

01482
1987
T. I

CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LA ARCILLA
DEL VALLE DE MEXICO

Alberto JAIME PAREDES

TESIS DOCTORAL

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

DOCTOR EN INGENIERIA
(mecánica de suelos)
Tomo I

CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F., noviembre, 1987

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**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.

CONTENIDO

1. INTRODUCCION

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Objetivos
- 1.3 Alcances

2. GEOTECNIA Y SISMICIDAD DEL VALLE DE MEXICO

- 2.1 Suelos del Valle
 - 2.1.1 Geología
 - 2.1.2 Estratigrafía
 - 2.1.3 Propiedades índice
 - 2.1.4 Propiedades mecánicas y dinámicas
- 2.2 Hundimiento regional
- 2.3 Sismicidad
 - 2.3.1 Origen de los sismos
 - 2.3.2 Respuesta de los suelos de la Cuenca
- 2.4 Resumen y conclusiones

3. PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO. MEDICIONES DE LABORATORIO

- 3.1 Definiciones
- 3.2 Ensayes de laboratorio
- 3.3 Resultados
 - 3.3.1 Columna resonante
 - 3.3.2 Ensayes triaxiales cíclicos con consolidación isotrópica
 - 3.3.3 Ensayes triaxiales cíclicos con consolidación anisotrópica
 - 3.3.4 Ensayes de corte simple cíclico
- 3.4 Influencia de la relación de esfuerzos principales de consolidación en la respuesta dinámica
- 3.5 Discusión de los resultados de laboratorio
- 3.6 Resumen y conclusiones

4. PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO. MEDICIONES DE CAMPO

- 4.1 Tipos de ensayes. Antecedentes
 - 4.1.1 Introducción
 - 4.1.2 Ensayes
- 4.2 Ensayes de campo

- 4.3 Discusión de los resultados de campo
- 4.4 Comparación de los resultados de campo y de laboratorio
- 4.5 Resumen y conclusiones

5. CORRELACIONES ENTRE PROPIEDADES DINAMICAS Y ESTATICAS DE LAS ARCILLAS

- 5.1 Propiedades dinámicas vs propiedades índice
- 5.2 Propiedades dinámicas vs propiedades estáticas
- 5.3 Resumen y conclusiones

6. MODELOS DE COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LAS ARCILLAS

- 6.1 Revisión de modelos
- 6.2 Modelo empírico de Seed e Idriss
- 6.3 Modelo hiperbólico de Hardin-Drnevich
- 6.4 Modelo de Romberg-Osgood
- 6.5 Ajuste de los datos experimentales con los modelos estudiados
- 6.6 Modelo hiperbólico general
- 6.7 Efecto del número de ciclos de carga en el valor de G
- 6.8 Resumen y conclusiones

7. ANALISIS DE RESPUESTA SISMICA DEL SUELO

- 7.1 Definiciones
- 7.2 Sismos del 19 y 20 de septiembre, 1985
- 7.3 Análisis de respuesta sísmica del suelo del Valle
 - 7.3.1 Generalidades
 - 7.3.2 Método de análisis
 - 7.3.3 Resultados
- 7.4 Resumen y conclusiones

8. CONCLUSIONES

9. REFERENCIAS

SÍMBOLOS

Todos los símbolos empleados se definen en el texto conforme se van utilizando. Aunque algunos tienen varios significados, el contexto en el que se emplean evita la confusión.

a	parámetro
b	parámetro
c	cohesión o velocidad de propagación de onda
c_p	velocidad de propagación de onda de compresión
c_s ó S	velocidad de propagación de onda de corte
CV	coeficiente de variación
d	espesor
D	relación de amortiguamiento
D_{max}	relación de amortiguamiento máxima
DH	down hole
e	relación de vacíos
e_c	relación de vacíos de consolidación
E	módulo de Young
FAI	formación arcillosa inferior
FAS	formación arcillosa superior
G	módulo de cortante
G_{max}	módulo de cortante dinámico máximo
G_{din}	módulo de cortante dinámico máximo
G_{est}^{CU}	módulo de cortante al origen determinado en prueba triaxial CU
h	espesor o altura

m_v	modulo de compresibilidad volumétrica
n	magnitud
n	número de ciclos
N_{AF}	nivel de aguas freáticas
N_k	parámetro de correlación
p	presión
P_c	presión confinante
P_c	carga de preconsolidación
Q_c	resistencia de punta obtenida con cono eléctrico
r	parámetro
s_u	resistencia no-drenada
SS	sonda suspendida
t	tiempo o parámetro de degradación
triaxial UU	ensaye triaxial no consolidado-no drenado
triaxial CU	ensaye triaxial consolidado-no drenado
triaxial CD	ensaye triaxial consolidado-drenado
u	presión de poro
α	parámetro
γ	peso volumétrico o deformación angular
γ_r	deformación angular de referencia
δ	índice de degradación
Π	viscosidad o variable
θ	ángulo
μ	relación de Poisson
ϵ	deformación normal
ϵ_a^{perm}	deformación axial permanente
ϕ	ángulo de fricción interna

ρ	densidad del suelo
σ	esfuerzo normal
σ_1	esfuerzo principal mayor
σ_3	esfuerzo principal menor
σ_c	presión confinante, también se usa PC
σ_d	esfuerzo desviador
$\sigma_d)_{cy}$	esfuerzo desviador cíclico
τ	esfuerzo cortante
τ_{cy}	esfuerzo cortante cíclico
τ_f	esfuerzo cortante de falla
π	número pi

CAPITULO 1

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Motivos históricos, políticos, sociales y económicos han provocado el crecimiento de la ciudad de México en una región en la que se tienen grandes problemas de cimentación. Las causas principales de estos problemas son: a) características del suelo (blando y compresible), b) hundimiento regional, y c) alta sismicidad.

La ciudad de México está asentada en el fondo de un antiguo lago, sobre depósitos de suelo arcilloso muy blando y muy compresible ($c \approx 0.2-0.3 \text{ kg/cm}^2$ y $m_v \approx 0.1 \text{ cm}^2/\text{kg}$).

El valle de México desde el punto de vista geológico es una cuenca cerrada hacia la que vierten sus aguas diversas corrientes fluviales que nacen en las serranías que lo circundan. Esto dio origen a los lagos de Zumpango y Texcoco, al norte, y de Chalco y Xochimilco, al sur. En

temporadas de lluvias intensas se producían grandes inundaciones en todo el Valle, razón por la que en la época colonial se iniciaron los trabajos del llamado tajo de Nachistongo para proporcionar una salida artificial a las aguas de la cuenca. En años recientes se ha construido el sistema de drenaje profundo de la ciudad de México. Estas obras hidráulicas y otras han evitado las grandes inundaciones y han contribuido a la desecación casi total de los lagos. Una buena parte del agua potable para la ciudad se extrae, por bombeo, de los acuíferos del mismo subsuelo. Las obras hidráulicas y el bombeo, pero sobre todo este, han producido abatimientos piezométricos de consideración, provocando incrementos de esfuerzos efectivos en los depósitos del suelo que se traducen en consolidación de los mantos de arcilla y dan origen al hundimiento regional de la ciudad de México.

Por otra parte el Valle se encuentra en una zona de alta sismicidad.

Por lo anterior, desde las épocas azteca y colonial se idearon métodos de cimentación y construcción de estructuras basados en la intuición y el empirismo (Téllez, 1899), tales como el clavado de estacones de madera (pilotes cortos), sustitución parcial del suelo con materiales ligeros como el tezontle, elevación del nivel del terreno natural mediante rellenos y recomendaciones para que las cargas de los

edificios se distribuyeran uniformemente. Estos métodos funcionaban a veces. Se tenía también una idea aproximada de la estratigrafía del suelo en algunas partes de la ciudad, ya que desde el siglo XVII se excavaban pozos para abastecimiento de agua.

Parece ser que José A. Cuevas (1936), entre 1925 y 1930, fue el primer ingeniero mexicano en aplicar las técnicas de la mecánica de suelos, apenas naciente. Lo hizo para atacar los problemas de las cimentaciones de edificios en la ciudad. Pocos años después un grupo distinguido de ingenieros, encabezados por Nabor Carrillo, aplicaron y difundieron las técnicas más modernas con que contaba la mecánica de suelos para resolver los problemas de cimentaciones. Entre estos cabe mencionar a F. Hiriart, R. Sandoval, R. J. Marsal y L. Zeevaert.

Marsal y Mazari con el apoyo de la UNAM y la constructora ICA, reunieron y publicaron en 1959 una magna obra en que hacen un acucioso estudio de la estratigrafía del Valle, las propiedades índice y mecánicas de las arcillas y los problemas de cimentaciones y del hundimiento regional. En su obra proponen una zonificación de la ciudad.

Por su lado, Zeevaert ha publicado desde 1945 una serie de artículos acerca de las características del suelo de la ciudad, y los métodos constructivos y de diseño de

cimentaciones aplicables en ella. Esos artículos están recopilados en uno de sus libros (Zeevaert, 1973).

Otras publicaciones como las Memorias del Proyecto Texcoco (1969), el Volumen Nobor Carrillo (1969), la contribución de Reséndiz et al (1970) y un simposio sobre el suelo de la ciudad de México (Varios Autores, 1973) son fuente invaluable de datos sobre el suelo de la ciudad de México.

Por otra parte, se han propuesto soluciones de cimentaciones novedosas como pilotes de punta penetrante (Reséndiz, 1964), pilotes entrelazados (Girault, 1964) y soluciones de recimentación o cimentación para corregir o evitar hundimientos diferenciales de edificios y seguir el hundimiento regional (González Flores, 1964).

Actualmente se tiene un amplio conocimiento de la estratigrafía del valle de México y de las propiedades índice y mecánicas de las arcillas, excepto en la zona Xochimilco-Chalco. También se cuenta con una metodología bien desarrollada para el diseño y construcción de cimentaciones en la ciudad.

En cuanto a propiedades dinámicas del suelo, Marsal (1959) y Zeevaert (1973) han propuesto ensayos y reportado sus resultados para conocer el módulo de cortante dinámico y la relación de amortiguamiento de las arcillas. Posteriormente,

Reséndiz et al (1967) establecen algunas comparaciones entre propiedades dinámicas y estáticas; León et al (1974) presentan los primeros ensayos de columna resonante en muestras de arcilla del Valle y emplean el modelo de Ramberg-Osgood para caracterizarlo. Rosenblueth (1953) hace el primer estudio para predecir la respuesta sísmica del suelo del Valle, en el dominio del tiempo. Herrera y Rosenblueth (1965) y Herrera, Rosenblueth y Rascón (1965) hacen estudios para predecir espectros de respuesta sísmica del suelo de la Ciudad y en formaciones estratificadas. Elorduy (1964) y Rascón (1964) hacen también estudios de espectros de respuesta sin considerar el amortiguamiento del suelo y tomándolo en cuenta; además, el primero publica resultados de ensayos de laboratorio.

Sin embargo, el conocimiento acerca de las características dinámicas de los suelos arcillosos del Valle es limitado, así como el de la respuesta de los depósitos y de las cimentaciones bajo condiciones de carga sísmica.

Contrasta lo escaso de la información dinámica con la amplísima información acerca de las propiedades estáticas de las arcillas y del diseño de cimentaciones bajo cargas estáticas.

Por los motivos expuestos es necesario continuar con la investigación de las características dinámicas de las

arcillas del Valle, la respuesta sísmica de los depósitos de suelo y el comportamiento dinámico de cimentaciones. Es por ello que en esta tesis se estudian las características dinámicas de las arcillas del valle de México y sus efectos en el comportamiento sísmico de los depósitos de suelo.

1.2 Objetivos

1. Determinar las propiedades dinámicas de la arcilla del valle de México con ensayos de laboratorio y de campo; principalmente los siguientes: módulo de cortante G , relación de amortiguamiento D , deformabilidad y resistencia bajo carga cíclica, degradación de G con el número de ciclos de carga aplicados y las velocidades de propagación de ondas de cuerpo en los depósitos arcillosos.
2. Proponer modelos teóricos o empíricos del comportamiento dinámico de las arcillas del Valle.
3. Obtener correlaciones sencillas entre el módulo G dinámico y la velocidad de propagación de ondas de corte y ciertas propiedades índice y mecánicas.
4. Aplicar los resultados a la explicación de la respuesta sísmica del suelo de la ciudad de México.

1.3 Alconces

Con objeto de tener una visión de conjunto de las características geotécnicas y sísmicas del valle de México, en el capítulo 2 se hace una investigación bibliográfica de estas. Se incluyen aspectos geológicos y estratigráficos, propiedades índice, mecánicas y dinámicas, hundimiento regional, comportamiento de cimentaciones y origen de los sismos.

Para cubrir el primer objetivo se llevaron a cabo pruebas dinámicas de laboratorio y campo.

Las pruebas de laboratorio se hicieron en muestras inalteradas de arcilla, obtenidas de sondeos continuos realizados en varias zonas del Valle; junto a estos se hicieron también sondeos de cono eléctrico (Jaime y Romo, 1987 a s g y Jaime et al, 1987 a s g). En la fig 1.1 se muestra la localización de los sondeos. Los tipos de ensayos realizados fueron de columna resonante, triaxial cíclico (con consolidación isotrópica y anisotrópica) y de corte simple cíclico. Se emplearon diferentes ensayos con objeto de cubrir el intervalo de deformación angular de 10^{-4} a 5 %; además, para estudiar el comportamiento de la arcilla bajo diferentes condiciones. Los resultados de laboratorio, la

discusión de los mismos y la descripción de las pruebas y de los equipos empleados se presentan en el capítulo 3.

En el campo, en once sitios, se llevaron a cabo mediciones de velocidad de propagación de ondas de cuerpo, empleando las técnicas de la sonda suspendida y, en algunos, de downhole. Los sitios de medición se marcan en la fig 4.3. Con objeto de comparar los resultados de campo y de laboratorio, nueve de las mediciones se hicieron junto a igual número de los sondeos continuos mencionados en el párrafo anterior. En el capítulo 4 se presentan y discuten los resultados de los ensayos de campo y su comparación con los resultados de laboratorio. También se describen los procedimientos de prueba y los equipos utilizados. Se incluyen mediciones de campo efectuadas por varios autores en años anteriores.

El segundo objetivo se alcanzó estudiando los modelos teóricos y empíricos de comportamiento dinámico de arcillas más empleados por su sencillez (capítulo 6). Con base en los resultados de laboratorio se obtuvieron los parámetros que definen a los modelos de Hardin-Drnevich y de Ramberg-Osgood. Además, se propone un modelo hiperbólico general para las arcillas del Valle. Asimismo se comparan los resultados de laboratorio con la relación empírica de Seed e Idriss. Se discute la degradación del módulo de cortante

dinámico con el número de ciclos de carga y se proponen los parámetros para considerar este efecto.

Tomando en cuenta los resultados de las pruebas dinámicas de laboratorio y de campo, los sondeos de cono eléctrico y las pruebas índice y mecánicas realizadas, se proponen en el capítulo 5 relaciones empíricas entre el módulo G dinámico y la velocidad de propagación de onda de corte y algunas propiedades índice y mecánicas. Con esto se alcanza el tercer objetivo.

En el capítulo 7, empleando los resultados de los capítulos anteriores, se analiza la respuesta sísmica del suelo en algunos de los sitios en que se registraron los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985. Se emplea la teoría de propagación de ondas unidimensional y el programa FLUSH (Romo et al, 1980). Con ello se satisface el último objetivo.

En la tabla 1.1 se presenta un cuadro sinóptico de esta tesis.

CAPITULO 2

2. GEOTECNIA Y SISMICIDAD DEL VALLE DE MEXICO

2.1 Suelos del Valle

2.1.1 Geología

Descripción general

En el extremo sur del altiplano mexicano (mesa de Anáhuac o Central) se localiza el valle de México. Se trata de una cuenca cerrada que por costumbre se conoce indistintamente como cuenca o valle de México (fig 2.1). Está limitado al norte por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al sur por las sierras del Ajusco y Cuauhtzin (o Chichinautzin); al este por los llanos de Apan y la sierra Nevada (en la cual se encuentran los volcanes Popocatepetl e Iztaccíhuatl), y al oeste por las sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. Hacia el centro de la cuenca y corriendo de oeste a este se encuentra la sierra de Guadalupe. En la parte sur, en dirección E-W, se extiende la sierra de Sta Catarina.

La cuenca tiene un área de 7150 km² (de los cuales 2050 km² corresponden a la zonas bajas), una longitud de 110 km en dirección N-S, y ancho de 80 km en la E-W. Su parte más baja tiene una altitud de 2236 msnm. Hacia la cuenca fluyen gran cantidad de ríos o arroyos pequeños, entre los que destacan los ríos Cuautitlán, Tlalnepantla, de los Remedios, Churubusco, Texcoco y de la Compañía, (fig 2.1). Estas corrientes de agua dieron origen a seis lagos: de norte a sur, Zumpango, Xaltocan, San Cristóbal, Texcoco, Xochimilco y Chalco. Actualmente, solo subsisten porciones de los lagos de Zumpango, Texcoco y Xochimilco (fig 2.3).

Perfil geológico

En la fig 2.3 se muestra un plano simplificado de la geología superficial del Valle. Las zonas bajas están cubiertas por depósitos aluviales y lacustres del Cuaternario. De la misma edad se supone la serie volcánica basáltica de Cerro Gordo, Chimalhuacán, cerro de la Estrella y Chiconautla y la sierra de Chichinautzin que cerró al Valle en la parte sur, en el Cuaternario. Corresponden al Terciario Superior las tobas y brechas de la formación Tarango y las lavas andesíticas del Iztaccíhuatl y el Ajusco. Tomando en cuenta que por el norte de la cuenca, en Ápasco, y al sur, en Cuernavaca y Cuautla, afloran las calizas del Cretácico Superior, cabe suponer que este tipo de rocas debe formar el fondo de la cuenca de México.

De acuerdo con Marsal y Graue (1969) hasta una profundidad de 2045 m la litología de la cuenca está constituida por una sucesión de depósitos volcánicos que abarcan desde el Oligoceno hasta el Reciente (fig 2.4).

En el pozo profundo de exploración geológica PF-1, perforado en el lago de Texcoco (Marsal y Graue, 1969; Reséndiz et al, 1970) se encontró que a grandes rasgos, el perfil estratigráfico está constituido por capas de arcilla, limos y arenas de 0 a 80 m; a continuación, hasta 500 m de profundidad, arcillas de resistencia media a dura, arenas, areniscas y calizas lacustres; de 500 a 1980 m tobas, rocas ígneas, brechas y conglomerados; entre 1980 y 2045 m, anhidritas arcillosas y margas; de 2045 a 2065 m, lutitas, margas y conglomerados calcáreos. La presencia de 13 derrames de roca ígnea de espesor variable entre 3.5 m y 108 m a profundidades entre 600 y 2000 m señala que hubo gran actividad volcánica durante el Terciario.

Sistema de fallos

En las figs 2.5 y 2.6 se muestran algunos de los detalles más relevantes de la cuenca. Se observa que debajo del relleno aluvial (0-500 m) existen dos sistemas de fracturas con orientación SSW-NNE y WNW-ESE. Estos accidentes se infirieron de levantamientos geofísicos (magnéticos y gravimétricos) cuya disposición de anomalías coincide con los reconocimientos geológicos de superficie. Parece ser que

el sistema de fallas NNW-ESE es una prolongación del sistema Acambay (Mooser, 1961).

En la fig 2.6 se aprecian las trazas de los fallas SSW-NNE que atraviesan la cuenca. Se observa que parte de la ciudad de México se encuentra en un graben, cortado a su vez por una falla. Lo mismo ocurre en la planicie del antiguo lago de Texcoco. En ambos lados de los bloques hundidos se encuentra el horst del Peñón (Mooser, 1961).

2.1.2 Estratigrafía

En lo que sigue se concentrará la atención en los 150 m más superficiales de los depósitos de suelos del Valle, ya que desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones estos primeros metros de suelos son los que determinan el comportamiento. Por otra parte, dada la información disponible, la zona del Valle que aquí se estudia se circunscribe a la actualmente ocupada por la ciudad de México, su zona conurbada (Naucalpan, Nezahualcóyotl, etc) y los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco.

Desde el punto de vista geológico las formaciones más superficiales de la cuenca se dividen en Torango, Tacubaya, Becerra y Reciente. La formación Tarango, del Pleistoceno superior, está constituida por brechas andesíticas, arenas y limos. Esta formación aflora al oeste y suroeste, se

prolonga hasta el fondo de la cuenca y constituye la base de los depósitos más recientes (fig 2.7).

La formación Tacubaya de acuerdo con Bryan, Arellano y de Terra (citados por Marsal y Mazari, 1959) está constituida por arcillas producto de la deposición de cenizas volcánicas muy finas que fueron transportadas por aire o agua hacia los lagos de la cuenca. La formación Becerra contiene estratos de aluvión y polvo volcánico con abundancia de fósiles.

Marsal y Mazari (1959) dividieron en tres zonas el área urbana de la ciudad: del lago (parte virgen y parte precargada), de transición y de lomas. En esta tesis, tomando en cuenta los trabajos de Marsal y Mazari (1959), Reséndiz et al (1970) y del Castillo (1978), se propone agregar la zona de los lagos de Xochimilco y Chalco, las cuales presentan condiciones diferentes a las anteriores, como se verá adelante.

Tomando en cuenta las referencias del párrafo anterior y la información más reciente recobada por el autor se prepararon las figs 2.8 y 2.9.

La zona de lomas del oeste de la ciudad está caracterizada por suelos compactos, arenolimosos, con alto contenido de gravas o por tobas pumíticas bien cementadas. Al sur se tiene el derrame basáltico del Fedregal con espesor máximo de unos 20 m y en general errático y muy variable. Al

oriente, en las faldas de la sierra de Sta. Catarina y alrededor de Chimalhuacán, también se encuentra basalto.

La zona de transición se identifica por presentar variaciones estratigráficas muy marcadas de punto a punto. Se encuentra entre la zona de lomas y las zonas de los lagos. Se distingue también una transición entre la zona del lago de Texcoco y la del Xochimilco-Chalco, cuya frontera irregular está entre Mexicaltzingo y Coyoacán (fig 2.10). La zona de transición representa seguramente los avances y retrocesos de las riberas de los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco y en otros casos deltas de ríos; por ello se pueden encontrar en tal zona alternancias de materiales limosos y arenosos compactos con estratos de arcilla muy blanda.

La zona del lago de Texcoco consiste en un manto superficial duro; una secuencia de arcillas intercaladas con estratos delgados de arena, vidrio volcánico y fósiles, llamada formación arcillosa superior, FAS; una capa dura de limo arenoso cementado de espesor variable hasta un máximo de 5 m; una formación arcillosa inferior, FAI, con espesor variable entre 4 y 14 m; y finalmente los llamados depósitos profundos. Un perfil idealizado típico de esta zona se muestra en la fig 2.7. La zona de Xochimilco-Chalco se distingue por tener capas de arcillas blandas de gran espesor; en algunas partes alcanza profundidades superiores a los 110 m.

En esta tesis la atención principal se concentra en el comportamiento de las arcillas de las zonas de los lagos. Se hará referencia a ellas en forma genérica como arcillas del Valle. En caso necesario se hará la distinción entre arcillas del lago de Texcoco y arcillas del lago Xochimilco-Chalco.

2.1.3 Propiedades índice

Desde el punto de vista mineralógico la arcilla del Valle ha sido estudiada por diferentes autores. Zeevaert (1973) la describe como arcilla limosa orgánica que contiene grandes cantidades de fósiles, ostrácodos y diatomeas, así como ceniza y vidrio volcánico; estima que solo el 40 % de las partículas es menor de 2 micras y de estas el 50 % es montmorilonita o bentonita y contiene de 5 a 10 % de materia coloidal orgánica. Marsal y Mazari (1959) señalan que entre el 22 y el 63 % de las partículas que componen a la arcilla del Valle es menor de 2 micras y que contiene entre 1 y 7% de materia orgánica. Sus conclusiones son similares, en general, a las de Zeevaert, excepto que clasifican a la arcilla como ilítica; sin embargo hacen notar que se encuentran otros minerales arcillosos y que los resultados de sus estudios mineralógicos no son concluyentes. Leonards y Girault (1961) reportaron que la arcilla tiene minerales amorfos y la clasifican como alófana y que no encontraron evidencias de montmorilonita o illita. Mesri et al (1975)

afirman que la arcilla consiste en 5 a 10 % de partículas del tamaño de la arena; 55 a 65 % de diatomeas silíceas del tamaño limo; 20 a 30 % de fracción arcillosa de la cual probablemente el 10 % es esmectita interestratificada y el resto es sílice biogénico y de origen volcánico; finalmente hay entre 5 y 10 % de materia orgánica.

Estudios realizados a lo largo de un sondeo (Feralta, 1984) indican que las variaciones en la composición de la arcilla son extremas en muestras separadas de 5 a 10 cm en profundidad. En ocasiones se encuentran lentes puros de microfósiles y de minerales arcillosos (coolín, atapulgita y amorfos). Así mismo es posible encontrarla con manchas irregulares de ceniza volcánica. La descripción esquemática más adecuada ha sido dada por Zeevaert (fig 2.11) años antes de que se obtuvieran microfotografías de ella. Se hace notar que al tacto la arcilla en su estado natural es en general frágil y quebradiza.

El agua del lago de Texcoco tiene alto contenido de sales, mientras que la del lago Xochimilco-Chalco es dulce. Se infiere que las arcillas del lago de Texcoco fueron formadas en un medio salino, mientras que las del lago Xochimilco-Chalco se sedimentaron en un medio más favorable al crecimiento de vida vegetal y animal. Esto último se corrobora por la presencia de mayor cantidad de materia orgánica en las arcillas de Xochimilco-Chalco.

En el lago de Texcoco el contenido salino del agua intersticial disminuye con la profundidad hasta llegar a convertirse en agua dulce (Marsal y Mazari, 1959). Una explicación de esto es que la parte central del lago por ser de clima árido constituía una evaporita.

Un indicador de los más importantes en la arcilla del Valle es el contenido de agua. En la formación arcillosa superior del lago de Texcoco puede tener valores entre 150 y 500 % y en la inferior entre 100 y 200 % . Las arcillas del lago Xochimilco-Chalco tienen contenidos variables entre 150 y 350 % hasta 110 m de profundidad.

