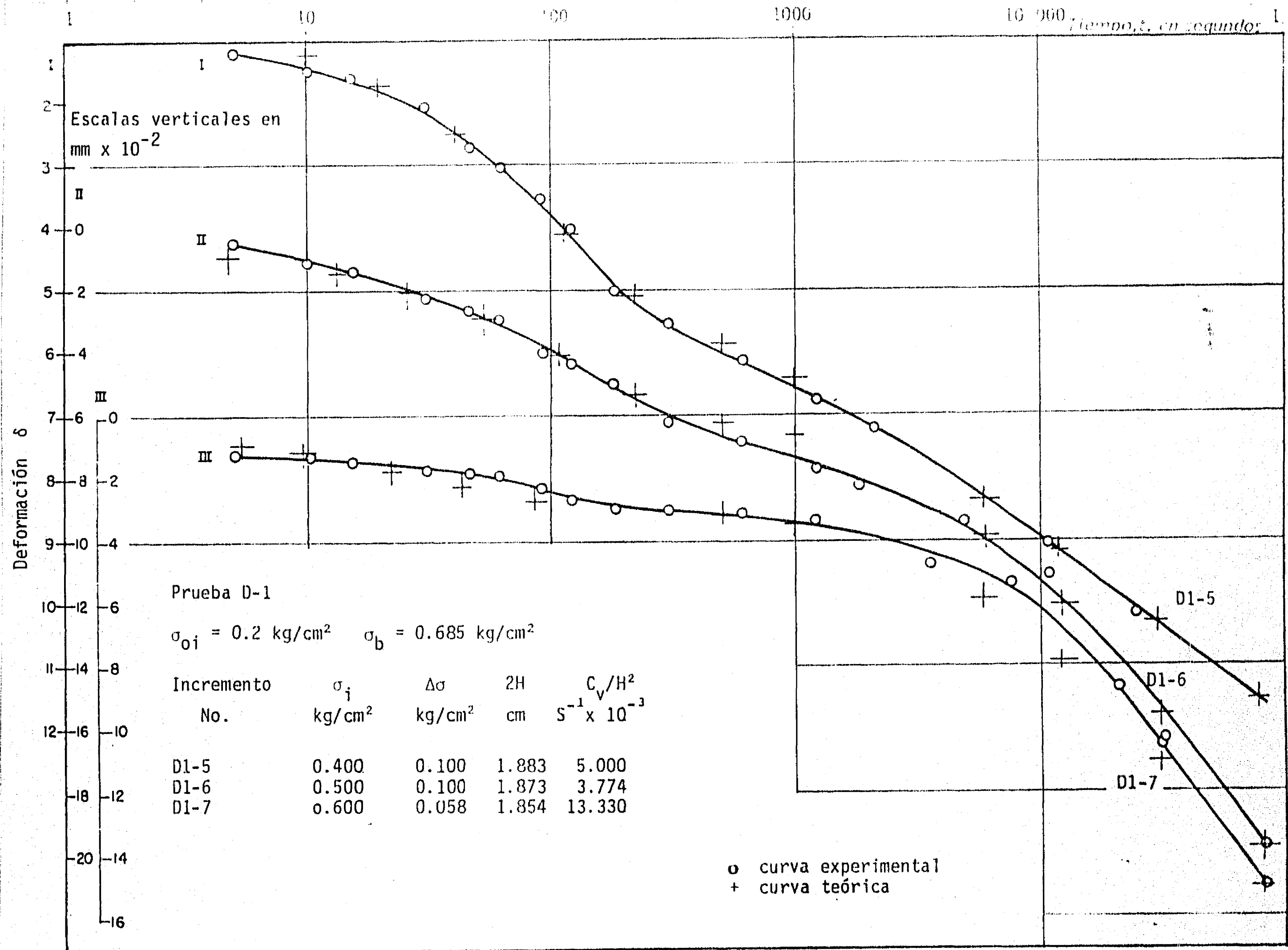


FIGURA 3.12 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-1

10

100

1000

10 000

Tiempo, t, en segundos

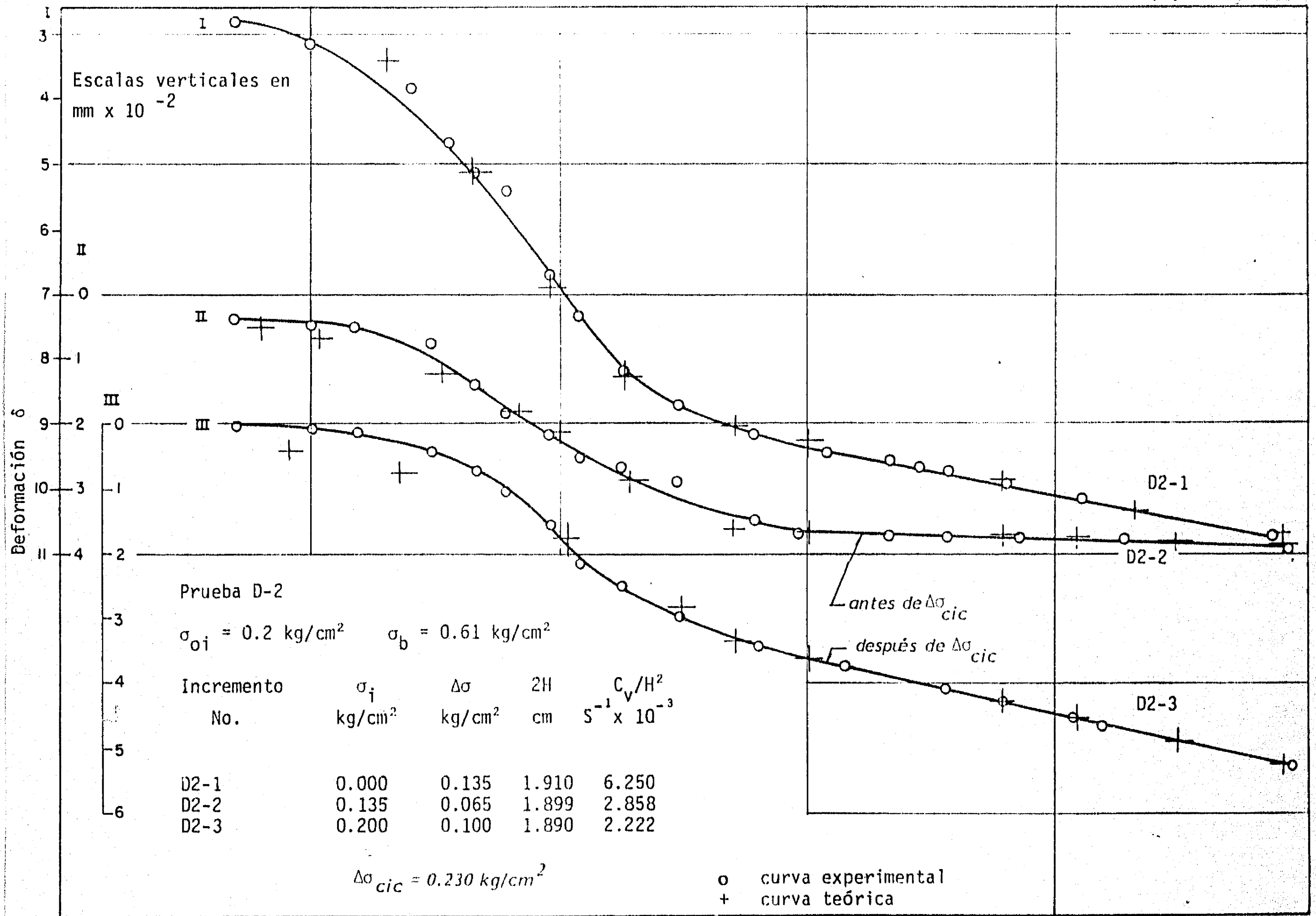


FIGURA 3.13 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-2

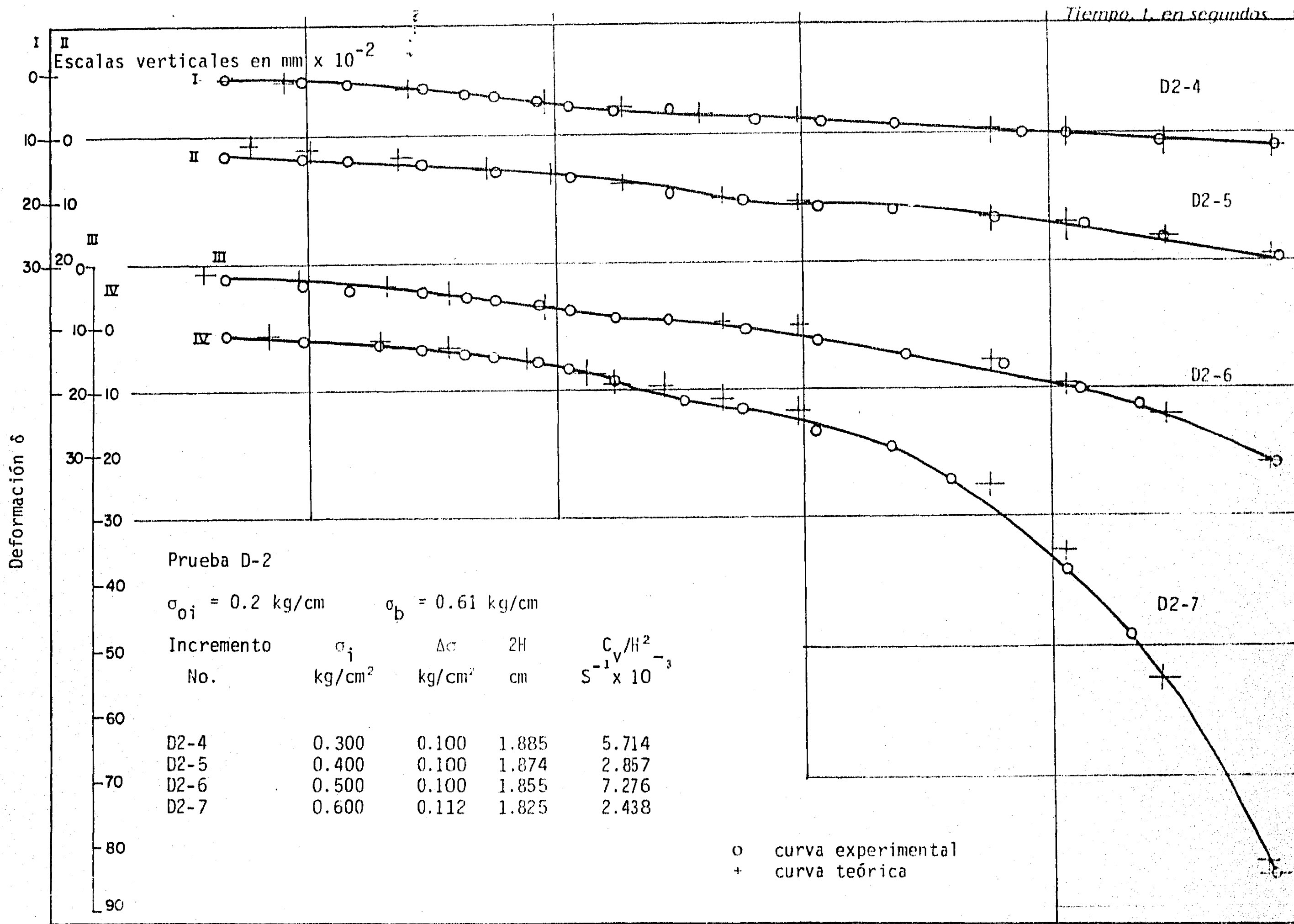
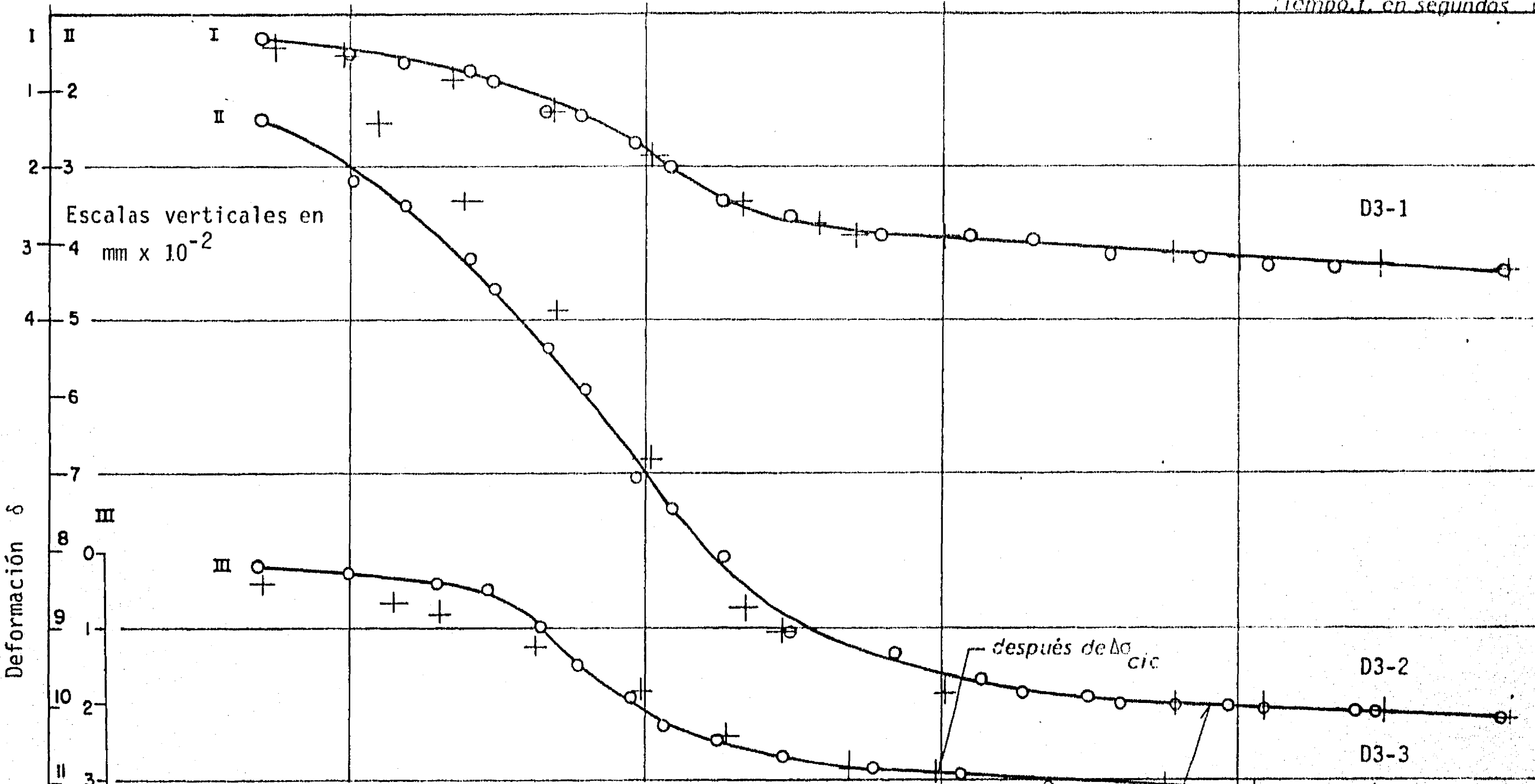


FIGURA 3.14 CURVAS DE CONSOLIDACION ENSAYE D-2



Prueba D3

$\sigma_{oi} = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 0.645 \text{ kg/cm}^2$

Incremento No.	σ_i kg/cm ²	$\Delta\sigma$ kg/cm ²	2H cm	C_v/H^2 S ⁻¹ x 10 ⁻⁹
D3-1	0.000	0.065	1.910	3.226
D3-2	0.065	0.135	1.906	4.000
D3-3	0.200	0.100	1.887	3.533