El límite líquido de las arcillas del lago de Texcoco varía entre 100 y 500 % y el plástico entre 40 y 100 % con valores medios de 236 y 76 %, respectivamente (Marsal y Mazari, 1959). En Xochimilco-Chalco los valores son ligeramente menores.

La densidad media de sólidos de las arcillas es de 2.4 con valores extremos de 2.1 y 2.6 .

La sensibilidad de las arcillas del Valle es alta (>10), si se define como la relación entre la resistencia no drenada obtenida en prueba triaxial UU y la resistencia del suelo remoldeado.

La relación entre el valor máximo de resistencia y el valor residual en prueba triaxial UU, CU o CD es entre 1.2 y 2.0; depende fuertemente de la presión confinante σ , en el caso

de los ensayos CU y CD, de la relación de esfuerzos principales de consolidación.

A fines de 1980 se inicio en la ciudad de México la exploración geotécnica masiva en la zona del lago de Texcoco utilizando el cono eléctrico (Jaime et al, 1981), por lo que se tiene información reciente. Las dimensiones del cono empleado son de 10 a 13 cm² de área proyectada y un ángulo de 60° en la punta. La velocidad de hincado usada generalmente es de 1 cm/seg.

La resistencia de la arcilla a la penetración del cono, Q_c , es un excelente indicador tanto de la resistencia no drenada del material como del perfil estratigráfico (fig 2.12). En general se distinguen dos perfiles típicos de resistencia de cono en el lago de Texcoco, uno correspondiente a la parte virgen, con valores medios entre 2.5 y 5 kg/cm² para la FAS (fig 2.12), y el segundo, típico de la zona del centro de la ciudad (precargada), con resistencia media entre 5 y 10 kg/cm². Para obtener la resistencia no-drenada del suelo a partir de los datos del cono se puede utilizar la ecuación:

$$s_u = Q_c / N_K \quad - - - - (2.1)$$

en la cual :

s_u resistencia no drenada

Q_c resistencia de cono

N_K factor de correlación

Con los datos recabados se ha obtenido que $N_K=14$ para el caso de las arcillas de la FAS de ambas zonas del lago de Texcoco (Jaime et al, 1981).

Para la zona Xochimilco-Cholco hay poca información; sin embargo, se distinguen dos perfiles típicos de resistencia de cono. El primero, en la parte no urbanizada, con valores medios de 2 a 8 kg/cm^2 desde la superficie hasta 60 m de profundidad. El otro, en la zona urbanizada, con valores entre 4 y 13 kg/cm^2 de 0 a 40 m de profundidad. No se cuenta con datos suficientes para determinar el valor de N_K .

La exploración mediante la prueba de penetración estándar en la arcilla del Valle permite extraer muestras alteradas del suelo para su clasificación y obtención del contenido de agua natural. Sin embargo, el número de golpes de la prueba de penetración estándar, N_r , es poco confiable en este caso, pues a veces la herramienta se hunde por peso propio o con un golpe (en cuyo caso se tiene que detener la sarta de perforación para que no se hingue más de 45 cm)

2.1.4 Propiedades mecánicas y dinámicas

La arcilla del Valle está entre las más permeables de las arcillas, por tener relaciones de vacíos muy altas (6-12). Su permeabilidad típica es 1×10^{-7} cm/seg. En lo que respecta a su resistencia no drenada en prueba UU se observa que en la FAS del lago de Texcoco virgen varía entre 0.15 y

0.30 kg/cm² y en la zona precargado entre 0.30 y 0.35 kg/cm². La arcilla se encuentra con frecuencia fisurada en su estado natural, razón por la cual en el ensaye de compresión simple se obtienen sistemáticamente valores de resistencia erráticos y menores que en triaxial UU. Además, se observa que las fallas ocurren en grietas preexistentes. Por esta razón se ha recomendado el uso del ensaye triaxial UU para determinar la resistencia no drenada de la arcilla.

En ensaye triaxial CU las muestras de arcilla exhiben un ángulo medio de fricción interna en términos de esfuerzos totales $\theta_{cu} = 20^{\circ}$ y una cohesión entre 0.1 y 0.4 kg/cm², que aumenta con la profundidad.

Los ensayos en prueba triaxial CU muestran que la envolvente de resistencia es prácticamente recta y pasa por el origen del plano de Mohr. El ángulo θ_{cd} varía entre 25° y 35° (Marsal y Mozari, 1959; Zeevaert, 1973; Alberro, 1973; datos del autor).

Las arcillas del Valle son altamente compresibles ($m_v \approx 0.1$ cm²/kg). Teniendo en cuenta su permeabilidad cabría esperar que la consolidación primaria sucediera muy lentamente, lo cual no ocurre debido a la presencia de capas delgadas de vidrio volcánico, arenas y fósiles y fisuras en el suelo. En las curvas deformación-tiempo, obtenidas en ensaye de consolidación unidimensional con especímenes de 3 cm de ϕ y 2 cm de altura, se observa que el tiempo para alcanzar el 100 % de la consolidación primaria es entre 2 y 6 minutos en

promedio. En estas mismas curvas se ve que la consolidación secundaria es muy importante. El coeficiente c_{α} (definido como la pendiente del tramo recto final de la curva deformación-tiempo) tiene valores medios típicos entre 0.1 y 0.001 y depende del nivel de esfuerzos.

Por otro lado, las pendientes de las ramas de recompresión y virgen de las curvas e vs $\log p$ de la arcilla tienen una relación entre 3 y 12; es decir, si los esfuerzos superan la carga de preconsolidación el material exhibe deformaciones muy grandes, mientras que en la rama de recompresión estas deformaciones son un orden de magnitud menores aunque también grandes.

Las cargas de preconsolidación de la arcilla decrecen con la profundidad cerca de la superficie, y a los 15 o 20 m vuelven a crecer rápidamente (fig 2.13). Poco se sabe acerca de la relación de preconsolidación del material (carga de preconsolidación entre el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad media de la muestra), a menos que se hagan mediciones piezométricas, pues en general, la variación de la presión de poro no es hidrostática, como se explica en lo que sigue.

A pesar de que el nivel de aguas freáticas es muy superficial en el Valle, es muy común encontrar que a profundidades variables la presión del agua intersticial sufre abatimiento, especialmente cerca de la primera capa dura y de los depósitos profundos. La mayoría de los sondeos

de que se dispone no contienen datos de piezometría. Por tanto no se conoce con precisión el perfil de esfuerzos efectivos. Es costumbre al calcular asentamientos suponer que el perfil de presión en el agua intersticial es igual al hidrostático, hipótesis dudosa especialmente a partir de los 15 o 20 m de profundidad.

Quizá sea mucho más acertado decir que los estratos de arcilla superficiales estén preconsolidados por secado y que el resto casi siempre esté normalmente consolidado ($p_c \approx \sigma_v$). Sin embargo, se requiere información de campo al respecto.

En 1959 Marsal y Mazari publicaron los resultados de módulos dinámicos de Young y de cortante, E y G respectivamente, de las arcillas del Valle, determinados en ensayos de torsión con excitación constante. Este aparato no permitía aplicar presión confinante al espécimen. Obtuvieron valores medios de G entre 10 y 20 kg/cm^2 casi constantes con la profundidad. Por su parte Zeevaert (1973) publicó los resultados obtenidos con pruebas de péndulo en torsión libre, realizados en una cámara triaxial modificada para aplicar torsión al espécimen de suelo. Concluyó que el módulo G es una función creciente de la presión confinante.

De los resultados de los trabajos de Rascón (1964) y Elorduy (1964) se infirió que la relación de amortiguamiento D, de la arcilla del Valle es de 5.4 % y los módulos de cortante esencialmente similares a los reportados por Marsal y

Mazari, Reséndiz et al (1967) proporcionan una correlación entre propiedades dinámicas y estáticas.

León et al (1974) publicaron resultados obtenidos en la columna resonante tipo Drnevich, los cuales muestran la influencia de la deformación angular en el módulo de cortante y en el porcentaje de amortiguamiento. En dicho trabajo ya se aprecia que el comportamiento de la arcilla del Valle difiere notablemente del de otras arcillas reportadas en la literatura.

2.2 Hundimiento regional

Como se explicó en el apartado 2.1, el valle de México es una cuenca cerrada en la que vierten sus aguas diversas corrientes fluviales que nacen en las serranías que lo circundan. En temporada de lluvias intensas se provocaban grandes inundaciones en todo el Valle, razón por la que los aztecas ya habían hecho obras hidráulicas para impedir la inundación de Tenochtitlán (bordo de Nezahuacóyotl). Es un hecho que la capital prehispánica se construyó en medio del lago; los estudios recientes han confirmado que no existía ninguna isla natural (Mazari et al 1984) y que los aztecas rellenaban la laguna para extender la ciudad. En la época colonial se construyó otro bordo de protección siguiendo la traza del actual Anillo de Circunvalación.

Desde 1697 Enrico Martínez propuso la construcción del tajo de Nochistongo para proporcionar una salida artificial a las aguas de la cuenca. En el siglo pasado se propuso la construcción del Gran Canal y de los túneles de Tequisquiác; ambas obras descargan en el río Tula-Moctezuma-Pánuco. En 1975 se inauguró el sistema de drenaje profundo de la ciudad de México, que descarga sus aguas también en el río Tula. Estas obras hidráulicas y otras complementarias han evitado inundaciones como las de ontáño y han contribuido a la desecación casi total de los lagos del Valle.

Buena parte del agua potable para la ciudad se extrae por bombeo de los acuíferos del mismo subsuelo. Las obras hidráulicas y el bombeo, pero sobre todo este, han producido abatimientos piezométricos de consideración con el consecuente incremento de esfuerzos efectivos en los depósitos de suelo, que se traducen en consolidación de los mantos de arcilla y dan origen al hundimiento regional de la ciudad de México. La relación entre hundimiento regional y bombeo fue establecida por Carrillo (1947).

Para dar una idea de la magnitud del problema, en la tabla 2.1 (DDF, 1975) se presentan los hundimientos medios en el centro de la ciudad. En la fig 2.14 también se muestran los asentamientos totales de algunos monumentos y sitios históricos. Hay puntos de la ciudad que se han hundido 8 m en lo que va del siglo.

Algunas mediciones más recientes (Figueroa, 1978) se consignan en la tabla 2.2, en la que se observa que la velocidad de asentamiento entre los años 1970 y 1977 varió entre 2.7 y 11 cm/año en varias partes de la ciudad.

A pesar de las caídas de presión con la profundidad, el NAF ha permanecido casi constante, probablemente debido a recarga superficial y a través de la gran cantidad de estratos permeables que se encuentran interestratificados en la FAS (Zeevaert, 1973).

El movimiento regional de la ciudad fue estudiado a fines del siglo pasado por Téllez Pizarro (1899) y por Cuevas entre los años 1920-30 (citado por Zeevaert, 1973). Nabor Carrillo (1947) explicó el hundimiento empleando técnicas de la nascente mecánica de suelos y señaló como su causa la consolidación de las arcillas debido a incrementos de esfuerzos efectivos provocados por la disminución de la presión del agua intersticial del subsuelo.

Además del hundimiento de la ciudad, se observa que la extracción del agua de la arcilla da lugar a la formación de grietas y fisuras verticales porque la masa de suelo se encoge de manera diferencial. Evidencias de estas grietas se encuentran superficialmente en el lago de Texcoco, Ecatepec, colonia Roma, Coapa, etc. Además, sistemáticamente en las muestras inalteradas del subsuelo se observa agrietamiento, o bien en los registros de campo se reportan pérdidas de lodos.

Debido a lo anterior, se puede decir que la arcilla del Valle está en evolución constante (de los estratos profundos hacia la superficie) en lo que se refiere a contenido de agua, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y características dinámicas.

El impacto más importante del hundimiento de la ciudad es en las cimentaciones. Así, en cimentaciones parcial o totalmente compensadas el abatimiento de la presión de poro más los esfuerzos inducidos por la cimentación provocan que se exceda a la presión de preconsolidación de la arcilla y esta pase a trabajar en la rama virgen de la curva de compresibilidad, con el consecuente incremento en deformaciones verticales. Algo similar se presenta en cimentaciones sobre pilotes de fricción. En el caso de pilotes de punta apoyados en la primera capa dura o en los depósitos profundos, se observa el fenómeno de fricción negativa, el cual reduce sustancialmente la capacidad de carga de estos pilotes.

Además de lo anterior se presentan deformaciones diferenciales entre estructuras vecinas; por ejemplo, la presencia de un edificio cimentado con pilotes de punta provoca que estructuras ligeras próximas sufran asentamientos diferenciales tan grandes que llegan a destruirlos. También ocurre que edificios pesados sobre losas o cajón de cimentación dañen a estructuras ligeras colindantes. Por el contrario, cimentaciones

sobrecompensados emergen con respecto al terreno circundante debido al alivio de esfuerzos provocado en el suelo (Reséndiz, 1987). Es decir, el perfil de esfuerzos bajo la cimentación es menor que el correspondiente al suelo fuera de ella. Por tanto en el primer caso la arcilla se encuentra en la rama de recompresión de la curva de compresibilidad y en el otro más cerca de la carga de preconsolidación o en la rama virgen. Así al ocurrir un abatimiento piezométrico (como de hecho sucede) el suelo bajo la cimentación y fuera de ella se consolidan partiendo de esfuerzos iniciales distintos, por tanto asentándose de manera diferencial, lo cual provoca la impresión de que la estructura emerge.

2.3 Sismicidad

2.3.1 Origen de los sismos

Los sismos que principalmente afectan al valle de México tienen su origen en diferentes partes de la República Mexicana: a) Costa del Pacífico (Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca); b) Oaxaca, hacia el sureste; c) sistema de fallas de Acambay, al norte; y d) locales, generados en el interior de la cuenca y en sus inmediaciones. Las distancias al Valle de los epicentros de los temblores que se originan en la Costa del Pacífico son en general menores de 400 km, si bien se han sentido levemente sismos originados en sitios más alejados (Figueroa, 1971).

La alta actividad sísmica que afecta la cuenca se debe a que la República Mexicana se encuentra situada en las zonas de influencia del Cinturón Circumpacífico. Estos son los lugares geográficos con la máxima actividad sísmica en el mundo.

En la fig 2.15 se describe la tectónica del Caribe y del Pacífico Centro. Como se observa, la mayor parte del territorio mexicano se encuentra en la placa Norteamericana. Con flechas se ha indicado la dirección de los movimientos de las placas vecinas a esta y de su propia deriva. Las placas de Cocos y de Rivera tienen un movimiento de subducción por debajo de la placa Norteamericana; la frontera entre aquellas y esta queda limitada por la llamada trinchera de Acapulco. El movimiento entre las placas es el causante de los sismos originados en la costa del Pacífico. Los focos de los sismos en esta zona (fig 2.16 a) tienen profundidades menores de 20 km, se localizan en una banda de 80 km de ancho que corre a lo largo de las costas de los estados de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca (Singh et al, 1985). Los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 son de este tipo.

En la parte continental de la república ocurren sismos con profundidades focales mayores de 40 km (fig 2.16). Estos sismos son provocados por un mecanismo de falla normal que se produce en la placa de Cocos ya subducida. Se cree que estas fallas pueden ser causadas por corrientes de

convección del manto y por la tensión que produce el propio peso de la placa al ir penetrando en el interior de la tierra; o bien, a la carga que le impone la placa de Norteamérica a la placa de Cocos ya subductada (Singh et al, 1985; Singh y Suárez, 1986). A pesar de que estos sismos son poco frecuentes tienen un gran potencial de destrucción. Algunos terremotos de este tipo son el de Oaxaca, 1931 (M=8.0; prácticamente destruyó la ciudad); el de Orizaba, 1973 (M=6.8) y el de Huajuapán de León, 1980 (M=7.0). En la fig 2.16a se marcaron con círculos los epicentros de estos y otros sismos del tipo de falla normal.

También ocurren sismos superficiales en la parte continental de México, los cuales pueden suceder por dos causas (Rosenblueth, 1987): 1) una manifestación del movimiento relativo de las placas de Cocos y Rivera y las de Norteamérica y Caribe, y 2) flexión de la placa de Norteamérica probablemente debido a emersión del magma. Algunos ejemplos de estos terremotos son: Acambay, 1912 (M=7.0), Jalapa, 1920 (M=6.4) y Jáltipan, 1959 (M=6.4).

Los periodos de recurrencia de los mayores sismos que ocurren a lo largo de la zona de subducción varían entre 30 y 75 años (Singh y Suárez, 1986). Estos temblores son los más frecuentes, de los otros tipos poco se sabe.

Entre 1900 y 1985 han ocurrido 34 eventos sísmicos con magnitud Richter mayor de 7 (Singh y Suárez, 1986). Además

se ha podido recopilar información que indica que en el siglo pasado sucedieron 23 sismos con magnitud mayor de 7.

Los sismos locales tienen periodos dominantes (en espectro de amplitudes de Fourier) muy cortos (menores de 0.5 seg) con duraciones raras veces mayores de 5 seg, (Figueroa, 1971). Pocas veces se sienten lejos del lugar donde se originan; aunque sean fuertes solo causan alarma entre los vecinos del lugar y excepcionalmente daños a las personas, pero con frecuencia agrietan casas en Tacubaya, Contreras, etc.

2.3.2 Respuesta de los suelos de la cuenca

Varios sismos con magnitudes mayores de 6 originados fuera de la cuenca (con distancias epicentrales de hasta 400 km) se han sentido en ella con muy altas intensidades. En cambio en otras partes del mundo a distancias epicentrales mayores de 100 km se verifica una gran atenuación del movimiento sísmico. Esto manifiesta la fuerte amplificación sísmica que hay en el Valle.

De acuerdo con Rosenblueth y Elorduy (1969) desde el punto de vista sísmico la ciudad de México es única y en ella se observa lo siguiente:

- Periodos dominantes del suelo de hasta 5 seg

- Factores de amplificación hasta de 50 en espectro de amplitudes de Fourier (Singh y Suárez, 1986); entre 10 y 15 en términos de aceleraciones espectrales con 5 % de amortiguamiento.

- Un gran efecto de interacción suelo-estructura

Los sismos con focos lejanos producen los mayores daños a estructuras localizadas en las zonas de los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco y de transición.

En el capítulo 7 se amplía la discusión de la respuesta sísmica del suelo.

2.4 Resumen y conclusiones

En este capítulo se enuncian las causas principales de los problemas de cimentación de estructuras en el Valle: a) características peculiares del subsuelo en las zonas de los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco, b) hundimiento regional, y c) alta sismicidad.

Atendiendo al tipo de suelo, tradicionalmente se distinguen tres zonas en la ciudad de México: a) lago, b) transición y c) lomas. La mayor parte de la ciudad está asentada en el fondo de los antiguos lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco. En estas zonas los depósitos de suelo consisten en arcillas muy blandas y muy compresibles ($c \approx 0.2$ a 0.4 Kg/cm^2 y $m_v \approx 0.1 \text{ cm}^2/\text{Kg}$) con características dinámicas sui generis.

Los abatimientos piezométricos por bombeo en los acuíferos (y las grandes obras de drenaje, en menor escala) provocan, además del hundimiento regional de la ciudad de México, los efectos siguientes: a) agrietamiento por enjutomiento diferencial de los depósitos de suelo; b) problemas de asentamientos no controlados en edificios cimentados sobre zapatas o cajones total o parcialmente compensados; c) en estructuras apoyadas sobre pilotes de punta se tiene el fenómeno de fricción negativa actuando en estos, lo cual disminuye notablemente su capacidad portante; d) interacción entre edificios (o casas) vecinos soportados por cimentaciones diferentes, debido a distintas magnitudes o velocidades de asentamiento entre unos y otros; e) evolución constante de las propiedades índice, mecánicas y dinámicas de las arcillas del Valle.

A diferencia de otros sitios en el mundo, en los cuales sismos con magnitudes de hasta seis o siete, generados a distancias mayores de 100 km prácticamente pasan desapercibidos, en el valle de México sismos con magnitudes de seis y con distancias epicentrales hasta de 400 km pueden producir daños importantes en la ciudad. Cuando las frecuencias dominantes de los temblores que llegan al Valle estén entre 0.25 y 1 Hz, se sienten con gran intensidad en las zonas del lago de Texcoco y de Xochimilco-Chalco. Comparando los espectros de amplitudes de Fourier de estos lagos con los de las lomas se observan factores de amplificación de hasta 50. Si se comparan los espectros de

aceleraciones este factor es entre 10 y 15. Con frecuencia es importante el efecto de interacción dinámica suelo-estructura.

En este capítulo se propone añadir, a las tres zonas en que se divide el subsuelo de la ciudad de México, la zona del lago Xochimilco-Chalco. Con base en datos históricos y la revisión de sondeos recientes se determina que la frontera irregular entre las zonas del lago de Texcoco y el lago Xochimilco-Chalco se encuentra en una recta que uniría al pueblo de Coyoacán con la iglesia de Mexicaltzingo. Hacia el sur de esta línea y hasta aproximadamente la Av Miguel A de Quevedo hay una zona de transición (fig 2.8).

Además, con base en los trabajos de Marsal y Mazari (1959), Reséndiz et al (1970) y del Castillo (1978) y sondeos recabados por el autor, se actualizan las curvas de igual profundidad a los depósitos profundos del Valle (fig 2.9).

CAPITULO 3

3. PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO. MEDICIONES DE LABORATORIO

3.1 Definiciones

Los modelos teóricos y numéricos desarrollados para el análisis del comportamiento dinámico de materiales deben alimentarse con las propiedades dinámicas de estos, las cuales pueden determinarse en el laboratorio o en el campo.

La respuesta dinámica del suelo está gobernada principalmente por el módulo de cortante dinámico, G , el porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo, D , y la relación de Poisson, μ . Un parámetro que puede ser derivado de los anteriores es el módulo de compresibilidad

volumétrica, B. Las deformaciones residuales o permanentes del suelo tienen que determinarse independientemente.

Módulo de cortante, G. La mayoría de los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas (fig 3.1). Por esta razón, el módulo G se determina en el laboratorio como el módulo secante. En la fig 3.1 se aprecia que G es función de la magnitud de la deformación.

Relación de amortiguamiento, D. Esta propiedad también depende de la magnitud de la deformación (fig 3.1). La relación es proporcional al área limitada por la curva histerética y por tanto es una medida de la capacidad de disipación de energía del material; se expresa como:

$$D = \frac{\text{área de la curva de histéresis}}{4 \pi \times \text{área OCD}} \quad \text{--- (3.1)}$$

Relación de Poisson, μ . Esta relación se puede determinar con técnicas de laboratorio y de campo. Generalmente, las primeras son más elaboradas y las segundas son difíciles de aplicar cuando el suelo esté saturado. En el caso de arcillas saturadas $\mu \approx 0.5$.

Módulo de compresibilidad volumétrica, B. Por lo general se estima a partir de G y μ por medio de la expresión:

$$B = \frac{2(1+\mu)}{3(1-2\mu)} G \quad \text{--- (3.2)}$$

Hardin y Black (1968) y Hardin y Drnevich (1972 a y b) demostraron que los factores que afectan los valores de G y D de un suelo son: a) magnitud de la deformación angular, γ ; b) esfuerzo principal efectivo medio, σ_m ; c) relación de vacíos, e ; d) número de ciclos de carga, N_{cy} ; y e) grado de saturación. También encontraron que el esfuerzo cortante octaédrico, el grado de preconsolidación, OCR, los parámetros de resistencia c y β , y el tiempo, influyen en G y D , aunque en menor medida que los factores señalados primero.

Con base en experimentos de laboratorio en diversos suelos, los autores mencionados y otros han observado que a deformaciones angulares menores de 10^{-4} %, el valor de G no cambia, sin embargo, para deformaciones mayores disminuye. Hardin y Drnevich (1972 a y b) propusieron para calcular el valor máximo de G ($\gamma = 10^{-4}$ %) la expresión general siguiente, válida para arcillas y arenos:

$$G_{max} = 1230 \frac{(2.973-e)^2}{1+e} (OCR)^a (\sigma_m)^{1/2} \quad (3.3)$$

en la cual:

- G_{max} módulo de cortante dinámico para una deformación angular en por ciento $\gamma = 10^{-4}$ % (en lb/pul²)
- σ_m $(1 + 2K_0) \sigma_v / 3$, en lb/pul²
- K_0 coeficiente de empuje de tierras en reposo
- a función del índice de plasticidad del suelo, igual a 0.5 para arcillas con IP = 100

σ_v esfuerzo vertical efectivo (en lb/pul²)

La ec 3.3 es aplicable a arcillas de baja plasticidad, de consistencia media y relaciones de vacíos en el intervalo $0.6 < e < 1.5$.

Marcuson y Wahle (1972) propusieron la ecuación empírico siguiente:

$$G_{\max} = \frac{445 (4.4 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.5} \quad \text{--- (3.4)}$$

(en KN/m²)

la cual es aplicable a arcillas blandas con relaciones de vacíos $1.5 < e < 2.5$.

Por su parte Kokusho et al. (1982) propusieron la fórmula siguiente:

$$G_{\max} = \frac{90 (7.32 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.6} \quad \text{--- (3.5)}$$

(en KN/m²)

Esta ecuación fue obtenida de resultados de ensayos hechos con muestras inalteradas de arcilla blanda cuyo índice de plasticidad variaba entre 40 y 100, y su relación de vacíos en el intervalo $1.5 < e < 4$.

Para las arcillas del valle de México ninguna de las expresiones 3.3 a 3.5 es utilizable, ya que el IP es mayor que 100 y la relación de vacíos es en general mayor que

cuatro. Sin embargo, estas relaciones empíricas indican los factores que influyen en G .

En cada tipo de prueba se inducen en el suelo ensayado deformaciones angulares dentro de diferentes intervalos (fig 3.2), por lo que es común complementar unos ensayos con otros a fin de conocer la ley de variación de G y D en el intervalo de interés.

Hardin y Drnevich, 1972 b, proponen también una expresión para la relación de amortiguamiento máxima de arcillas saturadas:

$$D_{\max} = 31 - (3 + 0.03f) \sigma_m^{0.5} + 1.5f^{0.5} - \log_{10} N \quad (3.6)$$

donde f es la frecuencia en ciclos por segundo y N el número de ciclos.

Por su parte, Seed e Idriss (1970) proponen utilizar la fig 3.3a para estimar el módulo G cuando se conoce la resistencia no-drenada del material ($s_u = q_u/2$). En caso de medir el módulo G en el campo o en el laboratorio a un nivel de deformaciones bajo ($3 \times 10^{-4} \%$), se propone la correlación de la fig 3.3b, para determinar la variación de G con la deformación. Los mismos autores proponen una correlación empírica para obtener la relación de amortiguamiento, D , en función de la magnitud de la deformación (fig 3.3c).

Todas las correlaciones y ecuaciones descritas son aproximadas y no tienen el mismo grado de validez para todos

los suelos. Lo ideal es obtener G y D para cada suelo o distintos niveles de deformaciones. En el capítulo 6 se discuten los modelos de comportamiento de arcillas.

3.2 Ensayes de laboratorio

Para determinar las propiedades dinámicas de los suelos en el laboratorio se han desarrollado varias técnicas que inducen deformaciones de diversas magnitudes (fig 3.2).

Los ensayos más utilizados son: a) columna resonante con vibración forzada o libre; b) pulsos; c) triaxial cíclica; y d) corte simple cíclico. Las dos primeras técnicas inducen en la muestra de suelo deformaciones angulares muy pequeñas (menores de 10^{-2} %), mientras que los restantes cubren el intervalo de 10^{-2} a 15%.

Aun cuando se pueden hacer ensayos en mesas vibratoras para obtener los valores de G y D de un suelo, estos son mucho más costosos que cualquiera de los anteriores. También se han ideado ensayos de torsión cíclica, pero no han sido incorporados a la práctica.

En esta tesis se presentan resultados obtenidos en los ensayos triaxial cíclico, corte simple cíclico y columna resonante a torsión. En lo que sigue se describen en general

cada una de estas pruebas y en particular los equipos empleados.

Ensayo triaxial cíclico. El ensayo triaxial cíclico consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a la relación de esfuerzos principales deseada. Posteriormente se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado), σ_d c y, o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida (normalmente cuadrada o senoidal) a la frecuencia deseada. En la fig 3.4 se muestra una cámara triaxial cíclica.

En el caso de la prueba cíclica de esfuerzo controlado, la fuerza inducida en el espécimen y su deformación axial se miden utilizando transductores de fuerza y de desplazamiento (DCDT), fig 3.4. Las señales de estos dispositivos se registran con un graficador o se graban en computadora. También es posible medir la variación de la presión de poro con un transductor de presión. Con los datos de fuerza y desplazamiento se pueden hacer gráficos del tipo mostrado en la fig 3.1 para cada ciclo de carga. En este caso se grafica esfuerzo normal vs deformación axial en lugar de τ vs γ . De

esta curva se determina el módulo secante dinámico de Young, E , y con la ec 3.7 el valor de G :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad \text{--- (3.7)}$$

Asimismo, se puede conocer el porcentaje de amortiguamiento crítico, como se explicó en la sección 3.1.

Los ensayos triaxiales cíclicos llevados a cabo fueron de esfuerzo controlado. No se midió la presión de poro durante la aplicación de la carga cíclica.

De acuerdo con la forma en que se aplique el esfuerzo desviador cíclico, σ_d cy, el ensaye triaxial se puede llevar a cabo de distintas maneras: a) en compresión solamente, con el espécimen sujeto a confinamiento hidrostático o anisotrópico, y b) en compresión y extensión, bajo confinamiento hidrostático o anisotrópico.

En la fig 3.5 se presentan de manera esquemática las variantes utilizados en este trabajo y su representación en el plano de Mohr τ vs σ_n . Se dice que la prueba cíclica es de compresión solamente cuando el esfuerzo axial mínimo es siempre mayor o igual que el esfuerzo confinante, σ_c . La prueba es de compresión y extensión cuando el esfuerzo axial

máximo es mayor que el σ_c y el mínimo menor que este valor, pero mayor que cero.

Con la prueba triaxial cíclica en sus distintas variantes, además de G y D se puede determinar el número de ciclos de esfuerzo desviador cíclico, $\sigma_d)_{cy}$, de cierta magnitud, necesario para inducir la falla y la combinación de esfuerzos estáticos y cíclicos más desfavorable.

Cabe recordar que las deformaciones angulares producidas al suelo en la prueba triaxial cíclica son mayores de $10^{-2}\%$, en el plano a 45° .

Corte simple cíclico. El ensaye de corte simple cíclico consiste en aplicar una fuerza cortante cíclica a una muestra de suelo, cilíndrica o de sección rectangular, envuelta con una membrana que a su vez es confinada por un resorte plano (slinky) o un recipiente de paredes móviles. En algunos casos la membrana se refuerza con un helicoides de alambre de acero, con el paso de la hélice prácticamente cerrado. Este tipo de membrana es el desarrollado por el Instituto Geotécnico Noruego.

En la fig 3.6 se muestra el espécimen de suelo confinado por un resorte plano. Este procedimiento para confinar el

espécimen fue desarrollado por Rendón y Casagrande (1973), y es el empleado en las pruebas aquí reportadas.

El principio de trabajo de los distintos aparatos de corte simple cíclico es similar. El aparato de corte simple cíclico (Jaime et al, 1987) empleado se muestra en la fig 3.7. A la muestra de suelo se le aplica un esfuerzo vertical, σ_v , para consolidarla; posteriormente, a través de la tapa del espécimen, la probeta se somete a una fuerza cortante cíclica usando un gato neumático. Durante la prueba se miden la fuerza cortante y el desplazamiento horizontal. Con estos datos se pueden dibujar curvas τ vs γ para cada ciclo, como las mostradas en la fig 3.1. De esta manera se pueden determinar el módulo G y la relación de amortiguamiento crítico.

La prueba de corte simple cíclico induce deformaciones angulares al espécimen de suelo mayores de $10^{-2}\%$. Un inconveniente del ensayo es que no se desarrollan totalmente los esfuerzos cortantes complementarios en las paredes del espécimen. Esto provoca, por condición de equilibrio, una redistribución de esfuerzos normales en los extremos de la probeta por lo que el estado de esfuerzos desarrollado en su interior no es totalmente de corte simple.

Ensayo de columna resonante. El ensayo de columna resonante consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionales (Richart et al, 1970; Woods, 1978). El aparato y el equipo periférico para manejarlo son más complejos y costosos que los anteriores.

En la fig 3.8 se presenta un esquema del aparato de columna resonante a torsión y del equipo eléctrico periférico empleado. Para el caso de vibración longitudinal el equipo es similar sólo que el mecanismo excitador es vertical.

El ensaye de columna resonante para determinar G y D se basa en la teoría de la propagación de ondas en barras prismáticas. De acuerdo con esta teoría la frecuencia de resonancia de una barra depende de sus condiciones de frontera; hay tres casos:

CASO I: ambos extremos libres o empotrados

$$\omega_n = \frac{n \pi}{L} c \quad \text{--- (3.8)}$$

$n = 1, 2, 3, \dots$

CASO II: un extremo empotrado y el otro libre

$$\omega_n = \frac{n \pi}{2 L} c \quad \text{--- (3.9)}$$

$n = 1, 3, 5, \dots$

CASO III: un extremo empotrado y en el otro un peso W_m

$$\frac{\omega_n L}{c} \tan \frac{\omega_n L}{c} = \frac{W_b}{W_m} \quad \text{ó} \quad \frac{I_b}{I_m} \quad \text{--- (3.10)}$$

en donde:

ω_n frecuencia circular del modo de vibración correspondiente (rad/seg)

- n modo de vibración
- L longitud de la barra (m ó cm)
- c velocidad del tipo de ondo generado en el medio que forma la barra (m/seg ó cm/seg)
- W_b, W_m pesos de la barra y de la masa sujeta en el extremo
- I_b, I_m momentos polares de inercia de las masas de la barra y del peso sujeta en el extremo

Las ecs 3.8 a 3.10 son válidas para ondas de barra longitudinales y de cortante. Para ondas de cortante la velocidad c es igual a la velocidad de onda de corte, c_s , del suelo en el campo (si el medio es homogéneo). La velocidad de onda longitudinal de barra, c_b , es diferente de la velocidad de onda compresional en el campo, c_p . Cuando la muestra se excita con ondas longitudinales es necesario que la relación longitud-diámetro del espécimen sea mayor de 2.

La frecuencia natural f_n en cps está dada por la relación:

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad \text{--- (3.11)}$$

En el ensaye de columna resonante, ya sea de torsión o longitudinal, se hace variar la frecuencia de la vibración forzada inducida en el espécimen hasta obtener la condición de resonancia para el primer modo de vibración. La resonancia es la condición en que la amplitud de vibración de respuesta del espécimen es máxima. Como se observa en las ecs 3.8 y 3.9 las frecuencias de resonancia de los modos más

altos son para el primer caso 2, 3, ... veces la frecuencia del primer modo; mientras que para el caso de la ecuación 3.9, las frecuencias de resonancia de los modos altos son 3, 5, ... veces la frecuencia del primer modo. Lo anterior es válido para cualquier tipo de onda generado, longitudinal o de torsión.

En resumen, conocida la frecuencia de resonancia y tomando en cuenta las condiciones de frontera del espécimen de suelo y el tipo de onda generado, se pueden obtener las velocidades de onda c_b ó c_s usando alguna de las ecs 3.8 a 3.10. Los módulos dinámicos G y E se obtienen con las expresiones:

$$E = \rho c_b^2 \quad - - - (3.12)$$

$$G = \rho c_s^2 \quad - - - (3.13)$$

en donde: $\rho = \gamma_m / g$

γ_m peso volumétrico del suelo

g aceleración de la gravedad

El aparato tipo Brnevich empleado aquí consiste en una cámara de confinamiento en la cual se coloca una muestra cilíndrica sujeto en su base. En la parte superior de la muestra se fija una placa en cuyos extremos opuestos se encuentran dos imanes que se introducen en sendas bobinas (fig 3.8). A través de las bobinas se hace pasar un voltaje variable con una forma de onda conocida (triangular, senoidal, etc) y cuya frecuencia se varía a voluntad. Al ser

excitadas las bobinas se genera un campo magnético variable de igual forma de onda que el voltaje, el campo provoca que los imanes se desplacen induciendo un momento torsionante cíclico en el espécimen. El arreglo del espécimen corresponde al caso de una barra empotrada en un extremo y libre en el otro. Las señales eléctricas de entrada y salida se registran en un osciloscopio.

Un acelerómetro, colocado en la placa superior de la muestra, permite conocer la aceleración de respuesta del

espécimen con respecto al tiempo. La deformación angular media inducida al espécimen se obtiene con la relación:

$$\gamma = \frac{R \cdot a_{\max}}{f^2} \quad \text{--- (3.14)}$$

en la que:

R constante que depende del diámetro y altura del espécimen de suelo

a_{\max} aceleración máxima o respuesta eléctrica máxima

f frecuencia de oscilación en cps

Es posible también determinar el amortiguamiento en vibración forzada; el método para ello es función del tipo de aparato empleado y se expresa como:

$$D = g (v_i , a_i , f_n) \quad \text{--- (3.15)}$$

donde:

v_i voltaje inducido

a_i aceleración de respuesta del suelo a la frecuencia f_n

f_n frecuencia de resonancia del modo correspondiente.

3.3 Resultados

Las pruebas realizadas se llevaron a cabo con muestras de arcilla inalteradas, obtenidas de diferentes sitios de la ciudad de México y a varias profundidades. Todas las muestras se extrajeron con tubo Shelby de 10 cm de diámetro.

Las propiedades índice y mecánicas pertinentes se proporcionan junto con los resultados del ensayo dinámico, en forma tabular o gráfica.

3.3.1 Columna resonante

Se ensayaron especímenes de suelo correspondientes a las zonas precargada y virgen del lago de Texcoco, del lago Xochimilco-Chalco y la zona de comunicación entre ambos (tabla 3.1). En general los suelos eran arcillas CH.

En las figs 3.9 a 3.29 se presentan las curvas G vs γ y D vs γ correspondientes a los ensayos de columna resonante.

Las pruebas fueron llevadas a cabo en condiciones de consolidación isotrópica. Una vez que el suelo había alcanzado el 100% de consolidación primaria, definido con el criterio de Taylor (1948), se impedía el drenaje y se hacía el ensayo cíclico. La mayoría de las muestras se consolidaron primero con una presión confinante igual al esfuerzo vertical efectivo, estimado a la profundidad media de la muestra de suelo, y considerando una distribución hidrostática de la presión de poro en el campo.

Posteriormente y para el mismo espécimen, se incrementó la presión confinante, por lo general al doble del valor anterior. Se reconsolidó el espécimen con el mismo criterio y se volvió a ensayar cíclicamente.

Como se observa en los figs 3.9 a 3.29 el módulo es casi constante a deformaciones del orden de $10^{-3}\%$; disminuye entre 10 y 20% cuando la magnitud de la deformación crece a $10^{-2}\%$. A pesar de que la excitación torsionante era muy pequeña (se inducía 10 mV a los magnetos) la deformación angular mínima de respuesta del espécimen fue siempre del orden de $10^{-3}\%$. Por ello se consideró que el valor obtenido con el mínimo voltaje que era posible aplicar (10 mV) era el correspondiente $G_{m\acute{a}x}$. Este es el valor que se da en la tabla 3.1.

Así mismo, la relación de amortiguamiento D de la tabla corresponde a la D del $G_{m\acute{a}x}$ obtenida como una función de los voltajes de entrada a las bobinas y de salida del acelerómetro. Cuando estos voltajes son muy pequeños, cualquier error en su medición afecta enormemente a los valores calculados. Por esta razón las relaciones de amortiguamiento obtenidas a deformaciones de $3 \times 10^{-2}\%$ o menores muestran gran dispersión.

En la tabla 3.1, además de las propiedades índice del suelo ensayado, se agregaron los valores de la presión de preconsolidación (obtenida en consolidación unidimensional), los parámetros c_{cu} y θ_{cu} (de ensaye triaxial CU) y el valor de la cohesión o resistencia no drenada del suelo (de ensayes triaxiales UU). Las muestras de suelo con que se hicieron los ensayes estáticos provenían las más de las veces del mismo tubo shelby de las probetas ensayadas

dinámicamente, o bien del tubo inmediato superior o inferior.

3.3.2 Ensayes triaxiales cíclicos con consolidación isotrópica

Los ensayos triaxiales cíclicos con consolidación isotrópica se llevaron a cabo con especímenes de arcilla inalterada extraídos de diferentes sitios de la ciudad de México. En la mayoría de los casos los especímenes de suelo fueron labrados del mismo tramo de suelo de los ensayados en columna resonante.

Los ensayos se realizaron consolidando la muestra de suelo a una presión confinante igual al esfuerzo vertical efectivo, a la profundidad media de la muestra en el campo. Se supuso una distribución hidrostática de la presión de poro en el campo. Se permitía que la muestra alcanzara el 100% de consolidación primaria con el criterio de Taylor, después de lo cual se impedía el drenaje y se sometía el espécimen a 30 ciclos de esfuerzo desviador, con una frecuencia de un cps. Al terminar la excitación dinámica se abrían los drenes y se dejaba reposar al suelo unos 15 min hasta que no hubiera ni cambio volumétrico ni deformación axial (lo cual ocurría entre 2 y 5 min). Se volvían a cerrar los drenes y se aplicaban otros 30 ciclos de un esfuerzo desviador cíclico mayor que el anterior, y así sucesivamente incrementando siempre el esfuerzo desviador cíclico, hasta que este fuera igual a la presión confinante como máximo. Posteriormente,

se reconsolidaba la probeta con una presión confinante mayor y se repetía el proceso de aplicación del desviador cíclico.

Estos ensayos fueron del tipo correspondiente al caso de la fig 3.5.c. De esta manera se invierte cíclicamente el sentido del esfuerzo cortante aplicado a la muestra de suelo.

En la tabla 3.2 se encuentran resumidos los resultados obtenidos. En ella se consignan, además, las propiedades índice de las muestras de suelo ensayadas.

El sistema de adquisición de datos de la cámara triaxial cíclica empleada es un graficador de plumillos de tinta. Por ello primero se hizo el registro analógico y luego la digitalización numérica visual correspondiente a cada ciclo (10 puntos por ciclo, 20 lecturas). En consecuencia las curvas esfuerzo-deformación de cada ciclo no son muy uniformes, especialmente cuando el esfuerzo desviador cíclico aplicado es muy pequeño. Sin embargo, de las curvas fue posible observar los ciclos de histéresis del suelo y obtener la relación de amortiguamiento de manera aproximada. Lo anterior condujo a calcular los valores medios de G , D y γ correspondientes a 30 ciclos de aplicación de un esfuerzo desviador. En general, el coeficiente de variación de G y γ fue menor del 10%. En cambio el correspondiente a D alcanzaba valores del 25% y mayores, lo cual refleja la imprecisión en la digitalización de los resultados.

El valor de b se obtuvo con la fórmula 3.7, suponiendo un valor de $\mu=0.5$. Los valores de D se calcularon como se explicó en la sección 3.1. La deformación angular es la máxima, la cual ocurre en el plano a 45° ; esta se estimó considerando también $\mu = 0.5$.

En ninguna de las pruebas triaxiales con consolidación isotrópica se observó que el espécimen de suelo tuviera deformaciones irreversibles, ni tampoco la falla de alguno.

En las figs 3.30 a 3.39 se encuentran las curvas G vs γ y D vs γ . En la fig 3.40 se muestran unas curvas típicas esfuerzo-deformación de los ensayos realizados. En estas últimas se puede observar claramente el comportamiento casi elástico no-lineal de las arcillas.

3.3.3 Ensayes triaxiales cíclicos con consolidación anisotrópica

Los ensayos triaxiales cíclicos con consolidación anisotrópica se llevaron a cabo consolidando los especímenes inalterados de suelo con varias relaciones de esfuerzos principales efectivos σ_1/σ_3 , desde isotrópicos ($\sigma_1/\sigma_3=1$) hasta valores superiores a 3.

Una vez consolidados los especímenes de arcilla (de acuerdo con el criterio de Taylor) se les aplicaron entre 20 y 30 ciclos de esfuerzo desviador, σ_d cy, en condiciones no-drenadas, con una frecuencia de 0.75 cps. A un mismo

especimen se le aplicaron varios niveles de esfuerzos desviadores cíclicos con amplitud siempre mayor que lo anterior; después de la aplicación de los ciclos de carga, el espécimen se dejó reposar hasta una hora con los drenes abiertos y con la relación inicial de esfuerzos principales de consolidación. En la mayoría de los casos no se observaron deformaciones posteriores de la muestra de suelo ni, consecuentemente, expulsión de agua. Después de este periodo los drenes se cerraron y se aplicó el siguiente esfuerzo cíclico de magnitud mayor.

La suma del esfuerzo desviador sostenido (esfuerzo de consolidación) más el esfuerzo cíclico se varió entre cero, para evitar esfuerzos de tensión, y 1.2 veces la resistencia del espécimen de suelo, obtenida en prueba triaxial consolidada no drenada (CU). Cuando fue posible, después de haber aplicado tres o más series de esfuerzos cíclicos con amplitudes crecientes, la muestra se llevó a la falla incrementando monótonicamente el esfuerzo desviador en condiciones no drenadas.

En la tabla 3.3 se resumen los resultados de los ensayos en muestras de suelo del lago de Texcoco. En las figs 3.41 a 3.47 se presentan las gráficas de σ vs γ .

No fue posible, por problemas de instrumentación, medir continuamente las curvas de las figs 3.48 a 3.50. De ellas sólo se conocen los puntos de inicio y de terminación, así como los puntos extremos. Estos puntos se unieron con

rectas, a fin de marcar cada ciclo de carga; en algunos casos solo se dibujaron dos o tres líneas debido a que las deformaciones axiales, ϵ_a , eran tan pequeños que las rectas se empalmaban.

Por otra parte, el módulo de deformación secante, E_s , se obtuvo con base en las rectas que unen los puntos extremos de cada ciclo. El módulo G se calculó con la ec 3.7 considerando $\mu = 0.5$.

En la tabla 3.3 se muestran los valores obtenidos para el ciclo inicial (E_1 , G_1) y el final (E_{ult} , G_{ult}). Con excepción del caso de consolidación isotrópica (tabla 3.3, muestra CSJ 5-1-1), el módulo inicial es 17 a 20% mayor que el final.

Después de cada aplicación de $\sigma_d)_{cy}$ se observa que queda en el suelo una deformación axial permanente, $\epsilon_a)_{perm}$, entre 0.05 y 1.93 % dependiendo de la relación σ_1/σ_3 y el $\sigma_d)_{cy}$. También se ve en las figs 3.48 a 3.80 que el material se comporta casi como un cuerpo elástico que exhibe deformaciones axiales recuperables entre los puntos máximos y mínimos de las curvas desde 0.25% hasta 1.5 %. Se aprecia también que a partir del segundo o tercer ciclo, el suelo acumula deformaciones axiales entre el 0.10 % y el 0.15 %.

Por otro lado, conforme la magnitud de $\sigma_d)_{cy}$ se acerca al esfuerzo desviador máximo en prueba consolidada-no drenada,

$\sigma_{dmax} > CU$ las deformaciones, tanto recuperables como permanentes, son mayores.

En las figs 3.81 a 3.90 se presentan las curvas esfuerzo-deformación estáticas correspondientes a los especímenes de suelo llevados a la falla en condiciones no drenadas después de haberlos sometido a la excitación cíclica. En la tabla 3.4 se encuentran los datos más relevantes de estos ensayos.

En la fig 3.81 se presenta, además, el resultado de un ensayo triaxial no consolidado-no drenado en un probeta de suelo virgen de la muestra 5-1. Se observa que el esfuerzo desviador máximo alcanzado es mayor para el caso de consolidación anisotrópica que para el correspondiente a consolidación hidrostática. Asimismo, la resistencia no drenada en ensayo CU es el doble de la obtenida en ensayo UU. En la tabla 3.6 también se aprecia que a mayor relación σ_1/σ_3 corresponde una deformación axial de falla, $\epsilon_a)_f$, menor (excepto en la prueba 5-1-2); esta tendencia se corrobora con el comportamiento de los otros especímenes, resumidos en la tabla 3.4.

En la fig 3.82 se dibujó también la curva esfuerzo-deformación correspondiente a una probeta de suelo virgen de la muestra 10-1 ensayada en prueba CU y consolidada con una relación de esfuerzos principales igual a uno. Como en el caso de la muestra 5-1 (fig 3.81), el $\sigma_{dmax} > CU$ es mayor cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 1$.

Por otro lado, de las figs 3.81 a 3.90 y la tabla 3.4 se desprende que el módulo de deformación tangente inicial estático, M_i , crece cuando la consolidación de las probetas de suelo se hace con una relación $\sigma_1/\sigma_3 > 1$. Es notable también que todos los especímenes fallaron con una superficie de falla bien definida. En ningún caso se presentó la falla por abarrilamiento plástica. Se observa que el módulo M_i alcanza magnitudes similares a las obtenidas en prueba triaxial cíclica, cuando el $\sigma_d)_{cy}$ tiene valores similares al $\sigma_{dmax)CU}$.

3.3.4 Ensayos de corte simple cíclico

Se ensayaron especímenes de suelo correspondientes a las zonas precargado y virgen del lago de Texcoco (tabla 3.5). Los especímenes de suelo se labraron de tramos de muestras de suelo lo más cercanas a los ensayados en columna resonante y triaxial cíclica.

Las pruebas se realizaron consolidando la muestra de suelo con un esfuerzo vertical igual al esfuerzo vertical efectivo correspondiente a su profundidad media en el campo. Se supuso una distribución hidrostática de la presión de poro. La muestra se consolidó al 100% de consolidación primaria según el criterio de Taylor. Una vez consolidados los especímenes de arcilla se les aplicaron alrededor de 30 ciclos de esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , en condiciones no drenadas, con una frecuencia de un cps. A un mismo espécimen se le aplicaron varios niveles de esfuerzos cortantes

cíclicos, con amplitud siempre mayor que la anterior; después de la aplicación de los ciclos de carga, la probeta se dejó reposar hasta 15 min con los drenes abiertos. Cuando la magnitud del esfuerzo cortante cíclico era pequeño, las deformaciones axial y volúmetrica durante el reposo fueron despreciables; no así cuando la magnitud del cortante era comparable con la resistencia del suelo (en corte simple). Cuando esto último ocurría, la expulsión de agua y la deformación axial ocurrían inmediatamente después de la apertura de los drenes.

En la tabla 3.5 se resumen los resultados de los ensayos llevados a cabo. Debido a que el registro del cortante cíclico y el desplazamiento horizontal del espécimen se hicieron con graficador, en papel, no fue posible hacer la digitalización continua de las curvas de las figs 3.91 a 3.139. De ellas sólo se conocen con precisión los puntos extremos, los cuales se unieron con rectas, a fin de marcar cada ciclo de carga.

El módulo dinámico G se obtuvo con base en las rectas que unen los puntos extremos de cada ciclo. En la tabla 3.5 se muestran los valores de G correspondientes al primero y último ciclos. Los valores de τ_{cy} corresponden al valor medio obtenido. La magnitud de la deformación angular, γ , anotada en la tabla es el valor medio entre el primero y último ciclos.

Durante la aplicación del cortante cíclico (aun cuando este alcanzara valores similares a la resistencia del suelo) nunca se observó que ocurriera pérdida de resistencia del espécimen de suelo. Es decir, no sucedió nada parecido a lo que ocurre con arenas finas saturadas cuando estas se licúan. De los resultados (figs 3.91 a 3.139) se desprende que el suelo, a mayor carga cíclica, responde deformándose más y que el módulo de cortante G se degrada con cada ciclo de carga aplicado (como en las triaxiales cíclicas anisotrópicas).

Los datos de G vs γ de los ensayos cíclicos se presentan resumidos en las figuras 3.148 y 3.149 correspondientes al lago de Texcoco preconsolidado y virgen, respectivamente. Los valores de G corresponden a los obtenidos en el primer ciclo de carga. Desafortunadamente, por falta de instrumentación adecuada, no se pudo obtener la relación de amortiguamiento del suelo.

Por otra parte, especímenes de arcilla gemelos de los ensayados cíclicamente se probaron estáticamente. Se consolidaron con el mismo esfuerzo vertical que sus homólogos y, con los drenes abiertos, se les aplicaron incrementos de esfuerzo cortante a cada 2 min. En la tabla 3.7 se resumen los resultados obtenidos. Ahí mismo se anotaron los valores de resistencia no drenada obtenidos de pruebas triaxiales UU y CU. Como se puede observar las resistencias son muy similares. En las figuras 3.140 a 3.147

se presentan las curvas esfuerzo-deformación de estos ensayos.