○ curva experimental
+ curva teórica

$\Delta\sigma_{cic} = 0.333 \text{ kg/cm}^2$

FIGURA 3.15 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-3

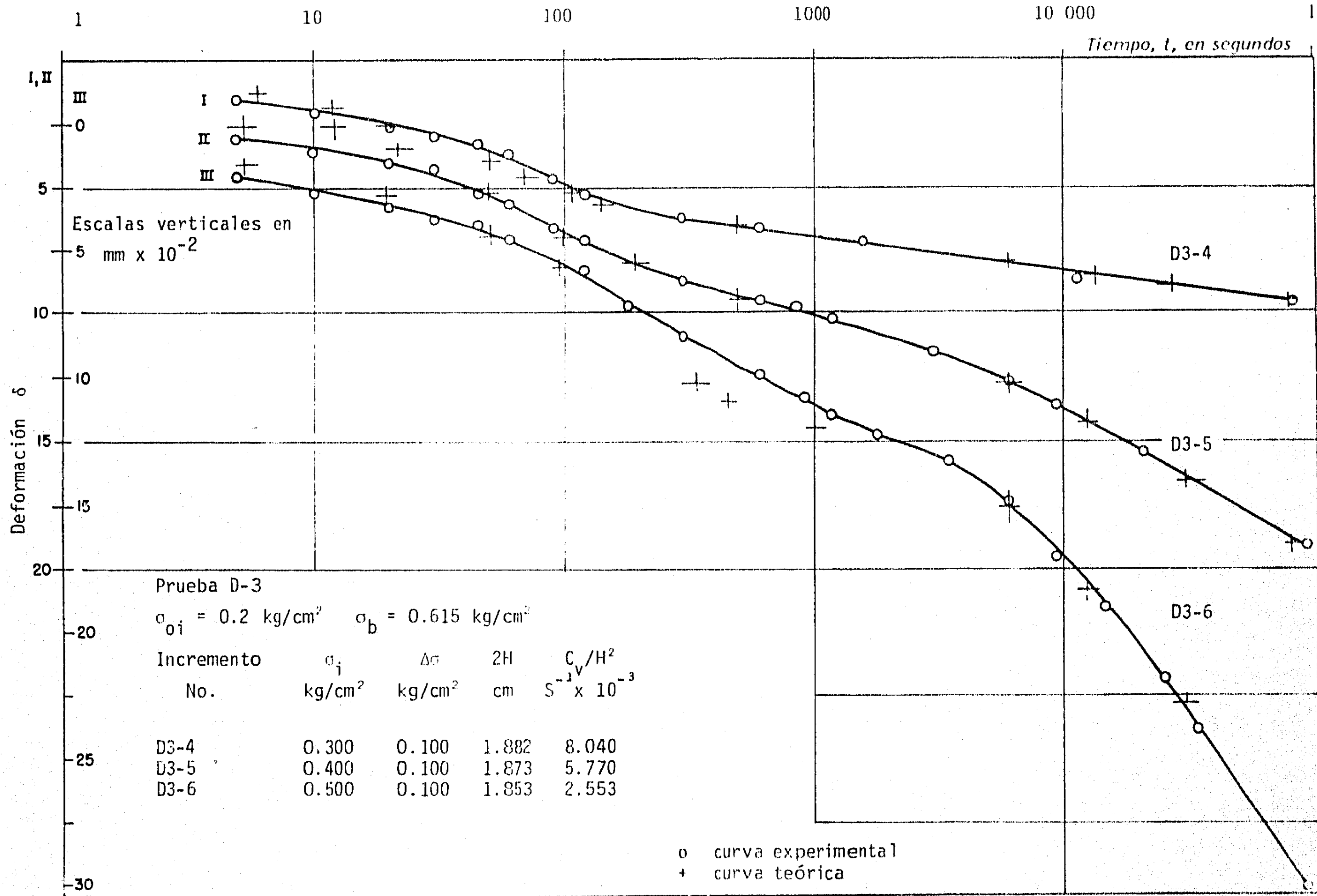


FIGURA 3.16 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-3

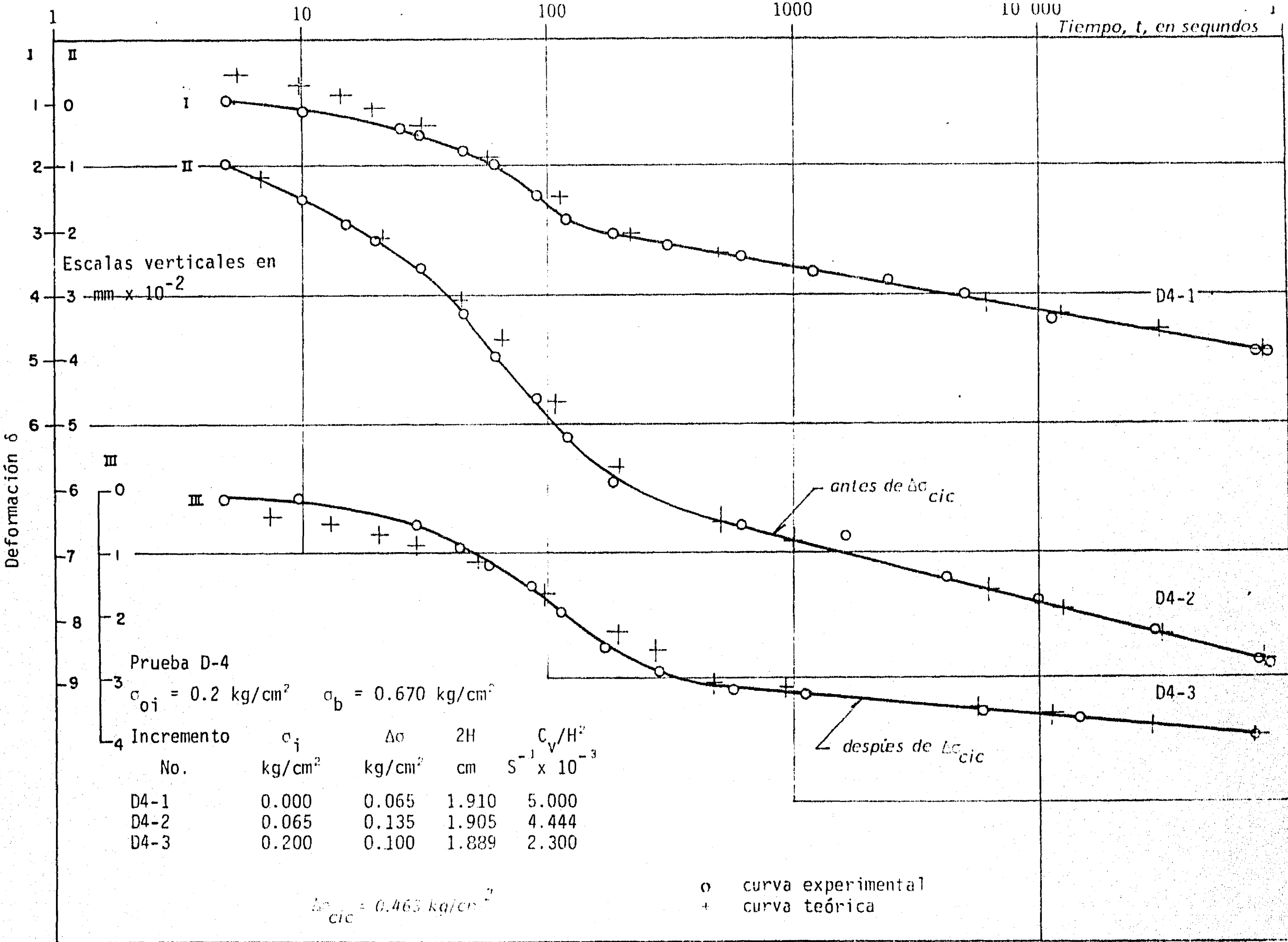


FIGURA 3.17 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-4

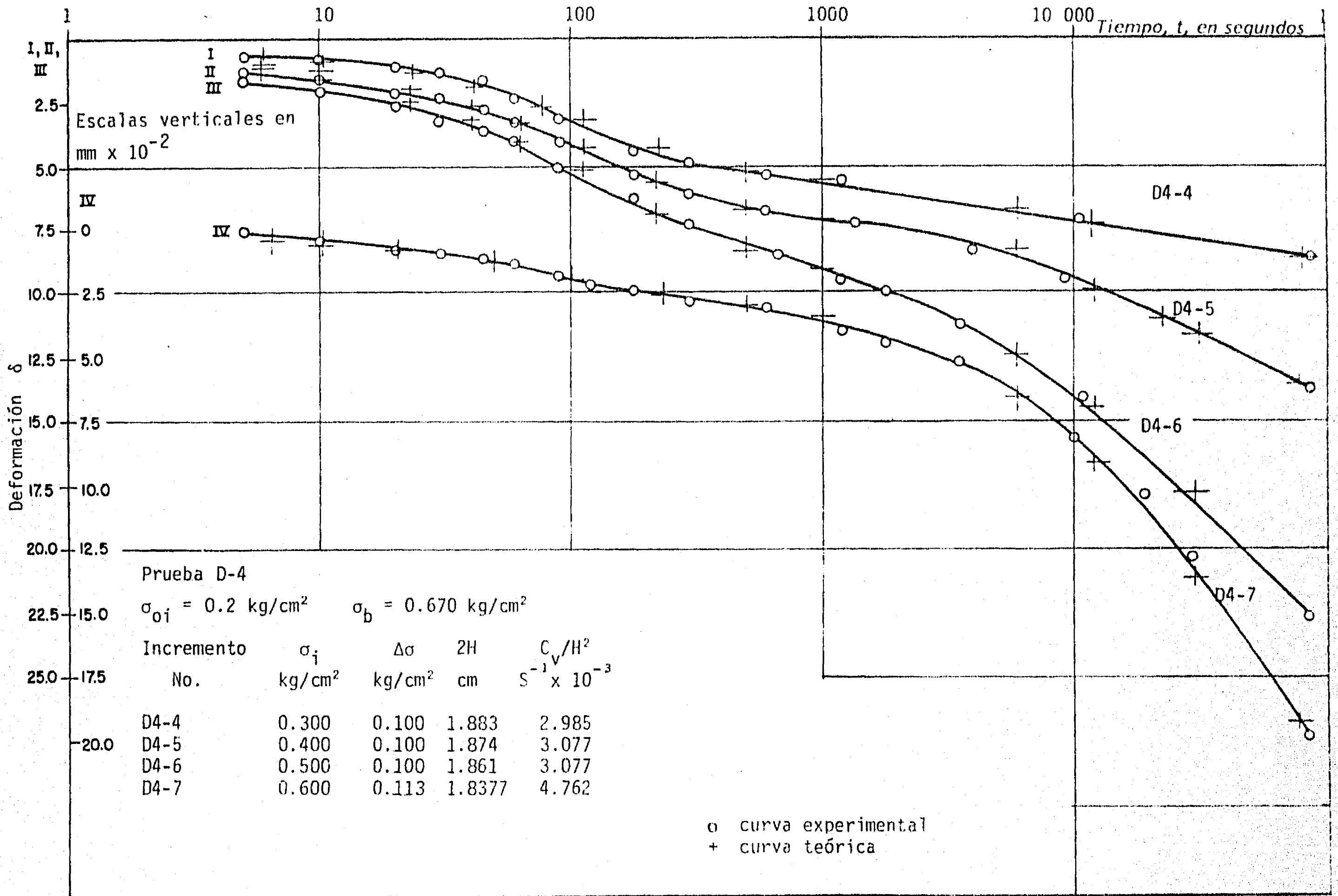


FIGURA 3.18 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-4

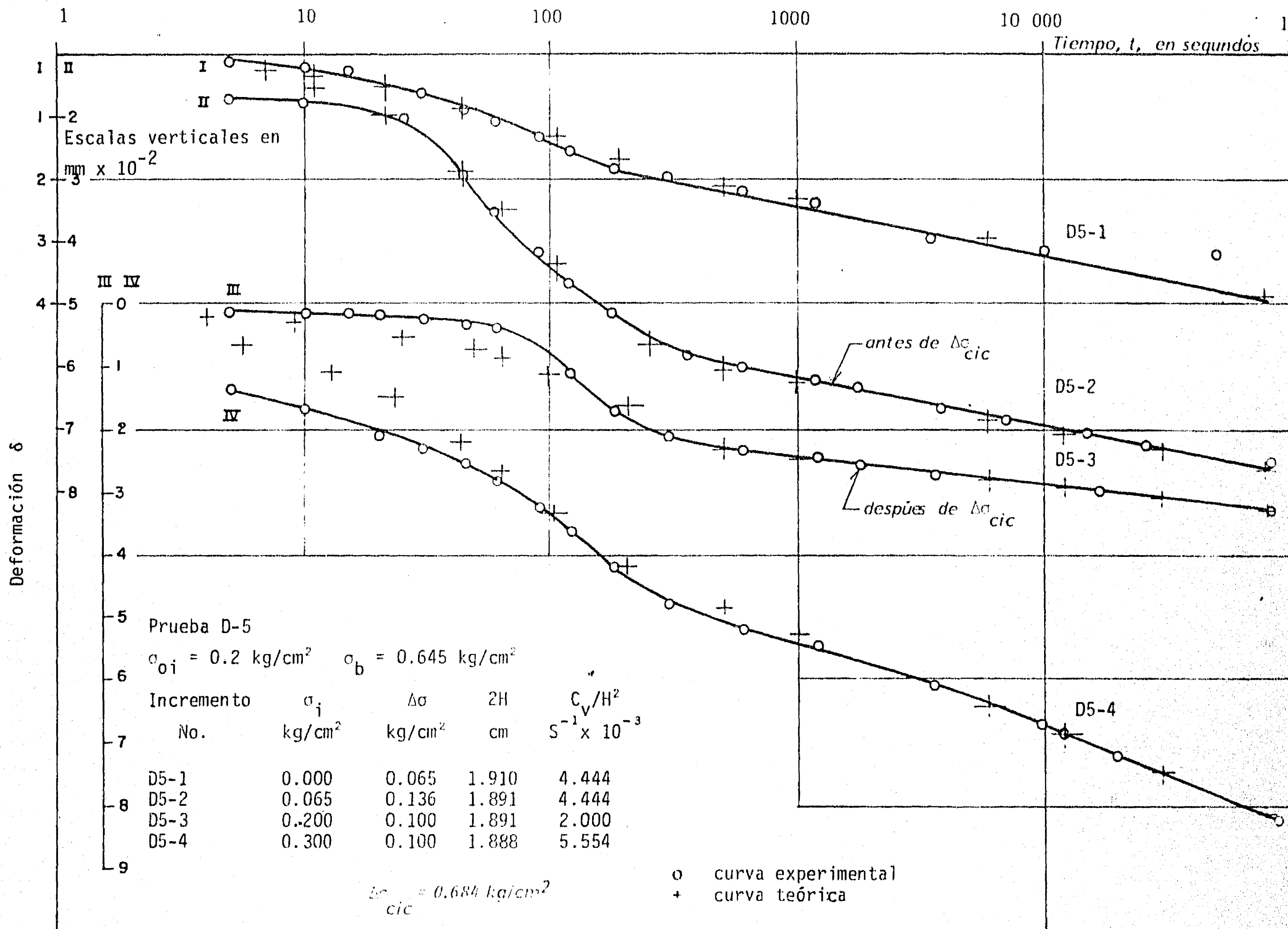
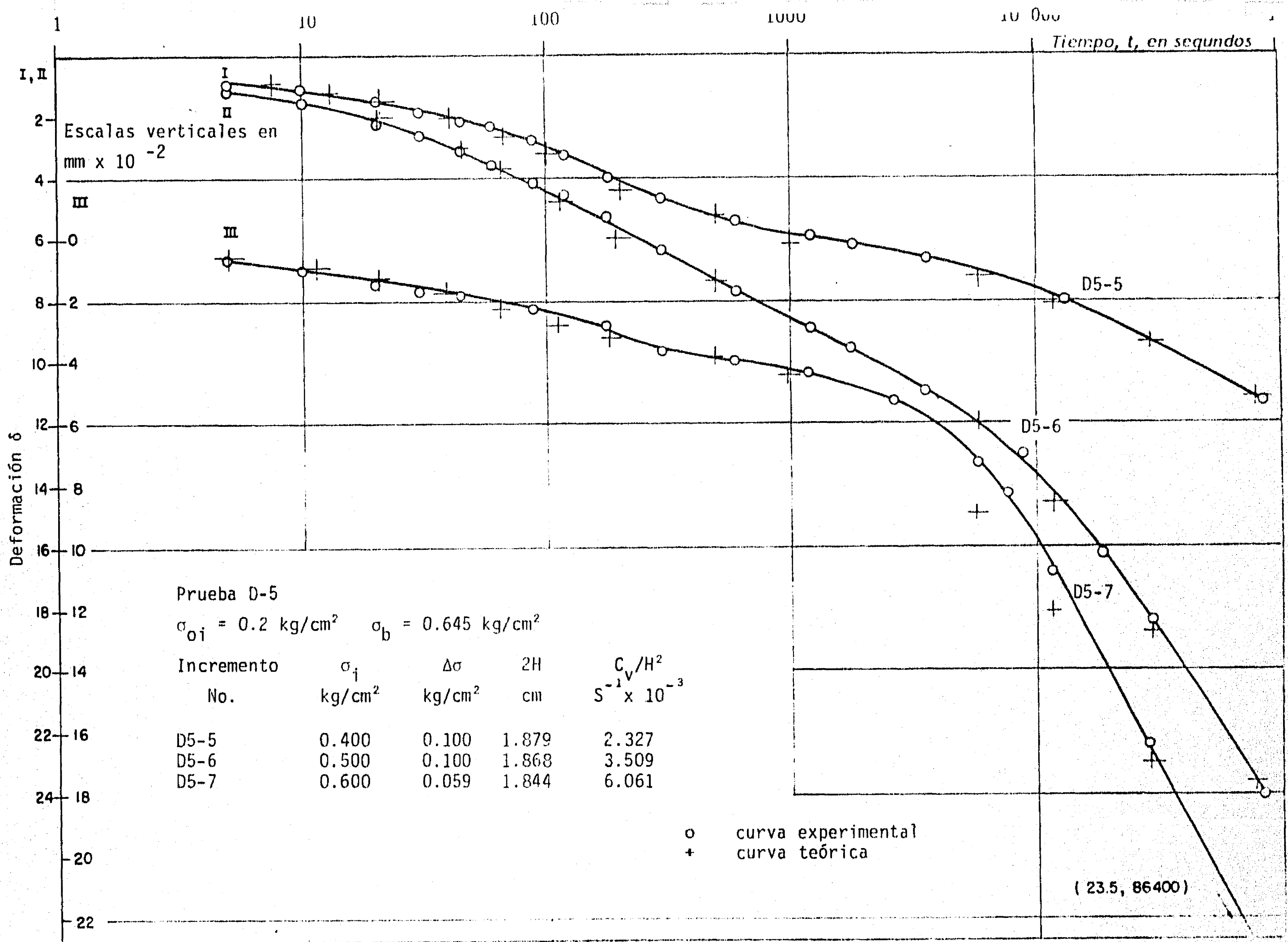


FIGURA 3.19 CURVAS DE CONSOLIDACION ENSAYE D-5



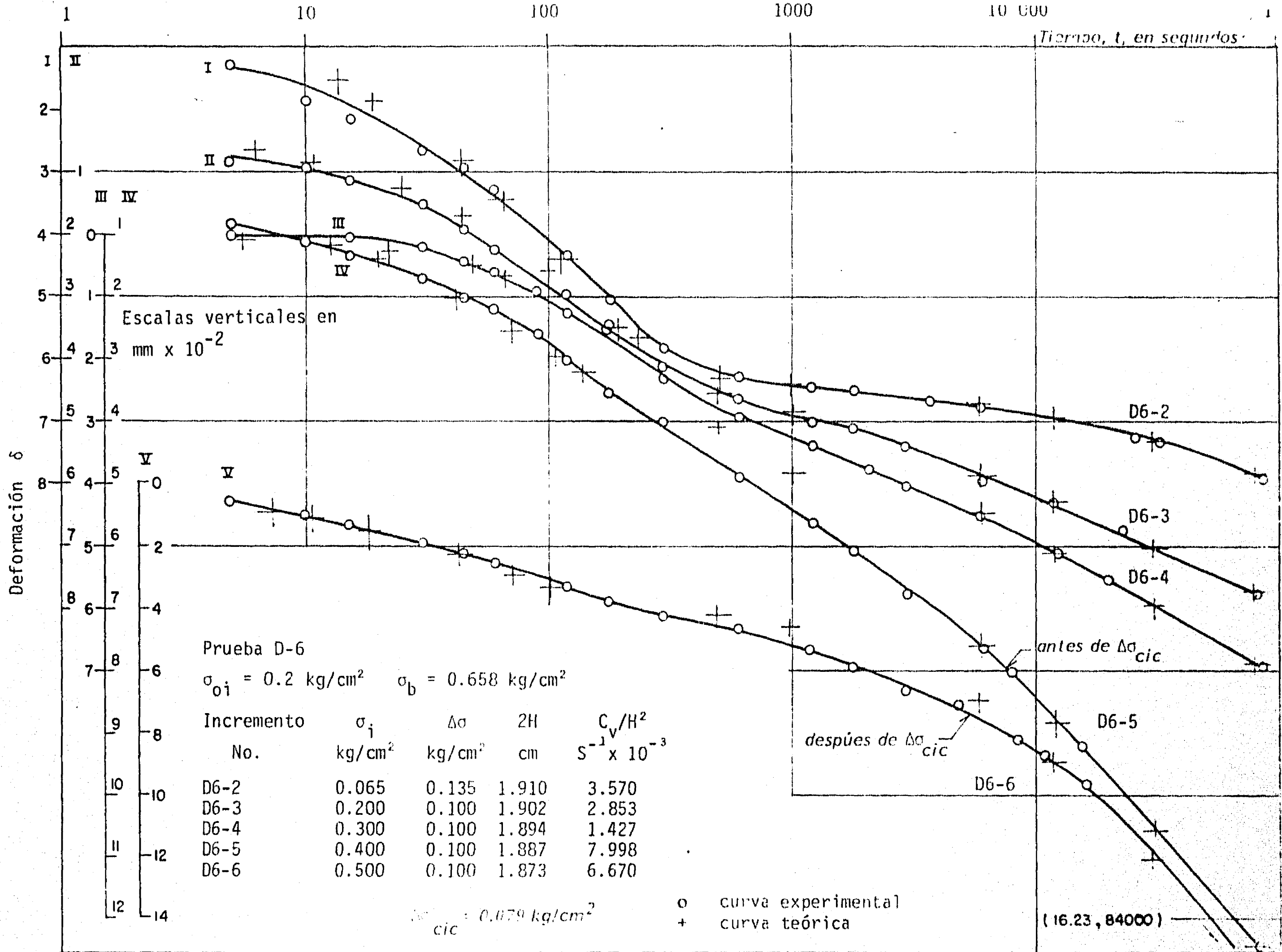


FIGURA 3.21 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-6

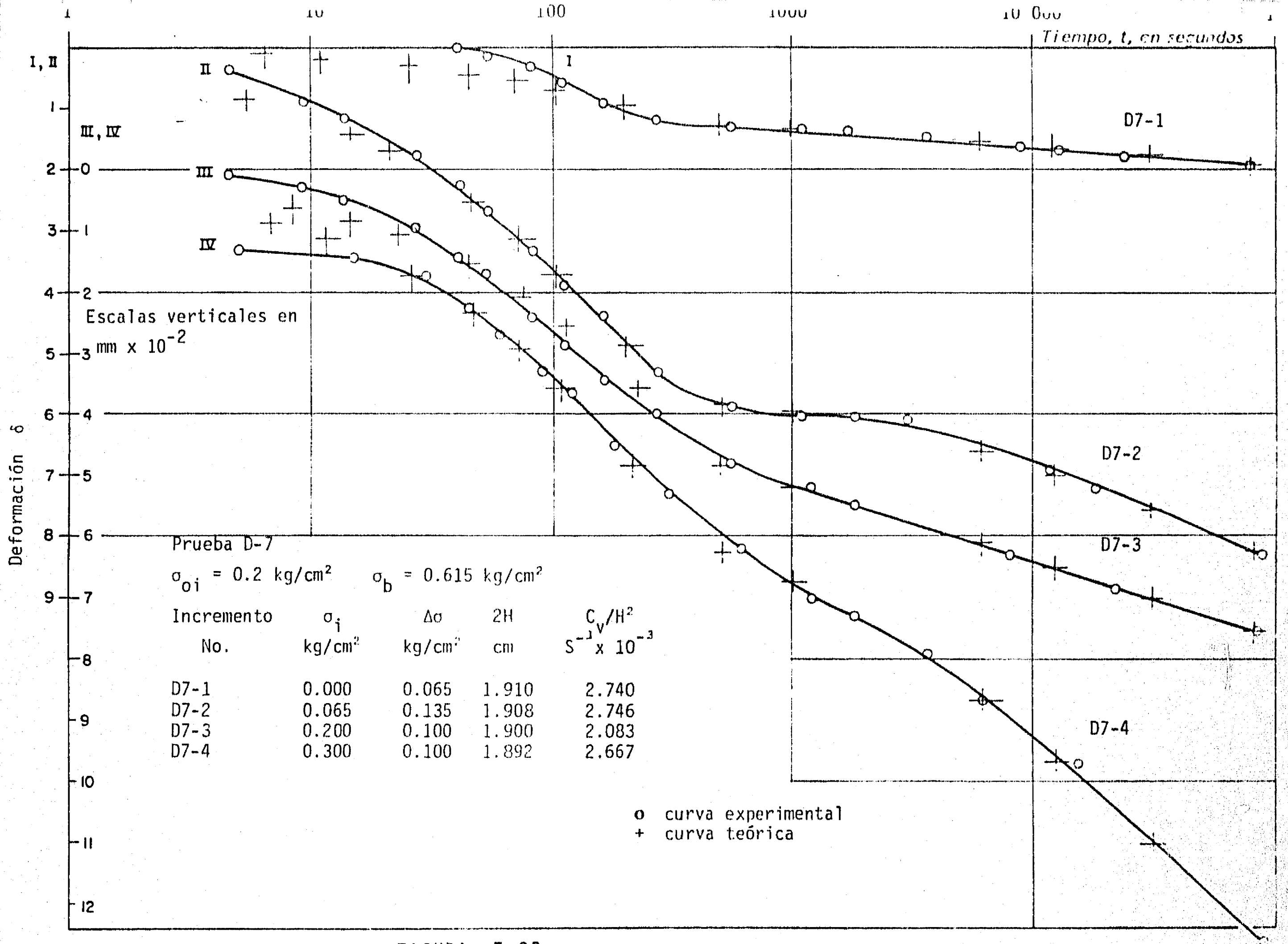


FIGURA 3.22 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-7

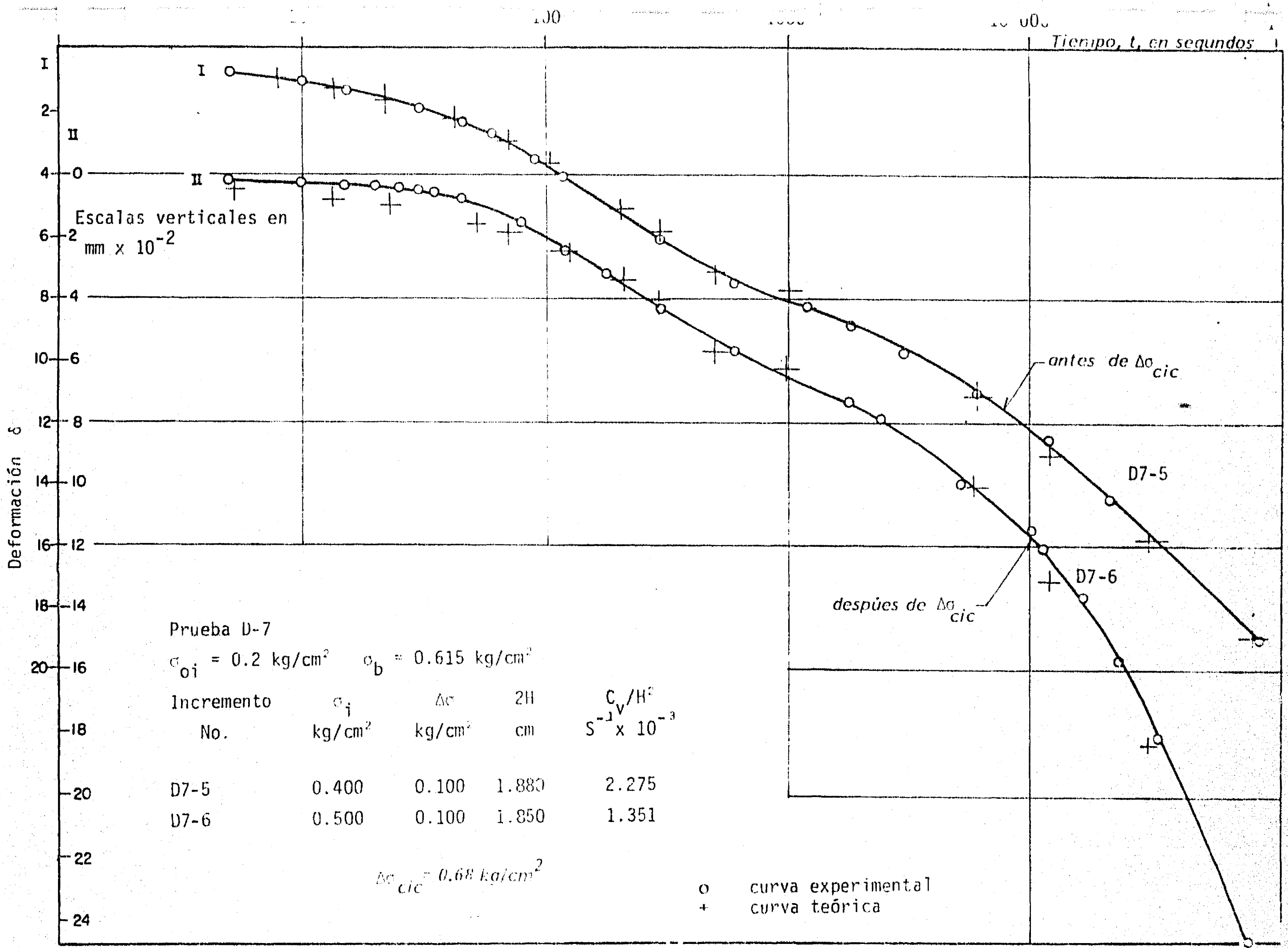
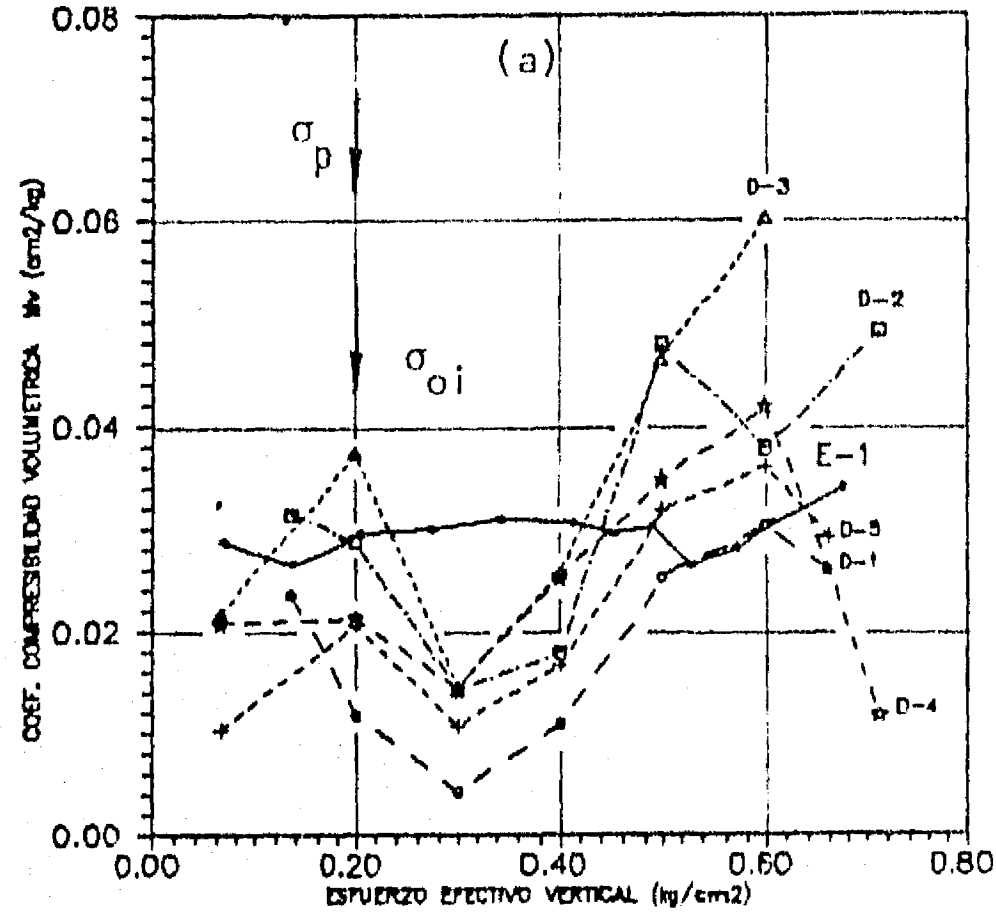