3.4 Influencia de la relación de esfuerzos principales de consolidación en la respuesta dinámica

Con los datos de la muestra CSJ 5-1 y Tlatelolco 18-1 (tabla 3.4), se prepararon las figs 3.150 y 3.151. En la fig 3.150 se presenta la variación del módulo de Young secante correspondiente al primer ciclo con respecto a la relación de esfuerzos principales de consolidación y la magnitud del esfuerzo desviador cíclico. Se aprecia que a mayor σ_1/σ_3 y menor σ_d/cy el módulo E_1 crece; se ve que la consolidación anisotrópica influye determinantemente en la magnitud de E_1 . Por ejemplo, para una relación $\sigma_1/\sigma_3 = 1$ (muestra CSJ 5-1, a la izquierda de la figura) el módulo es entre 2 y 3 veces menor que el correspondiente a $\sigma_1/\sigma_3 > 2$. En el intervalo (2, 3.3) esta variación se atenúa, lo que puede deberse a que el suelo en su estado natural (para el caso particular de la arcilla del Volle) tiene una relación σ_1/σ_3 alrededor de 2. Esto también se aprecia en la fig 3.151.

En la fig 3.151 se presenta la variación de E_1 normalizado con respecto al $\sigma_{dmax}^{(CU)}$ contra el esfuerzo desviador cíclico, también normalizado con respecto al esfuerzo desviador máximo obtenido en prueba CU. Los puntos correspondientes a las probetas de la muestras CSJ 5-1 se

alinearon en dos curvas diferentes (las curvas de trazos en la fig 3.451), una correspondiente a $\sigma_1/\sigma_3 > 1.8$ y la otra a valores menores. Esto indica nuevamente que la magnitud de la relación de esfuerzos principales de la arcilla en el campo es alrededor de 1.8. Se puede observar que los puntos de la muestra 18-1 (curva llena de la figura), se alinean en una sola curva, ya que las pruebas se hicieron con $\sigma_1/\sigma_3 > 1.8$. También se nota que hay una mayor dispersión de los resultados cuando $\sigma_d)_{cy}/\sigma_d)_{max)CU}$ es mayor que 0.75, seguramente porque en esta zona la curva se aproxima a un valor asintótico que deberá corresponder con el mínimo.

En la misma figura se marcan los intervalos de deformaciones angulares (en por ciento) a los que se sometieron los especímenes de suelo.

La muestra Tlatelolco 18-1 exhibe una mayor rigidez que la CSJ 5-1, debido principalmente a la diferencia en contenido de agua, 190 y 370 %, respectivamente.

En un caso (fig 3.54 b), el espécimen de arcilla estuvo a punto de fallar después de haberle aplicado 17 ciclos de un $\sigma_d)_{cy} = 1.06 \text{ kg/cm}^2$. Se dejó en reposo después del ciclo 17 y presentó una deformación diferida de 0.4% en 4 horas. Una segunda probeta de arcilla falló al 17avo. ciclo (fig 3.55) con un esfuerzo $\sigma_d)_{cy} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$. En ambos casos el esfuerzo desviador máximo, $\sigma_d)_{max} = \sigma_d)_{ci} + \sigma_d)_{cy}/2$, alcanzó un valor 12 a 15 % superior al esfuerzo desviador máximo de falla, $\sigma_d)_{max)CU}$.

Debido a que no se tenía completo la instrumentación para medir la respuesta continua de la muestra durante la aplicación de los ciclos de carga, no se pudieron dibujar los ciclos de histéresis γ , por tanto, calcular el amortiguamiento de la arcilla. En consecuencia no se estudió la influencia de la relación de esfuerzos principales de consolidación en el amortiguamiento del suelo.

3.5 Discusión de los resultados

Los resultados de G vs γ de columna resonante y triaxial cíclica con consolidación isotrópica, de muestras de suelos correspondientes, se normalizaron dividiendo G entre el valor de $G_{m\acute{a}x}$ de la prueba de columna resonante. Se dibujaron los puntos $(\gamma, G/G_{m\acute{a}x})$ y se observó que se agrupaban de acuerdo con la procedencia del suelo. En las figuras 3.152 a 3.154 se muestran los resultados para el lago de Texcoco preconsolidado, virgen y lago Xochimilco-Chalco. En estas figuras los cuadros corresponden a resultados de columna resonante y las cruces de triaxial cíclica. La agrupación en los tres sitios era de esperarse, ya que la estratigrafía, las propiedades mecánicas de las arcillas y los resultados de medición de velocidad de propagación de onda (Cap 4) así lo indicaban también.

En el lago de Texcoco preconsolidado se observa que G disminuye su valor un 20% entre $\gamma=10^{-3}$ y $\gamma=10^{-1}$ %, a partir de esta deformación G decrece rápidamente hasta alcanzar un valor de $0.25 G_{m\acute{a}x}$ a $\gamma=1\%$ (fig 3.152). Después tiende a un valor asintótico de $0.2 G_{m\acute{a}x}$. En cambio en el lago de Texcoco virgen la disminución de G es del 30% para una deformación angular de 1% (fig 3.153). El valor asintótico final parece ser similar al anterior.

En el lago Xochimilco-Chalco se manifiestan dos tendencias de agrupamiento (fig 3.154). Se requiere más información tanto de campo como de laboratorio para completar las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ .

En los tres casos se observa que existe dispersión (a pesar de que se marca el agrupamiento de los puntos). Esta dispersión se debe fundamentalmente a dos factores, el suelo y el ensaye. El contenido de agua del suelo varía punto a punto (Cap 2); a pesar de que se labraron los especímenes del mismo tramo de suelo para ensayarse en columna resonante y triaxial cíclica, podían encontrarse diferencias hasta de un 15% entre ellos. El segundo factor es el tipo de ensaye; mientras que la prueba de columna resonante aplica al suelo esfuerzos cortantes cíclicos en el plano horizontal, que varían de cero al centro del espécimen hasta un valor máximo en la periferia, el ensaye triaxial cíclico induce al suelo el cortante máximo en el plano a 45° , variando de sentido y magnitud. En columna resonante el esfuerzo normal al plano

de corte permanece constante) en cambio, en triaxial cíclica dicho esfuerzo varía. Tradicionalmente se combinan estos dos ensayos porque en ambos la consolidación es isotrópica.

Las figs 3.152 a 3.154 reflejan, además, las limitaciones de los ensayos de laboratorio para obtener las propiedades dinámicas del suelo con precisión, a pesar del cuidado que se ejerza. Esto hace reflexionar si se justifican los modelos teóricos muy complejos del comportamiento del suelo.

Como se observa en la tabla 3.1 la gran mayoría de los especímenes ensayados en columna resonante (y en triaxial cíclica isotrópica) estaban en condiciones preconsolidadas; esto mismo se desprende de la deformación volumétrica que exhibieron las muestras durante la etapa de consolidación. No así los especímenes ensayados en triaxial cíclica anisotrópica, en los que la mayoría se ensayaron en condiciones de consolidación normal.

Las pruebas triaxiales con consolidación anisotrópica señalan que para el caso de la arcilla del Valle, la relación de esfuerzos principales de consolidación tiene una influencia determinante en el valor de G . Este aspecto no ha sido tomado en cuenta como se ve en las ecs 3.3 a 3.5. Este es un tema que debe ser investigado aún más, para lo cual se requiere, por ejemplo, diseñar una columna resonante o un aparato de torsión capaces de aplicar esfuerzo desviador a la muestra de suelo durante la consolidación; no sería

posible hacerlo en ensayo triaxial cíclico o de corte simple debido a que la deformación angular que inducen al suelo estos aparatos es de magnitud grande. Así pues, de los datos anteriores no se puede afirmar ni negar que el $G_{m\acute{a}x}$ cambie en función de la relación de esfuerzos principales, hoy que demostrarlo experimentalmente. A este respecto cabe la posibilidad de que la ley de variación de G vs γ se corra hacia la derecha y tenga una disminución muy drástica en el intervalo 10^{-1} a 1% de deformación, como lo sugieren las figuras 3.41 o 3.47.

Con base en los datos de la tabla 3.3 se prepararon las figs 3.155 a 3.161. En estas se observa la variación de la deformación axial permanente en función del $(\sigma_d)_{cy}$ y la relación σ_1/σ_3 . A pesar de que en algunos casos solo se tienen dos puntos y el origen, se pueden establecer tendencias definidas de variación; así se observa que se pueden trazar líneas rectas hasta un punto en el cual la $\epsilon_a)_{perm}$ crece fuera de la proporción inicial. En la fig 3.162 se resumen los datos para $1.65 < \sigma_1/\sigma_3 < 2.14$. En esta se observa que las muestras de suelo con mayor e_c exhiben mayores deformaciones permanentes. El inverso de la pendiente de las rectas así definidas es el módulo de deformación irrecuperable del suelo sometido a carga cíclica. De los resultados analizados, el módulo varía entre 0.0004 y 0.0028 cm^2/kg para $e = 4.3$ y $e = 7.4$, respectivamente, y $20 < N < 30$ ciclos.

Con objeto de hacer una comparación contrastante del comportamiento dinámico de las arcillas del Valle con otros materiales, se llevó a cabo una prueba triaxial cíclica isotrópica y otra de columna resonante con sendas muestras de plastilina.

Los resultados obtenidos con la columna resonante se ven en la fig 3.163. En esta se observa que hay una pequeña variación del módulo G vs γ y, como era de esperarse, muy poco efecto de la presión confinante. Sin embargo, llama la atención que D vs γ tiene una dispersión despreciable respecto de la que exhiben los especímenes de arcilla. El valor de D de la plastilina es del orden de 4 veces superior al de la arcilla en el intervalo 10^{-3} a $10^{-2}\%$.

Con los datos de la probeta de plastilina ensayada en la prueba triaxial cíclica isotrópica, se dibujaron las curvas esfuerzo deformación de algunos ciclos, fig 3.164. La plastilina con la que se hizo el espécimen era más blanda que la ensayada en la columna resonante. El amortiguamiento D medido de las curvas fue en promedio 24%, con poca variación ($\pm 2\%$). Al comparar las curvas σ_d vs ϵ_n de la plastilina y de las arcillas consolidadas isotrópicamente (fig 3.40) se aprecia el comportamiento casi elástico de estas. Además, la plastilina acumuló algo de deformación axial, mientras que las arcillas no.

Los resultados obtenidos con la plastilina vuelven a poner de manifiesto la dificultad para la digitolización visual de

los registros y la poca precisión lograda a esfuerzos y deformaciones pequeños.

En el capítulo 6 se hará una comparación de G, D y sus leyes de variación para las arcillas del Valle con los de otras arcillas reportados en la literatura.

En los resultados obtenidos de las pruebas de corte simple se puede observar que, a deformaciones angulares menores de 1%, los valores de G de las muestras del lago de Texcoco virgen caen ligeramente arriba de los correspondientes a las probetas del lago precargado (figs 3.148 y 3.149). Sin embargo, a deformaciones mayores de 1 % no se puede establecer una distinción entre ambas zonas. También se ve que los módulos G de ambas zonas convergen a su valor mínimo, a deformaciones angulares mayores de 10%.

3.6 Resumen y conclusiones

En este capítulo se definieron los parámetros dinámicos del suelo más empleados; se hizo una discusión breve de los factores que influyen en estos. Se presentaron algunas correlaciones empíricas (publicadas en la literatura) para determinar el módulo de cortante máximo y la relación de amortiguamiento máxima. Además, se describieron los ensayos dinámicos de laboratorio más usados, columna resonante,

triaxial cíclico y corte simple cíclico, y se señalaron algunos de sus limitaciones. Adicionalmente, se describieron los equipos y los procedimientos de prueba utilizados para llevar a cabo las pruebas que en este mismo capítulo se reportaron. Finalmente, se hizo una discusión de los resultados obtenidos.

De los resultados de las pruebas de laboratorio se desprenden las conclusiones que se escriben a continuación.

Las arcillas del Valle tienen un comportamiento casi elástico en un amplio intervalo de deformaciones angulares (desde 10^{-4} % hasta 0.1 %), y su relación de amortiguamiento es muy baja (entre 3% y 5%) en este mismo intervalo. Cabe hacer notar que, aunque el valor absoluto del módulo G en la zona del lago de Texcoco es claramente superior para la zona preconsolidada que para la virgen (tabla 3.1), la agrupación de datos del módulo normalizado G/G_{max} no muestra diferencias muy significativas entre ambas porciones (figs 3.152 y 3.153, respectivamente). En ambas G baja aproximadamente a 80% de su valor máximo al aumentar la deformación angular de 10^{-3} a 10^{-1} %, y se reduce a 30 % del máximo al llegar la deformación a 1%. La disminución de sólo 20% de G para deformaciones hasta 10^{-1} % es una de las características peculiares de la arcilla del valle con respecto a otras, como se verá en el capítulo 6.

De los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos con consolidación isotrópica se observa que la arcilla en estas

condiciones no exhibe deformaciones irreversibles. Por contraste el suelo sí exhibe deformaciones irreversibles en ensaye triaxial con consolidación anisotrópica. En general en estos últimos ensayos se observa que la arcilla presenta una deformación permanente entre 0.05 y 1.9 %, dependiendo de la relación σ_1/σ_3 y la magnitud del esfuerzo desviador cíclico. También se observa (figs 3.48 a 3.80) que el material se comporta como un cuerpo casi elástico, exhibiendo deformaciones recuperables entre 0.25 % y 1.5 %; algo similar se ve en las pruebas triaxiales cíclicas con consolidación isotrópica.

Tanto en los pruebas de corte simple como en las triaxiales cíclicas se puede notar que el módulo de cortante G se degrada en función del número de aplicaciones de carga. Después de 20 o 30 ciclos de carga el módulo G_N en las pruebas triaxiales cíclicas es 10 a 20 % menor que el módulo del primer ciclo G_1 . En cambio en las de corte simple esta reducción, para igual número de ciclos, es hasta del 40 %, según la magnitud del cortante cíclico (a mayor cortante mayor degradación).

La relación de esfuerzos principales de consolidación influye de manera determinante en la magnitud del módulo dinámico E (por ende en G), como se aprecia en las figs 3.150 y 3.151, en las cuales puede verse que para $\sigma_1/\sigma_3=1$ el módulo es entre 2 y 3 veces menor que el correspondiente a

una relación mayor que dos. Este es un aspecto que merece una mayor investigación.

Los resultados G/G_{\max} vs γ de los ensayos de columna resonante y triaxial cíclico con consolidación isotrópica se pueden reunir en tres grupos, de acuerdo con la procedencia del suelo. Estos grupos son: lago de Texcoco preconsolidado y virgen y lago Xochimilco-Chalco (figs 3.152 a 3.154). Lo anterior concuerda con lo que señalan la estratigrafía, las propiedades mecánicas de las arcillas y los resultados de medición de velocidad de propagación de onda (Cap 4) en estas zonas.

Se observa de las figs 3.152 a 3.154 que existe dispersión en los resultados G/G_{\max} vs γ ; sin embargo, se marca el agrupamiento de los puntos. Esta dispersión se debe fundamentalmente a dos factores, el propio suelo y en menor medida al ensaye. El contenido de agua de la arcilla varía punto a punto (así como su composición, Cap 2); a pesar de que se labraron los especímenes de arcilla del mismo tramo de suelo para ensayarse en columna resonante y triaxial cíclica se encontraron diferencias hasta de 15% en el contenido de agua entre ellos; por tanto hay una componente (la más importante) de dispersión inherente al suelo. El segundo factor es el tipo de prueba y la mezcla de dos ensayos diferentes; es decir, la excitación que la columna resonante induce al suelo es diferente (en términos de esfuerzos y frecuencia de excitación) de la que produce la

triaxial cíclico (subcap 3.5). Estos dos ensayos se combinan tradicionalmente porque en ambos la consolidación del suelo es isotrópica.

Con los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos con consolidación anisotrópica se puede determinar el módulo de deformación irrecuperable de la arcilla. De los resultados analizados se obtuvo que varía entre 0.0004 y 0.0028 cm^2/kg para $e=4.3$ y $e=7.4$, respectivamente, y $20 < N < 30$ ciclos de carga.

CAPITULO 4

4. PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO. MEDICIONES DE CAMPO

4.1 Tipos de ensayos. Antecedentes

4.1.1 Introducción

Los métodos de campo para determinar las propiedades dinámicas de un depósito de suelo constan de dos partes: a) generación de una onda o tren de ondas en el suelo, y b) registro e interpretación de los efectos de dicha excitación en el terreno. La primera parte puede realizarse con fuentes diversas para generar la onda (una explosión, un golpe con un martillo pesado, un excitador mecánico, etc) y con distintos tipos de onda.

El registro involucra un problema de interpretación para identificar que el tipo de onda generado sea realmente el deseado, y otro de elección del equipo de registro.

Los métodos de campo proporcionan información relativa a la forma en que se propaga la excitación en el suelo del sitio,

lo cual aunado al tipo de onda generado y el tiempo t en que esta llega de un punto a otro determinado, permite estimar las velocidades de propagación de onda en el material. Finalmente, usando la teoría de la elasticidad se infieren las propiedades dinámicas del suelo.

En general, en el suelo se propagan dos tipos de ondas: a) ondas de cuerpo, y b) ondas de superficie. Las ondas de cuerpo pueden ser de compresión y dilatación (ondas P) y de corte (ondas S). Las ondas de superficie de más interés desde el punto de vista ingenieril son la de Rayleigh (onda R) y la de Love (onda L).

Las ondas de compresión excitan a las partículas de suelo en la dirección en que se propagan; producen en el suelo, alternativamente, dilataciones y compresiones, esto es, se transmiten produciendo cambios volumétricos. Cuando el suelo está saturado, Biot, 1956 (citado por Richart et al, 1970), encontró que se desarrollan dos tipos de ondas de compresión. Una onda se transmite a través del fluido y la otra se propaga en la estructura del material. Estas dos ondas se relacionan entre sí de acuerdo con las rigideces del sólido (estructura) y del líquido, así como con el movimiento de ambos (cambio de volumen). La velocidad de la onda de compresión en el fluido es mayor que la de la onda que se propaga a través de la estructura. Por esta razón, los métodos de campo que miden el tránsito de ondas P en el suelo cuando el material se encuentra saturado, en realidad

identifican la velocidad de compresión en el agua en lugar de aquella correspondiente a la estructura del suelo. Una más cuidadosa interpretación de los registros permitiría determinar la segunda velocidad, pero esto carece de interés práctico.

Las ondas de corte excitan las partículas de suelo en sentido perpendicular a su dirección de propagación; producen en la partícula deformaciones angulares sin cambio volumétrico. A diferencia de las ondas P, las ondas S sólo se transmiten a través de la estructura del suelo, debido a que el agua tiene una rigidez despreciable al corte.

Las ondas superficiales se transmiten en una banda angosta, limitada en su parte superior por la superficie del terreno. Las ondas R producen en la partícula de suelo un movimiento elíptico retrógrado (en el plano vertical) con respecto a la dirección de propagación de la onda. Las ondas L causan en el suelo un movimiento perpendicular a la dirección de propagación.

Cuando las ondas se transmiten en un medio estratificado, se producen nuevos tipos de ondas generados por efectos de refracción y reflexión de aquellas. Esto complica en el campo, la medición e interpretación de los registros.

En la fig 4.1 se muestran las velocidades de las ondas P, S, y R, normalizadas con respecto a la velocidad de onda de corte, como funciones de la relación de Poisson. Se

aprecia que las velocidades c_s y c_p son muy similares y que la velocidad c_p es del orden de dos veces mayor que c_s para $\mu = 0.35$ (valor típico en suelos no saturados).

Para obtener las propiedades dinámicas de los suelos en el campo existen dos métodos: el geofísico y el de oscilación forzada.

Entre las técnicas geofísicas más utilizadas en la práctica están la de refracción y la de pruebas en sondeos. El método de oscilación forzada más popular es el oscilador de masas excéntricas.

4.1.2. Ensayes

En este trabajo se usaron ensayos de refracción y pruebas en pozos. En lo que sigue sólo se describen estos métodos.

Ensaye de refracción. De la teoría de propagación de ondas en medios elásticos se sabe que una onda al viajar por un medio y chocar y pasar a otro de densidad distinta sufre reflexión o refracción. En un tren de ondas con diferentes direcciones de propagación se presentan ambos.

La reflexión consiste en el rebote de la onda en la frontera y su regreso al primer medio en una dirección con un ángulo igual al definido por las leyes de reflexión de la óptica

o leyes de Snell (ángulo de incidencia, con respecto a la perpendicular a la frontera, igual al ángulo de reflexión).

La refracción se produce cuando una onda al pasar de un medio a otro cambia su trayectoria. Este fenómeno se observa, por ejemplo, al introducir un lápiz en un vaso lleno de agua; parece como si este se doblara. La Ley de Snell relaciona la velocidad de propagación de las ondas en dos medios y los ángulos de incidencia y de refracción, y se expresa:

$$\frac{c_1}{\text{sen } i_1} = \frac{c_2}{\text{sen } i_2} \quad \text{--- (4.1)}$$

c_1, c_2 velocidad de propagación en los medios 1 y 2, respectivamente

i_1 ángulo de incidencia

i_2 ángulo de refracción

Para que el rayo refractado siga la trayectoria definida por la frontera entre los dos medios, fig 4.2, se requiere que $i_2=90^\circ$. Esto se conoce con el nombre de refracción total. La onda así refractada y a lo largo de toda su trayectoria produce ondas que regresan por el primer medio con un ángulo

igual al ángulo de incidencia llamado ángulo de incidencia crítico.

El método de refracción empleado en ingeniería civil se basa en la refracción total. De acuerdo con ello la relación de Snell (ec 4.1) para el caso de refracción total se escribe:

$$\text{sen } i_1 = \frac{c_1}{c_2} \quad \text{--- (4.2)}$$

Por condición del ensaye el ángulo de incidencia crítico, i_1 , debe ser menor de 90° , fig 4.2. Por tanto, $\text{sen } i_1$ es menor que la unidad, y consecuentemente c_1 debe ser menor que c_2 , ec 4.2. Esto implica que el método de refracción sólo puede utilizarse cuando los estratos más superficiales tienen velocidades de propogación de ondas menores que los más profundos.

En la práctica, las ondas se generan en la superficie por medio de un martillo pesado o una masa que golpea contra una placa colocada en la superficie del terreno, o bien por medio de una explosión con una carga pequeña de dinamita colocada en un barreno poco profundo (1 a 2 m). En ambos casos se generan trenes de ondas P, S, R y otras que viajan en trayectorias definidas por semiesferas concéntricas en todas direcciones. Por esta razón se genera no sólo refracción sino también reflexión, fig 4.2. Sin embargo, se puede demostrar que las ondas reflejadas toman un tiempo mayor que el requerido por la totalmente refractada para

regresar a la superficie, y por tanto la primera señal de llegada corresponde a la de la onda refractada totalmente. Los sensores para captación de la onda se llaman geófonos.

Los geófonos colocados en la cercanía de la fuente generadora de ondas captan primero las ondas que viajan directamente en el primer medio. Existe, sin embargo, una distancia crítica (d_c), con respecto a la fuente, para la cual la onda refractada y la onda directa arriban al mismo tiempo; más allá de d_c la onda refractada llega primero, fig 4.3.

El ensaye se lleva a cabo en el campo tendiendo una línea de geófonos distantes entre sí 2, 5 o más metros. Se genera un tren de ondas (golpe, explosión) en un extremo de la línea y se registra (con un graficador u osciloscopio) el tiempo de llegada de la onda a cada geófono del tendido. Después se genera otro tren de ondas en el extremo opuesto de la línea y se vuelve a registrar el tiempo de llegada de las ondas. Conociendo la distancia de cada geófono a la fuente y los tiempos t_i , se elaboran las gráficas domocrónicas, fig 4.3. Con la técnica descrita se obtienen velocidades de ondas P, las cuales se determinan como el recíproco de los pendientes de las rectas de la fig 4.3.

Las ondas se generan en uno y otro extremo del tendido de geófonos para determinar si los estratos son horizontales. Si son horizontales, las domocrónicas son simétricas, como

es el caso de la fig 4.3. El espesor del primer estrato, h , en dos estratos horizontales se determina con la relación:

$$h = \frac{d_0}{2} \left(\frac{c_2 - c_1}{c_2 + c_1} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{--- (4.3)}$$

en donde d_0 , c_2 y c_1 se obtienen de las gráficas domocrónicas (fig 4.3).

Si las gráficas tiempo-distancia son asimétricas el contacto entre ambos estratos es inclinado. Existen expresiones para determinar tanto el echado del contacto como las velocidades de propagación en los materiales de ambos estratos (PEMEX, 1975; Mooney, 1977).

Si en la gráfica domocrónica aparecen dos rectas simétricas con respecto al centro del tendido, se trata de un medio homogéneo cuya velocidad de propagación de onda es igual al recíproco de la pendiente de cualquiera de las dos rectas.

Cuando el mecanismo de generación de ondas es un martillo o una masa pesada, la profundidad de suelo que se alcanza a explorar es de aproximadamente 30 m y depende de la sensibilidad de los geófonos y el ruido que haya en el sitio.

Toda la discusión anterior se puede extender para casos en que se tengan tres o más capas de suelo, sean horizontales o inclinadas. También se pueden determinar las velocidades de onda en cada capa y el espesor de las mismas, a través de

las curvas tomocrónicas y ciertas relaciones matemáticas (PEMEX, 1975; Nooney, 1977). Los gráficos tiempo-distancia en el caso de tres o más capas exhiben dos o más quiebres. Cuando se trata de un medio muy estratificado, la interpretación de las tomocrónicas se vuelve compleja y se requiere de gran experiencia para aprovechar al máximo la información que proporciona esta prueba.

En resumen, para obtener la velocidad de propagación de onda compresional P en un depósito de suelo, el método de refracción puede ser de gran utilidad. Debe notarse que el método se basa en la refracción total y por tanto su uso exige que la velocidad de los estratos profundos sea mayor que la de los superficiales. Por otra parte, en medios saturados la velocidad de onda P es difícil de medir y se requiere experiencia para interpretar los registros.