FIGURA 3.23 CURVAS DE CONSOLIDACION, ENSAYE D-7

GRAFICA ESFUERZO-COEFICIENTE DE DEF. VOLUM. UNITARIA
(Ensayes E-1 y D-1 a D-5)

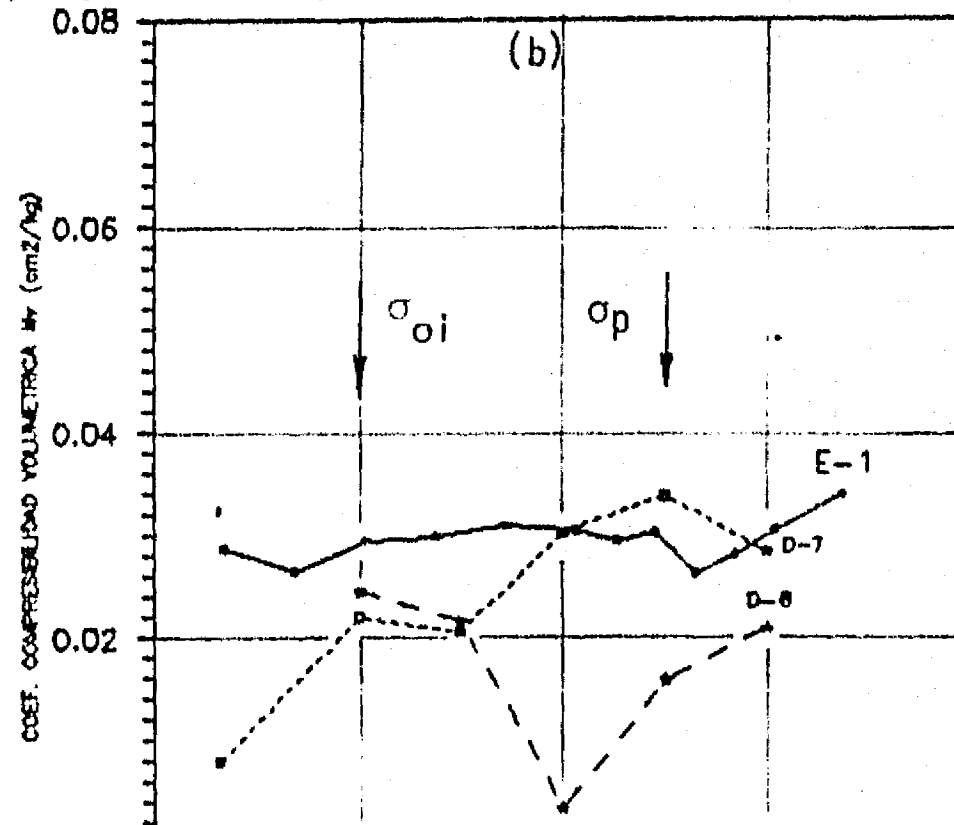


Ensaye	Tipo	Simbología
E-1	Estático de referencia	—●—
D-1	cíclico	-○-
D-2	cíclico	-□-
D-3	cíclico	-△-
D-4	cíclico	-◇-
D-5	cíclico	-+
D-6	cíclico	-☆-
D-7	cíclico	-○-

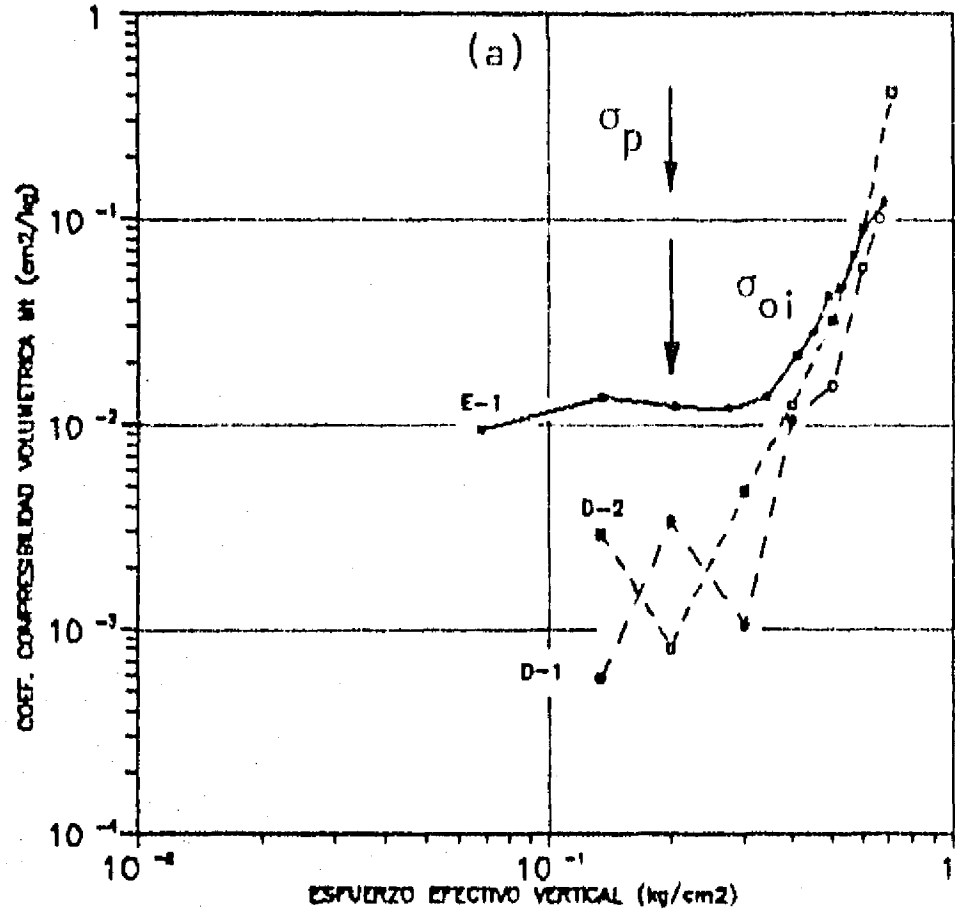
$$\sigma_{oi} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

Ensaye	$\Delta\sigma_{cic}$ (kg/cm ²)	σ_p (kg/cm ²)
D-1	0.117	0.20
D-2	0.239	0.20
D-3	0.333	0.20
D-4	0.463	0.20
D-5	0.684	0.20
D-6	0.079	0.50
D-7	0.680	0.50

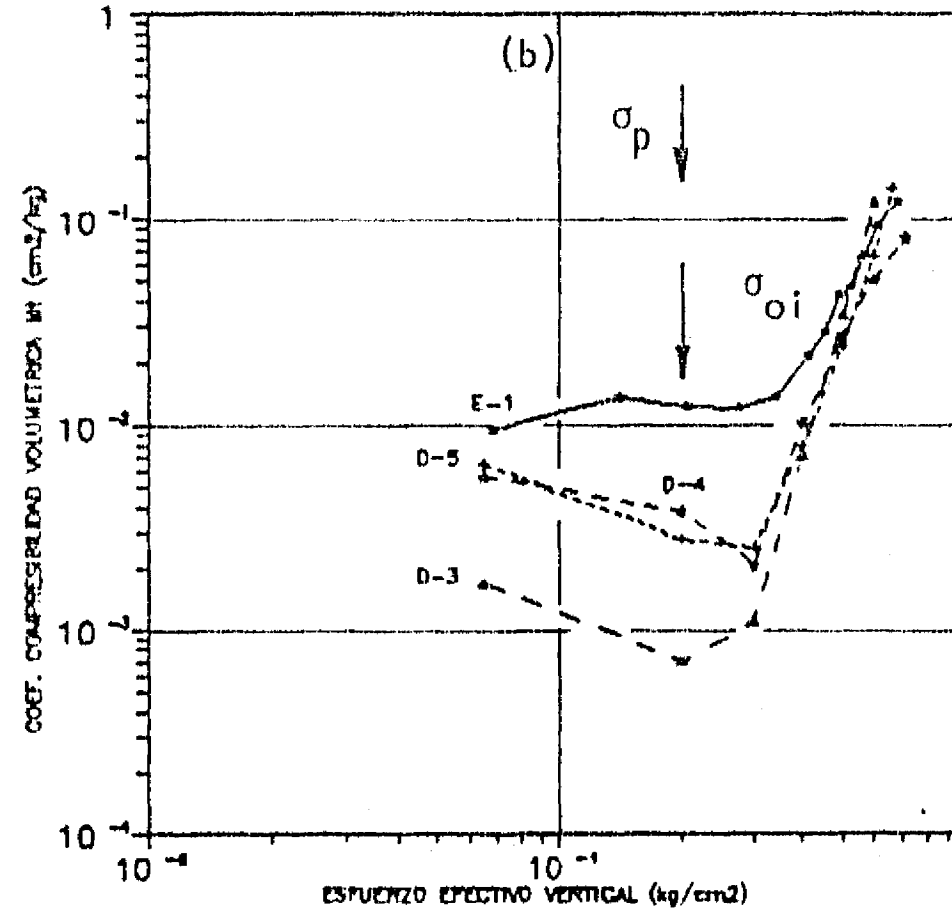
GRAFICA ESFUERZO-COEFICIENTE DE DEF. VOLUM. UNITARIA
(Ensayes E-1, D-6 y D-7)



GRAFICA ESFUERZO COEFICIENTE DE DEF. VOLUM. UNITARIA MI
(Ensayes E-1, D-1 y D-2)

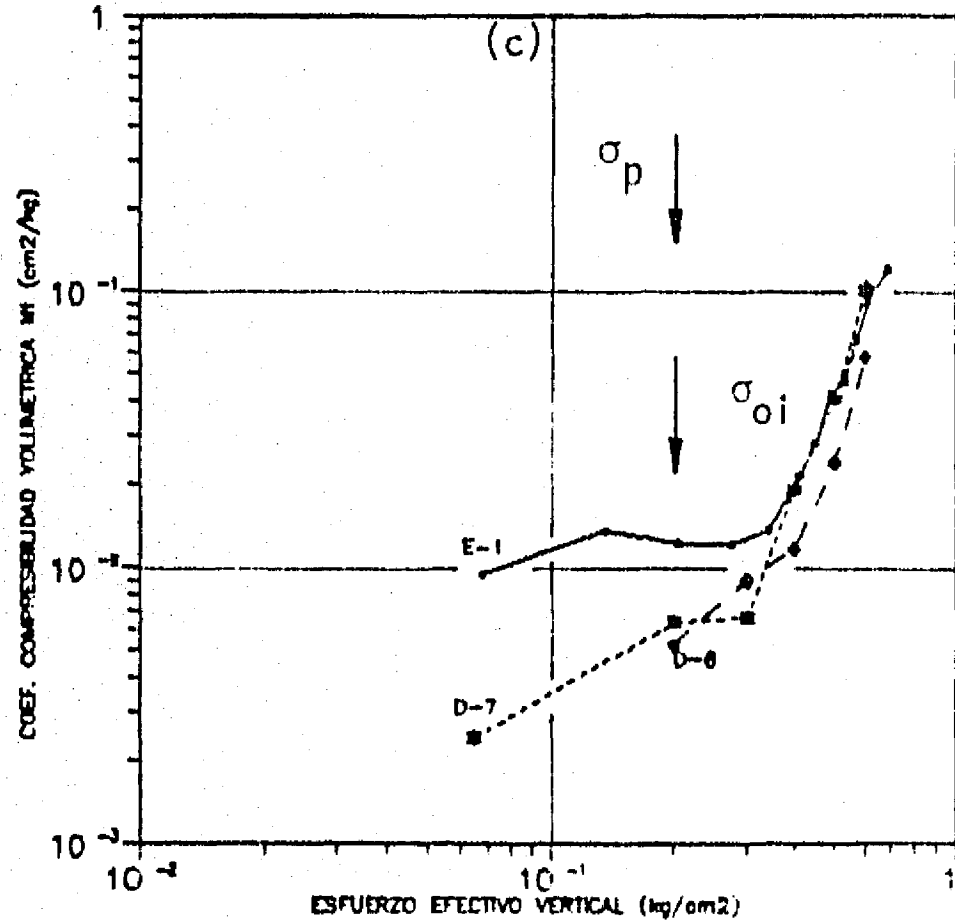


GRAFICA ESFUERZO COEFICIENTE DE DEF. VOLUM. UNITARIA MI
(Ensayes E-1 y D-3 a D-5)



Ensaye	Tipo	Simbología
E-1	Estático de referencia	—
D-1	cíclico	○ - - - ○
D-2	cíclico	□ - - - □
D-3	cíclico	△ - - - △
D-4	cíclico	▲ - - - ▲
D-5	cíclico	† - - - †
D-6	cíclico	◆ - - - ◆
D-7	cíclico	* - - - *

GRAFICA ESFUERZO COEFICIENTE DE DEF. VOLUM. UNITARIA MI
(Ensayes E-1, D-6 y D-7)

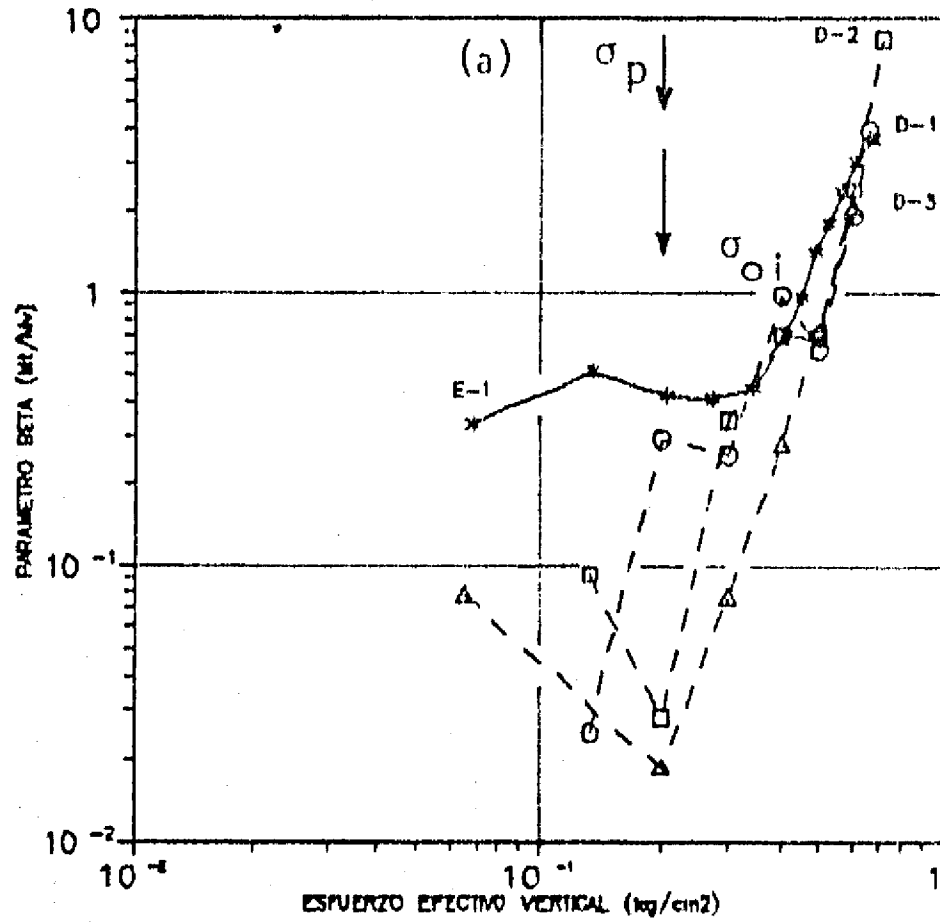


$$\sigma_{oi} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

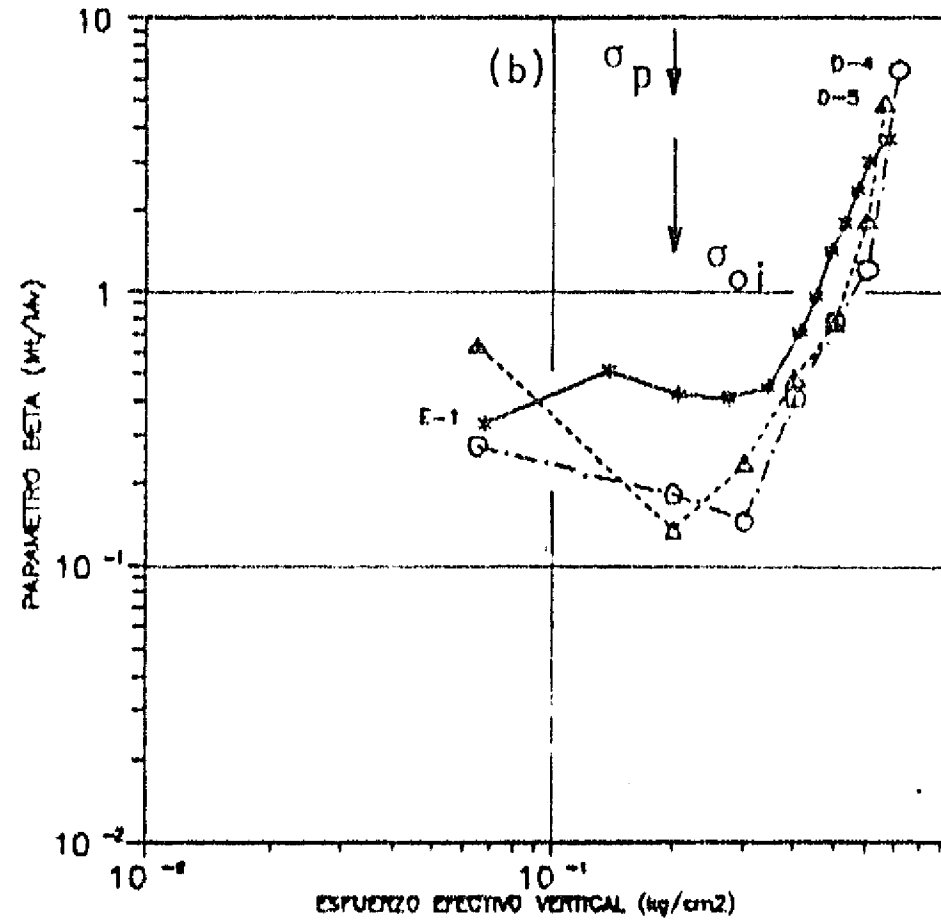
Ensaye	$\Delta\sigma_{cic}$ (kg/cm ²)	σ_p (kg/cm ²)
D-1	0.117	0.20
D-2	0.239	0.20
D-3	0.333	0.20
D-4	0.463	0.20
D-5	0.684	0.20
D-6	0.079	0.50
D-7	0.680	0.50

FIGURA 3.25

CURVA ESFUERZO-PARAMETRO BETA (Mt/Mv)
(Ensayos E-1 y D-1 a D-3)



CURVA ESFUERZO-PARAMETRO BETA (Mt/Mv)
(Ensayos E-1, D-4 y D-5)



Ensaye	Tipo	Simbología
E-1	Estático de referencia	—*—
D-1	cíclico	○- - -○
D-2	cíclico	□- - -□
D-3	cíclico	△- - -△
D-4	cíclico	○- - -○
D-5	cíclico	△- - -△
D-6	cíclico	●- - -●
D-7	cíclico	△- - -△

$$\sigma_{oi} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

Ensaye	$\Delta\sigma_{cic}$ (kg/cm ²)	σ_p (kg/cm ²)
D-1	0.117	0.20
D-2	0.239	0.20
D-3	0.333	0.20
D-4	0.463	0.20
D-5	0.684	0.20
D-6	0.079	0.50
D-7	0.680	0.50

CURVA ESFUERZO-PARAMETRO BETA (Mt/Mv)
(Ensayos E-1, D-6 y D-7)

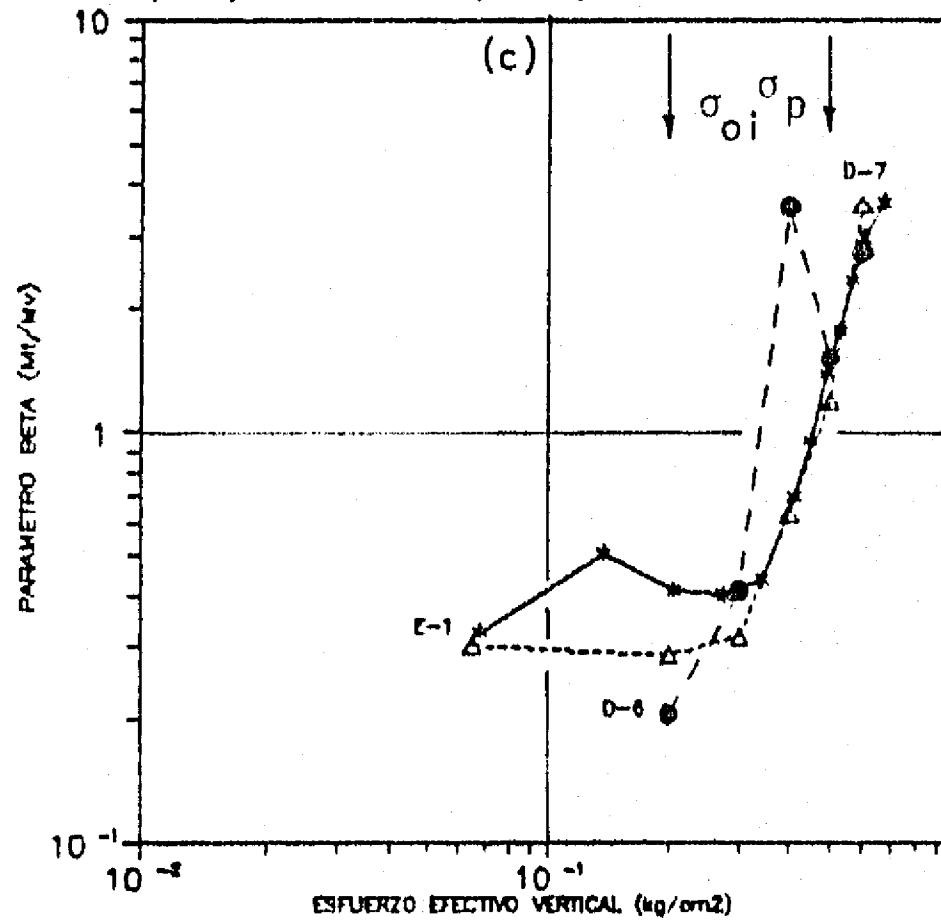
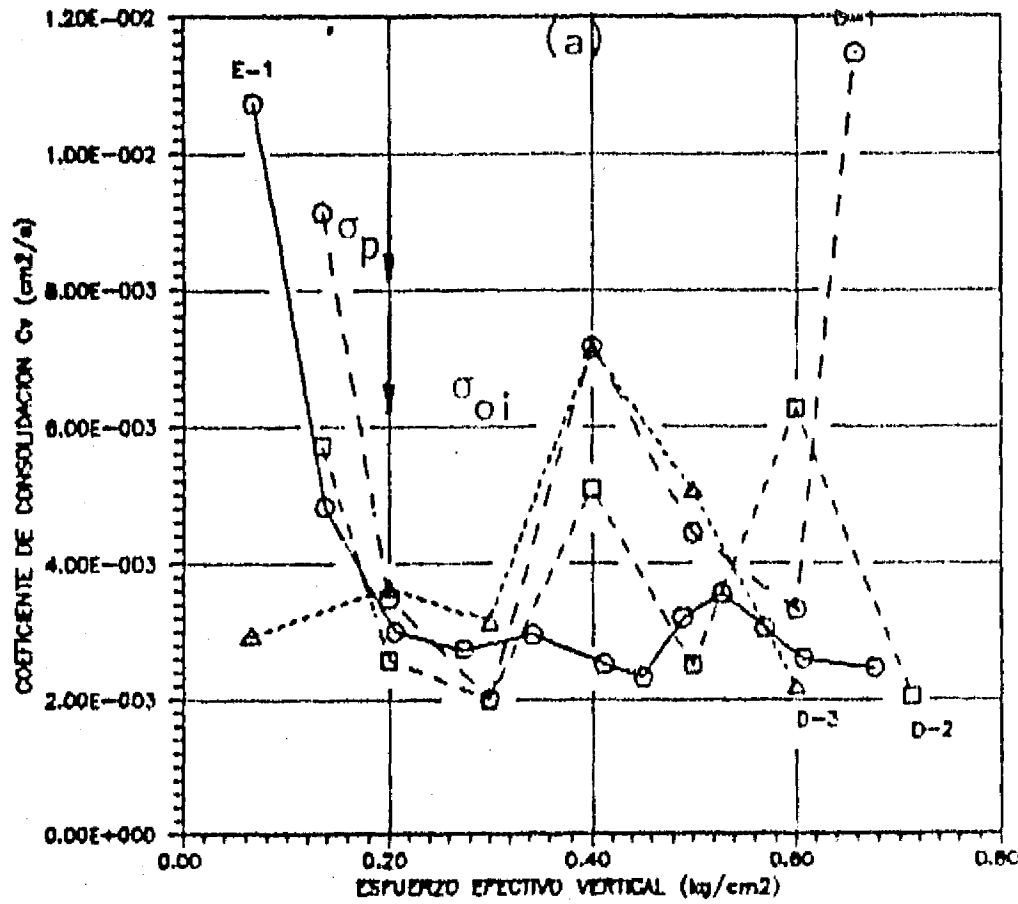
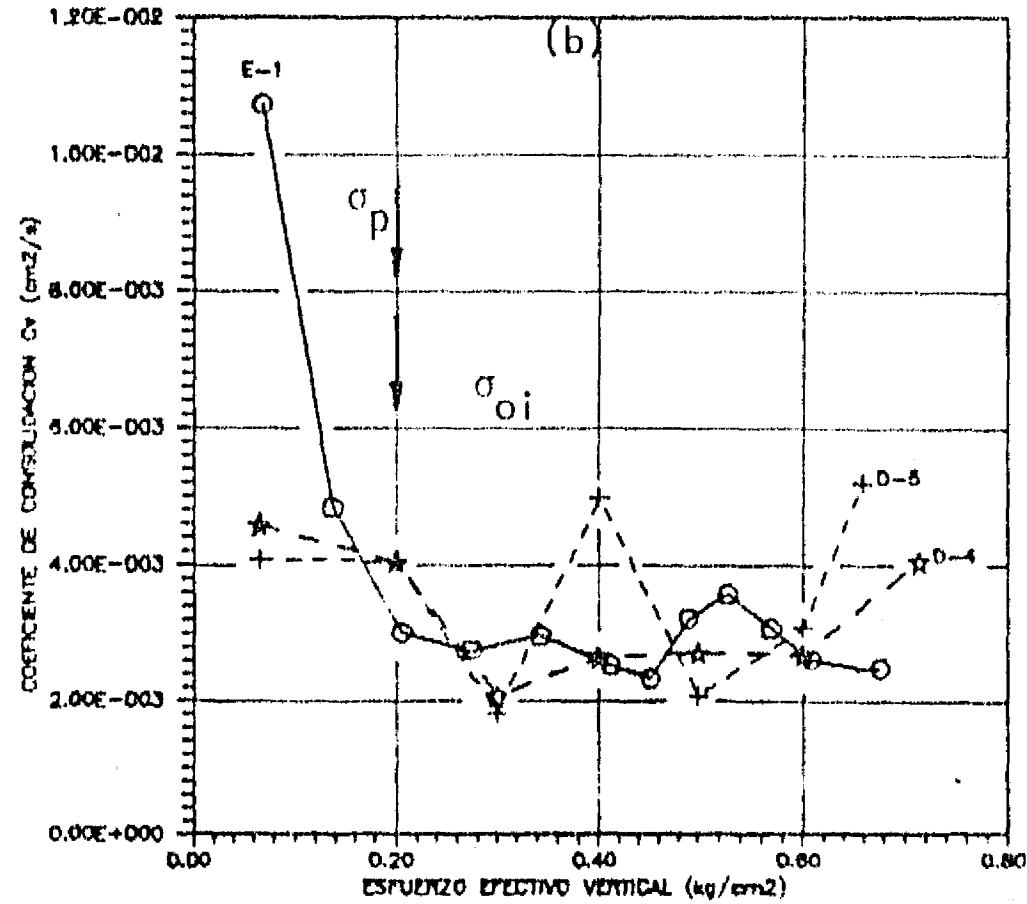


FIGURA 3.26

GRAFICA ESFUERZO-COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv
(Ensayes E-1 y D-1 a D-3)



GRAFICA ESFUERZO-COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv
(Ensayes E-1, D-4 y D-5)



Ensaye	Tipo	Simbología
E-1	Estático de referencia	○—○
D-1	cíclico	○- - -○
D-2	cíclico	□- - -□
D-3	cíclico	△- - -△
D-4	cíclico	☆- - -☆
D-5	cíclico	+ - - -+
D-6	cíclico	○- - -○
D-7	cíclico	□- - -□

$$\sigma_{oi} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

Ensaye	$\Delta\sigma_{cic}$ (kg/cm ²)	σ_p (kg/cm ²)
D-1	0.117	0.20
D-2	0.239	0.20
D-3	0.333	0.20
D-4	0.463	0.20
D-5	0.684	0.20
D-6	0.079	0.50
D-7	0.680	0.50

GRAFICA ESFUERZO-COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv
(Ensayes E-1, D-6 y D-7)

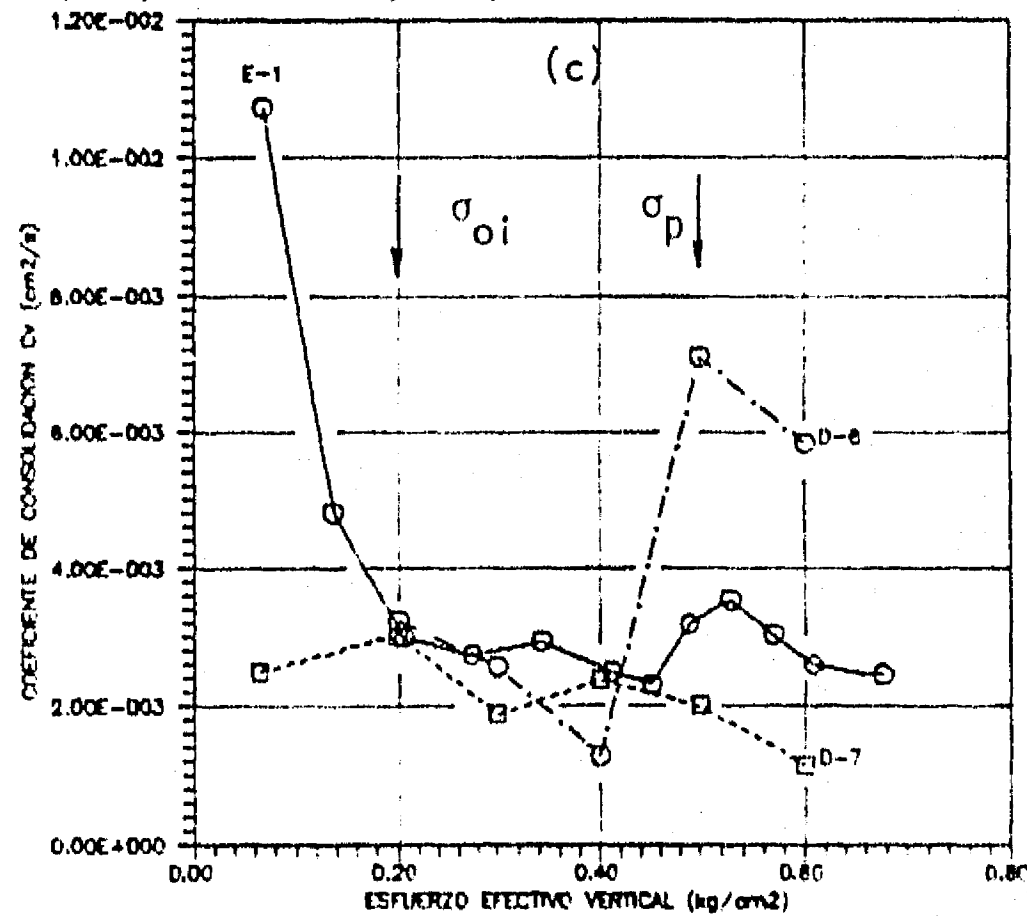
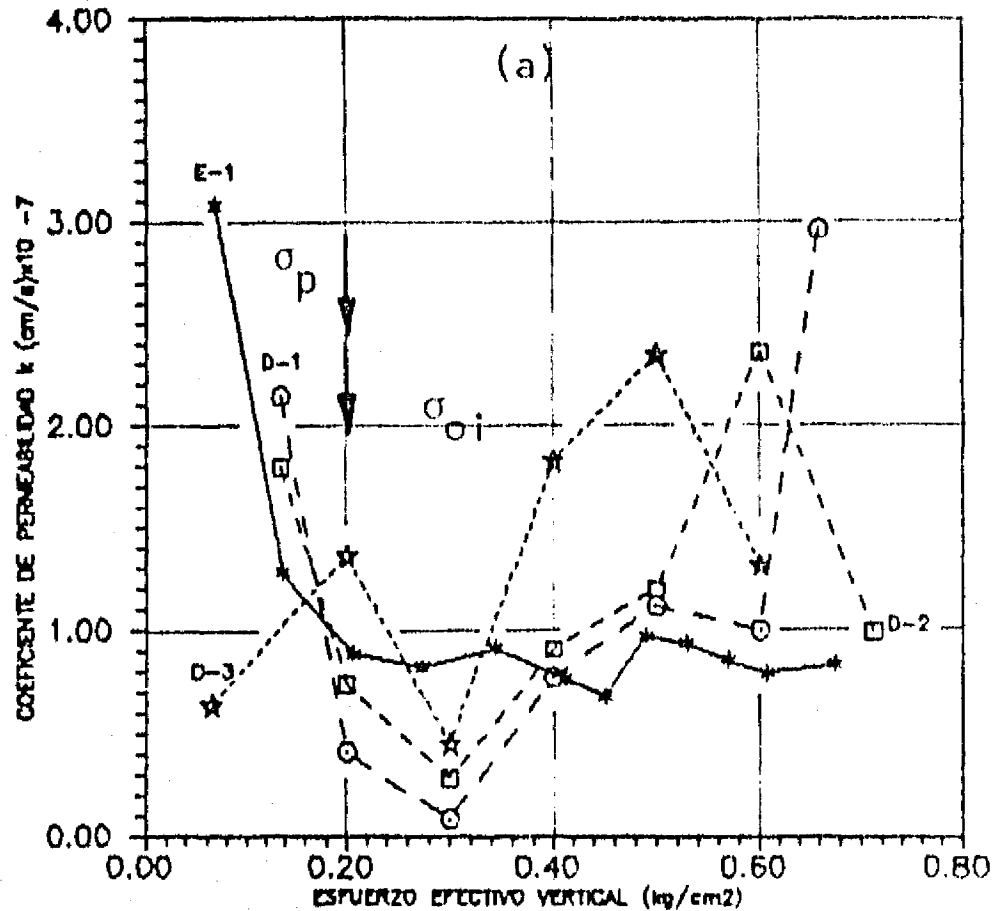
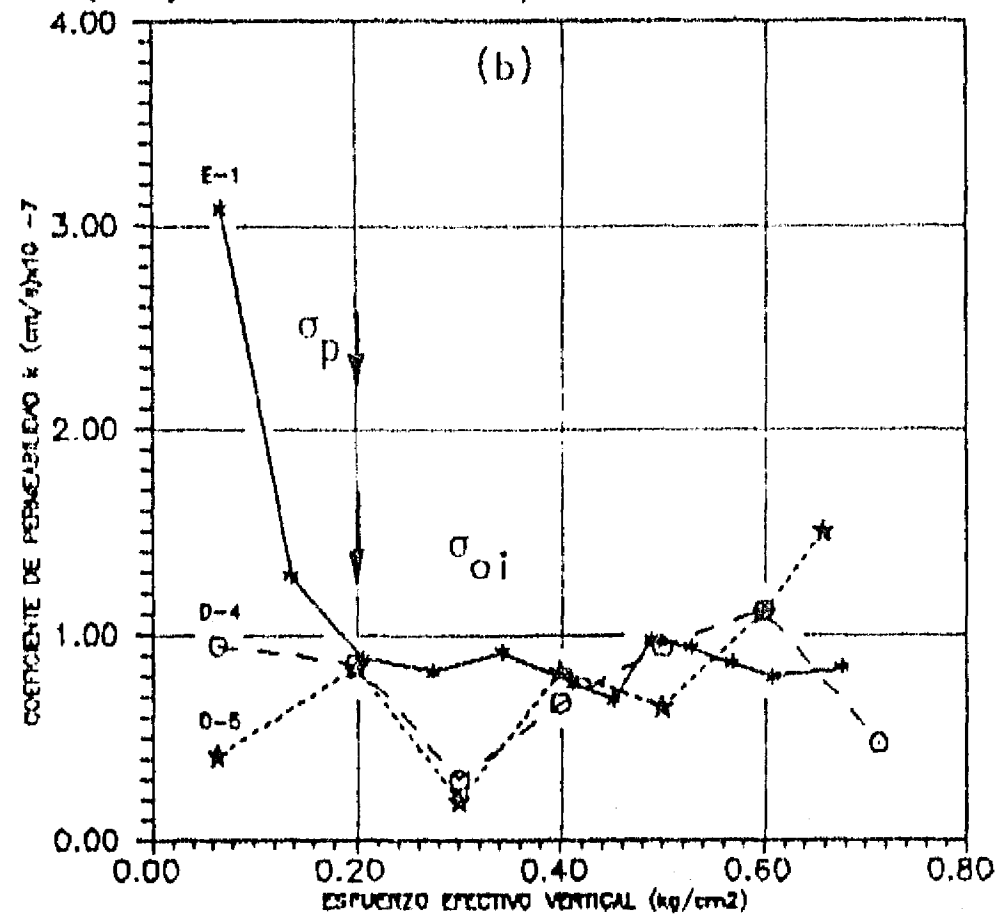


FIGURA 3.27

GRAFICA ESFUERZO-COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD k
(ENSAYES E-1 y D-1 a D-3)



GRAFICA ESFUERZO-COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD k
(ENSAYES E-1, D-4 Y D-5)



Ensayo	Tipo	Simbología
E-1	Estática de referencia	★-----★
D-1	cíclico	○-----○
D-2	cíclico	□-----□
D-3	cíclico	☆-----☆
D-4	cíclico	○-----○
D-5	cíclico	★-----★
D-6	cíclico	○-----○
D-7	cíclico	☆-----☆

$$\sigma_{oi} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

Ensayo	$\Delta\sigma_{cic}$ (kg/cm ²)	σ_p (kg/cm ²)
D-1	0.117	0.20
D-2	0.239	0.20
D-3	0.333	0.20
D-4	0.463	0.20
D-5	0.684	0.20
D-6	0.079	0.50
D-7	0.680	0.50

GRAFICA ESFUERZO-COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD k
(ENSAYES E-1, D-6 Y D-7)

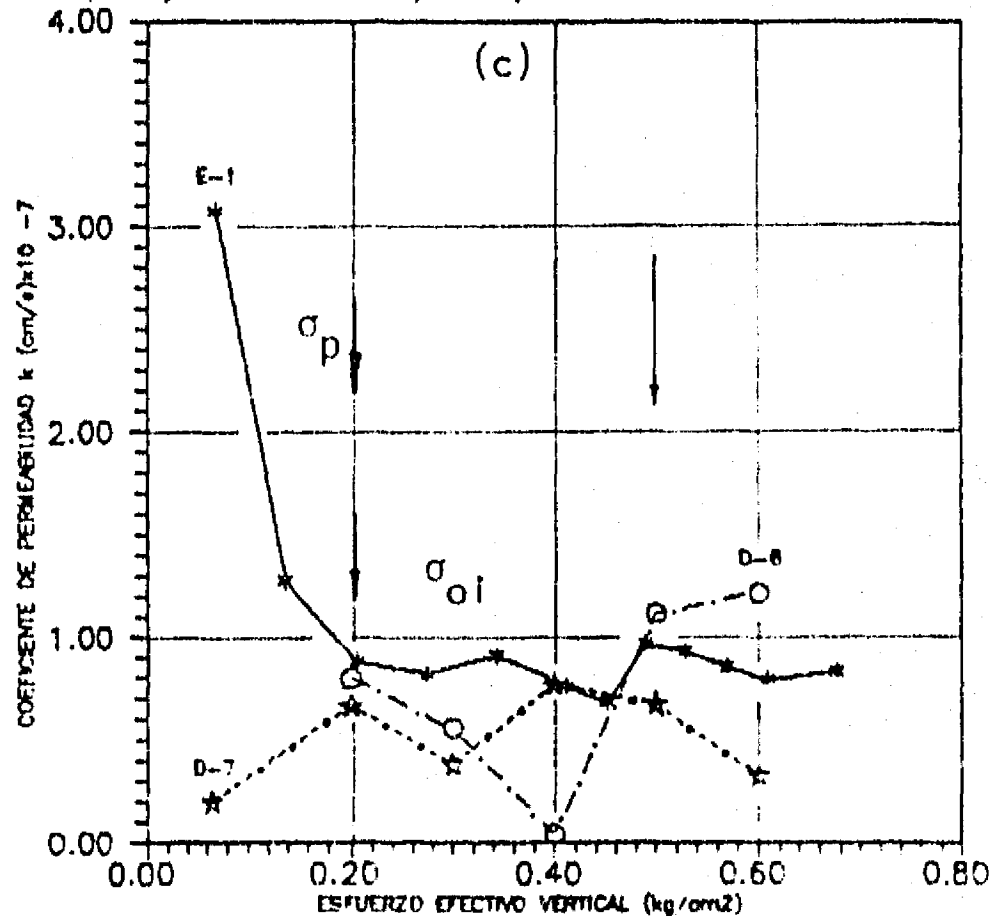
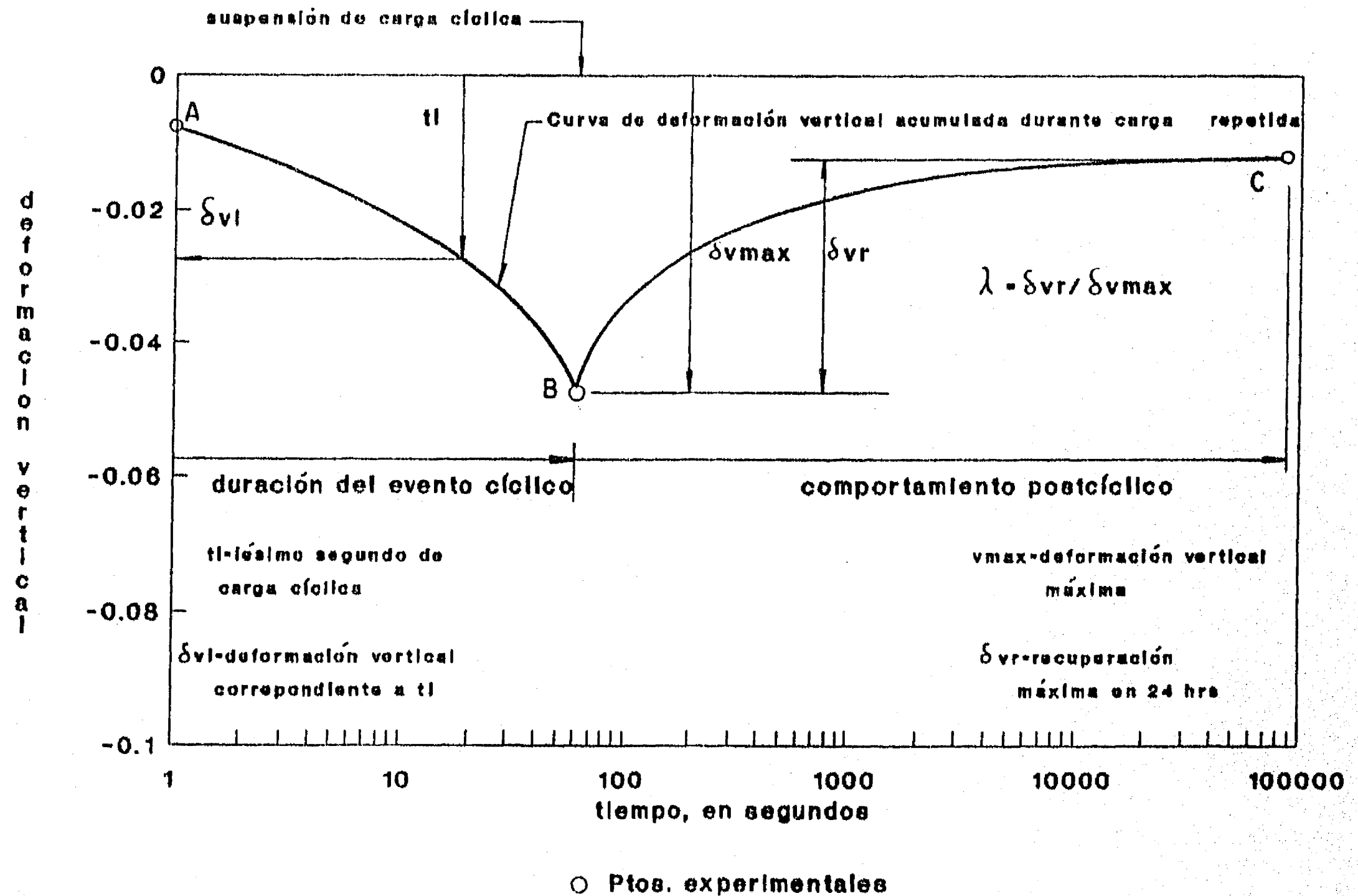


FIGURA 3.28

Fig. 3.29a Esquema explicativo de las curvas "Deformación durante carga ciclica versus Tiempo"