Utilizando geófonos direccionales (sensores que detectan en una sola dirección) se puede medir la velocidad de propagación de onda de corte. Un método empleado consiste en excavar una pequeña zanja en un extremo de la línea de prospección, y a lo largo de ella colocar geófonos orientados perpendicularmente a la línea. Por medio de un martillo o un péndulo se golpea sobre una placa, la cara de la zanja que se encuentra en dirección perpendicular a la línea del tendido. De esta manera se generan ondas polarizadas (es decir, que tienen una dirección preferente de oscilación, a la que corresponde una dirección preferente

de propagación) de cortante horizontales SH. Después de registrar la respuesta del suelo, se repite el ensayo golpeando la cara opuesta de la zanja, con objeto de que el registro se invierta. Comparando ambos registros se debe obtener una figura prácticamente simétrica si realmente se generaron y detectaron ondas de cortante. Con los resultados obtenidos se dibuja la gráfica tiempo-distancia, y de ella se obtienen las velocidades de ondas de corte como el recíproco de las pendientes de las rectas de dicha gráfica. Con este método se pueden alcanzar profundidades entre 15 y 30 m.

Con los valores de c_p y c_s obtenidos y usando las fórmulas

$$E = \frac{1 - \mu}{(1 - 2\mu)(1 + \mu)} c_p^2 \quad \text{--- (4.4)}$$

3.9 y 3.15 se pueden determinar los módulos E , G y la relación de Poisson μ . Con los resultados de las tomográficas se puede estimar, grosso modo, la estratigrafía del sitio. Siempre es prudente confirmar las conclusiones de un estudio de prospección por medio de sondeos.

Pruebas en pozos. Hay varios ensayos de campo para medir la velocidad de propagación de ondas de cuerpo en el suelo, haciendo pozos perforados con este propósito. En la fig 4.4 se muestran esquemáticamente las siguientes técnicas: a) pozos cruzados (cross hole), b) excitación en el pozo y

medición en la superficie (up hole), y c) excitación en la superficie y medición en el pozo (down hole).

Básicamente la técnica de pozos cruzados consiste en generar en las paredes o en el fondo de un pozo una excitación dinámica, fig 4.5. En otro sondeo, excavado a poca distancia del primero, se mide el tiempo que la perturbación requiere para llegar a él. Conocidos el tiempo y el espaciamiento entre los sondeos e identificado el tipo de onda generado se determina la velocidad de propagación de onda correspondiente, y esta se utiliza para determinar los módulos dinámicos E o G , con las fórmulas 4.4, 3.9 y 3.15. Con este método se pueden determinar las velocidades de las ondas P y S simultáneamente. Es muy útil en suelos estratificados.

Los principales componentes que intervienen en el método de pozos cruzados son: los pozos, la fuente generadora, los detectores y el equipo de registro.

Este método requiere de un mínimo de dos pozos, sin embargo, es común hacer las mediciones en varios pozos. En caso de que el sondeo requiera ademe, se pueden emplear tubos de acero, aluminio o PVC; este último y el de aluminio son preferibles. Debe buscarse que los pozos tengan poca desviación con respecto a la vertical, y en sondeos profundos puede ser necesario verificar su inclinación con un inclinómetro, ya que la distancia entre los pozos

interviene directamente en la estimación de la velocidad de onda.

Las fuentes generadoras de tipo mecánico son las más simples. De muchos ensayos se ha visto que golpear una barra hueca o tubo dentro de un pozo produce una excitación que consiste en ondas P y ondas de corte polarizadas en la dirección vertical SV; estas últimas excitan las partículas de suelo en dirección vertical mientras viajan en dirección horizontal. También se puede utilizar dinamita para generar la excitación. Es posible insertar una barra con un extremo que puede asegurarse contra las paredes del pozo con un mecanismo de expansión; este arreglo permite golpear la barra hacia abajo o hacia arriba, lo cual ayuda a identificar la llegada de las ondas SV con precisión. En la fig 4.6 se ve el efecto de la inversión del sentido del golpe en el registro.

Para detectar la llegada de las ondas en los pozos receptores se utilizan geófonos direccionales. El problema básico consiste en fijarlos y orientarlos correctamente en

el fondo del pozo o a la profundidad a la que se genere la excitación.

El sistema de registro puede ser un osciloscopio o un registrador de varios canales, que pueda detectar los tiempos con precisión de 0.2 milisegundos.

El método de pozos cruzados permite obtener las propiedades dinámicas de suelos estratificados de manera confiable. La interpretación de la prueba es sencilla y el método no ofrece dificultades (Stokoe y Woods, 1972; Woods, 1978).

La técnica de up hole, fig 4.4b, consiste en producir una excitación dinámica en el pozo a distintas profundidades (generalmente con dinamita). En la superficie se coloca un arreglo de geófonos (uni o multidireccionales) con los cuales se detecta el tiempo de llegada de las ondas. Conocida la profundidad a la que se provocó la excitación y el tiempo de llegada a los geófonos se calcula la velocidad de propagación de onda c_p o c_s , según el caso. La interpretación de los resultados es más difícil que con el método anterior; además, solo proporciona valores medios de la propagación de las ondas en el depósito.

El método down hole (fig 4.4c) consiste en generar ondas de cortante polarizadas en la superficie del suelo, junto al brocal del pozo. En este, previamente, se coloca una sarta de geófonos (multidireccionales), los cuales se fijan firmemente a las paredes del sondeo a profundidades

determinadas. También se puede realizar con un solo geófono, el cual se fija firmemente al pozo a una profundidad determinada, por ejemplo en el fondo; se produce entonces una excitación en la superficie y se registra su llegada con el geófono; se sube un metro (o la distancia deseada), se produce otra excitación y se registra, y así sucesivamente hasta llegar a la superficie. Para poder fijar los geófonos en el pozo en suelos blandos o sueltos se requiere utilizar además de aluminio o de PVC.

Los geófonos registran el tiempo de llegada de la onda de corte generada en la superficie. Los tiempos de llegada se grafican contra la profundidad de cada geófono, se unen los puntos y el inverso de la pendiente (o pendientes) de la curva es la velocidad c_s . Para generar ondas S es común colocar una tablón de madera, con un peso encima, apuntando su eje longitudinal hacia el brocal (o bien, tangente a la boca del pozo), y golpear el extremo opuesto con un marro. Cambiando la dirección del golpe se puede verificar que la onda generada sea S (como en el caso del cross hole). También se pueden registrar ondas P, para lo cual basta golpear contra una placa apoyada en el suelo.

Con el método down hole sólo se requiere un pozo y se puede invertir la onda generada. Por estas razones es más económico que el de pozos cruzados e igualmente confiable,

aun cuando en suelos muy estratificados proporciona solo valores promedio.

Otra técnica, desarrollada recientemente, es la de la sonda suspendida (Suspensión PS Logging Method; Kitsunozaki, 1980; Ohya, 1984). Consiste en el uso de una sonda que se introduce en un pozo lleno de agua o fluido de perforación, suspendida de un cable a través de una polea. El cable lleva en el centro los alambres eléctricos que se conectan a la unidad de control y medición colocada en la superficie, fig 4.7. La sonda consiste en una fuente de excitación, un filtro y dos unidades de medición con dos geófonos direccionales cada una (uno horizontal y otro vertical) separadas un metro.

La fuente de excitación es un martillo solenoide electromagnético, que al ser activado produce en el agua una fuerza perpendicular al eje largo del sondeo, la que a su vez la transmite a la pared del pozo, fig 4.7. Así el pozo es excitado indirectamente a través del agua.

Las estaciones de medición están diseñadas de tal forma que su condición de flotación es neutral (o indiferente); es decir, su peso es igual al del volumen del agua o fluido de perforación que desaloja. Cuando la pared del pozo se desplaza horizontalmente por efecto del impulso dinámico generado por la fuente, tanto el fluido de perforación como las estaciones de medición de la sonda se mueven

simultáneamente. Esto es debido a que la sonda está suspendida libremente en el interior del pozo.

Para efectuar las mediciones se produce, con el excitador una excitación dinámica normal al pozo; los geófonos horizontales, alineados con la fuente, de cada estación registran el tiempo de llegada. Se produce otra onda en dirección opuesta a la primera con objeto de verificar que la onda generada sea S, además del alineamiento de los geófonos horizontales con la fuente. Como tercer paso, se produce otra onda que se detecta con los geófonos verticales. La velocidad de la onda entre las dos estaciones de medición se calcula por la diferencia entre los tiempos de llegada a cada una y su separación (ordinariamente un metro).

Este método permite hacer mediciones en pozos muy profundos (hasta 500 m), requiere sólo un pozo, es más rápido que los anteriores y puede ser empleado en suelos estratificados.

Proporciona, además, mediciones confiables (Kitsunozaki, 1980; Ohya, 1984).

4.2 Ensayes de campo

En la tabla 4.1 se proporciona la lista de los ensayos de campo que se reportan en esta tesis, y en la fig 4.8 su localización.

En las figs 4.9 a 4.19 se muestran los perfiles de velocidad c_s y c_p (en su caso) y de resistencia de cono contra la profundidad. Estos corresponden a pruebas ejecutadas a fines del año de 1986. Además, en estos sitios se tiene la información siguiente: sondeo de cono eléctrico; perfil estratigráfico; pruebas convencionales de mecánica de suelos, y en algunos pruebas dinámicas de laboratorio.

En 11 sitios se empleó el método de la sonda suspendida, en seis de éstos, además, se empleó la técnica de down hole para fines de comparación. En los lugares donde se hizo down hole, fue necesario ademar el pozo de medición con tubo de PVC; en los demás no. Sin embargo, en algunos casos se hizo la prueba de la sonda suspendida antes de colocar el ademe y

se repitió posteriormente con el ademe. Los detalles se indican en los figuras y en la tabla 4.1.

En la fig 4.20 se muestran dos perfiles idealizados de c_s vs profundidad, publicados por Rosenblueth y Elorduy, 1969 y Figueroa, 1964.

En 1974, Belzay et al publicaron los resultados de las mediciones de propagación de ondas que se hicieron en el lago de Texcoco, en el campamento de la entonces SARH, fig 4.21. Belzay et al obtuvieron que $c_s=38$ m/seg de 0 a 18 m de profundidad e igual a 50 m/seg en el intervalo de profundidad 18-30 m. Asimismo reportan una velocidad de onda compresional $c_p=940$ m/s hasta 24 m de profundidad. También determinaron que la relación de Poisson dinámica de la arcilla es prácticamente $\mu = 0.5$, valor que confirma lo publicado por otros autores (Richart, et al 1970; Woods, 1978). Por esta razón, y por los resultados de campo, en esta tesis se supone que la relación de Poisson de las arcillas en excitación dinámica es $\mu = 0.5$.

Morsal y Graue, 1969, publicaron la información concerniente a tres líneas de prospección sísmica empleando el método de refracción, llevadas a cabo en el lago de Texcoco. El suscrito supone que se refieren a velocidades de ondas c_p (compresionales), fig 4.22. Se incluyen aquí porque proporcionan una idea gruesa de las características

dinámicas de los depósitos de suelo hasta 2000 m de profundidad.

4.3 Discusión de los resultados de campo

En las figs 4.9 a 4.19 se incluye el perfil de resistencia de cono al lado del perfil de velocidad de onda de corte, así como una descripción resumida de la estratigrafía del lugar. Se observa que la sonda suspendida es capaz de identificar variaciones en la velocidad c_s debido a la presencia de estratos de arena y limos intercalados en las arcillas.

El método down hole proporciona resultados similares a los valores medios obtenidos con la sonda suspendida. En las tabla anexas a las figs 4.9, 4.10, 4.13, 4.14 y 4.17 se hizo la comparación entre las velocidades c_s obtenidas con la sonda suspendida y la técnica down hole, DH. Como se observa los valores medios de la SS son muy similares a los valores proporcionados por DH, excepción hecha de algunas mediciones en donde probablemente hubo errores debido a que la sonda quedó entre dos estratos de características contrastantes, o bien el tubo de ademe quedó suelto, como se ve particularmente en las figs 4.10 y 4.17.

Los sitios 1 a 4 (tabla 4.1) corresponden a la zona del lago de Texcoco precargado. En la tabla 4.2 se muestran los

valores medios de velocidad de onda de corte, correspondientes a la capa superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos, obtenidos con la sonda suspendida. Los valores medios correspondientes al lago virgen para las capas mencionadas se consignan en la tabla 4.3 (sitios 5 a 7, tabla 4.1). Comparando las tablas 4.2 y 4.3 se observa que en el lago precargado los valores de c_s son mayores que aquellos de la zona virgen; por ejemplo, en la FAS precargada $c_s=64$ m/s y en la FAS virgen $c_s=54$ m/s. Debe notarse, sin embargo, que cerca de la superficie hay estratos delgados de arcilla con velocidades mínimas $c_s=33$ y 30 m/s, respectivamente. La FAI tiene valores medios $c_s=180$ y 135 m/s para las zonas del lago de Texcoco precargado y virgen.

La capa superficial (entre 2 y 5 m de espesor) en la zona del lago de Texcoco tiene una velocidad media c_s entre 118 y 113 m/s. Es apreciable la diferencia de velocidades c_s entre la capa dura en la zona precargada (267 m/s) y la correspondiente a la virgen (192 m/s), probablemente debido a que en esta última zona no está muy bien definida. Llama la atención también que los depósitos profundos en el lago precargado tienen una $c_s=358$ m/s, lo cual se explica debido al hecho de que en esta última zona los depósitos se

encuentran con muchas intercalaciones de arcilla firme y limos (más que en la parte precargada).

En el lago Xochimilco-Chalco se tienen los resultados de dos sondeos, sitios 8 y 9. Es poca la información tanto estratigráfica como de mediciones de campo para establecer alguna correlación estadística, por tanto de acuerdo con la estratigrafía de cada sitio y los resultados de contenido de agua, resistencia no-drenada y cono eléctrico se dividió el sitio 8 (T1B) en cinco estratos y se obtuvo la velocidad media de propagación de onda de corte obtenida con SS para cada capa de suelo, tabla 4.4.

Similarmente el sitio 9 se dividió en siete estratos y se calculó la velocidad media de propagación de onda de corte (SS), tabla 4.5

En la zona de comunicación entre los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco se tiene sólo un sondeo de medición de propagación de ondas, sitio 10, Fr Ch, con las técnicas DH y SS, fig. 4.19.

Finalmente, en el jardín del Instituto de Ingeniería, UNAM sitio 11, se llevó a cabo un sondeo con la sonda suspendida. Este indica tres capas de materiales: de 4 a 15 m de profundidad, de 16 a 17 y de 18 a 31 m; sus velocidades medias son 220, 330 y 570 m/s, respectivamente. Contrastan estos valores con los obtenidos en la zona de los Lagos (tomando en cuenta que G es función de c_s al cuadrado). Debe

observarse que la velocidad del estrato más profundo es similar a la de los depósitos profundos del lago de Texcoco.

4.4 Comparación de los resultados de campo y de laboratorio.

De acuerdo con Larkin y Taylor (1979) Anderson (1980) y otros, las técnicas de medición de onda de corte en el campo inducen al suelo deformaciones angulares del orden de $10^{-4}\%$. Por esta razón se comparan los resultados de campo con aquellos obtenidos en el laboratorio por medio del ensayo de columna resonante.

En las figs 4.23 y 4.24 se tiene la comparación entre los módulos $G_{m\acute{a}x}$ obtenidos con la columna resonante, con muestras de suelo inalteradas, y con los módulos G obtenidos mediante la sonda suspendida y el down hole, a la profundidad media de las probetas de suelo.

La presión de confinamiento a la que fueron ensayadas las probetas de suelo correspondía al esfuerzo vertical efectivo en el campo (considerando una distribución hidrostática de la presión de poro). La mayoría de las muestras, además, se reconsolidaron a presiones confinantes mayores y se obtuvieron sus módulos. Se estimó el esfuerzo octaédrico en el campo y, extrapolando linealmente los resultados de G obtenidos con la columna resonante, se determinó el $G_{m\acute{a}x}$

correspondiente al esfuerzo normal octaédrico de campo. Se estima que es más apropiada la comparación de resultados de campo y de laboratorio en términos del esfuerzo normal octaédrico.

En las figs 4,23 y 4,24 se muestra la comparación en función del esfuerzo vertical efectivo (cuadros), y en función del esfuerzo normal octaédrico (cruces). De las figuras se desprende que, en general, los valores de G obtenidos en el laboratorio son ligeramente mayores que los obtenidos en campo con la sonda suspendida. La relación con los valores de down hole es uno a uno para magnitudes de G menores de 80 Kg/cm^2 . En ambos casos la relación mejora considerando los valores de G octaédricos.

Larkin y Taylor (1979) y Anderson (1980) reportan que los módulos obtenidos en el campo son mayores que los de laboratorio. Sin embargo, esta diferencia se hace menor cuando las velocidades c_s son del orden de 100 m/s. Los primeros autores obtienen una relación de $G_{\text{campo}}/G_{\text{lab}}$ entre 1 y 4 para $c_s=140$ y 400 m/s, respectivamente.

Los valores de c_s de las arcillas del valle de México son extraordinariamente bajos con respecto a los de otras arcillas blandas. En la literatura técnica se reportan valores de 80 m/s y más para arcillas blandas.

La dispersión obtenida entre los resultados de campo y de laboratorio puede deberse a varios factores. En el campo la c_g es el valor medio en un espesor de un metro (sección 4.1.2) y en el laboratorio la medición es puntual; el suelo en el campo está sometido a un estado de esfuerzos que en el laboratorio no se simula; el muestreo provoca alteraciones en el suelo. Algunos de estos factores afectan la respuesta del suelo en sentidos opuestos.

Independientemente de los factores anteriores se debe tomar en cuenta la influencia de los métodos de campo y de laboratorio empleados, tales como: frecuencia de excitación, excitación libre y forzada, trayectoria de esfuerzos cortantes.

En varios sondeos de SS y DH se obtuvieron algunas mediciones de 40 m/s y menores, las cuales corresponden con valores de $G_{m\acute{a}x}$ menores de 20 kg/cm^2 . De todos los ensayos de laboratorio realizados con columna resonante sólo en tres se obtuvieron módulos $G = 28 \text{ kg/cm}^2$, que corresponde a una $c_g = 48 \text{ m/s}$. Tomando en cuenta esto y los resultados de las tablas 4.2 a 4.5, en las cuales se obtuvieron valores medios mínimos del orden de 50 m/s con un coeficiente de variación (en las tres primeras tablas) menor de 10% se puede afirmar que valores de c_g menores de 40 m/s no son confiables. Debe de haber en tales casos algún error en la medición de campo, provocado por la geometría del pozo, presencia de estratos de velocidades contrastantes, sensibilidad del equipo, etc.

4.5 Resumen y conclusiones

En este capítulo se hizo una breve discusión de la propagación de ondas en el suelo. Además se describieron los ensayos de campo dinámicos más empleados en la ingeniería civil, señalando sus alcances y limitaciones.

Por otro lado, se presentaron los datos obtenidos con las técnicas de sonda suspendida y down hole en 11 sitios del valle de México. Se discutieron los resultados obtenidos y se compararon con los de laboratorio. Se hizo un análisis estadístico de velocidades de propagación de ondas de corte para las zonas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen (tablas 4.2 y 4.3). Además, se incluyeron los resultados de mediciones de campo realizadas con anterioridad (Figueroa, 1964; Rosenblueth y Elorduy, 1969; Marsal y Graue, 1969 y Belzoy et al 1974).

De las mediciones efectuadas se concluye que la técnica de down hole proporciona, con suficiente aproximación, los valores medios de velocidad de propagación de ondas de corte de los distintos estratos. La relación G_{DH} / G_{CT} es de uno para valores de G menores de 80 kg/cm^2 . La realización del ensayo en el campo es sencilla aunque tiene la desventaja de que requiere ademar el pozo, lo cual eleva su costo y toma un poco más de tiempo que el de la sonda suspendida.

La técnica de la sonda suspendida proporcionó sistemáticamente valores de c_p ligeramente menores (5%) que el down hole y la columna resonante. Esto puede deberse a la frecuencia de excitación a que trabaja el martillo solenoide (> 5 kHz), a imperfecciones en la geometría del pozo y a la propia sensibilidad del equipo. La ejecución del ensaye en el campo es sencilla y se puede realizar sin ademe, por lo cual se puede emplear el pozo de muestreo para llevarla a cabo. Esto disminuye notablemente su costo. Se requiere un tiempo de 8 horas para realizar un sondeo a 60 m de profundidad.

Tanto la sonda suspendida como el down hole son capaces de detectar estratos de suelo de poco espesor. La primera técnica lo hace mejor, ya que puede detectar estratos hasta de un metro de espesor.

El costo por inversión de la sonda suspendida es poco más de dos veces mayor que el de down hole, por lo que esta última técnica es más barata, a pesar de requerir ademe en el pozo. En cuanto a ejecución e interpretación de los ensayes, son igualmente sencillos aunque la sonda suspendida es más rápida. En sondeos de más de 40 m de profundidad la sonda suspendida es más eficiente, ya que se introduce a la máxima profundidad y se va extrayendo metro a metro, sin necesidad de fijarla y soltarla como en el geófono de la técnica down hole. Por el contrario en esta última técnica la excitación

se produce en el brocal del pozo de manera casi manual, mientras que en la sonda suspendida la excitación es eléctrica.

En los tablos 4.2 a 4.5 se proporcionan los valores medios estadísticos de velocidad de propagación de ondas de corte para el lago de Texcoco preconsolidado y virgen y dos sitios del lago Xochimilco-Chalco.

De acuerdo con los datos estadísticos de la medición de propagación de ondas, los resultados de columna resonante, la información estratigráfica de los diferentes sitios y las pruebas mecánicas convencionales, se puede afirmar que valores de c_s menores de 40 m/s para las arcillas del valle son inaceptables.

La comparación del módulo $G_{máx}$ del suelo obtenido con los dos métodos de campo empleados y los resultados de laboratorio (columna resonante) señaló una concordancia extraordinaria, tomando en cuenta que se emplearon tres diferentes técnicas.

CAPITULO 5

5. CORRELACIONES ENTRE PROPIEDADES DINAMICAS Y ESTATICAS DE LAS ARCILLAS

5.1 Propiedades dinámicas vs propiedades índice

Los resultados de $G_{m\acute{a}x}$ normalizados con la presión confinante obtenidos en ensaye de columna resonante se compararon con la relación de vacíos de consolidación de las muestras de suelo respectivas. Con estos datos se prepararon las figs 5.1 a 5.3 que corresponden al lago de Texcoco preconsolidado y virgen y al lago Xochimilco-Chalco, respectivamente. Esta agrupación en tres zonas se hizo con base en los resultados de laboratorio (Cap 3), y los perfiles estratigráficos y de propiedades mecánicas convencionales.

Para el caso del lago de Texcoco preconsolidado se obtuvo la siguiente correlación:

$$G_{\text{máx}} = [102 - 5.58(e-3)] \sigma_c \quad - - - (5.1)$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ Kg/cm}^2$

Con los datos del lago de Texcoco virgen la correlación resultó ser:

$$G_{\text{máx}} = [95.18 - 9.39(e-3)] \sigma_c \quad - - - (5.2)$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ Kg/cm}^2$

Y para el lago Xochimilco-Chalco y zona de traslape entre éste y el lago de Texcoco se tiene:

$$G_{\text{máx}} = [94.34 - 3.35(e-2)] \sigma_c \quad - - - (5.3)$$

válida para $2 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 3.6 \text{ Kg/cm}^2$

En las figs 5.1 a 5.3 se observa que hay una gran dispersión. El valor del coeficiente de correlación de las rectas ajustadas es menor que 0.43. Por tanto, estas ecuaciones deben tomarse como indicativas de los $G_{\text{máx}}$ esperados y no como sustitutos de los ensayos dinámicos de laboratorio o de campo.

Los resultados de medición de propagación de ondas S, obtenidos con la sonda suspendida, se compararon con los valores del perfil de resistencia de punta de cono de la formación arcillosa superior, en cada sitio en el que se hicieron las mediciones. En las figs 5.4 a 5.12 se muestran

los resultados de dicha comparación. Se observa que puede establecerse una relación lineal entre la velocidad de onda S y la resistencia de punta de cono eléctrico, Q_c . Se empleó, como antes, la técnica de regresión lineal por el método de mínimos cuadrados para obtener la recta ajustado que, junto con su ecuación, aparece en cada figura.

En la tabla 5.1 se resumen las correlaciones obtenidas con los datos de la sonda suspendida para los sitios SCT, CUPJ, Alameda 1, NONO, CAO, CAF, EUVI, T1D y T1B.

Al final de esta tabla y en las figs 5.13 y 5.14 se agruparon, por una parte los sitios SCT, CUPJ, Alameda 1 y NONO y por la otra CAO, CAF y EUVI, bajo las denominaciones de lago de Texcoco preconsolidado y virgen, respectivamente. Como se observa en la tabla los coeficientes de correlación indican que la dispersión de los datos es reducida.

Se procedió de manera similar con los datos de velocidad de propagación de ondas S obtenidos con la técnica de down hole. En las figs 5.15 a 5.20 se muestran los resultados. En la tabla 5.2 se resumen las correlaciones obtenidas. También se hicieron los grupos lago de Texcoco preconsolidado (SCT y CUPJ) y virgen (CAO y CAF), figs 5.21 y 5.22. Nuevamente se observa en figuras y tabla que la dispersión de los datos es reducida.

En el sitio T1D no se definió una correlación ni con los datos de la sonda suspendida ni con los de down hole. Estos

resultados confirman lo que el perfil estratigráfico de esta zona indica, se encuentran intercaladas a varias profundidades capas de suelo de diferentes propiedades.

5.2 propiedades dinámicas vs propiedades estáticas

Se hicieron ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU) con consolidación isotrópica en muestras de arcilla inalterada, de los mismos sitios y profundidades a los que se probaron especímenes de suelo en columna resonante. En muchos casos las muestras ensayadas en triaxial CU y en columna resonante eran gemelas; o bien correspondían al tramo inmediato superior o inferior del mismo tubo shelby, o al tubo inmediato superior o inferior.

Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en triaxial CU, correspondientes a presión confinante igual a la de los especímenes homólogos ensayados en columna resonante, se trataron como hipérbolas de acuerdo con Kondner (1963) y Duncan et al (1970) (citados por Desai y Christian, 1977). De esta manera las curvas esfuerzo-deformación se pueden expresar como:

$$\sigma = \frac{\epsilon}{b + a\epsilon} \quad \text{--- (5.4)}$$

o bien:

$$\frac{\epsilon}{\sigma} = b + a\epsilon \quad \text{--- (5.5)}$$

Con esta última forma de la ecuación se puede verificar fácilmente si los datos de la curva esfuerzo deformación se pueden ajustar a una hipérbola. Para ésto se dibujan los puntos de la curva experimental en un sistema de ejes coordenados ϵ/σ vs. ϵ . En caso positivo los datos deben alinearse en una recta. Haciendo un análisis de regresión lineal se obtienen los parámetros b y a . El inverso de b es igual al módulo de Young tangente inicial, y el inverso de a es la resistencia última (asintótica).