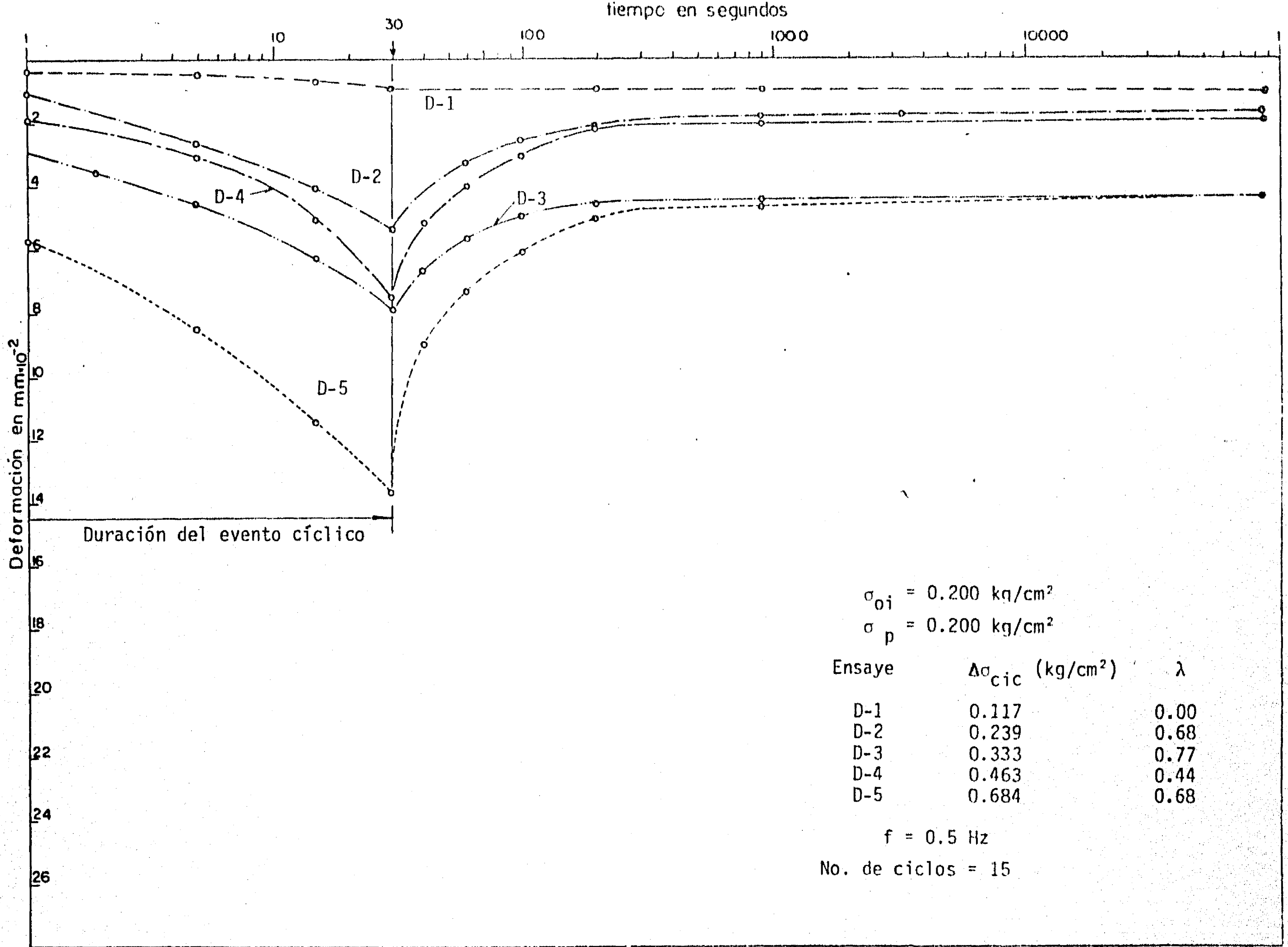


FIGURA 3.29 CURVAS DEFORMACION-TIEMPO BAJO CARGA CICLICA

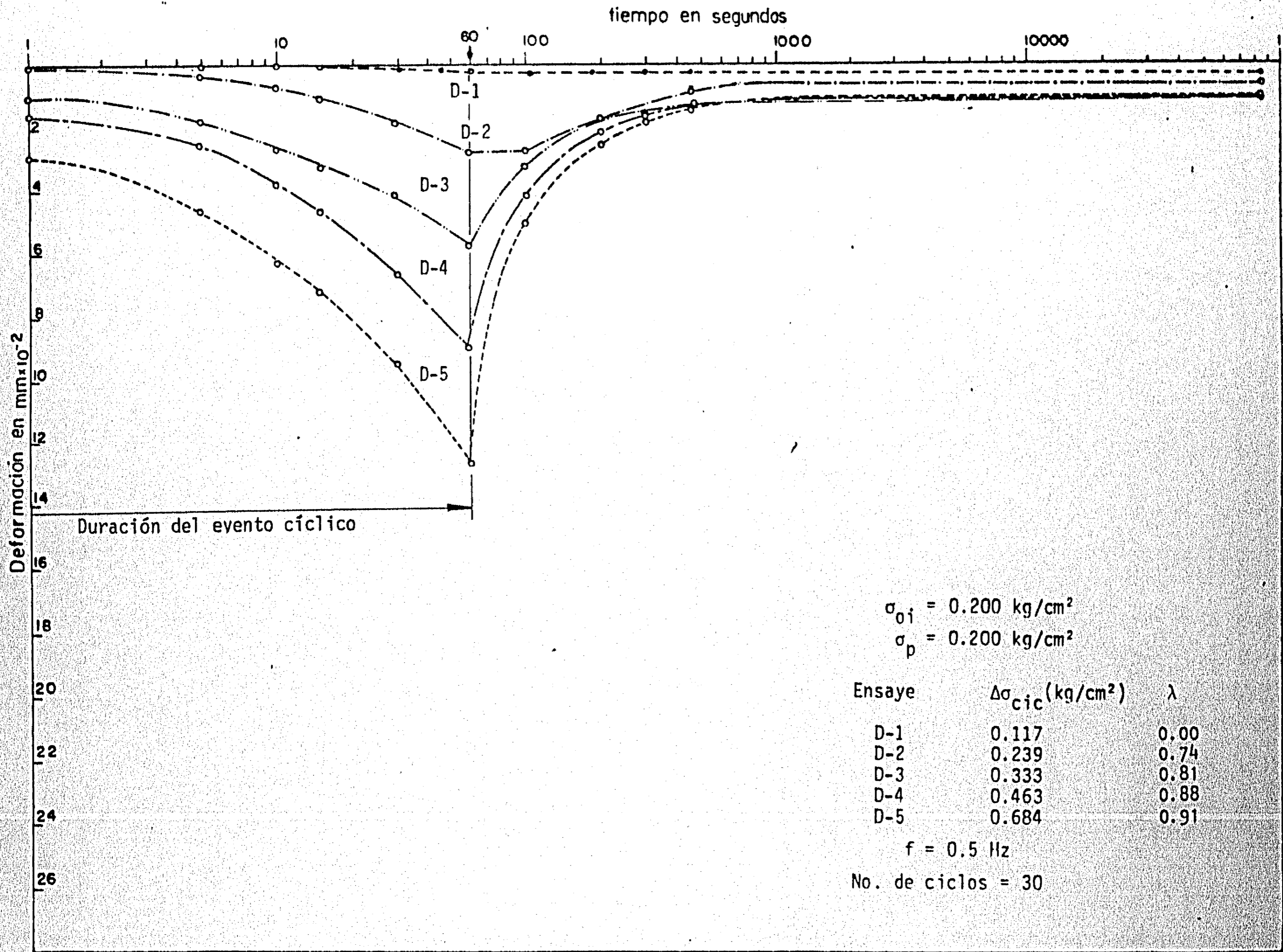


FIGURA 3.30 CURVAS DEFORMACION TIEMPO BAJO CARGA CICLICA

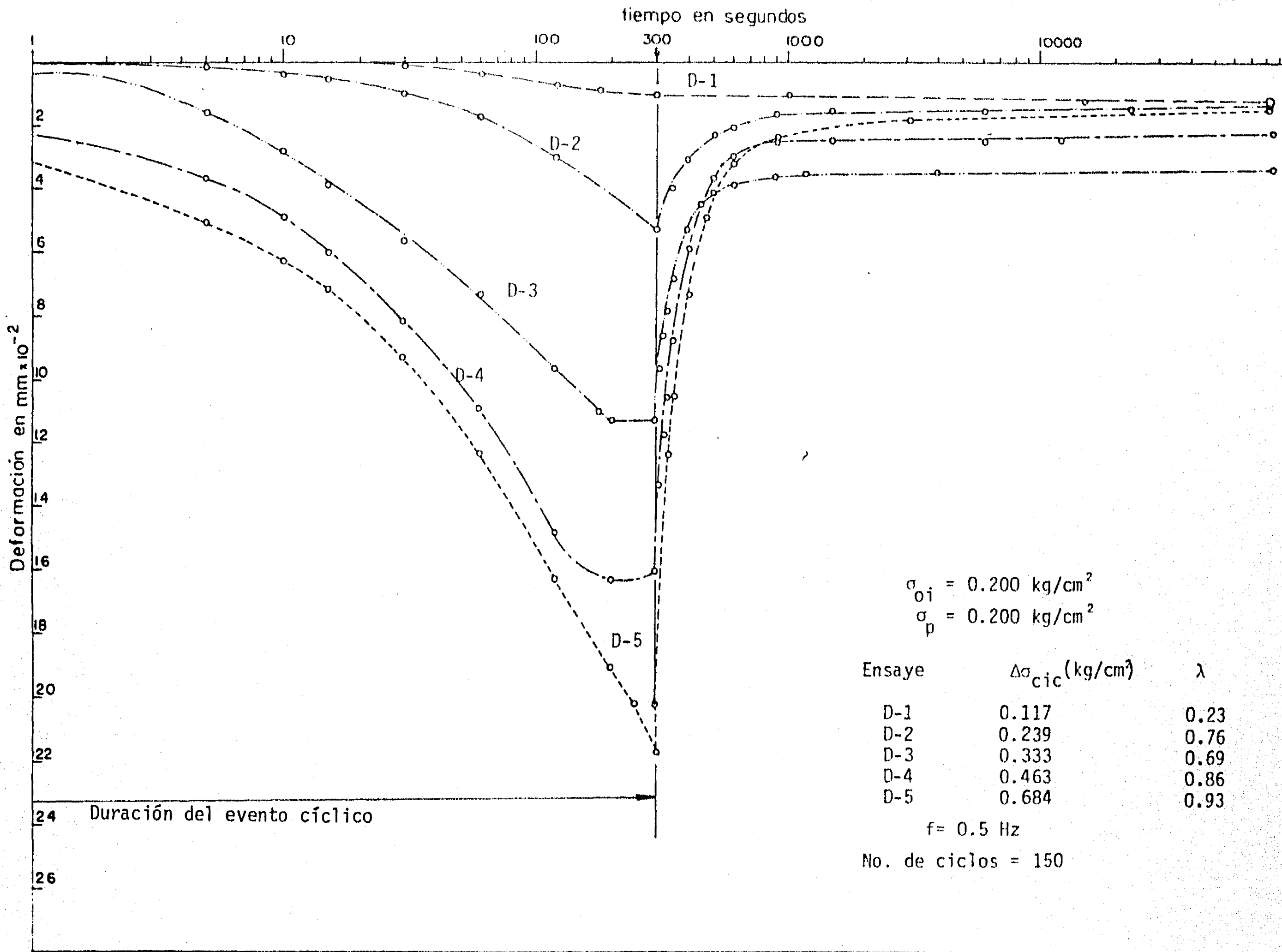


FIGURA 3.31 CURVAS DEFORMACION TIEMPO BAJO CARGA CICLICA

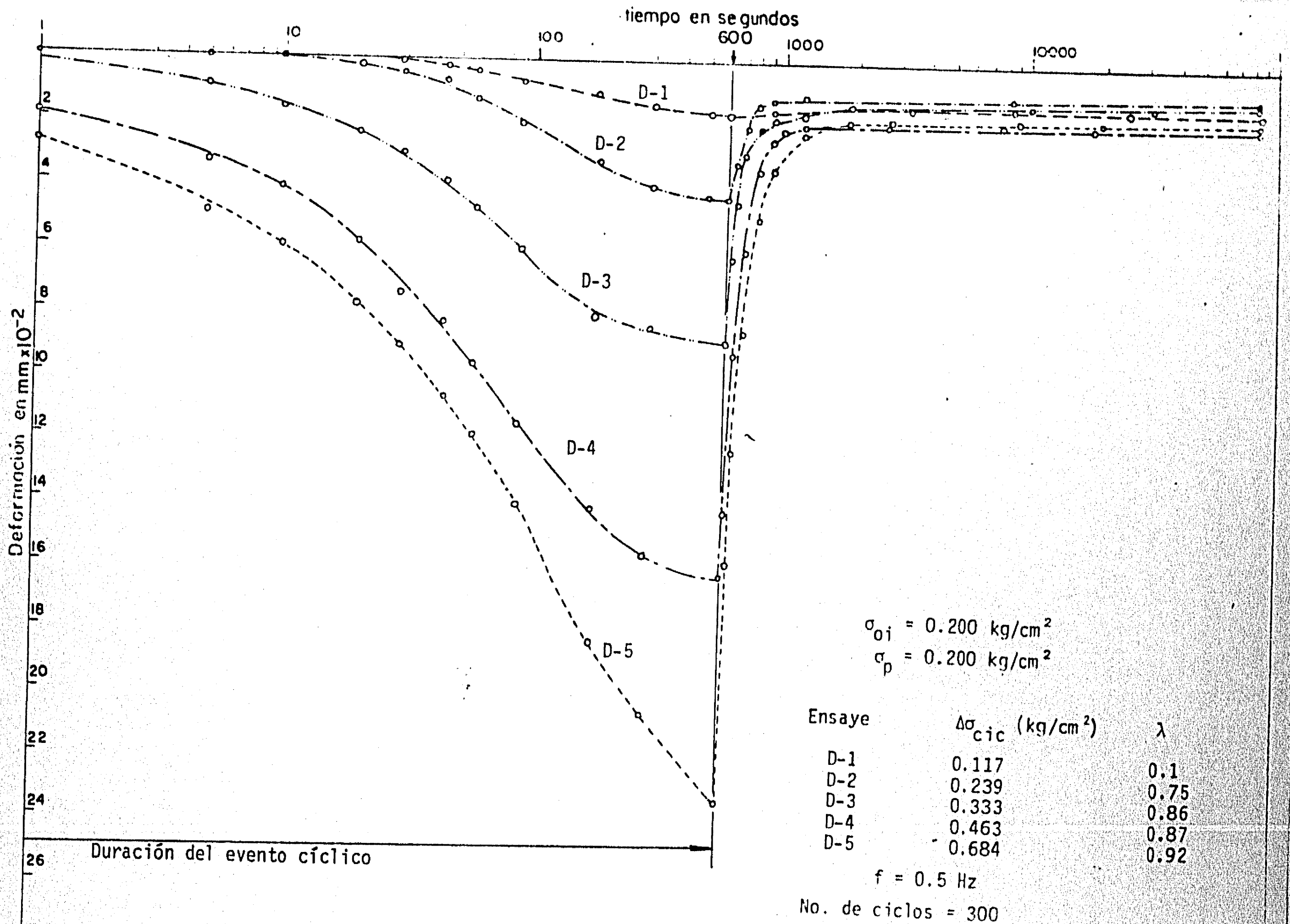
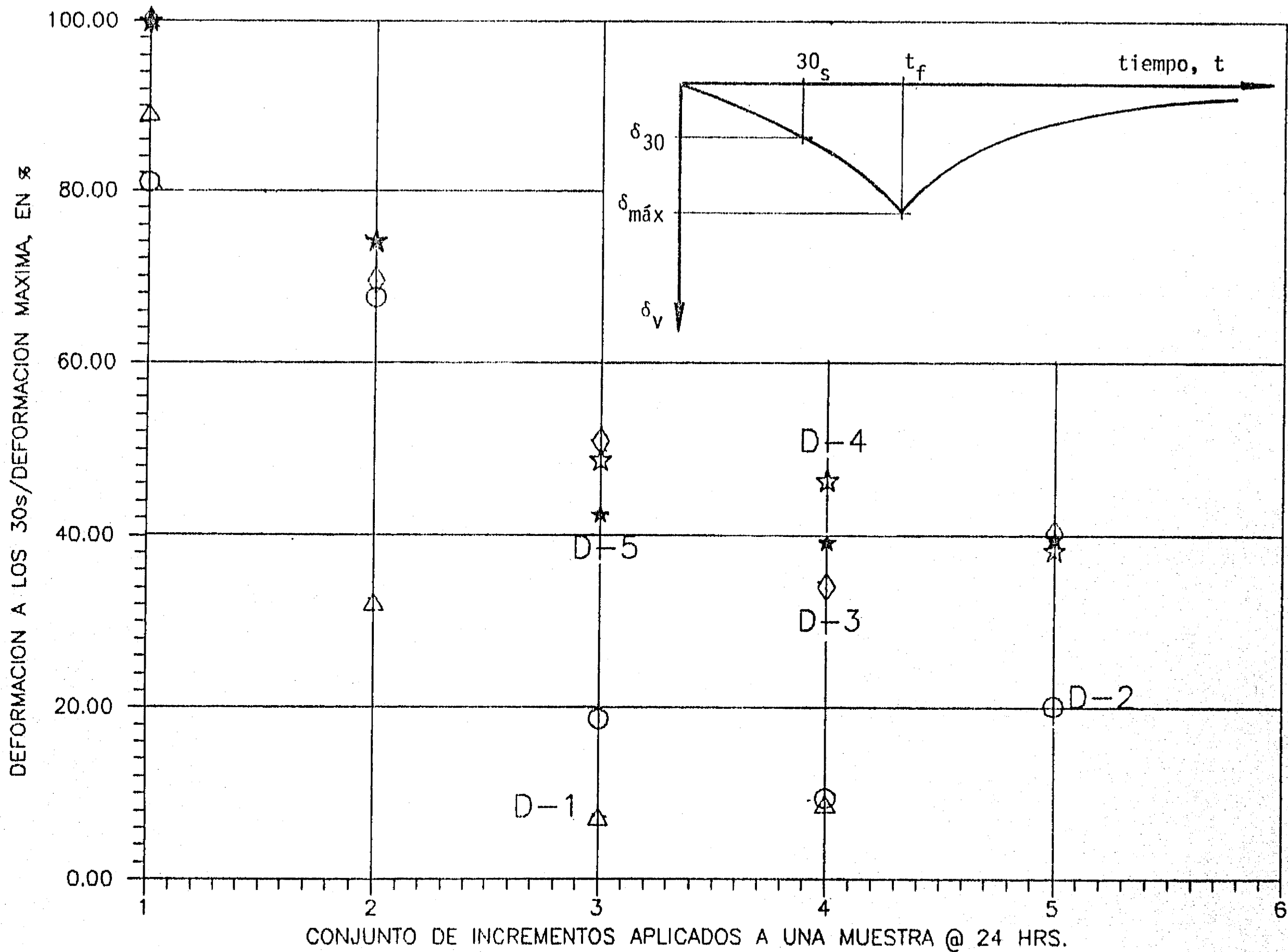


FIGURA 3.32 CURVAS DEFORMACION TIEMPO BAJO CARGA CICLICA

Figura 335 INFLUENCIA DE LA HISTORIA DE CARGAS CICLICAS EN LA COMPRESIBILIDAD DEL SUELO



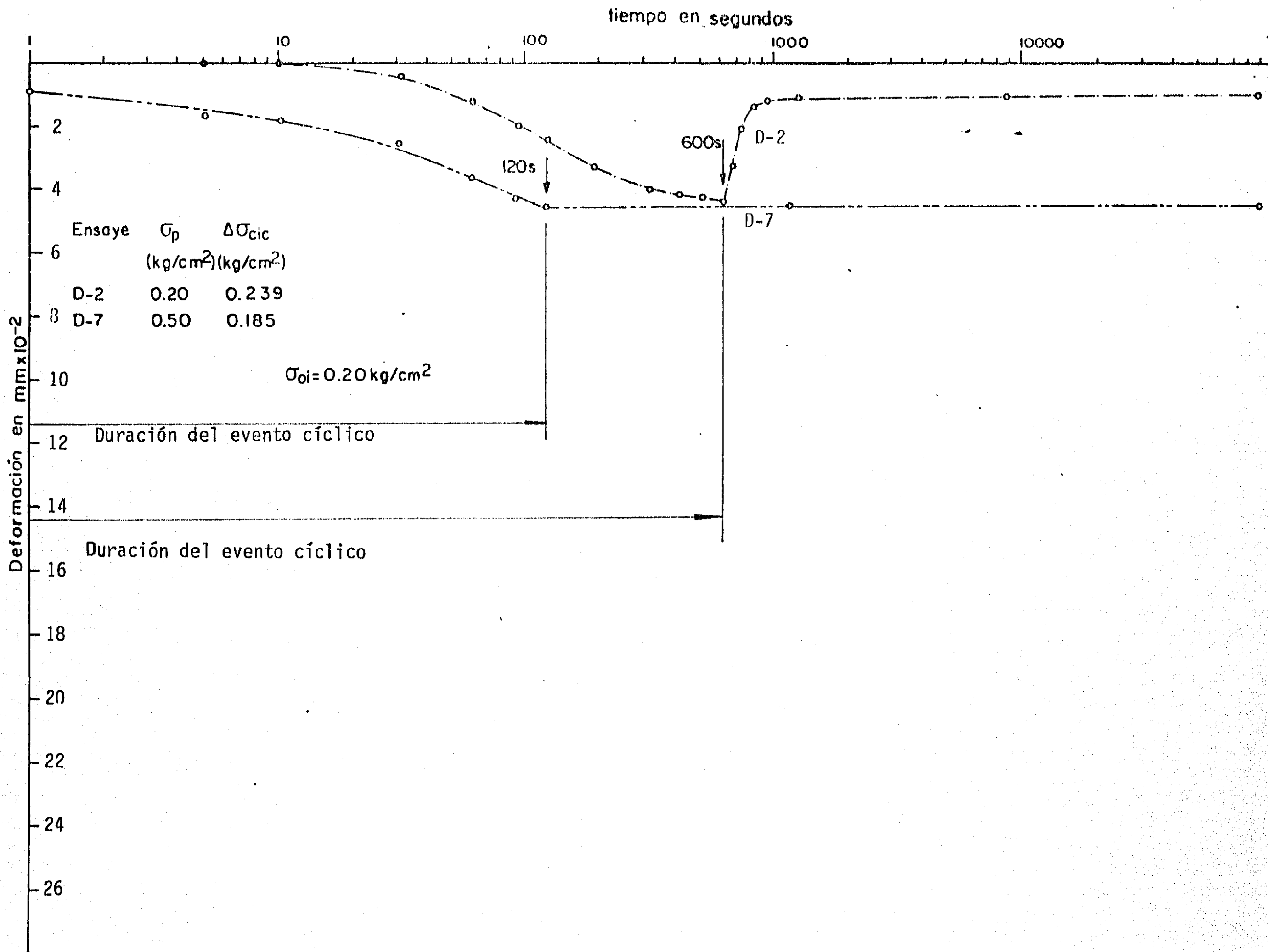


Fig. 3.36 Influencia del nivel de esfuerzo vertical estático, previo a la aplicación de cargas cíclicas

TABLA 3.1

PARAMETROS DE CONSOLIDACION

Ensaye	Esfuerzo aplicado	Mv	Mt	Beta [Mt/Mv]	Cv	k
-----	(kg/cm ²)	(cm ² /kg)	(cm ² /kg)	-----	(cm ² /s)	(cm ² /s)
E-1	0.068000	0.028728		0.326970	0.010728	3.080000
	0.437000	0.026510	0.013530	0.510340	0.004820	1.278000
	0.206000	0.029495	0.012235	0.414830	0.002933	0.883000
	0.274000	0.029908	0.012069	0.403570	0.002743	0.820000
	0.343000	0.030900	0.013632	0.441136	0.002951	0.912000
	0.412000	0.030531	0.021415	0.701412	0.002510	0.766000
	0.451000	0.029439	0.028167	0.957150	0.002322	0.683000
	0.490000	0.030239	0.042158	1.394180	0.003207	0.970000
	0.529000	0.026300	0.046863	1.780979	0.003547	0.933000
	0.569000	0.028026	0.066009	2.355300	0.003050	0.855000
	0.608000	0.030498	0.091136	2.988280	0.002604	0.794000
	0.676000	0.033960		3.620240	0.002462	0.836000
	D-1	0.135000	0.023440	0.000582	0.024818	0.009120
0.200000		0.011747	0.003395	0.289010	0.003483	0.409000
0.300000		0.004182	0.001056	0.252521	0.001992	0.083300
0.400000		0.010785	0.010463	0.970183	0.007162	0.772400
0.500000		0.025168	0.015397	0.611773	0.004434	1.115900
0.600000		0.030263	0.057660	1.905372	0.003309	1.001500
0.658000		0.025870	0.100000	3.882788	0.011455	2.963400
D-2	0.135000	0.031490	0.002909	0.092360	0.005700	1.795000
	0.200000	0.028723	0.000810	0.028200	0.002577	0.740000
	0.300000	0.014093	0.004761	0.337800	0.001985	0.280000
	0.400000	0.017915	0.012361	0.689990	0.005076	0.909000
	0.500000	0.047740	0.032020	0.670738	0.002508	1.197000
	0.600000	0.037748	0.089465	2.370002	0.006259	2.363000
	0.712000	0.048945	0.410000	8.297291	0.002030	0.994000
D-3	0.065000	0.021600	0.001691	0.078310	0.002942	0.635000
	0.200000	0.037346	0.000699	0.018725	0.003635	1.358000
	0.300000	0.014302	0.001099	0.076877	0.003145	0.450000
	0.400000	0.025683	0.007155	0.278576	0.007120	1.829000
	0.500000	0.046396	0.033473	0.721463	0.005060	2.348000
	0.600000	0.060118	0.120000	2.041002	0.002192	1.319000
D-4	0.065000	0.020717	0.005638	0.272157	0.004560	0.945000
	0.200000	0.021233	0.003810	0.179458	0.004033	0.856000
	0.300000	0.014371	0.002065	0.143676	0.002050	0.295000
	0.400000	0.025246	0.010143	0.401774	0.002646	0.668000
	0.500000	0.034732	0.026783	0.771100	0.002702	0.939000
	0.600000	0.041786	0.049985	1.196230	0.002663	1.113000
	0.713000	0.011733	0.080000	6.443490	0.004020	0.471000
D-5	0.065000	0.010213	0.006444	0.630902	0.004053	0.414000
	0.200000	0.020635	0.002776	0.134547	0.004040	0.834000
	0.300000	0.010636	0.002485	0.233688	0.001788	0.190000
	0.400000	0.016634	0.007946	0.477698	0.004949	0.823000
	0.500000	0.031683	0.023940	0.755713	0.002054	0.651000
	0.600000	0.036052	0.065309	1.811526	0.003061	1.104000
	0.659000	0.029050	0.140000	4.848460	0.005152	1.497000

TABLA 3.1

PARAMETROS DE CONSOLIDACION

Ensaye	Esfuerzo aplicado	Mv	Mt	Beta [Mt/Mv]	Cv	k
-----	(kg/cm ²)	(cm ² /kg)	(cm ² /kg)	-----	(cm ² /s)	(cm ² /s)
D-6	0.200000	0.024518	0.005220	0.205660	0.003257	0.798000
	0.300000	0.021641	0.008939	0.413029	0.002580	0.558000
	0.400000	0.003298	0.011615	3.521944	0.001280	0.042000
	0.500000	0.015763	0.023850	1.512800	0.007120	1.122000
	0.600000	0.020910	0.057130	2.732880	0.005850	1.223000
D-7	0.065000	0.007958	0.002416	0.303639	0.002499	0.199000
	0.200000	0.022010	0.006328	0.287540	0.003034	0.668000
	0.300000	0.020530	0.006579	0.320510	0.001880	0.386000
	0.400000	0.030230	0.019180	0.634581	0.002387	0.772000
	0.500000	0.033798	0.040430	1.196320	0.002010	0.679000
	0.600000	0.028368	0.101090	3.563500	0.001156	0.328000

4. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presentan las observaciones derivadas del análisis de los resultados obtenidos al ensayar probetas de suelo, labradas de una muestra de arcilla limosa, bajo cargas cíclicas utilizando un consolidómetro especialmente diseñado para tales fines denominado "Consolidómetro Dinámico", así como una interpretación de estos resultados apoyada en dicho análisis, en el avance realizado por otros investigadores y en las experiencias obtenidas en el transcurso de las pruebas.