Procediendo de tal manera se obtuvieron los módulos de Young tangentes iniciales de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en triaxial CU.

Posteriormente, utilizando la ec 3.7 y suponiendo $\mu = 0.5$ se determinaron los módulos de cortante tangentes iniciales. En la fig 5.23 se muestra la comparación de los $G_{m\acute{a}x}$ obtenidos con la columna resonante (G_{din} en la figura) y los $(G_{est})_{CU}$ correspondientes, obtenidos en triaxial CU.

La correlación entre G_{din} y $(G_{est})_{cu}$ es:

$$G_{din} = 2.1 (G_{est})_{cu} \quad - - - (5.6)$$

con un coeficiente de correlación de 0.83.

Como se ve, a pesar de que hay algo de dispersión la correlación es buena.

El ajuste a una hipérbola de las curvas $\sigma-\epsilon$ de las triaxiales CU tuvo coeficientes de correlación superiores a

0.9, lo que indica una dispersión muy baja. Por tanto se puede decir que la suposición de Kondner (1963) es bastante aproximada también para el caso de las arcillas del valle de México.

5.3 Resumen y conclusiones

En este capítulo se presentaron relaciones empíricas entre el módulo de cortante dinámico G y la relación de vacíos (figs 5.1 a 5.3); la velocidad de propagación de onda S (obtenida con las técnicas de sonda suspendida y down hole) y la resistencia de punta obtenida con cono eléctrico; y el módulo de cortante dinámico $G_{máx}$ (de ensaye de columna resonante) vs el módulo de cortante tangente inicial (de ensayes triaxiales CU), fig 5.23.

Las correlaciones de $G_{máx}$ vs e_c exhiben una gran dispersión por lo que su empleo debe hacerse con reserva. Sin embargo, estas relaciones sí proporcionan una buena idea del orden de magnitud del módulo $G_{máx}$ de las arcillas más superficiales del valle.

Las correlaciones de velocidad de propagación de onda S en función de la resistencia de punta obtenida con cono eléctrico son bastante aproximadas; sin embargo, su uso debe hacerse con cautela. Además, solamente se realizaron para la formación arcillosa superior del lago de Texcoco

(preconsolidado y virgen) y para los primeros 40 m de suelo en la zona del lago Xochimilco-Chalco.

En cuanto a la correlación entre los módulos $G_{máx}$ de columna resonante, y el módulo de cortante inicial, de ensaye triaxial CU, cabe señalar que tiene buena aproximación. Sin embargo, su empleo debe hacerse también con cautela. Solo es válida para la FAS en ambas zonas del lago de Texcoco y para los primeros 40 m de suelo de la zona Xochimilco-Chalco.

Las correlaciones presentadas tienen por objeto servir de guías al ingeniero; no se sugieren como substitutos de los ensayes dinámicos de laboratorio y campo.

CAPITULO 5

5. MODELOS DE COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LAS ARCILLAS

El objetivo principal de este capítulo es buscar, entre los modelos de comportamiento de arcilla propuestos en la literatura, aquellos que representen más adecuadamente a los materiales ensayados.

Por otra parte, a la vista de los resultados de laboratorio y de campo (caps 3 y 4) se observa que hay dispersión, lo cual se debe tanto a la variación puntual del contenido de agua de la arcilla ensayada (caps 2 y 3) como a los ensayos en sí. Por este motivo, se decidió estudiar sólo los modelos que por su sencillez han sido más empleados (Desai y Christian, 1977; Fande y Zienkiewicz, 1982).

6.1 Revisión de Modelos

El estudio de leyes constitutivas o modelos del comportamiento dinámico de suelos se ha visto necesario debido, fundamentalmente, a que los suelos sometidos a ensayos cíclicos de laboratorio exhiben un comportamiento no lineal e histerético (Hardin y Drnevich 1972a; cap 3 de esta tesis).

Se han propuesto varios modelos no lineales del suelo. Entre los más empleados están la correlación empírica de Seed e Idriss (1970), el modelo hiperbólico de Hardin y Drnevich (1972b) y el modelo de Ramberg-Osgood (1943, citado por Christian y Desai, 1977). Este último fue empleado por primera vez en un análisis no lineal de respuesta sísmica del suelo por Streeter et al (1973).

Los tres modelos tienen en común que aceptan como válida la regla de Masing (1926, citado por Pande y Zienkiewicz), para idealizar la curva esfuerzo-deformación del suelo bajo carga dinámica (rama virgen y ramas de recarga y de descarga), fig 6.1.

La regla de Masing establece que si la curva esfuerzo deformación inicial (o virgen) del suelo se puede expresar como:

$$\tau = f(\gamma) \quad - - - (6.1)$$

entonces las ramas de descarga y de recarga están dadas por:

$$\frac{\tau - \tau_0}{2} = f\left(\frac{Y - Y_0}{2}\right) \quad \text{--- (6.2)}$$

Las curvas definidas por la ec 6.2 tienen la misma forma de la curva de la ec 6.1 pero están agrandadas por un factor de dos; sus puntos iniciales son los puntos en que ocurre la inversión en el sentido de aplicación del esfuerzo (puntos A y B, fig 6.1.). La rama de descarga se inicia en el punto A y encuentra a la rama virgen en el B (simétrico de A con respecto al origen). El encuentro entre las curvas es suave con una pendiente en el punto A igual en ambas. En el caso que la descarga continúe más allá de B, la rama de descarga sigue a la rama virgen. A su vez, la rama de recarga se inicia en B y termina en A.

Por otra parte, si se considera que las propiedades del suelo no se modifican en función del número de ciclos de carga y descarga (de amplitud constante), entonces el módulo de cortante del suelo se acepta que sea el módulo secante definido por:

$$G = \frac{\tau_a}{Y_a} = \frac{f(Y_a)}{Y_a} \quad \text{--- (6.3)}$$

y en general,

$$G = \frac{\tau}{Y} = \frac{f(Y)}{Y} \quad \text{--- (6.3')}$$

Las características de amortiguamiento del suelo se representan por medio de la relación de amortiguamiento, H , la cual es por definición:

$$H = \frac{1}{4\pi} \frac{dW}{W} \quad \text{--- (6.4)}$$

o bien (fig 6.2),

$$H = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{Area ACDEA}}{\text{Area ABOA}} \quad \text{--- (6.5)}$$

Es decir, dW es el área del ciclo histerético (energía de amortiguamiento) y W es la energía de deformación equivalente.

Las ecs 6.3 y 6.5 son funciones de la amplitud de la deformación angular γ (o del esfuerzo cortante τ). Estas ecuaciones quedan determinadas una vez que $f(\gamma)$ de la ec 6.1 se especifica (o bien, $g(\tau)$ si γ se hace variable dependiente) y se aplica el criterio de Masing.

6.2 Modelo empírico de Seed e Idriss

Seed e Idriss (1970), con base en resultados de laboratorio obtenidos por ellos y otros publicados en la literatura, propusieron la correlación empírica de la fig 6.3 para

determinar la variación de $G/G_{máx}$ y de la relación de amortiguamiento vs la deformación angular γ , fig 6.4.

Estos autores indican que la relación de la fig 6.3 es aproximada y que los resultados analizados presentan dispersión. La relación de la fig 6.4 también es aproximada y los datos revisados exhiben mayor dispersión que para el caso anterior.

Para emplear la relación $G/G_{máx}$ vs γ basta determinar $G_{máx}$ con alguna técnica de laboratorio o de campo. El valor de G a una deformación angular cualquiera se puede entonces estimar usando directamente la curva de la fig 6.3

La relación de amortiguamiento para un valor de γ se obtiene directamente de la fig 6.4. Para usarla no se requiere ningún dato experimental, lo cual es un gran defecto.

Las relaciones empíricas de Seed e Idriss aceptan, de manera implícita, que el comportamiento dinámico del suelo es el idealizado de la fig 6.1.

6.3 Modelo hiperbólico de Hardin-Drnevich

Hardin y Drnevich (1972 b) proponen que la rama virgen de la curva esfuerzo-deformación del suelo (ec 6.1) sea representada por una ecuación hiperbólica, fig 6.5. Esta

hipótesis se basa en el estudio de Kondner (1963), el cual muestra que la curva esfuerzo-deformación de suelos cohesivos se puede ajustar a una hipérbola con buena aproximación (lo cual también se observó en esta investigación, cap 5). Los primeros autores sugieren la ecuación:

$$\tau = \frac{G_{m\acute{a}x} \gamma}{1 + \frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_f} \gamma} \quad \text{--- (6.6)}$$

En ella:

$G_{m\acute{a}x}$ módulo tangente inicial
 τ_f resistencia del suelo al corte

Definen también una deformación angular de referencia (fig 6.5), como:

$$\gamma_r = \frac{\tau_f}{G_{m\acute{a}x}} \quad \text{--- (6.7)}$$

Substituyendo esta ecuación en la 6.6 y ésta, a su vez, en la 6.3', se obtiene la expresión del módulo de cortante secante para cualquier deformación angular:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \text{--- (6.8)}$$

Definida 6.6 se puede obtener la expresión de la relación de amortiguamiento:

$$D = \frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{1}{\frac{Y}{Y_r}} \right) \left[1 - \frac{1}{\frac{Y}{Y_r}} \ln \left(1 + \frac{Y}{Y_r} \right) \right] - \frac{2}{\pi} \quad \text{--- (6.9)}$$

o en términos de $G/G_{máx}$:

$$D = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - \frac{G}{G_{máx}}} \left[1 - \frac{\frac{G}{G_{máx}}}{1 - \frac{G}{G_{máx}}} \ln \left(\frac{1}{1 - \frac{G}{G_{máx}}} \right) \right] - \frac{2}{\pi} \quad \text{--- (6.9')}$$

Puede notarse en esta última expresión que la relación de amortiguamiento converge al valor $2/\pi$ (0.673) cuando $G/G_{máx}$ tiende a cero (o sea cuando la deformación angular tiende a un valor infinito). Este valor límite es demasiado alto de acuerdo con la experiencia (Seed e Idriss, 1970; Ishihara, 1982).

Los parámetros que definen al modelo hiperbólico de Hardin-Drnevich son el módulo de cortante máximo y la resistencia al esfuerzo cortante. Como consecuencia de aplicar el criterio de Masing, una vez definidos experimentalmente estos parámetros, la relación de amortiguamiento se obtiene directamente sin que intervenga ningún valor experimental u observado. Esta característica del modelo impide ajustar los valores de amortiguamiento obtenidos en el laboratorio. Por esta razón Hardin y Drnevich (1972 b) propusieron usar en lugar de la ec 6.9' la relación empírica siguiente:

$$D = D_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (6.10)$$

en la que $D_{m\acute{a}x}$ es la relación de amortiguamiento obtenida a gran deformación angular; o sea cuando $G/G_{m\acute{a}x}$ tiende a cero. La expresión 6.10 no es compatible con el criterio de Masing; sin embargo, introduce un nuevo parámetro ($D_{m\acute{a}x}$) que permite lograr un mejor ajuste con los datos experimentales.

Para emplear el modelo de Hardin-Drnevich basta conocer $G_{m\acute{a}x}$ y τ_f y sustituir estos valores en las ecs 6.7 y 6.8. Adicionalmente, para emplear la relación 6.10 se debe determinar $D_{m\acute{a}x}$.

Puesto que se trata de un modelo dinámico, la determinación de $G_{m\acute{a}x}$ y τ_f debe hacerse de un ensaye dinámico. En la práctica el valor de $G_{m\acute{a}x}$ se puede obtener de un ensaye de columna resonante o de uno de medición de propagación de onda en el campo (Hardin y Drnevich, 1972b; Ishihara, 1982). Es costumbre estimar τ_f de un ensaye triaxial estático que puede hacerse en condiciones drenadas o no drenadas o, si se conoce, de la ley de resistencia de Mohr-Coulomb del suelo (Hardin y Drnevich, 1972 b; Ishihara, 1982), o bien de un ensaye dinámico triaxial o de corte simple en que se lleve el espécimen a la falla (Ishihara, 1982).

Estrictamente hablando, para determinar Y_p tanto el módulo $G_{m\acute{a}x}$ como τ_f deben obtenerse de la misma curva esfuerzo-deformación de un ensaye dinámico (triaxial o de corte

simple) en que se lleve la muestra de suelo a la falla, en un tiempo equivalente al de la aplicación del esfuerzo cortante cíclico. Independientemente de que es posible hacer estos ensayos de laboratorio, habría que hacer varias pruebas llevando al suelo a la falla a distintos tiempos para observar su influencia en los parámetros $G_{máx}$ y τ_f , con objeto de hacer la elección más apropiada de estos parámetros al caso particular. Casagrande y Shanon (1948) encontraron que la resistencia del suelo sometido a una carga súbita es del orden de 1.5 a 2 veces su resistencia en ensaye convencional y su módulo secante (a 0.5 de τ_f) dos veces mayor que el del ensaye estático. Esto parece indicar que la relación entre σ/E_{sec} (o τ/G_{sec}) permanece constante, independientemente del tiempo para llevar a la falla al suelo. Alberro e Hiriart (1973) concluyen algo similar para el caso de la arcilla del Valle, ensayada en pruebas con diferente velocidad de deformación (aunque esencialmente estáticas). De ello se puede suponer que lo mismo ocurrirá para $\tau/G_{máx}$, lo cual requiere ser investigado experimentalmente.

Una forma de superar las dificultades planteadas es la siguiente: si la determinación de $G_{máx}$ se realiza en la columna resonante, entonces se tendrá la variación de G vs γ hasta la deformación angular límite del aparato (10^{-2} a 10^{-1} %); de la ec 6.8 se desprende que $G/G_{máx}$ es igual a 0.5 para $\gamma = \gamma_f$; por lo tanto, el valor de γ_f se puede obtener directamente de la curva experimental.

6.4 Modelo de Ramberg-Osgood

En el modelo de Ramberg-Osgood la rama virgen de la curva esfuerzo-deformación del suelo (ec 6.1, fig 6.1) está representada por:

$$\tau = \frac{G_y \gamma}{1 + \alpha \left(\frac{G_y \gamma}{G_y \gamma_y} \right)^{r-1}} \quad \text{--- (6.11)}$$

en la cual:

$$G_y = \frac{\tau_y}{\gamma_y}$$

Siendo τ_y y γ_y el esfuerzo cortante y la deformación angular de un punto característico de la curva virgen, α y r son unas constantes que permiten ajustar la forma y la posición de la curva.

Existen varias posibilidades para elegir el punto característico (γ_y, τ_y) . Sin embargo, es recomendable hacerlo de manera que no sea ambiguo y tenga un significado físico (Ishihara, 1982). Así, por ejemplo, Richart (1975) propone definir τ_y y γ_y como :

$$\tau_y = c_1 \tau_f \quad ; \quad \gamma_y = c_1 \frac{\tau_f}{G_{\max}} = c_1 \gamma_r \quad \text{--- (6.12)}$$

en la que c_1 es una constante menor que uno. Es decir, τ_y y γ_y son una fracción de la resistencia del suelo y de la deformación angular de referencia, respectivamente.

Hara (1980, citado por Ishihara, 1982) sugiere que τ_y y γ_y sean la resistencia al corte del suelo, τ_f , y la deformación angular de referencia, γ_r , respectivamente, tal como se planteó originalmente el modelo. Esta sugerencia es la más razonable, ya que agregar una tercera constante (c_1) arbitraria no tiene sentido. En lo que sigue se considera que $\tau_y = \tau_f$ y $\gamma_y = \gamma_r$. Sustituyendo estos valores en la ec 6.11, la expresión para la relación G/G_{\max} queda:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{G}{G_{\max}} \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{r-1}} \quad \text{--- (6.13)}$$

Una vez definida 6.11 y aplicando el criterio de Masing se obtiene que la relación de amortiguamiento es:

$$D = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \alpha \frac{\left(\frac{G}{G_{\max}} \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{r-1}}{1 + \alpha \left(\frac{G}{G_{\max}} \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{r-1}} \quad \text{--- (6.14)}$$

Combinando las ecs 6.13 y 6.14 se obtiene la expresión:

$$D = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_{\text{máx}}} \right) \quad (6.15)$$

Esta última ecuación es de forma similar a la relación empírica de Hardin-Drnevich (ec 6.10).

En resumen, en el modelo de Ramberg-Osgood se emplean cuatro parámetros para representar las propiedades dinámicas del suelo. Estos son τ_f , $G_{\text{máx}}$ (o γ_r), α y r .

τ_f y $G_{\text{máx}}$ se pueden determinar de la misma manera que la indicada para el modelo de Hardin-Drnevich. Incluso se sugiere que si se conoce la curva de $G/G_{\text{máx}}$ vs γ de un ensayo de columna resonante, directamente se tome como γ_r el valor para el cual $G/G_{\text{máx}} = 0.50$.

El parámetro α se puede determinar sustituyendo en la ec 6.13 los valores $\tau = \tau_f$ y $\gamma = \gamma_f$ ($G = \tau_f/\gamma_f$). Queda así:

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1 \quad (6.16)$$

El parámetro r puede determinarse a partir de un valor de D para cierta $G/G_{\text{máx}}$ y sustituyendo estos valores en la ec 6.15. O bien, si se conocen D y G en el momento de la falla, y por supuesto $G_{\text{máx}}$.

El modelo de Ramberg-Osgood tiene esencialmente la misma forma que el hiperbólico de Hardin-Drnevich; sin embargo, permite hacer un mejor ajuste de los datos experimentales con las constantes α y r .

6.5 Ajuste de los datos experimentales con los modelos estudiados

En las figs 6.6 a 6.8 se muestra la comparación de la variación de $G/G_{máx}$ vs γ de los sitios lago de Texcoco preconsolidado, virgen y lago Xochimilco-Chalco con la relación empírica de Seed e Idriss (1970). En estas figuras se observa que en los tres casos la relación empírica de estos autores no es aplicable para el caso de la arcilla del valle de México.

Como se explicó en el inciso 6.2, Seed e Idriss propusieron esa relación con base en datos experimentales correspondientes a suelos arcillosos de sitios muy diversos. La comparación de las figs 6.6 a 6.8 permite concluir que el comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México difiere considerablemente del de los materiales arcillosos estudiados por los autores citados.

Los resultados de la relación de amortiguamiento D vs γ (cap 3) en gran promedio parecen seguir, ligeramente por arriba, a la curva inferior de la figura 6.4, propuesta por Seed e Idriss, hasta una deformación de $2 \times 10^{-1} \%$, en la cual la cruza, figs 6.9 a 6.11. Como se discutió en el cap 3, los valores de D obtenidos en esta investigación presentaron gran dispersión y valores contradictorios, especialmente a deformaciones angulares menores de $10^{-2} \%$ por problemas de

precisión en las mediciones de voltajes muy pequeños. Sin embargo, los datos obtenidos señalan que el valor de D es pequeño (menor de 8%) para deformaciones angulares de 1 % y menores. Los valores máximos medidos de la curva histerética de ensayos triaxiales cíclicos fueron de 10 a 15 % para $\gamma=1\%$. Desafortunadamente, de los resultados obtenidos no se puede determinar la variación de D vs γ con precisión; sin embargo, se puede afirmar que la relación de amortiguamiento de la arcilla es baja.

En las figs 6.9 a 6.11 se sugiere una ley de variación de D vs γ para cada una de las zonas de los lagos.

En las figs 6.12 a 6.14 se muestran las curvas del modelo de Hardin-Drnevich ajustadas a los datos experimentales de las zonas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen y del lago Xochimilco-Chalco. El ajuste se realizó determinando por inspección el γ_r cuando $G/G_{m\acute{a}x}$ es igual a 0.5.

Para el caso del lago de Texcoco preconsolidado la ecuación es:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{0.3}} \quad \text{--- (6.17)}$$

En el lago de Texcoco virgen faltan datos de $G/G_{m\acute{a}x}$ en el intervalo de deformación de 1% a 5%, fig 6.13. Sin embargo, a la vista de la fig 6.12 se hizo una extrapolación visual

de los datos de la figura 6.13 y se obtuvo la ecuación del modelo de Hardin-Drnevich siguiente:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{0.6}} \quad \text{--- (6.18)}$$

En la figura 6.13 se dibujaron las curvas para $\gamma_r = 1, 0.8$ y 0.6% ; sin embargo, se propone esta última como la más representativa.

Como ya se discutió en el cap 3, en el lago Xochimilco-Cholco se observaron dos tendencias de agrupamiento de los valores de $G/G_{\text{máx}}$ vs γ . Aunque también hacen falta datos en el intervalo 1 a 5%, se logró hacer un buen ajuste con el modelo de Hardin-Drnevich, mediante las ecuaciones siguientes:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{0.7}} \quad \text{--- (6.19)}$$

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{0.1}} \quad \text{--- (6.19')}$$

De manera similar se hizo el ajuste de los resultados experimentales con el modelo de Ramberg-Osgood, figs 6.15 a 6.17. Se determinaron las ecuaciones siguientes:

Lago de Texcoco preconsolidado.

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + 1.757 \left(\frac{G}{G_{\text{máx}}} \frac{Y}{0.3} \right)^{1.2}} \quad \text{--- (6.20)}$$

$$\alpha = 1.757 ; \quad r = 2.2 ; \quad \gamma \gamma_r = 0.3 \%$$

Lago de Texcoco virgen

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + 1.89 \left(\frac{G}{G_{\text{máx}}} \frac{Y}{0.9} \right)^{1.1}}$$

$$\alpha = 1.89 ; \quad r = 2.1 ; \quad \gamma \gamma_r = 0.9 \%$$

Lago Xochimilco-Chalco

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + 2.783 \left(\frac{G}{G_{\text{máx}}} \frac{Y}{0.6} \right)^{1.4}} \quad \text{--- (6.22)}$$

$$\alpha = 2.783 ; \quad r = 2.4 \quad \gamma \gamma_r = 0.6 \%$$

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = \frac{1}{1 + 2.783 \left(\frac{G}{G_{\text{máx}}} \frac{Y}{0.1} \right)^{1.2}} \quad \text{--- (6.22.b)}$$

$$\alpha = 2.783 ; \quad r = 2.2 \quad \gamma \gamma_r = 0.1 \%$$

Como se puede apreciar el valor de α oscila entre 1.757 y 2.783; estos valores quedan en el límite inferior del intervalo reportado por Ishihara (1982) para arcillas.

El parámetro r varía entre 2.1 y 2.4. Estos valores quedan en la parte media del intervalo reportado por el autor citado.

Para arcillas se tiene que γ_r se encuentra entre 5×10^{-2} y 1 % (Ishihara, 1982); los valores determinados en este trabajo varían entre 0.1 y 0.9%.

Como puede apreciarse en las figs 6.12 a 6.17 se logró un buen ajuste de los resultados experimentales empleando los modelos de Hardin-Drnevich y de Ramberg-Osgood para $G/G_{\text{máx}}$ vs γ .

Para D vs γ , en la fig 6.18 se encuentran las curvas correspondientes a las arcillas de los lagos, estimadas con la relación empírica de Hardin-Drnevich, ec 6.10.

En las figs 6.19 y 6.20 se tienen las curvas D vs γ del lago de Texcoco preconsolidado y virgen y del lago Xochimilco-Chalco, respectivamente, calculadas de acuerdo con el modelo de Ramberg-Osgood, ec 6.15.

Ninguna de las figs 6.18 a 6.20 representa adecuadamente los valores experimentales, de acuerdo con los resultados de D vs γ obtenidos en el cap 3 y resumidos en las figs 6.9 a 6.11. Los valores experimentales que más se repiten en el

intervalo de 10^{-2} a 1 % de γ fueron de 4 a 8%. Por el contrario en las figs 6.18 a 6.20 se ve una variación de D muy pronunciada entre 1.5 y 15% en el intervalo mencionado, para el caso del modelo de Hardin-Drenevich, y de 2 a 24% para el modelo de Ramberg-Osgood.

6.6 Modelo hiperbólico general

Además de los modelos anteriores que siguen la regla de Masing, existen otros que no la siguen estrictamente, a los que se les puede llamar tipo Masing, tal como el de Davidenkov (Martin, 1975)

En este modelo se proponen dos ecuaciones básicas para carga y descarga:

$$\text{(carga)} \quad \frac{d\tau}{d\gamma} = G_{\text{máx}} [1 - F(\gamma - \gamma_{\text{mín}})] \quad \text{--- (6.23)}$$

$$\text{(descarga)} \quad \frac{d\tau}{d\gamma} = G_{\text{máx}} [1 - F(\gamma_{\text{máx}} - \gamma)] \quad \text{--- (6.23')}$$

Partiendo de este modelo, Martin (1975) demostró que la variación de $G/G_{\text{máx}}$ vs γ se puede escribir como:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = 1 - H(\gamma) \quad \text{--- (6.24)}$$

en la cual
$$H(\gamma) = \frac{1}{Y} \int_0^Y F(2\pi) d\pi \quad \text{--- (6.25)}$$

De hecho, $H(\gamma)$ es una función que se puede proponer con base en resultados de laboratorio. Conocida $H(\gamma)$ se determina $F(2\pi)$, diferenciando la ec 6.25. Substituyendo esta función en la ec 6.23 e integrando se obtienen las ecuaciones que representan la relación esfuerzo-deformación para carga y descarga. De esta manera también se puede obtener la relación de amortiguamiento de acuerdo con la expresión 6.5.

Como se vio en la discusión del modelo de Hardin-Drnevich, el ajuste de la curva esfuerzo-deformación (o de los resultados G vs γ) con una hipérbola es suficientemente aproximado. Por tanto, se propone como $H(\gamma)$ la función:

$$H(\gamma) = \frac{\frac{Y}{Y_r}}{a + b \frac{Y}{Y_r}} \quad \text{--- (6.26)}$$

Aceptando como válido el modelo de Martin-Davidenko, se tiene que:

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - \frac{\frac{Y}{Y_r}}{a + b \frac{Y}{Y_r}} \quad \text{--- (6.27)}$$

Esta ecuación es un modelo hiperbólico general. Obsérvese que si $a = b = 1$, la expresión se reduce a la de Hardin-Drnevich (ec 6.8).