Considerando la gran variabilidad de características del suelo de un sitio a otro y las propiedades del material ensayado, así como las condiciones específicas de prueba y el número de ensayos, la sensatez impone la necesidad de aclarar que las conclusiones obtenidas aquí solo son válidas para el material ensayado bajo las condiciones de prueba descritas.

4.2 CARACTERISTICAS DE COMPRESIBILIDAD.

Los depósitos lacustres superficiales sujetos a periodos de humedecimiento y secado, especialmente aquellos en los que se presentan fluctuaciones importantes en el nivel de aguas freáticas (NAF) y que están expuestos directamente a los rayos solares y el viento, comúnmente muestran grietas generadas por tensión capilar como consecuencia de tales cambios climáticos; esta tensión capilar tiene a su vez como consecuencia importante la consolidación del suelo en toda su profundidad de influencia; con las lluvias o la elevación del NAF hay un alivio de las tensiones capilares originándose una descompresión del suelo, lo cual da como resultado una preconsolidación natural de éste, adicionalmente el tiempo de reposo origina un efecto de solidificación en los contactos entre partículas, que como se sabe, depende de la actividad

de los minerales presentes en el suelo. La carga crítica así inducida disminuye con la profundidad y su magnitud no puede predecirse.

En el caso que nos ocupa, el suelo utilizado presenta las características, en el sitio, descritas anteriormente, a saber: un perfil estratigráfico superficial caracterizado por una matriz arcillosa con una gran cantidad de grietas verticales, rellenas de arenas finas y limos, cuyo ancho (15 cm en promedio) disminuye con la profundidad hasta 1.60 m -donde puede encontrarse un material aproximadamente homogéneo- y una curva esfuerzo-deformación volumétrica unitaria típica de suelos preconsolidados, cuya diferencia entre el esfuerzo vertical efectivo de campo y el crítico permite advertir que se trataba de un suelo fuertemente preconsolidado. El alto índice de plasticidad ($I_p=149$) y la densidad de sólidos ($S_s=2.69$) obtenidos permite suponer, de acuerdo con Bell (1983) y Peck et al (1974), que se trata de un material con gran contenido de montmorilonita cuyo catión de intercambio puede ser sodio (Na) o litio (Li). Considerando la relación obtenida por Skempton (1953) entre el índice plástico y la fracción arcillosa menor que 2 micras (en el material que nos ocupa 20%; Zeevaert, 1953) se puede estimar que el suelo estudiado podría tener un valor de Actividad de $A=149/20=7.45$ hecho que lo describe como un

material muy activo, caracterizado por una alta capacidad de absorción de agua y una gran capacidad de intercambio catiónico, lo cual se refleja en los altos contenidos de agua de las muestras ensayadas (entre 390 y 450%), y en el porcentaje de recuperación de las deformaciones volumétricas al final de la rama de descarga (del orden de 75% de la máxima deformación observada) en las curvas de compresibilidad.

4.3 EFECTO DE LAS CARGAS CICLICAS SOBRE LA COMPRESIBILIDAD

De acuerdo con los resultados obtenidos el proceso de compresibilidad bajo esfuerzos repetidos presenta las siguientes características:

a) Al principio del evento cíclico y en una zona superficial, la presión de poro generada se disipa rápidamente originando un cambio volumérico en el suelo y provocando rompimiento de los granos y debilitamiento de los contactos entre estos, lo cual da origen a una lámina de suelo con estructura alterada que presenta un daño estructural irreversible, sin embargo, esta lámina se desarrolla conforme aumenta el número de ciclos y se define completamente cuando ya no se observan incrementos en la deformación volumétrica (Figuras 3.29 a

3.330. esto es, en el punto que define el quiebre entre la rama inclinada de la curva y su correspondiente rama horizontal -vease que no en todos los casos se definió esta última- este daño se advierte en las deformaciones plásticas al final de las curvas de deformación bajo carga cíclica-tiempo, y en la curva de consolidación correspondiente al incremento posterior a la carga cíclica, en ella se observa un retardamiento de la consolidación al principio de la etapa primaria como consecuencia de la dificultad que tiene el agua para salir, ya que se encuentra con una trayectoria tortuosa a su paso, lo anterior es consistente con los resultados obtenidos por Fujiwara et al (1985) y congruente con la reducción del coeficiente de permeabilidad en el incremento posterior a la carga cíclica (Figura 3.28); también se observa una disminución en la pendiente de la ley lineal en la etapa secundaria, lo que significa que el efecto viscoso intergranular se desarrolla con menor intensidad en la estructura submicroscópica del suelo, también se puede advertir en la disminución del coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria, lo cual refleja una disminución en la capacidad de comprimirse del suelo debida a una reducción en sus vacíos, en la zona afectada por las cargas cíclicas.

b) De los registros obtenidos durante la aplicación de cargas

repetidas se observa que en ningún ciclo se presentó recuperación de las deformaciones, de lo cual se concluye:

- No existió tiempo suficiente para que se presentara recuperación en la descarga en cada ciclo (Fig. 4.1a), manteniéndose deformados los elementos elásticos del suelo en la zona afectada, este fenómeno continua hasta que se alcanza un equilibrio entre el potencial de absorción de energía del sistema elástico y la magnitud de la energía proporcionada; también se manifiesta en la reducción paulatina de las deformaciones hasta que no se observa deformación alguna con el progreso de la aplicación de esfuerzos cíclicos (Figuras 3.31 a 3.33).

- Al final del evento cíclico hay una recuperación parcial de las deformaciones que depende del tiempo por lo que se concluye que son de tipo visco-elástico con deformaciones plásticas al final de la rama de recuperación.

A medida que avanza el ensaye la energía suministrada se distribuye en la siguiente forma:

i) Una parte de ella es utilizada para deformar a los elementos elásticos del suelo

ii) Otra parte vence la fricción residual entre el suelo y el anillo

iii) Una mas deteriora los contactos intergranulares en la zona de influencia del esfuerzo cíclico y

iv) Una última genera presión de poro en la muestra ensayada.

En cuanto a la primera forma de utilización de energía, las figuras de las gráficas 3.29 a 3.33 permiten observar que una vez suspendida la aplicación de cargas cíclicas la recuperación de las deformaciones es de carácter elástico y depende del tiempo, como se puede apreciar en la Figura 4.2 donde se presentá en forma gráfica la respuesta elástica del sistema " λ ", obtenida como la relación entre el valor de la recuperación de las deformaciones a las 24 horas y la máxima deformación observada bajo carga repetida versus la amplitud de esfuerzos cíclicos; en ella se observa que la respuesta del suelo es función de la amplitud de estos y una medida de los elementos elásticos involucrados.

En relación a la segunda forma de uso de la energía, se sabe que el desplazamiento relativo de dos superficies en contacto genera fuerzas de fricción entre ellas, cuando la componente tangencial de la fuerza externa aplicada no rebasa la fuerza de fricción que se genera, se dice que se genera una fuerza de fricción de tipo estático, una vez rebasada esta y cuando se presenta el movimiento relativo entre ambas superficies la fuerza de fricción del movimiento es menor que la anterior y se conoce como fricción dinámica o residual (Zeevaert, 1972), en el caso que nos ocupa Casales Galván (1988) encontró que tal fricción residual aumenta con la velocidad relativa entre suelo y anillo cuando no se utiliza grasa ligera de silicón en el contacto entre las superficies y disminuye cuando se utiliza este lubricante; adicionalmente, Posada (1985) señala que para anillos de 2 cm de altura la fricción residual varía entre 1 y 3% de la carga aplicada. De lo anterior y considerando que todos los ensayos de consolidación en esta tesis se realizaron colocando una capa delgada de este lubricante en el interior del anillo antes del labrado de la probeta, durante la aplicación de cargas cíclicas solo se observaron problemas de fricción para bajos niveles de esfuerzos cíclicos, como se puede advertir en las Figuras 3.29 a 3.34, también, durante la aplicación de algunos incrementos estáticos de carga se apreciaron algunos retardamientos en la deformación en la etapa en que su

velocidad es menor; en efecto, una manifestación del fenómeno de fricción residual en los ensayos realizados se puede apreciar en la parte final del tramo recto en algunas curvas de consolidación.

Con respecto a la tercera forma de disipación de energía y tal vez la mas importante, el autor de esta investigación sugiere el hecho de que se presenta una serie de alteraciones cuya importancia es mayor en una zona del suelo cercana al contacto entre la piedra porosa y éste, y decrece hacia el plano central de la muestra, estas alteraciones se manifiestan desde un cambio estructural que se transforma con la profundidad en un debilitamiento de los contactos interparticulares producto de la flexión y recuperación repetidas en las partículas que los forman (ya deteriorados por la imposición de incrementos de carga estática), de esta forma se podrían explicar:

a) la disminución de la compresibilidad posterior a la aplicación de esfuerzos cíclicos y finalmente

b) el corrimiento hacia la izquierda del esfuerzo crítico en los ensayos bajo carga cíclica. En este sentido la disminución (entre un 20 y 50%) en el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión

primaria en el incremento posterior a las cargas cíclicas (Fig. 3.24a) y la reducción en los coeficientes de consolidación y permeabilidad (Figuras 3.27 y 3.28) ponen de manifiesto tales alteraciones.

Respecto a la última forma de disipación de energía, la disminución permanente del volumen de una muestra con un grado de saturación de 98% sometida a cargas cíclicas se debe a la expulsión de agua y aire originada por la diferencia de presiones generada por la imposición de tales cargas, además del rearrreglo estructural, esta reducción del volumen se advierte en el escalón que se forma en las curvas de compresibilidad al nivel del esfuerzo estático previo a la aplicación de cargas cíclicas, en el cual se considera que no se manifestó el efecto viscoso intergranular debido a la velocidad de aplicación de carga.

Un factor que resulta importante considerar es el nivel de esfuerzo vertical estático previo a la aplicación de cargas cíclicas, efectivamente, la figura 3.36 permite observar que bajo un esfuerzo estático de 0.2 kg/cm^2 (Ensayo D-2), la deformación registrada después de 300 ciclos de carga,

aplicando un esfuerzo cíclico de amplitud igual a 0.239 kg/cm², fue 5% menor que la observada utilizando una amplitud de carga cíclica similar ($\Delta\sigma_{cic} = 0.185 \text{ kg/cm}^2$) pero bajo un esfuerzo estático previo de 0.50 kg/cm² (Ensayo D-7), habiendo aplicado 60 ciclos de carga. La figura 4.3 permite observar lo anterior en terminos del cambio volumétrico total versus el parámetro η , definido como la relación entre la amplitud de esfuerzo cíclico y la diferencia entre el esfuerzo critico y el esfuerzo estático previo, esto es:

$$\eta = \frac{\Delta\sigma_{cic}}{\sigma_b - \sigma_p},$$

en ella se puede apreciar para el ensayo D-7 (bajo un esfuerzo previo de 0.5 kg/cm²) una deformación total bajo carga cíclica mayor que la correspondiente a una amplitud de esfuerzo similar pero con un nivel de esfuerzo previo de 0.2 kg/cm² (ensayo D-5); este resultado es consistente con el obtenido por Díaz Rodríguez y Casales Galván (1983), y se explica en terminos del grado de alteración de la estructura del suelo bajo distintos niveles de carga estática.

La historia de esfuerzos cíclicos es también un factor importante ya que la evolución de las deformaciones bajo cargas cíclicas, se ha visto (Díaz Rodríguez y Casales Galván, 1986), también depende de los sucesos cíclicos a los que la estado sometido el material en el pasado; los resultados obtenidos en esta investigación al respecto

señalan que la mayor deformación bajo este tipo de cargas se presenta en el transcurso del primer evento cíclico y disminuye conforme aumenta el número de periodos de carga lo cual se podría explicar en términos de un sucesivo rearrreglo estructural condicionado por la restricción que impone el confinamiento del anillo en el consolidómetro.

FIGURAS
Capítulo 4

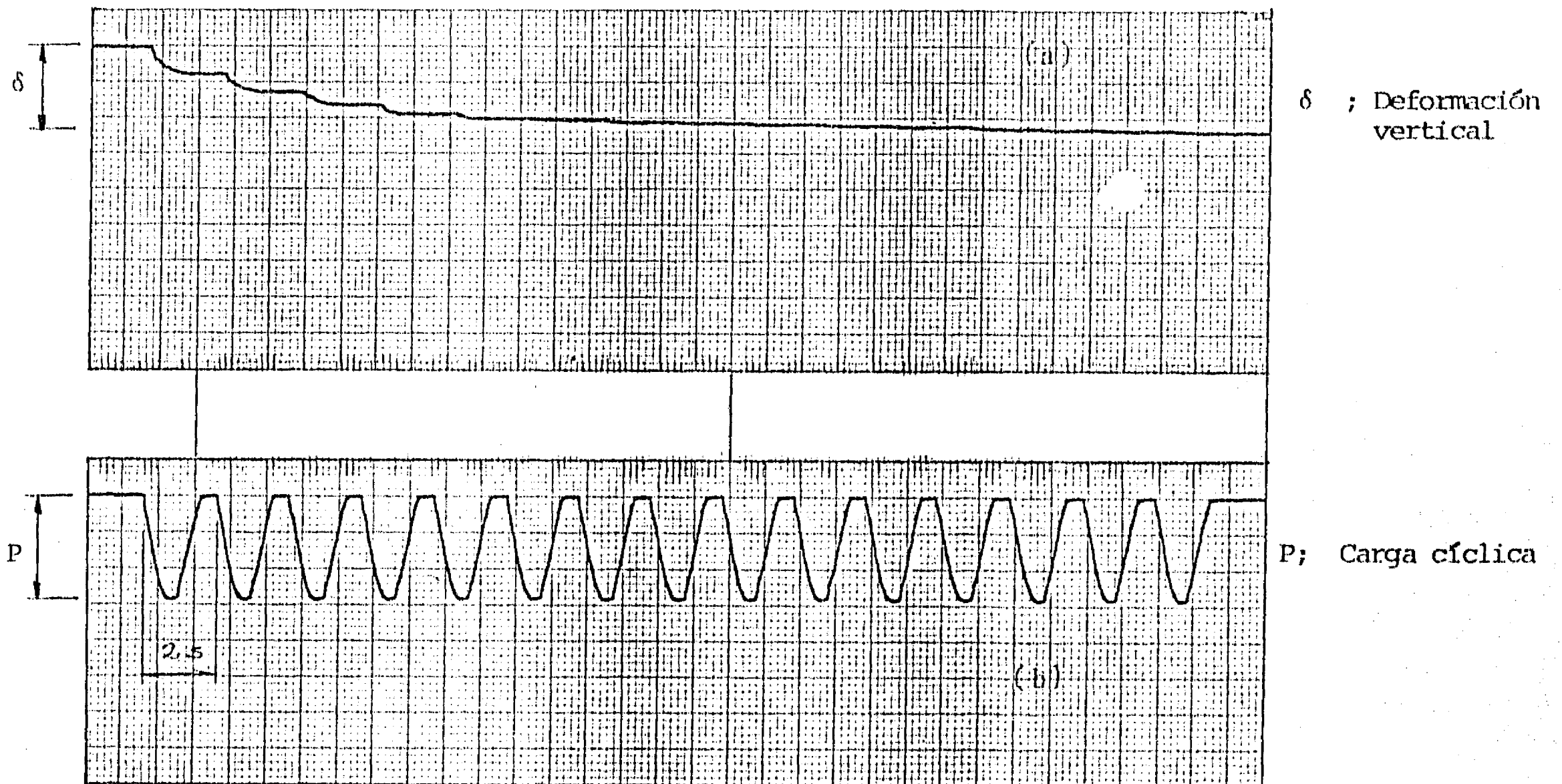


FIG. 4.1 REGISTRO OBTENIDO DURANTE LA APLICACION DE
 CARGA CICLICA EN EL CONSOLIDOMETRO

RESPUESTA ELASTICA DESPUES DE LA APLICACION DE CARGAS CICLICAS vs $\Delta\sigma_{cic}/\sigma_{oi}$

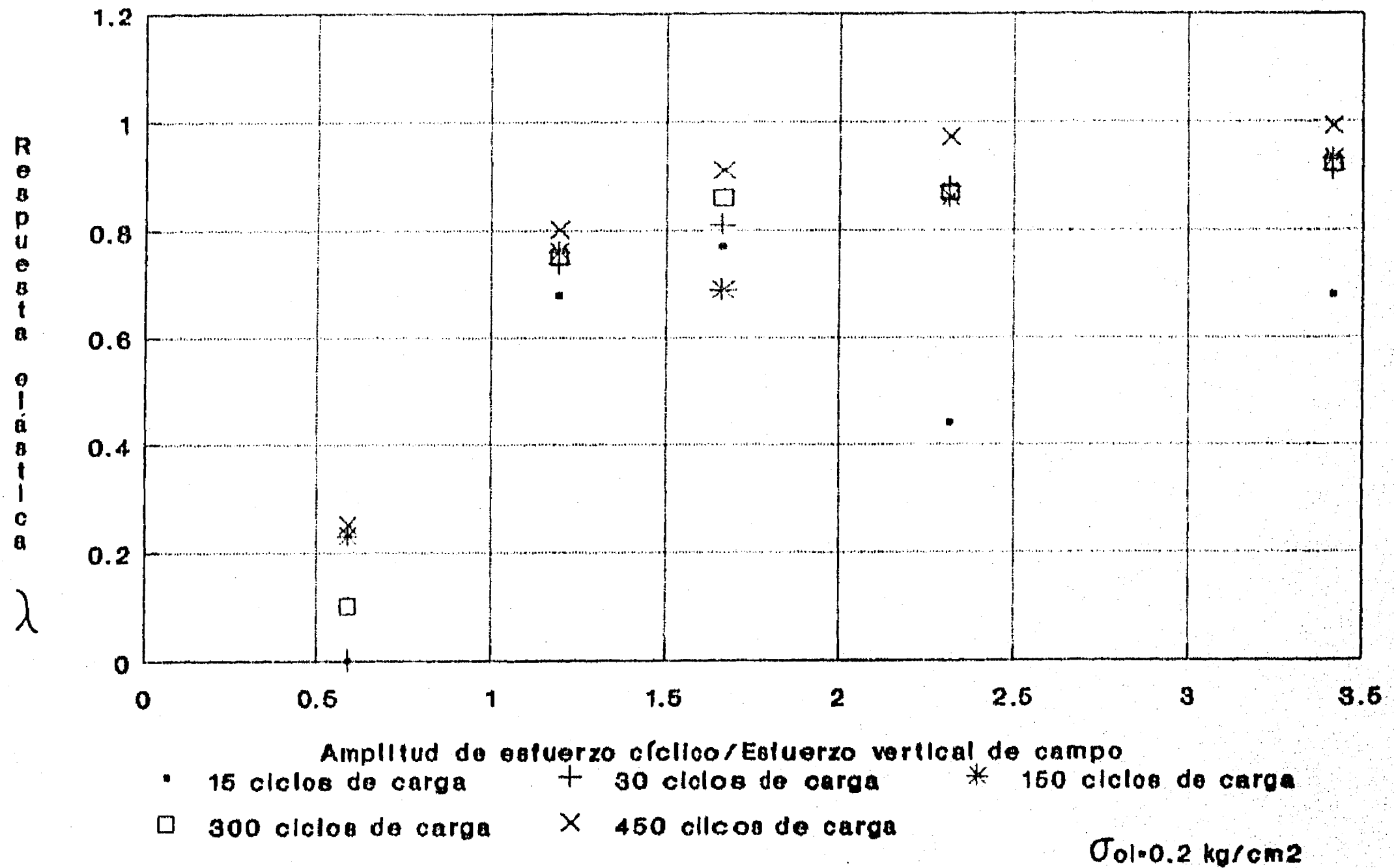
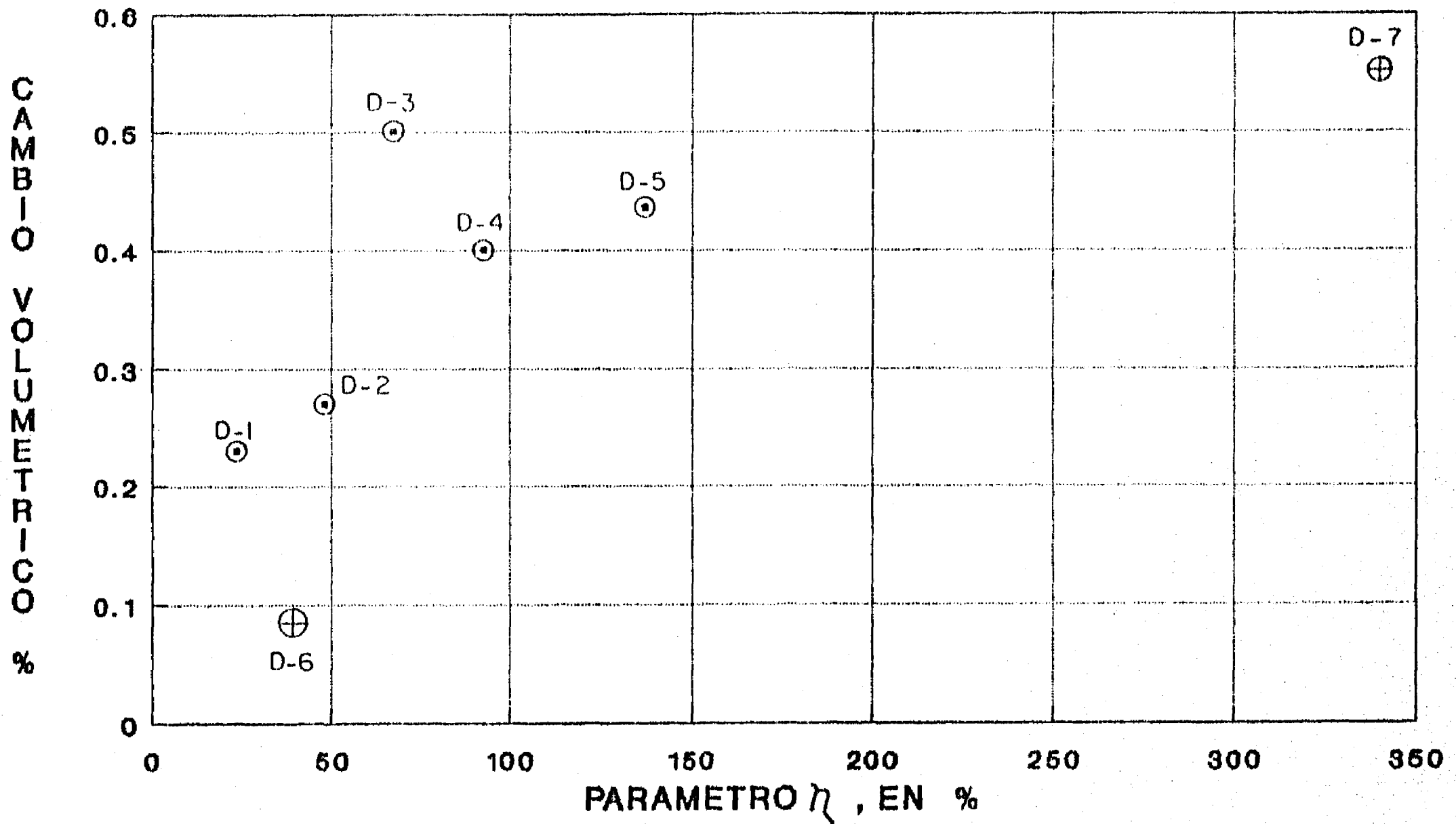


FIGURA 4.2

PARAMETRO η VERSUS CAMBIO VOLUMETRICO



⊙ Esf. prev. 0.2 kg/cm² ⊕ Esf. prev. 0.5 kg/cm²

FIGURA 4.3

5. CONCLUSIONES

5.1 Introducción.

En esta tesis se propuso investigar el efecto de la aplicación de cargas cíclicas de en la compresibilidad de arcillas del Valle de México analizando como variables principales: a) la amplitud de los esfuerzos cíclicos, b) el número de ciclos de carga, c) el efecto del nivel de esfuerzo estático previo a la carga cíclica y d) la historia de esfuerzos cíclicos; también se requirió del desarrollo de un equipo de consolidación especialmente diseñado para aplicar cargas estáticas y dinámicas simultáneamente o por separado con el fin de realizar el análisis mencionado anteriormente; tal equipo se denominó "Consolidómetro Dinámico".

El análisis e interpretación de los resultados obtenidos en esta investigación así como de la literatura técnica al respecto permiten obtener las siguientes conclusiones.

5.2 Características del suelo ensayado.

Los resultados obtenidos de las propiedades índice del suelo permitieron observar que se trataba de un material aproximadamente homogéneo con variaciones relativamente poco importantes en la relación de vacíos, contenido de agua y grado de saturación, lo cual permitió generar un conjunto de datos confiables para analizar el comportamiento del suelo bajo carga cíclica vertical de diferente amplitud y número de ciclos, con una misma frecuencia. El ensaye de consolidación que sirvió como base de referencia para todos los restantes permitió observar que se trataba de un suelo de tipo preconsolidado, cuyo mineral constitutivo principal podría ser montmorilonita sódica, con un alto índice de plasticidad y un gran potencial de adsorción de agua.

5.3 Efecto de la carga cíclica.

Los resultados obtenidos permiten concluir que la deformación ocasionada por la carga cíclica aplicada es proporcional a la amplitud de ésta, esto es, a mayor amplitud mayor fué la deformación obtenida.

La deformación bajo esfuerzos repetidos es proporcional al número de ciclos de carga hasta un valor de deformación máxima, a partir del cual ya no se aprecia aumento alguno con el avance en el aumento de aquellos.

La recuperación elástica del material es función de la amplitud de la carga cíclica aplicada y del tiempo; para valores bajos de esta, la recuperación es afectada por la fricción entre el anillo y el suelo.

El nivel de esfuerzo estático previo influye en forma importante en la deformación bajo carga cíclica del material en la rama de recompresión;

a) para bajos niveles de esfuerzo estático previo a la aplicación de cargas cíclicas, el material presenta un comportamiento predominantemente elástico sensiblemente dependiente del número de esfuerzos cíclicos, cuya recuperación, que depende del tiempo, es del orden del 90% de la máxima deformación observada durante la carga cíclica, a partir de 1.5 de la relación $(\Delta\sigma_{cic} / \sigma_{ot})$ una vez suspendida la carga repetida.

b) para niveles de esfuerzo cercanos al crítico las aplicaciones de carga cíclica causaron deformaciones no recuperables en el material utilizado.

La historia de esfuerzos cíclicos consecutivos condicionó la magnitud de la deformación en el suelo utilizado; el

primer conjunto de esfuerzos ocasiono mayores deformaciones que los subsecuentes, reduciendo su efecto con el número de conjuntos de ciclos.

En el comportamiento esfuerzo-deformación del material ensayado bajo carga ciclica se observo un corrimiento del esfuerzo crítico hacia la izquierda, evidenciando un deterioro estructural en el material ensayado.

De los resultados obtenidos se considera la existencia de una zona afectada por la aplicación de esfuerzos cíclicos en la cual hubo disipación de presión de poro durante la carga ciclica y cuyo efecto fue mas importante en los primeros ciclos; de acuerdo con lo anterior el efecto de la carga ciclica provoca rompimiento en los granos y en los contactos entre estos, y se transforma con la profundidad y el número de ciclos, en un debilitamiento de los contactos intergranulares, producto de la flexión y la recuperación repetidas de estos, explicando de esta forma a) la disminucion de la compresibilidad posterior a la aplicación de esfuerzos repetidos y b) el corrimiento del esfuerzo crítico hacia la izquierda en las curvas de compresibilidad de los materiales sujetos a estos ensayes.

En el comportamiento deformación-tiempo posterior a la carga ciclica se presentó un retardamiento en el proceso hidrodinámico de expulsión de agua y en el deslizamiento

viscoso intergranular en el incremento estático posterior al evento cíclico, producto de la alteración de la estructura del suelo ensayado.

5.4 Teoría de consolidación utilizada.

La teoría de consolidación utilizada permitió obtener excelentes ajustes en las curvas de consolidación así como los parámetros correspondientes, los cuales presentaron una trayectoria irregular posterior a la carga cíclica, especialmente el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria (m_v) que redujo su valor en el incremento posterior al evento cíclico y aumentó paulatinamente su valor en los siguientes hasta rebasar la curva m_v versus esfuerzo efectivo vertical del ensaye estático de referencia; el coeficiente de permeabilidad también resultó afectado por la aplicación de cargas cíclicas en forma similar a m_v , a saber: una reducción en el incremento estático posterior a la carga cíclica y un aumento paulatino en los siguientes incrementos, así como una trayectoria irregular en el caso de C_v .

5.5 Equipo empleado.

El equipo utilizado tuvo un comportamiento satisfactorio y permitió aplicar con precisión los conjuntos de cargas cíclicas así como obtener el conjunto de datos experimentales requerido para analizar el efecto de las cargas cíclicas en la compresibilidad del material utilizado.

6. RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos de esta tesis, además de proporcionar información importante que contribuye al conocimiento del efecto que produce la aplicación de cargas cíclicas verticales en la compresibilidad de arcilla del Valle de México, abre nuevas perspectivas a la investigación hacia un conjunto de aspectos del fenómeno que aún no se conocen con razonable precisión y que deben ser estudiados en un futuro inmediato. Por esta razón se recomienda continuar con la línea de investigación considerando los siguientes aspectos:

I. Profundidad de la muestra. Un aspecto importante que es necesario conocer es ¿ cómo afectan los esfuerzos cíclicos a

los materiales finos que se encuentran en depósitos profundos o como varía la alteración ocasionada por las cargas repetidas con la profundidad de la cual se extrajo el material?

II. Drenaje del espécimen. Como se mencionó en el cuerpo de esta investigación, se considera que existe una disminución paulatina de la permeabilidad del suelo hasta un valor límite que depende del número de ciclos y por supuesto del grado de estructuración inicial de la muestra; en este sentido se requieren más ensayos para confirmar o rechazar lo anterior.

III. Respuesta a la frecuencia. Para el caso de interés es necesario conocer ¿cómo es afectado el suelo cuando se le somete a cargas cíclicas de diferente frecuencia, y de diferente forma de onda?

IV. Presión de poro. Un aspecto fundamental para avanzar en el conocimiento del fenómeno que se analiza es ¿cómo varía la presión de poro con la aplicación de cargas cíclicas?

V. Estructura de suelo. Otro aspecto importante que se debería de investigar con mayor profundidad es la forma como es afectada la estructura de la muestra así como su

profundidad de alteración debido al efecto de la aplicación de cargas cíclicas.

VI. Espesor inicial del espécimen. También se considera necesario estudiar el efecto que tiene la aplicación de esfuerzos cíclicos en la compresibilidad de probetas de distinto espesor.

Otras variables en las cuales es necesario un estudio más profundo son por supuesto el nivel de esfuerzo estático vertical efectivo previo a la aplicación de carga cíclica, el efecto de la historia de esfuerzos cíclicos, del contenido de agua, del grado de saturación y de la relación de vacíos. Se requiere por lo tanto de un amplio programa de trabajo que avance sistemáticamente en el conocimiento del comportamiento de la arcilla del Valle de México; solo cuando se avance en este sentido se estará en posición de establecer un modelo cuantitativo que represente mejor el comportamiento de los suelos finos cuando se someten a cargas cíclicas, en condiciones confinadas.

Mexico, D. F., julio de 1989.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Agudelo, R. M. (1982) "*Efectos del tránsito de vehículos sobre las características de compresibilidad de los suelos*", Tesina, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
2. Bell, F.G. (1978) "*Engineering in Difficult Ground*", F.G. Bell Edit., Newnes Butterworths, Londres.
3. Brown, S. F. Andersen, K. H. McElvaney, J. (1977) "*The Effect of Drainage on Cyclic Loading of Clay*", Norges Geotekniske Intitutt, Publicación No. 118, pp. 1-5, Oslo.
4. Casales Galván, C. (1988) "*Efecto de Vibraciones en el Proceso de Consolidación de un Suelo Cohesivo*", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
5. DEPFI. (1971) "*Manual de laboratorio de Mecánica de suelos*", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

6. Díaz Rodríguez, J. A. (1985) "Un dispositivo para la investigación de la compresibilidad dinámica de los suelos" reporte interno, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

7. Díaz Rodríguez, J. A. y Casales Galván, C. (1983) "Efecto de vibraciones en el proceso de consolidación de un suelo cohesivo", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp. 259-264, Puebla.

8. Díaz Rodríguez, J. A. y Casales Galván, C. (1986) "Deformación unidimensional de la arcilla de la Ciudad de México, por vibraciones", Simposium Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

9. Fujiwara, H. Ue, S. Yasuhara, K. (1987) "Secondary Compression of the Clay Under Repeated Loading", Soils and Foundations, V.27, No 2, pp. 21-30, Tokio.

10. Fujiwara, H. Yamanouchi, T. Yasuhara K. (1985) "Consolidation of Alluvial Clay Under Repeated Loading" Soils and Foundations, V.25 No 3, pp. 19-30, Tokio.

11. Kawakami, F. Ogawa, S. (1965) "Strength and Deformation of Compacted Soil Subjected to Repeated Stress Applications",

Proc. 6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 264-268, Canada.

12. Kondner, F. L. Krizek, R. J. Haas, H. J. (1968) "*Dynamic Clay Properties by Vibratory Compression*", International Symposium on the "Effects of Repeated Loading of Materials and structures", RILEM-Instituto de Ingenieria, V.1, pp. 1-29, México.

13. Li, Xiang Youe. (1985) "*Influencia de los incrementos de esfuerzo para realizar la prueba del odómetro*", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

14. Peck, R. B. Hanson W. E. Thornburn, T. H. (1974) "*Foundation Engineering*" 2nd Ed., John Wiley and Sons, New York.

15. Posada Bolivar, S.C. (1985) "*Factores que afectan la prueba de consolidación. Fricción lateral. Hinchamiento*", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

16. Seed, H. B. Chan C. K. Monismith, C. L. (1955) "*Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay*", Proceedings of the Highway Research Board,

34 Annual Meeting, pp. 541-553, USA.

17. Seed, H. B. y McNeill, R. L. (1957) "*Deformaciones de los suelos por la aplicación de esfuerzos repetidos*", Memorias del Congreso sobre Suelos para fines de Ingeniería, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Mexico.

18. Shutterland, H. B. (1950) "*A Study of the Vibrations Produced in Structures by Heavy Vehicles*", Proceedings of Highway Research Report, 38 Annual Meeting, pp. 406-419, USA.

19. Skempton, A. W. (1953). "*The colloidal Activity of Clays*", Proc. 3rd International Conference of Soils Mechanics and Foundation Engineering, T-1, Zurich.

20. SMMS. (1986) Memorias del Simposium "*Los sismos de 1985, Casos de Mecánica de Suelos*", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Mexico.

21. Tsotsos, S. (1986) "*Structures settlements in clayey soils induced by earthquakes*", Proceedings, 8th. European Conference on Earthquake Engineering, pp. 5.4/17-5.4/23 Lisboa.

22. Wilson, N. E. y Elgohary, M. M. (1974) "*Consolidation of*

soils under cyclic loading". Canadian Geotechnical Journal, V. 11: pp. 420-423.

23. Yasuhara, K. Yamanouchi, T. Fujiwara, H. Aoto, H. Hirao, K. (1983) "Aproximate prediction of soil deformation under drained repeated loading", soils and Foundations, Vol 23, No 2, pp. 13-25.

24. Zeevaert, L. (1959) "Cimentaciones Compensadas", 1^{er} Congreso Panamericano de Mec. de Suelos y Cimentaciones Vol. 1 (Cimentaciones), pp. 253-279, México.

25. Zeevaert, L. (1972) "Foundation Engineering for Difficult subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold Co., pp. 115-117 New York.

26. Zeevaert, L. (1986) "Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils" Consolidation of soils: Testing and Evaluation, ASTM STP-892, R. N. Yong y F. C. Townsend, Eds., American Society for testing and materials, Philadelphia, pp. 257-281.

27. Zeevaert, L. Vogel, H. (1953). Discussion, Proc. 3rd International Conference of Soils Mechanics and Foundation Engineering, T-3, Zurich.

ANEXO I

1. INTRODUCCION

En suelos finos de alta a muy alta compresibilidad como los que se hallan en depósitos lacustres y lagunas marginales, comunmente se encuentra una alta estratificación y la presencia de estratos de arena intercalados entre aquellos, que permiten una rápida expulsión de agua, bajo sobrecarga, en la denominada consolidación primaria. En la práctica se ha observado que posterior a esta etapa se presenta una disminución de volumen adicional conocida como compresión secundaria; el comportamiento mecánico de estos suelos en esta etapa muestra una alta viscosidad

intergranular, que no es tomada en cuenta en la Teoría de Consolidación Unidimensional, motivo por el cual es necesario utilizar una que tome en cuenta el deslizamiento viscoso entre los granos del suelo. La teoría utilizada en esta tesis fué desarrollada por el Dr. Leonardo Zeevaert (1986) y toma en cuenta, además de la compresión del suelo por la expulsión hidrodinámica, el cambio volumétrico por deslizamiento viscoso intergranular en el suelo, la cual se ha observado proporciona excelentes resultados al ajustar con ella las curvas de consolidación obtenidas en ensayos de consolidación unidimensional en suelos finos de la Ciudad de México.

En este anexo se describe la teoría mencionada, sus hipótesis básicas, el procedimiento de ajuste y el diagrama de flujo del programa para computadora "ZEEVACON-6" que permite ajustar las curvas de consolidación experimentales con dicha teoría en una forma rápida y eficiente, y que fué desarrollado por el Grupo de Dinámica de Suelos de la DEPFI.

2. DESCRIPCION DE LA TEORIA

La teoría mencionada esta basada en dos modelos reológicos; el primero de ellos es el propuesto por Terzaghi y consiste básicamente en un elemento elástico y un amortiguador viscoso, ambos de comportamiento lineal

dispuestos en paralelo, disposición conocida comúnmente como unidad Kelvin.

El segundo modelo, denominado Unidad -Z fué propuesto por el Dr. Zeevaert y consiste en un elemento amortiguador de fluidez lineal y un amortiguador Newtoniano cuya fluidez no lineal disminuye con el tiempo, ambos dispuestos en paralelo.

2.1 Las hipótesis en las que se apoya este desarrollo teórico son las siguientes:

- a) Se considera que el suelo esta constituido por dos estructuras básicas.
- b) La primera de ellas esta constituida por granos microscópicos sin cohesión y es capaz de tomar los esfuerzos efectivos.
- c) La segunda esta formada por flóculos de granos submicroscópicos cuyo deslizamiento relativo se considera como un fenómeno de características altamente viscosas debido al agua adsorbida que envuelve a las partículas de arcilla y que impide que estas esten en contacto directo entre sí.
- d) Ambas estructuras estan totalmente saturadas con agua; la

deformación volumétrica en la primera se considera como consecuencia del fenómeno de expulsión hidrodinámica del agua, y en la segunda como consecuencia del deslizamiento viscoso intergranular debido a los esfuerzos cortantes que se generan en los contactos intergranulares.

2.2 Desarrollo matemático.

De lo anterior se considera que la deformación volumétrica total $\Delta\varepsilon_v$ del suelo bajo un incremento de esfuerzo Δp es igual a la suma de las deformaciones primaria y secundaria, esto es

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{v1} + \Delta\varepsilon_{v2} \quad (I.1)$$

A continuación se analizan cada una de las unidades mencionadas.

Unidad Kelvin; Como se mencionó anteriormente, esta unidad esta compuesta por dos elementos colocados en paralelo, el primero es un elemento elástico lineal de constante α_1 , y un amortiguador de fluidez lineal ϕ_1 como se aprecia en la Figura I.1. Por condición de equilibrio se tiene

$$\Delta p = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_{N1} \quad (I.2)$$

Por condiciones de compatibilidad en las deformaciones se tiene

$$\Delta \varepsilon_{v_1} = \Delta \varepsilon_1 = \Delta \varepsilon_{N_1} \quad (I.3)$$

Por condiciones de esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_1 = \alpha_1 \Delta \sigma_1 \quad (I.4)$$

$$\Delta \varepsilon_{N_1} = \phi_1 \Delta \sigma_{N_1} \quad (I.5)$$

considerando (I.3), despejando $\Delta \sigma_1$ y $\Delta \sigma_{N_1}$ de (I.4) y (I.5) respectivamente y substituyendo en (I.2) se obtiene

$$\Delta p = -\frac{\Delta \varepsilon_{v_1}}{\alpha_1} + \frac{\Delta \varepsilon_{v_1}}{\phi_1} \quad (I.6)$$

de donde

$$\Delta \varepsilon_{v_1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} \Delta \varepsilon_{v_1} = \phi_1 \Delta p \quad (I.7)$$

resolviendo la ecuación anterior para $\Delta \varepsilon_{v_1}$ se tiene

$$\Delta \varepsilon_{v_1} = \alpha_1 \Delta p [1 - e^{-(\phi_1/\alpha_1)t}] \quad (I.8)$$

si se considera un gran número de elementos

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \alpha \Delta p \left[1 - \sum \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\phi_1 / \alpha_1 t} \right] \quad (I.9)$$

donde $\alpha = \sum \alpha_1$; si se compara esta ecuación con la obtenida de la teoría de Terzaghi

$$\Delta \varepsilon_{v1} = m_v \Delta p \left[1 - \sum \frac{2}{M} e^{-(M^2 T_v)} \right] \quad (I.10)$$

en la cual $T_v = C_v \frac{t}{H^2}$ y $M = \frac{(2m-1)^2 \pi^2}{4}$ se tiene

$$\alpha = m_v, \quad \frac{\alpha_1}{\alpha H} = \frac{2}{M} \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M \frac{C_v}{2}$$

Las ecuaciones (I.9) y (I.10) representan el mismo comportamiento por lo que para el caso de consolidación en la estructura primaria se puede escribir

$$\Delta \varepsilon_{v1} = m_v \Delta p F(T_v) \quad (I.11)$$

donde $F(T_v)$ es la Función de Terzaghi la cual retarda el proceso de deformación del suelo en la estructura de granos microscópicos.

Unidad -Z; Como se mencionó anteriormente esta unidad esta compuesta por dos elementos dispuestos en paralelo, uno Newtoniano de fluidez no lineal, representando la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, y un amortiguador

Newtoniano de fluido lineal ϕ_2 el cual retarda la deformación volumétrica unitaria de la estructura secundaria (Figura I.2).

Condiciones:

- de equilibrio

$$\Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (I.12)$$

- de deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_{v2} = \Delta \varepsilon_2 = \Delta \varepsilon_{N2} \quad (I.13)$$

- de esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_2 = \frac{a}{b+t} \Delta \sigma_2 \quad (I.14)$$

$$\Delta \varepsilon_{N2} = \phi_2 \Delta \sigma_{N2} \quad (I.15)$$

despejando $\Delta \sigma_2$ y $\Delta \sigma_{N2}$ de (I.14) y (I.15) respectivamente y substituyendo en (I.12), se obtiene

$$\Delta p = \frac{b+t}{a} \Delta \varepsilon_2 + \frac{1}{\phi_2} \Delta \varepsilon_{N2} \quad (I.16)$$

tomando en cuenta (I.13) y reorganizando (I.16) se obtiene finalmente

$$\Delta \varepsilon_{v2} = \frac{a}{b + a/\phi_2 + t} \Delta p \quad (I.17)$$

electrónico de una vez todas las unidades. En consecuencia que para $\Delta p = \Delta p_{N2}$ se obtiene: Def. y

$$\Delta \varepsilon_{v2} = 2.31 \bar{\alpha} \Delta p \log \left(1 + \frac{\bar{\phi}_2}{\bar{\alpha}} t \right) \quad (1.18)$$

que se puede escribir como

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_t \Delta p \log \left[1 + \frac{\bar{\phi}_2}{\bar{\alpha}} \frac{\bar{\phi}_1}{\bar{\alpha}} t \right] \quad (1.19)$$

donde $m_t = 2.31 \bar{\alpha}$ y de la correlación de los modelos Kelvin-Terzaghi se tiene: $\alpha = m_v$ y $\bar{\phi}_1 / \alpha = 2C_v / H^2$ que substituidas en (1.19) proporcionan

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_t \Delta p \log \left[1 + 4.61 \frac{m_v}{m_t} \frac{\bar{\phi}_2}{\bar{\phi}_1} (C_v t / H^2) \right]$$

en la que $C_v t / H^2 = T_v$ es el factor tiempo; llamando $\beta = \frac{m_t}{m_v}$ se tiene

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_t \Delta p \log \left[1 + \frac{4.61 \bar{\phi}_2}{\beta \bar{\phi}_1} T_v \right] \quad (1.20)$$

La ecuación anterior representa la deformación volumétrica del suelo debido al fenómeno de viscosidad intergranular, si se consideran $\bar{\phi}_1$, $\bar{\phi}_2$ y β valores promedio constantes para un cierto nivel de esfuerzo $p + \Delta p / 2$ y se define

$$\frac{4.61 \bar{\phi}_2}{\beta \bar{\phi}_1} = \xi \quad (1.21)$$

la ecuación (1.1) en forma adimensional queda finalmente

$$\frac{\Delta e}{m_v \Delta p} = \Omega = F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \quad (I.22)$$

La ecuación (I.22) representa en forma aproximada el comportamiento de deformación volumétrica-tiempo que involucra la expulsión de agua en la consolidación primaria y el efecto viscoso intergranular en el caso de ensayos de consolidación unidimensional.

3. METODO DE AJUSTE

Zeevaert(1986), desarrolló un procedimiento de ajuste que considera dos configuraciones distintas de curvas, aquellas originadas debido a un incremento de esfuerzo, en bajos niveles de recompresión (Figura I.3) en las que se define, posterior a la consolidación primaria, un tramo recto en escala semilogarítmica, denominadas curvas Tipo I y, aquellas que se obtienen de incrementos de carga en niveles de esfuerzo muy cercanos al crítico en donde las curvas de consolidación toman una configuración convexa, haciéndose más evidente la compresión viscosa intergranular, llamadas curvas del Tipo II (Figura I.4).

Curvas tipo I.

Si se graficara T_v versus Ω para diferentes valores de ξ (Op. Cit., pp. 269), se podría observar que existe un valor límite de ξ para el cual las curvas muestran un

comportamiento lineal en escala logarítmica después del quiebre obteniéndose una curva del tipo I. El límite teórico del valor de ξ es 5. De lo anterior la ecuación teórica para el fenómeno de consolidación unidimensional en oedometro se puede escribir de acuerdo con (I.22)

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log(1 + 5T_v) \quad (I.23)$$

y en términos de δ y t la ecuación anterior queda

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log(1 + 5T_v) \quad (I.24)$$

Con el objeto de entender el método de ajuste para este tipo de curvas considérese la curva de la Figura I.3.

Calcúlese el valor de C_t tomando dos puntos diferentes sobre la porción recta de la curva como

$$C_t = (\delta_2 - \delta_1) / \log(T_{v2} / T_{v1})$$

El valor de C_v se determina seleccionando un punto B inmediatamente después del quiebre, $B(\delta_B, t_B)$, en el cual se considera que $F(T_v) \cong 1$ y $T_v \cong 2$, de donde

$$\delta_B = \delta_v + C_t \log(1 + 5 \times 2)$$

por lo tanto

$$\delta_B = \delta_v - 1.04 C_t \quad (I.25)$$

El coeficiente de consolidación C_v se obtiene de la intersección de la curva de consolidación primaria con $\delta_v/2$ para $T_v \cong 0.2$, de la ec. I.24,

$$\delta_{50} = \delta_v/2 + 0.3 C_t \quad (I.26)$$

con el tiempo correspondiente a δ_{50} , t_{50} se calcula C_v ,

$$C_v = \frac{0.2H^2}{t_{50}}$$

y finalmente se obtiene

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \Delta\sigma} \quad m_t = \frac{\delta_t}{2H \Delta\sigma} \quad \text{y} \quad \beta = \frac{m_t}{m_v}$$

Curvas tipo II.