Con los resultados de laboratorio G vs γ se hizo un ajuste para obtener los parámetros a y b . Para esto se llevó a cabo una transformación de ejes de la hipérbola de la ec 6.27, haciendo eje de las abscisas a γ/γ_r y de las ordenadas a $(\gamma/\gamma_r)/(1-G/G_{máx})$; de esta manera, si los datos experimentales se ajustan a una hipérbola, en el sistema de ejes transformados deben alinearse en una recta. La ecuación de la recta se puede obtener por medio de la técnica de mínimos cuadrados. La ordenada al origen de ésta es el parámetro a y su pendiente el b .

Procediendo de la manera descrita se obtuvo que para el lago de Texcoco preconsolidado la ecuación es:

$$\frac{G}{G_{máx}} = 1 - \frac{\frac{\gamma}{0.3}}{0.859 + 1.28 \frac{\gamma}{0.3}} \quad \text{--- (6.28)}$$

$$\gamma_r = 0.3 \% \quad a = 0.859 \quad y \quad b = 1.28$$

Con un coeficiente de correlación de la recta para determinar a y b de $R^2 = 0.744$. En la figura 6.21 se dibujó la curva definida por la ec 6.28.

Similarmente, para el lago de Texcoco virgen se obtuvo la ecuación:

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - \frac{\frac{Y}{0.6}}{0.268 + 3.106 \frac{Y}{0.6}} \quad (6.29)$$

$$\gamma_T = 0.6 \% \quad a = 0.268 \quad b = 3.106$$

Con un coeficiente de correlación $R^2 = 0.7916$. En la figura 6.22 se tiene la curva definida por esta ecuación.

Para el caso del Lago Xochimilco-Chalco, los datos se agrupan en dos tendencias, como ya se discutió. Considerando cada una de estas dos agrupaciones, el ajuste de los datos con el modelo hiperbólico general indicó una dispersión muy alta, con coeficientes de correlación menores de 0.2, por lo que no se proporcionan las ecuaciones. Lo anterior refleja la necesidad de tener una mayor cantidad de datos experimentales y una mejor definición estadística de las características estratigráficas de esta zona.

En la fig 6.21 (lago de Texcoco preconsolidado) se observa que para deformaciones angulares grandes, la relación G/G_{\max} con este modelo se vuelve asintótica al valor 0.24. Este valor se considera alto, de acuerdo con los datos experimentales. En el caso del lago de Texcoco virgen el valor de la asintota es 0.68, el cual se considera todavía más alto, fig 6.22.

Por lo anterior, de inspección de todos los datos y de los resultados obtenidos con el modelo de Hardin-Drnevich se

propone emplear los parámetros $a = 0.95$ y $b = 1.05$ en el modelo hiperbólico general (ec 6.26) para los tres sitios en los que se agruparon los resultados. En las figs 6.21 a 6.23 se presentan las curvas de ellos. Obsérvese que los γ_r se mantuvieron iguales a los empleados para los modelos anteriores. De esta manera se logra, a juicio del autor, una estimación satisfactoria de la variación de $G/G_{\text{máx}}$ vs γ para los datos experimentales.

6.7 Efecto del número de ciclos de carga en el valor de G

Como se mencionó al inicio del capítulo, todos los modelos discutidos aquí consideran que el suelo no se degrada con el número de ciclos de aplicación del esfuerzo dinámico. Sin embargo, los datos experimentales, especialmente de los ensayos triaxial cíclico anisotrópico y de corte simple, muestran claramente que existe una degradación del material. Este mismo efecto ha sido obtenido por otros investigadores (Thiers y Seed, 1968; Idriss et al, 1978).

Para tomar en cuenta este efecto, Idriss et al (1978) proponen como medida de la degradación a la ecuación siguiente:

$$\delta = \frac{G_N}{G_1} = N^{-t}$$

-- (6.30)

en la cual:

- δ índice de degradación
- t parámetro de degradación
- N número de ciclo de carga de igual amplitud
- G_N módulo de cortante en el ciclo N
- G_1 módulo de cortante en el ciclo número 1

Los datos de las pruebas triaxiales cíclicas anisotrópicas muestran una tendencia de degradación similar a la ec 6.30. Considerando estos resultados, se obtuvo que para el lago de Texcoco preconsolidado el valor medio de $t = 0.0583$ (con una desviación estándar de 0.0432 en una muestra de 83 elementos). Para el caso del lago de Texcoco virgen se tiene la media de $t = 0.0205$ (con una desviación estándar de 0.0075 en una muestra de cuatro elementos).

En el lago Xochimilco-Chalco no se cuenta con datos para obtener el valor de t . Se sugiere como buena estimación el mismo valor que para el lago de Texcoco virgen.

El módulo de cortante G_N se estima multiplicando al G_1 por el parámetro δ . El G_1 se obtiene de alguno de los modelos de los incisos anteriores a la deformación angular bajo consideración, y el parámetro δ del enésimo ciclo se estima de la expresión 6.30. En el caso de un análisis numérico por computadora se tiene que llevar la cuenta del número del ciclo de aplicación de la carga.

6.8 Resumen y conclusiones

En este capítulo se discutieron los modelos dinámicos empíricos de Seed e Idriss (1970), de Hardin-Drnevich (1972 b) y de Ramberg-Osgood (1943). Se plantearon las hipótesis de cada modelo; se indicó el procedimiento para obtener los parámetros que definen a las ecuaciones de éstos, y se comentaron algunas de sus limitaciones.

Los resultados experimentales se compararon con los modelos estudiados. Así, se obtuvieron las ecuaciones que mejor los representan, tanto para la variación de $G/G_{\text{máx}}$ vs γ como para D vs γ .

Estos modelos se eligieron porque han sido los más utilizados por su sencillez. Además, la dispersión en los resultados de laboratorio y campo (causada por la variación puntual del contenido de agua de la arcilla y por el tipo de ensaye) no justifica el empleo de modelos más sofisticados.

Se propone un modelo hiperbólico general, tipo Masing, que representa más adecuadamente el comportamiento de la arcilla del Valle observado en el laboratorio.

Por otra parte, se discute el efecto del número de ciclos de igual amplitud de esfuerzo cortante cíclico en el valor de G , tomando en consideración el trabajo de Idriss et al (1978).

La variación empírica de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ propuesta por Seed e Idriss (1970) cae muy por abajo de los resultados obtenidos (figs 6.6 a 6.8), por lo cual no es aplicable a la arcilla del Valle. Esa relación empírica se obtuvo con base en datos de materiales arcillosos de varios sitios (esencialmente arcillas con $w < 100\%$ e $IF < 50\%$); la comparación de los resultados obtenidos y esta relación permite observar que el comportamiento dinámico de la arcilla del Valle es atípico. Esto coincide con la discusión del inciso 3.5 de esta tesis.

Los resultados experimentales de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ se ajustaron bien al modelo de Hardin-Drnevich (figs 6.9 a 6.11), especialmente a deformaciones angulares menores que γ_r . El ajuste con el modelo de Ramberg-Osgood es mejor para deformaciones angulares de 0.1 a 0.5%. Sin embargo, con el modelo hiperbólico general propuesto se logra un mejor ajuste.

Ninguno de los modelos estudiados, ni el propuesto, representan la variación de D vs γ obtenida de los ensayos. A la vista de los resultados se proponen las relaciones empíricas de las figs 6.9 a 6.11.

La ecuación del modelo hiperbólico general con las constantes $a = 0.95$ y $b = 1.05$ puede ser utilizada para conocer la variación de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ (con los valores de γ_r señalados en las figs 6.21 a 6.23). Para ello, basta determinar el valor de $G_{m\acute{a}x}$ en el laboratorio o en el campo.

Si se obtiene el $G_{m\acute{a}x}$ en ensaye de columna resonante debe hacerse a la presi3n confinante equivalente al esfuerzo normal octa3drico en el campo (en su caso, incluyendo la acci3n de las cargas externas). Si se determina G con un ensaye de campo, el resultado de 3ste puede ser directamente aplicado para an3lisis de campo libre, sin embargo, no lo ser3 para an3lisis de interacci3n suelo-estructura, ya que el estado de esfuerzos inicial del suelo se modifica por las acciones externas, y por tanto su $G_{m\acute{a}x}$.

En el cap 4 se compararon los resultados de campo y de laboratorio. Ah3 se observ3 que la relaci3n $G_{m\acute{a}x}(\text{campo})/G_{m\acute{a}x}(\text{lab})$ es pr3cticamente unitaria. Para otras arcillas esta relaci3n es mayor. Por ello al utilizar para otras arcillas las curvas de variaci3n de G con la deformaci3n angular se hace un ajuste multiplicando por el valor de esta relaci3n al valor de G obtenido a la deformaci3n angular correspondiente (Anderson, 1980). De esta manera, se dice, se toma en cuenta el efecto de la relaci3n de esfuerzos principales de consolidaci3n que existe en el campo y la alteraci3n del suelo al muestrearlo. Los resultados de las pruebas triaxiales con consolidaci3n anisotr3pica parecen indicar que la relaci3n $G/G_{m\acute{a}x}$ de la arcilla del Valle se mueve hacia la derecha y por la comparaci3n entre los datos de laboratorio y campo parece que el $G_{m\acute{a}x}$ no se altera. Este aspecto merece ser investigado m3s, por medio de ensayes de columna resonante con consolidaci3n anisotr3pica, para lo cual habr3 que

diseñar el aparato con el que se pueda consolidar anisotrópicamente al suelo y ensayarlo así dinámicamente.

Se recomienda utilizar la ecuación empírica 6.30 para determinar el valor de G en función del número de ciclos de carga al que se somete al suelo. El parámetro de degradación medio, t , que se obtuvo para el lago de Texcoco preconsolidado es $t = 0.0583$; para la zona virgen $t = 0.0205$. Aun cuando no se tienen datos para determinar el valor de t del lago Xochimilco-Chalco se sugiere, como aproximación satisfactoria, el correspondiente al lago de Texcoco virgen.

CAPITULO 7

7. ANALISIS DE RESPUESTA SISMICA DEL SUELO

En este capítulo se hará uso de las propiedades dinámicas de lo orcillo del valle de México, determinadas en los capítulos anteriores para estudiar la respuesta sísmica del suelo. Se usarán como referencia los acelerogramas de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, registrados en diferentes partes de la ciudad de México.

Dado lo extenso del tema (y que no es el propósito fundamental de la tesis) se estudiará la respuesta sísmica del suelo sólo en campo libre y empleando un modelo unidimensional de propagación de ondas. Este modelo tiene ventajas y limitaciones que serán señaladas oportunamente.

7.1 Definiciones

Lo que sigue se basa principalmente en los libros de Newmark y Rosenblueth, 1971, y de Wiegel, 1970 y en el reporte NUREG-75/072 del US Department of Commerce, 1975.

El foco o hipocentro de un sismo es el punto dentro de la corteza terrestre en el que indican los cálculos que se originan las ondas sísmicas. El epicentro es la proyección vertical del foco en la superficie terrestre. Los términos distancia focal o epicentral son distancias del foco o el epicentro a un punto de interés dado, llamado estación.

La magnitud de un sismo es una medida de la energía que libera. Intensidad es una medida de la capacidad de destrucción sísmica local. A un sismo se asocia una sola magnitud en cada escala de magnitudes, mientras que su intensidad varía de estación a estación. Así, por ejemplo, el sismo del 19 de septiembre, 1985 tuvo una magnitud Richter de 8.1 e intensidades en el valle de México entre V y IX (escala de Mercalli modificada).

La escala de magnitud de Richter es la más ampliamente utilizada y se define :

$$M = \log \frac{A}{A_0} \quad (7.1)$$

donde

log logaritmo base 10

A máxima amplitud de la traza, en micras, registrada con un sismógrafo estándar Wood-Anderson, localizado en terreno

firme a 100 km del epicentro, con un periodo natural de 0.8 s, una relación de amortiguamiento de 80 % y amplificación estática de 2800.

A_0 amplitud de referencia de la trazo (una micra)

En la práctica se emplean diagramas y tablas empíricas que permiten corregir para distancias epicentrales que difieren de 100 km, y para tomar en consideración distintas condiciones del suelo en la estación de medición.

A la magnitud Richter se la llama también magnitud local, M_L . Cuando los sismos ocurren a distancias mayores de 400 o 500 km es difícil determinar su magnitud con el método descrito. Por esto Gutenberg y Richter (1956, citados por Idriss, 1985) propusieron la magnitud de onda superficial, M_S , y las magnitudes de ondas de cuerpo, m_b (de periodo corto) y m_B (de periodo largo). La magnitud local se determina a un periodo de 0.8 s, las magnitudes de ondas de cuerpo se calculan a periodos entre 1 y 5 s y la magnitud de ondas superficiales a un periodo de 20 s.

Las relaciones entre estas magnitudes se pueden establecer a través de los conceptos momento sísmico y magnitud del momento. El momento sísmico es una medida física del tamaño de un temblor, se expresa como:

$$M_0 = G A_f d \quad \text{--- (7.2)}$$

en la cual,

G módulo de cortante del material a lo largo del plano de falla (para rocas de la corteza un valor típico es 3×10^{11} dinas/cm²)

A_f área del plano de falla que se deslizó (en cm^2)

d desplazamiento medio del plano de falla (en cm)

El momento sísmico es la liga entre las dimensiones de la falla y las ondas sísmicas irradiadas debido a la ruptura de aquella. Por tanto es una medida más útil del tamaño de un temblor (tiene un significado físico).

Utilizando el concepto de momento sísmico Kanamori (1977) y Hanks y Kanamori (1979) (citados por Idriss, 1985) proponen la escala de magnitud del momento, la que se calcula como:

$$M_W = 2/3 \log M_0 - 10.7 \quad - - - (7.3)$$

A diferencia de otras escalas de magnitud que reflejan la amplitud de un tipo particular de onda sísmica, la magnitud del momento está relacionada directamente con el área del plano de falla que se deslizó y la magnitud del deslizamiento. En la fig 7.1 se comparan la magnitud del momento y otras escalas de magnitud (Heaton, 1982; citado por Idriss, 1985), las líneas mostrados corresponden a los valores medios de las diferentes magnitudes de diversos sismos. En ciertas fallas (o fuentes) hay diferencias sistemáticas respecto a lo que muestra la figura. Singh (1987) ha encontrado que en promedio M_S es ligeramente mayor o igual a M_W en el intervalo de valores de esta última de 7 a 8.2, en el caso de temblores mexicanos originados en la zona de subducción. Pero aun para una fuente dada hay fluctuaciones de un temblor a otro, porque en la práctica M_W

se obtiene del registro de ondas de periodos larguísimos, y no es constante la relación de amplitudes de ondas de distinto periodo.

En la fig 7.1 se observa que todas las escalas de magnitud salvo M_W exhiben un valor límite o nivel de saturación conforme los valores de la magnitud del momento se incrementan. La magnitud local y la magnitud de onda de cuerpo de periodo corto, m_b , son casi iguales a la magnitud del momento hasta un valor de $M_W = 6$. La magnitud m_B (de onda de cuerpo de periodo largo) es igual a M_W hasta un valor de 7.5; mientras que la magnitud de ondas superficiales es casi igual a M_W en el intervalo de 6 a 8. Por lo general el tamaño de un sismo se reporta en términos de su magnitud M_L (Richter), M_S , m_b , m_B o M_W ; de ahí la utilidad de la fig 7.1.

La energía liberada por un sismo se relaciona con su magnitud Richter mediante la expresión:

$$\log E = 11.4 + 1.5 M_L \quad \text{--- (7.4)}$$

E energía, en ergios

A diferencia de las escalas de magnitud, que son medidas instrumentales, las escalas de intensidad usuales son subjetivas. La más utilizada en América es la de Mercalli modificada. Las escalas de magnitudes no tienen límites superior ni inferior (aunque pueden llegar a un nivel superior de saturación). Se han reportado sismos con una

magnitud de Richter máxima de 8.6 (sismo de Alaska, marzo 28, 1964). Por su parte la escala de Mercalli está dividida en 12 grados de intensidad, desde grado I (sismo detectado sólo por instrumentos sensibles) hasta grado XII (destrucción total).

Originalmente la escala de Mercalli se elaboró en Italia, tomando en cuenta los daños producidos por los temblores a cosas y edificios de ese país, construidos a fines del siglo pasado y principios de este, en terrenos distintos de los del valle de México. En los años 30 la escala de Mercalli fue modificada en Estados Unidos tomando en cuenta las construcciones de entonces en esta nación. Por estas razones tal escala no es rigurosamente aplicable a la ciudad de México.

La escala de intensidad de Mercalli modificada permite hacer estimaciones burdas de la magnitud de los sismos que ocurrieron antes de la aparición de los sismógrafos y acelerógrafos. Además, se pueden preparar mapas regionales que permiten estudiar la atenuación del daño con la distancia del epicentro y la extensión del área afectada por el sismo. Finalmente, a falta de registro instrumental, la escala de Mercalli se puede emplear para hacer estimaciones de la severidad del movimiento sísmico en términos de la aceleración o la velocidad máxima del terreno.

El medio más usual para describir los movimientos sísmicos del suelo es el acelerograma (fig 7.2) o registro de lo

variación de la aceleración del terreno en función del tiempo en el sitio de medición (los acelerogramas se obtienen por medio de acelerógrafos). En cada estación de medición se registran las aceleraciones en las tres direcciones (dos horizontales y una vertical). Sin embargo, para comparar cuantitativamente acelerogramas de diferentes estaciones y relacionarlos con el daño potencial a estructuras, se utilizan diferentes parámetros que caracterizan un registro dado. Los principales parámetros son: 1) aceleración, velocidad y desplazamiento máximos del terreno, 2) duración de la parte intensa del sismo y 3) espectro de respuesta e intensidad espectral.

La aceleración máxima del terreno es actualmente el parámetro más empleado para caracterizar un sismo. A pesar de ser un parámetro muy importante, no permite por sí solo determinar correlaciones entre sismos destructivos y los que no lo son; además, no indica nada acerca de la duración ni del contenido de frecuencias dominantes del evento.

Integrando el acelerograma una vez se obtiene la historia de velocidades. Integrándolo dos veces, la de desplazamientos. Conocida la evolución de la velocidad o del desplazamiento con el tiempo se pueden determinar sus máximos. La máxima velocidad tiene una mejor correlación con la energía que transmite el sismo y por tanto con su potencial de destrucción.

El estudio de muchos acelerogramas indica que en general en ellos se pueden distinguir: 1) un segmento inicial en el cual los niveles de vibración y energía se incrementan rápidamente; 2) una parte de vibración fuerte con los valores más altos; y 3) un segmento final en el cual la vibración se atenúa gradualmente. La duración del movimiento fuerte tiene particular importancia para el potencial de daño a estructuras y está íntimamente relacionada con la energía liberada por el terremoto.

Un ejemplo de la importancia de la duración de la parte intenso del sismo lo dan los registros de los sismos de Parkfield (1966) y de El Centro (1940), fig 7.3. A pesar de que la aceleración máximo del acelerograma de Parkfield es muy superior a la de El Centro, este último sismo causó un daño considerablemente mayor a las estructuras afectadas. Ello se explica observando en la fig 7.3 que la parte intensa del sismo de Parkfield tiene una duración de un segundo, mientras que la de El Centro es de 15 s.

Newmark y Rosenblueth (1976) dividen a los sismos en cuatro grupos: 1) de una sola sacudida (fig 7.3, Parkfield), 2) moderadamente largos (fig 7.3, El Centro), 3) de larga duración con períodos dominantes de vibración (fig 7.2, México), y 4) los que producen deformaciones en el terreno a gran escala (Alaska y Niigata, 1964). Estos autores indican que ha habido sismos destructivos de una sola sacudida (corta duración) como los de Agadir, 1960 y San Salvador,

1965, por lo que la duración por sí misma tampoco indica el potencial de destrucción de un terremoto. Sin embargo, en general, dada una aceleración máxima del terreno, los sismos de los grupos 2 a 4 tienen un mayor potencial destructor (los del grupo 4 lo tienen por definición).

El espectro de respuesta de un sismo es la envolvente de las respuestas máximas absolutas inducidas por el movimiento sísmico en estructuras de comportamiento lineal y de un grado de libertad, con diferentes periodos naturales de vibración pero igual amortiguamiento. La respuesta se puede dar en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento.

Los espectros de respuesta de un sismo se suelen utilizar para el diseño de estructuras y en el estudio de la amplificación local debida al suelo. Además, dan idea del contenido de frecuencias del movimiento sísmico.

Supongamos una estructura de comportamiento lineal de un grado de libertad, fig 7.4. Si se aplica una excitación sísmica $\ddot{z}(t)$ en su base, la ecuación del movimiento de la misma es:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Kx = -m\ddot{z} \quad - - - (7.5)$$

en la cual x es el desplazamiento relativo entre la estructura y su base; $m\ddot{x}$ representa la fuerza de inercia aplicada a la masa m , la cual está soportada por columnas con una rigidez equivalente, K . La disipación de la energía se supone de naturaleza viscosa (es decir, la fuerza de

amortiguamiento es proporcional a la velocidad relativa entre la masa y su base) y c es la constante de amortiguamiento.

La frecuencia circular natural, ω_n , y el porcentaje de amortiguamiento crítico, D , se expresan como :

$$\omega_n^2 = \frac{k}{m} \quad \text{--- (7.6)}$$

$$D = \frac{c}{2(km)^{1/2}} \quad \text{--- (7.7)}$$

Dividiendo la ec 7.5 entre m y sustituyendo en las ecs 7.6 y 7.7 se obtiene:

$$\ddot{x} + 2 \omega_n D \dot{x} + \omega_n^2 x = -\ddot{z} \quad \text{--- (7.8)}$$

Para cualquier excitación de la base, el desplazamiento relativo $x(t)$ puede ser calculado por medio de la integral de Duhamel:

$$x(t) = \frac{1}{\omega'_n} \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-D \omega_n (t-\tau)} \sin \omega'_n (t-\tau) d\tau \quad \text{--- (7.9)}$$

en la que

$$\omega'_n = \omega_n (1-D^2)^{1/2} \quad \text{--- (7.10)}$$

De lo ec 7.9 se colige que la respuesta relativa de la estructura se caracteriza por su frecuencia natural (o por

su periodo natural), amortiguamiento y el movimiento de la base ($\ddot{z}(t)$).

El desplazamiento relativo $x(t)$ permite determinar la fuerza cortante total V_B inducida por las columnas a la base:

$$V_B(t) = k x(t) \quad \text{--- (7.11)}$$

Derivando la ec 7.9 con respecto al tiempo se obtiene la velocidad relativa $\dot{x}(t)$.

La aceleración absoluta $\ddot{y}(t)$ de la masa m se obtiene derivando nuevamente con respecto al tiempo la ecuación obtenida para $\dot{x}(t)$ y tomando en cuenta que

$$\ddot{y}(t) = \ddot{x}(t) + \ddot{z}(t) \quad \text{--- (7.12)}$$

La aceleración absoluto es la variable más sencilla de medir durante los movimientos sísmicos; los acelerógrafos miden sensiblemente aceleraciones absolutas, las cuales permiten determinar la fuerza sísmica actuante en la masa.

En ingeniería son importantes los valores máximos absolutos de $x(t)$, $\dot{x}(t)$ y $\ddot{y}(t)$. Estas cantidades se definen como:

$$\begin{aligned} SD &= |x(t)|_{\text{máx}} \\ SV &= |\dot{x}(t)|_{\text{máx}} \\ SA &= |\ddot{y}(t)|_{\text{máx}} \quad \text{--- (7.13)} \end{aligned}$$

Aplicando un mismo movimiento sísmico $\ddot{z}(t)$ a estructuras de comportamiento lineal con diferentes periodos naturales (ω

frecuencias naturales) e iguales amortiguamientos y siguiendo el procedimiento descrito, se obtienen las envolventes de respuestas máximas de ellas. De esta manera se determinan los espectros de respuesta de un sismo dado.

Estos espectros pueden ser de desplazamiento, SD, de velocidad, SV, o de aceleración, SA.

Los amortiguamientos, tanto de estructuras como del suelo, son en general bajos, menores del 10%. En la ec 7.10 se observa que para estos niveles de amortiguamiento w'_n es prácticamente igual a w_n . Así se pueden establecer las relaciones aproximadas siguientes:

$$FSV = w_n SD \quad - - - (7.14)$$

$$PSA = w_n^2 SD \quad - - - (7.15)$$

Es decir, conocido el espectro de desplazamiento de un sismo se pueden conocer sus espectros de pseudovelocidad y de pseudoaceleración absoluta, FSV y PSA.

En la práctica los acelerogramas ($\ddot{x}(t)$) son tan irregulares que la evaluación analítica de los espectros de respuesta se debe desechar. Se recurre más bien al uso de métodos numéricos como los descritos por Newmark y Rosenblueth (1976, cap 1).

El espectro de Fourier se define como:

$$F(\omega) = \int_0^T \ddot{x}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad - - - (7.16)$$

El espectro de amplitudes de Fourier se obtiene del valor absoluto de la raíz de la suma de los cuadrados de las partes real e imaginario de $F(\omega)$:

$$FS = |F(\omega)| = \left\{ \left[\int_0^T \ddot{z}(\tau) \cos \omega \tau \, d\tau \right]^2 + \left[\int_0^T \ddot{z}(\tau) \sin \omega \tau \, d\tau \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (7.17)$$

Este espectro es utilizado por los sismólogos porque muestra las frecuencias significativas del sismo y está relacionado con la amplitud de las ondas registradas.

El espectro de amplitudes de Fourier es una medida de la energía final inducida a estructuras de comportamiento lineal sin amortiguamiento y de diferente periodo. De esto se ve que hay una relación entre el espectro de amplitud de Fourier y el espectro de velocidad relativa para $D=0$.

En términos físicos, FS es la velocidad máxima de una estructura de comportamiento lineal de un grado de libertad sin amortiguamiento en la etapa de vibración libre que sigue al sismo. Por su parte SV es la máxima velocidad durante y después del sismo. En otras palabras, se puede decir que el espectro de Fourier es el límite inferior del espectro de velocidad exacto para cero amortiguamiento.

Se hace notar que para un sismo dado existen espectros de respuesta y de amplitudes de Fourier determinados; sin embargo, para un espectro de respuesta, o de amplitudes de Fourier, dado corresponden un sinnúmero de sismos.