De la ecuación (I.24) se tiene, en general

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log(1 + \xi T_v) \quad (I.27)$$

el valor de C_t se obtiene como se mencionó anteriormente para las curvas del tipo I, el valor de ξ se determina obteniendo un punto B(δ_B , t_B) justo después del quiebre en la curva de consolidación en la figura I.4; se selecciona otro punto F(δ_F , t_F) lo más alejado posible del quiebre, al final del tramo recto de la curva, nótese que $\xi C_v/H^2$ representa el inverso de un tiempo τ , de donde

$$\frac{1}{\tau} = \xi \frac{C_v}{H^2} \quad \text{por tanto} \quad \xi = \frac{H^2}{\tau C_v} \quad (I.28)$$

y para los puntos B y F se puede escribir

$$\delta_b - \delta_f = Ct \log \frac{\tau - t_B}{\tau - t_f}$$

y despejando τ se tiene

$$\tau = \frac{e^a (t_f - t_B)}{1 - e^a} \quad (I.29)$$

en la cual $a = 2.303(\delta_B - \delta_f)/Ct$; una vez calculado el valor de τ se puede calcular

$$\delta_v = \delta_B - Ct \log(1 + t_B/\tau) \quad (I.30)$$

con $\delta_v/2$ se obtiene una primera aproximación de t_{50} para el 50% de la consolidación primaria, y se calcula C_v ; con los anteriores valores se hace una nueva estimación de δ_{50} con

$$\delta_{50} = \delta_v/2 + Ct \log(1 + 0.2H^2/\tau C_v) \quad (I.31)$$

con este valor se calcula un nuevo t_{50} y otros valores de C_v y ξ ; para de nuevo calcular δ_{50} . El procedimiento se repite hasta que los parámetros C_v y ξ no cambien substancialmente, con lo cual terminará el ajuste correspondiente.

Al final de este anexo se presenta el diagrama de flujo del programa para computadora "ZEEVACON-6" que sistematiza el procedimiento de ajuste descrito anteriormente. Este programa funciona a través de un proceso interactivo entre el usuario

y la computadora, aquel proporciona los datos iniciales y la máquina proporciona valores de δ_v , C_v y ξ , solicitando datos obtenidos de la curva de consolidación que se este ajustando, hasta que finalmente con un criterio de convergencia dado por la diferencia entre el último y el penúltimo valor de ξ y de C_v respectivamente dan la salida del algoritmo hacia un cuadro que proporciona: los datos iniciales, los valores de los parámetros del ajuste, la ecuación de consolidación en su forma analítica, y una tabla de esta última valuada para diferentes tiempos de consolidación.

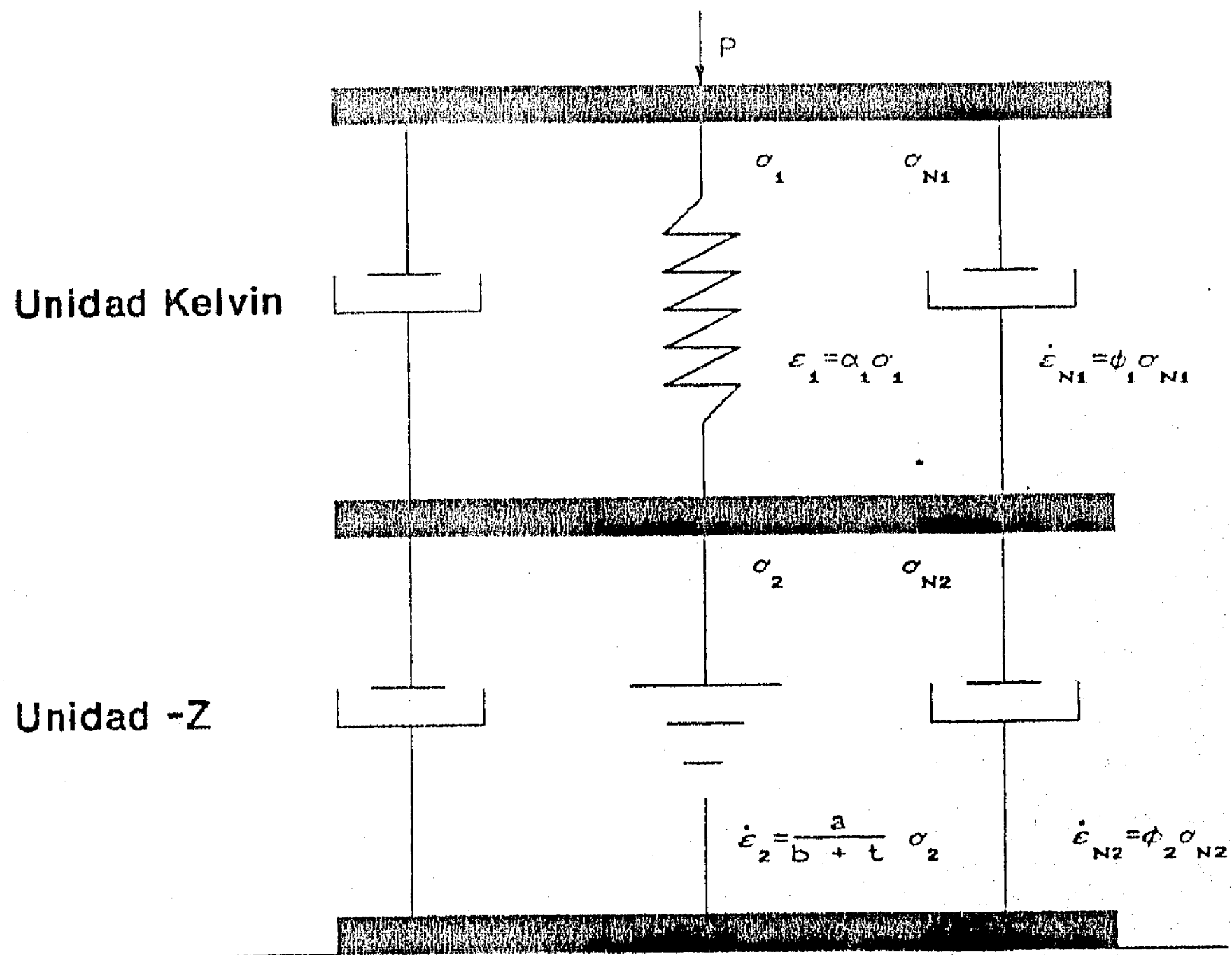
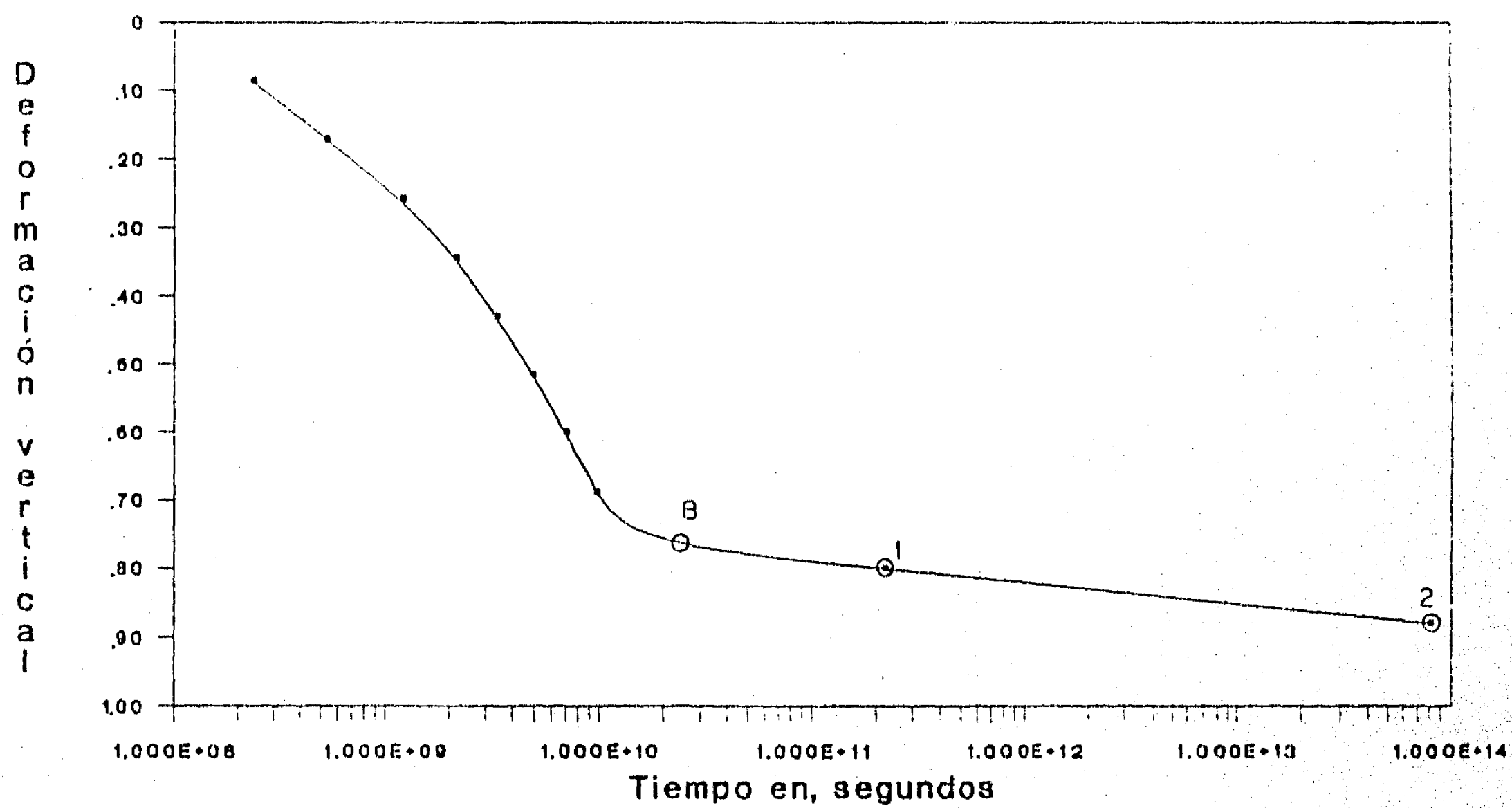


Figura I .1 Modelo reologico

CURVA DE CONSOLIDACION

(Típica de bajos niveles de esfuerzo)

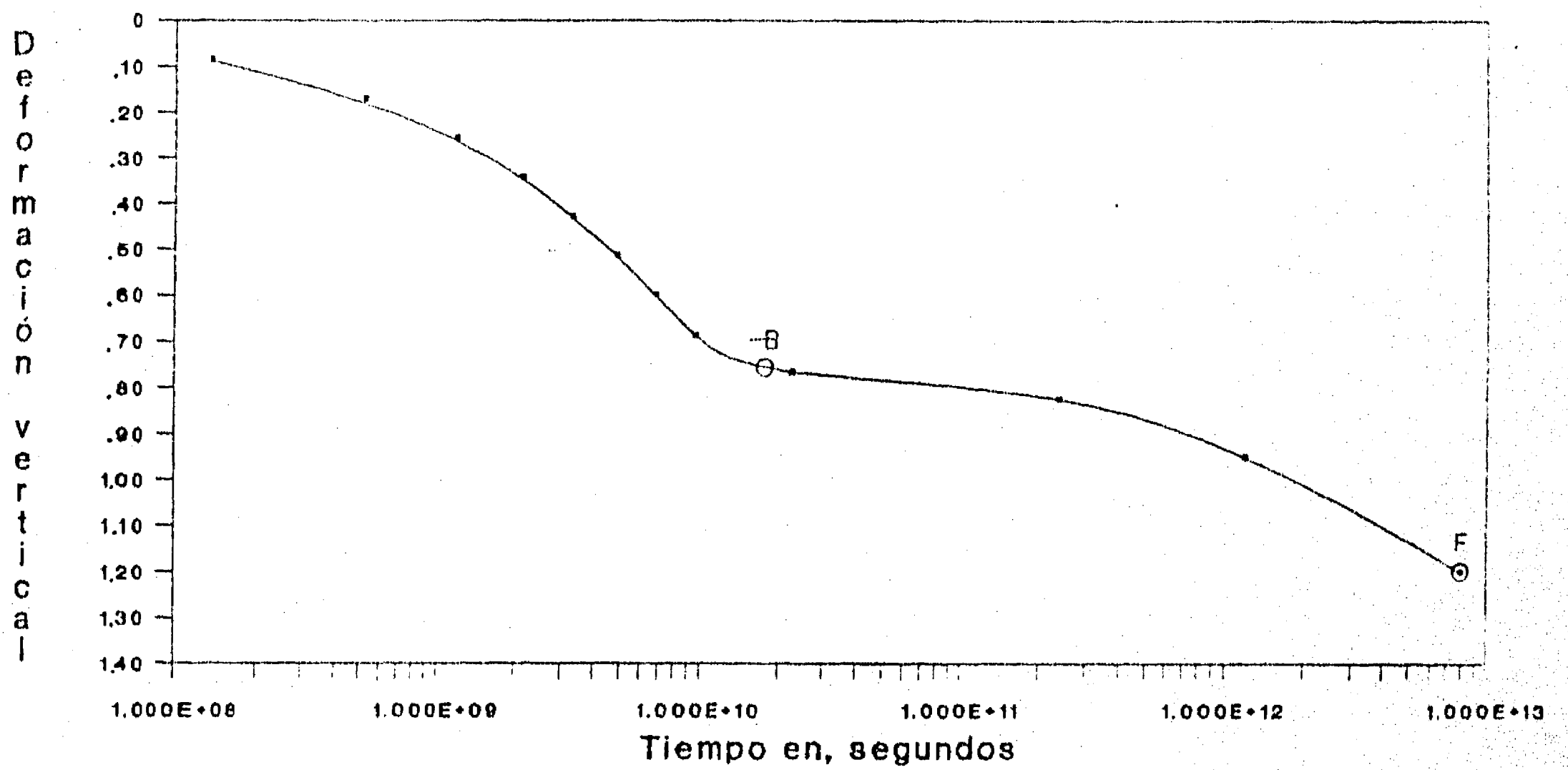


CURVA TIPO I

FIGURA I.3

CURVA DE CONSOLIDACION

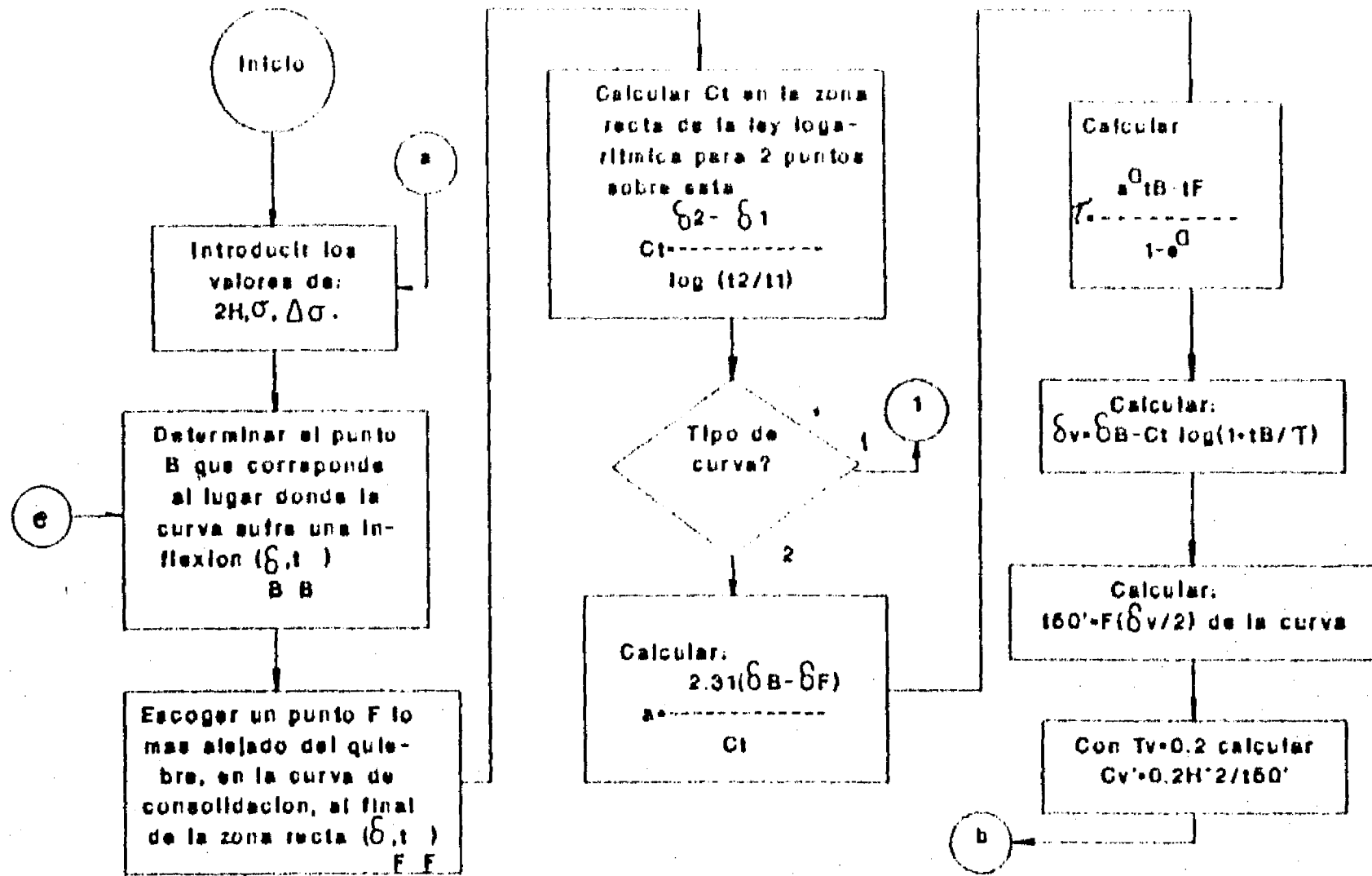
(Típica de altos niveles de esfuerzo,
cerca del esfuerzo crítico)

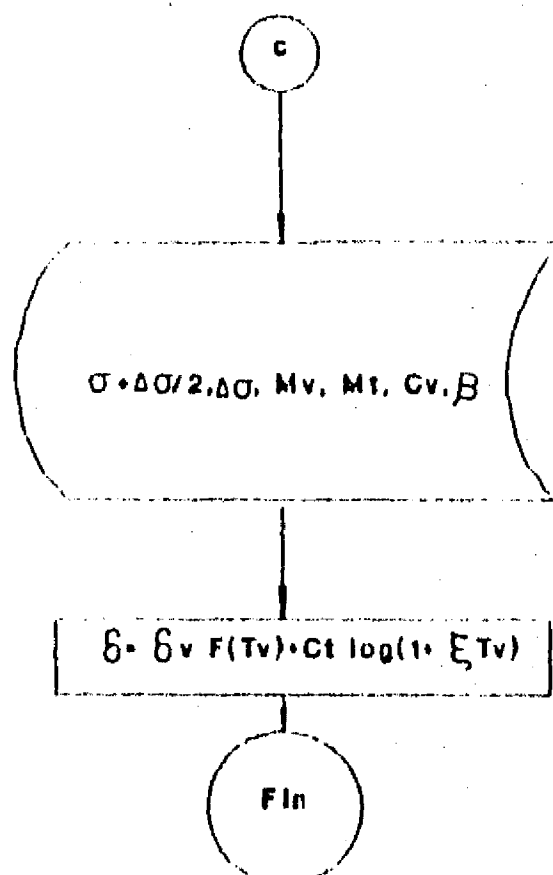
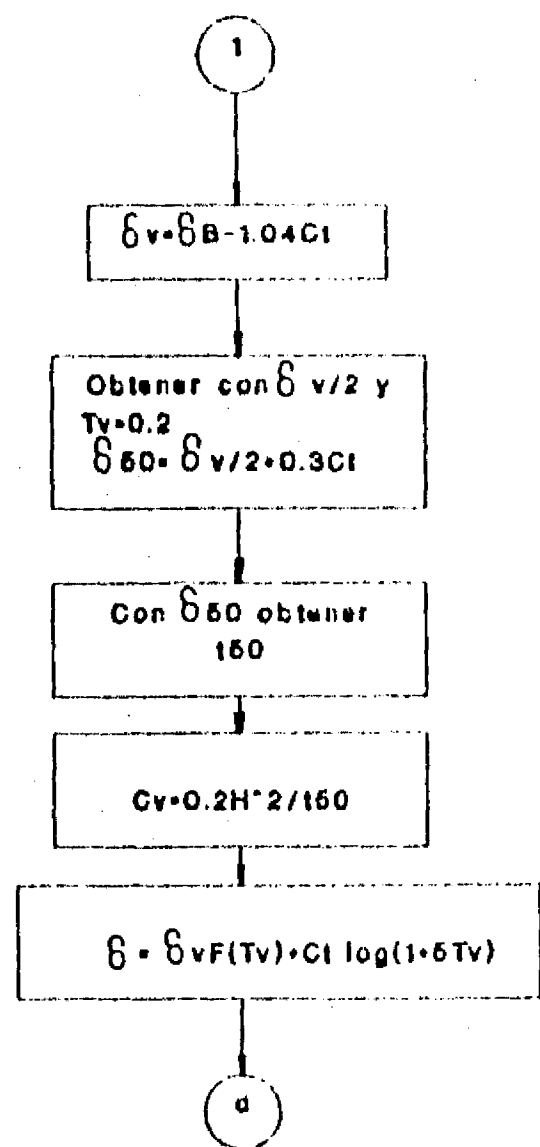
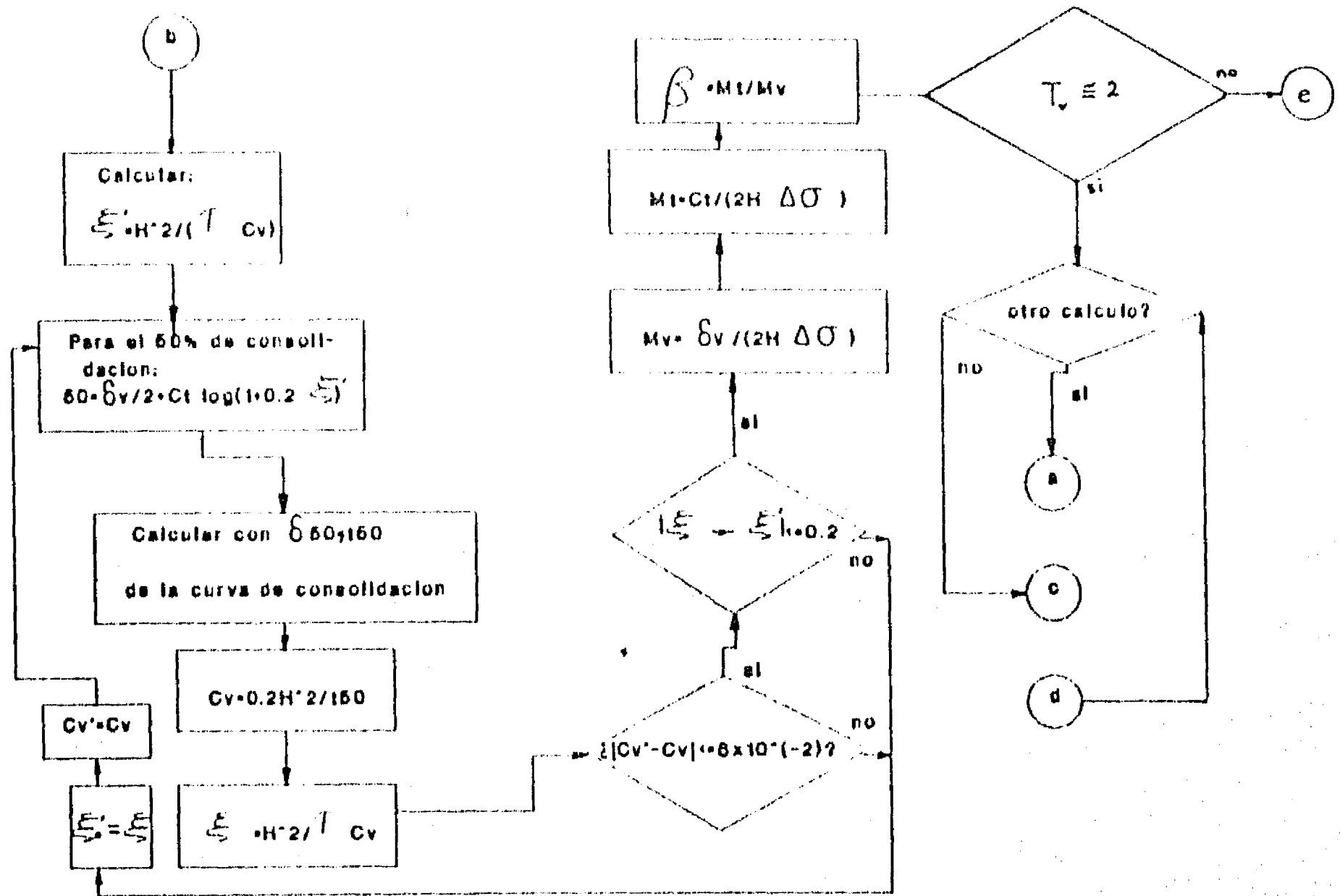


CURVA TIPO II

FIGURA I.4

PROGRAMA "ZEEVACON-6"





σ , Nivel inicial de esfuerzo
 $\Delta\sigma$, incremento de esfuerzo
 $2H$, Espesor de la muestra