Para comparar mediante espectros de respuesta el potencial destructivo de diferentes sismos, Housner (1952, citado por Newmark y Rosenblueth, 1976) definió el parámetro intensidad espectral como el área bajo la curva del espectro de pseudovelocidad en el intervalo de periodos $0.1 \leq T \leq 2.5$. Este parámetro para el caso de la ciudad de México no es estrictamente aplicable, ya que en algunas zonas de ella se tienen periodos dominantes mayores de 2.5; es decir queda limitado al intervalo de periodos señalado.

Por su parte Arias, 1970 propone como una medida de la intensidad de un sismo al factor de intensidad definido como:

$$I = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} \ddot{z}^2(t) dt \quad - - - (7.18)$$

g aceleración de la gravedad

t_d duración del sismo

El mismo Arias, 1970 demuestra que este factor corresponde a la energía total almacenada al final de un sismo, en una familia de osciladores lineales no amortiguados de frecuencia variable.

Otra medida de la intensidad de un sismo es la raíz media cuadrada, rms, que se determina de

$$rms = \left[\frac{1}{t_d} \int_0^{t_d} \ddot{z}^2(t) dt \right]^{1/2} \quad - - - (7.19)$$

y es proporcional a la raíz de la intensidad de Arias.

Las medidas de intensidad de Housner, Arias y la rms son estrictamente hablando significativas para el caso de estructuras elásticas, pues dan una idea del potencial destructivo para estructuras de falla frágil; sin embargo, debe recordarse que el grado de daño que un sismo produce a estructuras dúctiles depende de la duración del movimiento, del número de ciclos de esfuerzo y la inversión de estos, y de la amplitud de vibración; por tanto, estas medidas de la intensidad de un temblor deben utilizarse para comparar el potencial de daño de sismos de aproximadamente la misma duración.

7.2 Sismos del 19 y 20 de septiembre, 1985

Los aspectos que llaman más la atención de los sismos de septiembre de 1985 son las marcadas diferencias en los registros obtenidos en las diferentes estaciones de medición, y la distribución diferencial de daños a estructuras en zonas determinadas de la ciudad (fig 7.5). Así, los acelerogramas correspondientes al sismo del 19 de septiembre, 1985, medidos en los tres estaciones de Ciudad Universitaria (figs 7.6 a 7.8), todos ellos sobre roca basáltica, indican aceleraciones máximas del terreno en los componentes horizontales, menores de 0.04g; mientras que en SCT se tiene una $a_{máx}=0.16g$, en CAO $a_{máx}=0.08g$ y en CAF $a_{máx}=0.095g$ (figs 7.2, 7.9 y 7.10). Estas últimas estaciones se encuentran en las zonas del lago de Texcoco precargado

(SCT) y virgen (CAO y CAF) con espesores medios de arcilla de 40, 58 y 45 m, respectivamente.

Lo anterior y la distribución de daños en las zonas de suelos blandos de la ciudad indica que los estratos superficiales de arcilla producen un efecto de amplificación sísmica local.

De los registros sísmicos llama particularmente la atención la duración del evento en su fase intensa (≈ 100 s) y el número de ciclos significativos (entre 20 y 30). La magnitud M_s del sismo de septiembre 19, 1985 fue de 8.1 y la del día 20 de 7.5 (Singh y Suárez, 1987). Singh y Suárez, 1987 encontraron que en el temblor del 19 hubo una gran radiación de frecuencias críticas de 0.2 a 0.5 cps hacia la ciudad de México, lo que califican como anómalo; es decir, no se había observado en sismos generados en la zona de subducción ni en otros. Las intensidades (en la escala de Mercalli Modificada) en el valle de México variaron de V en la zona de lomas, a IX en algunas partes de los lagos.

De acuerdo con Rosenblueth (1987) las intensidades del temblor del 19 no habían sido alcanzados desde 1911 y casi seguramente desde 1845 o 1858. Las aceleraciones máximas del terreno medidas en 1985 fueron más de cinco veces mayores que las que se registraron en cualquier otro temblor posterior al de julio de 1957 (aun en la zona de los lagos).

J Iglesias et al (1987) propusieron un método simplificado para la evaluación de la capacidad sísmica de edificios de concreto de altura media de la ciudad de México. Ellos compararon la resistencia al corte y el cortante actuante en cada nivel de 90 estructuras severamente dañadas por el sismo del 19 de septiembre; determinaron el valor mínimo (para cada edificio) del coeficiente sísmico, K , correspondiente a la condición de follo; adoptaron este valor como una medida de la intensidad sísmica en el sitio de cada edificio analizado. Con esta información prepararon un mapa de intensidades sísmicas en la ciudad de México correspondiente al sismo del 19 de septiembre, 1985.

Uno de los aspectos sobresalientes del estudio de Iglesias et al, 1987 es que determinan que la zona de transición entre los lagos de Texcoco y de Xochimilco-Chalco es de alto riesgo sísmico (fig 2.8). Opinan, sin demostrar estrictamente, que muchos de los daños en diferentes partes de la ciudad se debieron a la interacción lateral entre zonas de terreno firme y blando lo suficientemente cercanas para producir el rebote y superposición de las ondas superficiales, para lo cual se basan en la topografía regional, la existencia de islotes en diferentes partes del lago de Texcoco y la concentración zonal de daños.

Es discutible que los islotes que mencionan estos autores (a diferencia de los cerros de Chapultepec, del Peñón, Peñón Viejo y de la Estrella y la sierra de Guadalupe) provoquen

una interacción lateral (reflexión de ondas) significativa, ya que no son cimos de cerros, ni grandes promontorios de suelos firmes, sino rellenos de poco espesor (menores de 4 m) realizados por los pobladores de la ciudad en las épocas prehispánica y colonial, muy probablemente en bajos del lago de Texcoco que quedaban al descubierto durante épocas de sequía; o bien, rellenos realizados por el método de chinampas. Por otra parte, dichos islotes se confunden con la capa superficial que en el lago de Texcoco varía entre 2 y 5 m de espesor. Solamente en una pequeña porción dentro de la traza antigua de la ciudad se encuentra con un espesor de 11 m en la zona de la llamada Isla de los Ferros (Mazari et al, 1984); en el resto es de 5 m o menos.

En la fig 7.11 (Singh et al, 1986) se muestran los epicentros de los sismos de septiembre 19 y 20 y las zonas en las que ocurrieron las réplicas. Asimismo se presentan las localizaciones de algunas de las estaciones de medición cercanas a los epicentros; entre paréntesis se encuentran anotadas las aceleraciones máximas (en cm/s^2) para las componentes horizontales N-S y E-W y la componente vertical. Los sismos ocurrieron a distancias epicentrales respectivas de 390 y 345 km con respecto a la ciudad de México, en la costa del Pacífico, en la zona de subducción.

De acuerdo con Singh et al (1986) en la zona de lomas del valle de México, se nota una amplificación entre tres y cuatro veces (en términos del espectro de amplitudes de

Fourier) con respecto a la estación Teacalco (que se encuentra al sur y fuera del valle, fig 7.11) en el intervalo de frecuencias de $0.3 \leq f \leq 0.5$ cps. La estación Teacalco, a su vez, tiene una amplificación de 3 a frecuencias menores de 2 cps con respecto a la estación Cerro de Piedra, que se encuentra en la costa. Por su parte, comparando los espectros de amplitudes de Fourier de los acelerogramas registrados en la zona de los lagos con respecto a los de lomas se observa una amplificación entre 10 y 50, en las frecuencias de 0.2 a 0.5 cps, lo cual significa una amplificación entre 100 y 500 con respecto a la costa.

Por otro lado, en la fig 7.5 se observa que la zona de daños a estructuras en la ciudad provocados por los sismos de 1985, engloba a aquellas zonas afectadas por temblores previos. Se observa, como se demostrará en el resto de este capítulo, que hay una correlación entre las características del movimiento sísmico en cada zona de la ciudad y la combinación de espesor y propiedades dinámicas del suelo.

7.3 Análisis de respuesta sísmica del suelo del valle

7.3.1 Generalidades

La zona de mayores daños en la ciudad de México se encuentra hacia el norte de la estación de medición SCT y engloba a esta. Por tanto, sólo se tiene un registro de aceleraciones

en esa zona, correspondiente al sismo del 19 de septiembre. El suelo allí se compone de arcilla blanda con espesores de 25 a 45 m. Por lo anterior, para fines de diseño, es deseable contar con procedimientos que permitan evaluar las características de los movimientos sísmicos superficiales en aquellas partes de la ciudad en donde no se tienen registros instrumentales. De esta manera se puede estudiar la influencia de las características topográficas, de rigidez de los diferentes depósitos de suelo y de su espesor en la respuesta sísmica.

En las figs 7.12 a 7.14 se muestran cortes estratigráficos en dirección S-N, W-E (al sur de la ciudad) y W-E (al norte de la ciudad). En ellas se observa que los depósitos de arcilla son muy delgados comparados con su extensión lateral. Esto parece indicar que en la mayor parte de la ciudad la respuesta dinámica del suelo puede ser estudiado por medio de la teoría de propagación unidimensional de ondas. Además, estudios previos de Rosenblueth (1952), Herrera y Rosenblueth (1965), Seed e Idriss (1969), Romo y Jaime (1986) y Romo y Seed (1986) han demostrado que análisis de respuesta unidimensional proporcionan resultados que concuerdan razonablemente con movimientos medidos en sismos previos, y que la mayor amplificación del movimiento sísmico ocurre en los depósitos de arcilla que sobreyacen a los depósitos profundos. Por estas razones se eligió un método de análisis de respuesta unidimensional lineal

equivalente (Romo, 1977) para estudiar la respuesta sísmica del suelo de la ciudad.

Este estudio es posible porque se determinaron las características estratigráficas y dinámicas de los sitios en los que se encuentran las estaciones de acelerógrafos y de otros lugares del valle. La confiabilidad de las respuestas calculadas se evalúa comparando los resultados del análisis con los movimientos medidos en las estaciones SCT, CAO y CAF.

El modelo conceptual empleado es el que se indica en la fig 7.15. Se considera que los depósitos profundos son la base de los estratos de suelo blando y que tienen características mecánicas similares a las de los suelos y tobas de la zona de lomas. Como se vio en el cap 4, la velocidad de propagación de ondas de corte en el estrato que subyace a la roca basáltica en el jardín del Instituto de Ingeniería es alrededor de 500 m/s (estación de medición CUIF). En los depósitos profundos esta velocidad tiene valores similares en diferentes puntos de la ciudad.

Con base en las consideraciones del párrafo anterior, si se conocen los movimientos sísmicos del suelo en alguna parte de la zona de lomas, estos pueden ser trasladados a los depósitos profundos que sirven de base al suelo blando del sitio en el que se desee estimar la respuesta del suelo. Para comprobar si este modelo es adecuado, basta excitar, por ejemplo, a la base del sitio SCT con una de las señales

(o un promedio de ellas) registradas en CU y debe obtenerse una señal similar a la registrada en SCT, tomando en cuenta las características estratigráficas y propiedades mecánicas y dinámicas de este sitio. Como se demostrará adelante el modelo empleado reproduce razonablemente los espectros de respuesta medidos en SCT, CAF y CA0.

7.3.2 Método de análisis

Tomando en cuenta las consideraciones del subcap 7.3.1, el modelo teórico utilizado es el que se muestra en la fig 7.16. En lo que sigue se hace un resumen de la metodología empleada por Romo (1977). Se considera que el depósito de suelo está estratificado horizontalmente y que la excitación está compuesta únicamente por ondas de corte SH, las cuales inciden verticalmente ($\theta=0$, fig 7.16) en la base del depósito de suelo. En consecuencia los movimientos resultantes $u(y)$ en los estratos de suelo son horizontales y pueden ser calculados con la ecuación de movimiento siguiente:

$$G \nabla^2 u(y) = \rho \frac{\partial^2 u(y)}{\partial t^2} \quad \text{--- (7.20)}$$

donde G es el módulo de corte del suelo, ∇^2 es el operador de Laplace, ρ es la densidad del suelo y t el tiempo.

Si se supone que el medio es viscoelástico y se emplea el modelo de Kelvin-Voight, la ec 7.20 se transforma en:

$$G \frac{\partial^2 u(y)}{\partial y^2} + \Pi \frac{\partial^3 u(y)}{\partial y^2 \partial t} = \rho \frac{\partial^2 u(y)}{\partial t^2} \quad (7.21)$$

en la cual Π es la viscosidad del suelo

Ahora bien, si se considera un movimiento armónico de tipo $u(y,t) = U(y)e^{i\omega t}$ (en que ω es la frecuencia circular) y sustituyendo esta expresión en la ecuación anterior, se obtiene:

$$(G + i\omega\Pi) \frac{d^2 U(y)}{dy^2} = -\rho \omega^2 U(y) \quad (7.22)$$

cuya solución general es:

$$U(y) = Ee^{iKy} + Fe^{-iKy} \quad (7.23)$$

en la cual K es el número de onda de corte y se expresa:

$$K^2 = \rho \frac{\omega^2}{G + i\omega\Pi}$$

$$i = \sqrt{-1}$$

E y F amplitudes de onda complejas

Resultados experimentales en diferentes tipos de suelos señalan que el módulo de cortante dinámico es independiente de la frecuencia (a partir de 0.2-0.5 Hz) y que el producto $\omega\Pi$ permanece casi constante en un intervalo amplio de frecuencia dentro del cual caen los principales componentes de los sismos.

Tomando en cuenta lo anterior y si la relación de amortiguamiento D es pequeña, se puede establecer la siguiente ecuación:

$$\omega \eta = 2GD \quad \text{--- (7.24)}$$

En el laboratorio es más sencillo determinar G y D que η . Por esta razón, para resolver la ec 7.23 y tomando en cuenta el modelo de Kelvin-Voigt se define el módulo de cortante complejo G^* , con la expresión:

$$G^* = G(1 + 2iD) \quad \text{--- (7.25)}$$

Por otro lado, para resolver la ecuación de movimiento (ec 7.22) resulta conveniente utilizar un método numérico, sobre todo si el depósito de suelo consta de varios estratos. Se decidió emplear el método de elementos finitos por su versatilidad para simular un suelo estratificado.

Por las razones expuestas en el subcap 7.3.1, el análisis de respuesta del suelo se hace empleando un modelo unidimensional. Para representar el suelo se emplean elementos finitos de longitud infinita en dirección horizontal y con ancho igual o menor al espesor de los estratos considerados.

Los movimientos y las fuerzas en las fronteras de cada elemento están relacionados por:

$$[R] \{U\} = \{F\} \quad \text{--- (7.26)}$$

donde

$$[R] = [K] - \omega^2 [M]$$

$[K]$ matriz de rigidez

$[M]$ matriz de masa

$\{U\}$ vector de desplazamiento de las fronteras de los elementos con respecto a una base fija

$\{P\} = \{D_M\} \dot{y}$ vector de carga

$\{D_M\}$ diagonal principal de $[M]$

\dot{y} excitación dinámica en la base fija

La matriz de rigidez de cada elemento finito se obtiene con la siguiente relación:

$$[K] = \frac{G^*}{h} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{--- (7.27)}$$

en la que h es la altura del elemento y G^* se estima con la ec 7.25.

La matriz de masa de cada elemento se calcula con la expresión:

$$[M] = \frac{Ph}{12} \begin{bmatrix} 5 & 1 \\ 1 & 5 \end{bmatrix} \quad \text{--- (7.28)}$$

la cual resulta de considerar que $[M]$ está compuesta por partes iguales de las matrices de masa consistente y concentrada.

El procedimiento empleado para hacer el análisis de respuesta del suelo es el desarrollado por Romo (1977), y el programa de computador usado es el FLUSH (Romo et al, 1980).

Básicamente el procedimiento de Romo difiere de otros en que considera a la excitación dinámica \ddot{y} (que utiliza para determinar el vector de carga, ec 7.26) como una función aleatoria en lugar de determinista.

Para tomar en cuenta lo anterior, Romo replanteó el procedimiento de análisis descrito como uno de vibraciones aleatorias. Para esto supone que la excitación sísmica está dada por un proceso estocástico estacionario, gaussiano con media cero, el cual se representa por su espectro de potencia medio.

Se dice que $\{Y(t)\}$ es un proceso estocástico estacionario si su distribución de densidad de probabilidad es invariante bajo un cambio en la escala de tiempo. La función de autocorrelación del proceso se define como:

$$\Phi(t_1, t_2) = E [Y(t_1) Y(t_2)] \quad - - - (7.29)$$

donde $E [\cdot]$ es la esperanza matemática.

Si $\{Y(t)\}$ es estacionario, la función de autocorrelación sólo depende de $\tau = t_1 - t_2$, o sea:

$$\Phi(\tau) = E [Y(t-\tau) Y(t)] \quad - - - (7.30)$$

Por otra parte, si $\{Y_T(t)\}$ es un proceso estocástico estacionario de duración finita T que coincide con $\{Y(t)\}$ en el intervalo $-T/2 < t < T/2$, entonces el elemento $Y_T(t)$ del proceso $\{Y_T(t)\}$ tiene como transformada de Fourier:

$$F_T(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} Y_T(t) e^{-i\omega t} dt \quad - - - (7.31)$$

Se define como espectro de potencia del proceso estocástico estacionario $\{Y_T(t)\}$ a:

$$P_Y(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{E [|F_T(\omega)|^2]}{T} \quad - - - (7.32)$$

donde la esperanza se toma sobre toda la familia de señales $Y_T(t)$ en el proceso estocástico. Por tanto, $P_Y(\omega)$ depende del proceso completo y no sólo de una muestra particular.

El valor medio cuadrado, σ^2_Y (o variancia), del proceso estocástico en términos de su espectro de potencia, se define como:

$$\Phi(0) = \sigma^2_Y = \int_{-\infty}^{\infty} P_Y(\omega) d\omega \quad - - - (7.33)$$

La respuesta estacionaria de un sistema lineal se puede calcular, en el dominio de la frecuencia, una vez que se determina la función de transferencia compleja $[R]^{-1}$, ec

7.26), del sistema. Si $F_T(\omega)$ es la transformada de Fourier de $\dot{y}(t)$ la respuesta (ec 7.26) queda definida como:

$$G_U(\omega) = H(\omega) F_T(\omega) \quad \text{--- (7.34)}$$

donde: $H(\omega) = [R]^{-1}$ es la función de transferencia.

Tomando el valor absoluto y elevando al cuadrado ambos miembros de la ec 7.34 se obtiene

$$|G_U(\omega)|^2 = |H(\omega)|^2 |F_T(\omega)|^2 \quad \text{--- (7.35)}$$

Tomando la esperanza y límites en ambos lados de esta ecuación, queda

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \left[\frac{E [|G_U(\omega)|^2]}{T} \right] = |H(\omega)|^2 \lim_{T \rightarrow \infty} \left[\frac{E [|F_T(\omega)|^2]}{T} \right] \quad \text{--- (7.36)}$$

Como se dijo, $H(\omega)$ es una función determinista e independiente del tiempo. Sustituyendo la ec 7.32 en esta última, se obtiene la expresión que relaciona el espectro de potencia de la excitación $F_{\dot{y}}(\omega)$ con el espectro de potencia de la respuesta, $F_U(\omega)$:

$$F_U(\omega) = |H(\omega)|^2 F_{\dot{y}}(\omega) \quad \text{--- (7.37)}$$

Esta es la ecuación básica utilizada para estimar la respuesta sísmica del suelo (Romo, 1977).

Romo(1977) demuestró que la función de transferencia compleja para aceleraciones totales de un oscilador simple amortiguado es:

$$H(\omega) = \frac{\omega_0^2 + 2i \omega_0 \omega D}{\omega_0^2 - \omega^2 + 2i \omega_0 \omega D} \quad \text{--- (7.38)}$$

en la cual :

ω_0 frecuencia natural

D relación de amortiguamiento

Si se conoce la función $H(\omega)$, se puede calcular (ec 7.33) la variancia de la respuesta mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_r^2 = \int_{-\infty}^{\infty} |H(\omega)|^2 F_r(\omega) d\omega \quad \text{--- (7.39)}$$

Para evaluar esta integral Romo (1977) propone (utilizando el método de los residuos y considerando $D \neq 0$) la siguiente expresión:

$$\sigma_r^2 = \frac{1 + 4D^2}{4D} \pi \omega_0 F_r(\omega_0) (1 - e^{-(1-2D\omega_0 T)}) + \int_0^{\infty} F_r(\omega) d\omega - \frac{\omega_0}{2} F_r(\omega_0) \quad \text{--- (7.40)}$$

El factor $(1 - e^{-(1-2D\omega_0 T)})$ se introduce para tomar en cuenta la no-estacionariedad causada por la duración finita T y las condiciones iniciales del proceso estocástico. Los dos últimos términos se incluyen para tomar en cuenta la

posibilidad de que un intervalo de frecuencia significativo del espectro de potencia ($F_T(\omega)$) sea mucho menor que ω_0 . Si este es el caso, el primer término desaparece y la integración se puede truncar en $\omega = \omega_0$ (ec 7.39) y haciendo $H(\omega) = 1$ se obtiene el segundo término de la ec 7.40. El tercer término de esta última ecuación permite cancelar al segundo, si el primero es más significativo.

Para evaluar las amplitudes espectrales (que son las respuestas máximas absolutas del oscilador simple) se emplea la teoría del valor extremo. Hay varias aproximaciones que permiten estimar los valores extremos de un proceso estocástico (Davenport, 1969; Vanmarcke, 1969; Der Kiureghian, 1979; citados por Romo, 1977). De ellas se utiliza la propuesta por Vanmarcke (1969):

$$U_c(\delta) = [2 L (2n (1 - e^{-q\sqrt{2\pi} L 2n}))]^{1/2} \quad \text{--- (7.41)}$$

en la que $U_c(\delta)$ es el valor extremo de la variable δ para un nivel de confianza c , L es logaritmo natural y

$$n = -\mu T / (Lc) \quad ; \quad \mu = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{m_2}{m_0} \right]^{1/2}$$

$$m_i = \int_{-\infty}^{\infty} \omega^i F_T(\omega) d\omega \quad ; \quad q = \left(\left[1 - m_1^2 / (m_0 m_2) \right]^{1/2} \right)^{1.2}$$

Con las ecs 7.40 y 7.41 se establece la relación que permite evaluar las amplitudes del espectro de respuesta de

aceleraciones absolutas a partir del espectro de potencia de respuesta, $\Gamma_T(\omega)$:

$$S_{\ddot{u}}(\omega) = U_c(\delta)\sigma_T^2 \quad - - - (7.42)$$

La bondad del procedimiento descrito fue verificada por el mismo Romo (1977), Romo y Seed (1986) y Rosenblueth et al (1987), comparando los resultados obtenidos con los calculados empleando métodos deterministas distintos.

7.3.3 Resultados

Los análisis se llevaron a cabo para los sitios SCT, CAO y CAF. En las figs 7.17 a 7.19 se presentan los perfiles estratigráficos de estos sitios. Como se consideraron condiciones de campo libre, los valores de $G_{m\acute{a}x}$ que se emplearon fueron los correspondientes a los determinados de los resultados de las mediciones hechas con la sonda suspendida (empleando la ec 3.13 y suponiendo $\mu=0.5$); estas mediciones se muestran en las figs 4.9 a, 4.13 a y 4.14 a (cap 4). La variación del módulo G con la deformación angular en el sitio SCT se estimó de la fig 6.21, usando el modelo hiperbólico general con parámetros $\gamma_T = 0.3\%$, $a = 0.95$ y $b = 1.05$; la variación de D vs γ que se empleó se encuentra en la fig 6.9. Para los casos CAO y CAF se usaron las figs 6.22 y 6.10 para calcular G y D vs γ , respectivamente; los parámetros del modelo fueron $\gamma_T = 0.6\%$, $a = 0.95$ y $b = 1.05$.

La excitación sísmica actuando en la base de los sitios estudiados se obtuvo promediando los seis componentes horizontales de los registros del sismo del 19 de septiembre de las tres estaciones de Ciudad Universitaria. Este promedio se hizo sumando las amplitudes espectrales de los seis componentes horizontales para cada frecuencia y dividiendo entre seis. En la fig 7.20 se muestra el espectro de respuesta de aceleraciones promedio (para 5% de amortiguamiento).

Todas las comparaciones que se hacen en lo que sigue son con el promedio de los componentes horizontales de cada sitio, obtenido de igual manera que para la excitación.

En las figs 7.21 a 7.23 se muestran los espectros de potencia de aceleraciones totales, las funciones de amplificación de aceleraciones totales y los espectros de respuesta de aceleraciones totales, respectivamente, para la estación SCT. La misma información se presenta para las estaciones CAO y CAF en los grupos de figuras 7.24 a 7.26 y 7.27 a 7.29. En todas estas figuras se comparan los cálculos de los registros obtenidos con las estimaciones realizadas mediante el modelo descrito. Se puede observar que en general la concordancia es buena, especialmente en lo que se refiere a los valores de la aceleración máxima en la superficie (para $T=0$, figs 7.23, 7.26 y 7.29) aceleraciones máximas espectrales y periodos para los cuales ocurren las máximas aceleraciones espectrales.

Las diferencias entre los espectros medidos y los calculados puede deberse a una o varias de las razones siguientes: 1) La base de los depósitos no es totalmente rígida, 2) efectos locales bidimensionales y tridimensionales, 3) efecto de ondas superficiales que no se consideran en el modelo empleado, 4) ángulo de incidencia de la excitación.

Sin embargo, de los resultados obtenidos se ve que el método empleado puede utilizarse para estimar los movimientos sísmicos en otros sitios de interés, en los que se conozcan la geometría del depósito y las propiedades dinámicas del suelo.

Con la técnica empleada de análisis de respuesta sísmica del suelo, se puede estudiar la influencia del espesor del depósito de suelo blando en las aceleraciones máximas superficiales (fig 7.30). Romo y Seed (1987) consideraron un solo estrato de material homogéneo, representativo del suelo en SCT, y sólo hicieron variar el espesor del mismo. Como se puede apreciar en la fig 7.30 las máximas aceleraciones del terreno ocurren para espesores de suelo blando entre 20 y 40 m, con los valores mayores para 30 y 35 m. Estos espesores de suelo coinciden con los de las zonas de daños más intensos causados por los sismos de septiembre, 1985. También se observa que las amplificaciones son mucho menores cuando el depósito de suelo blando tiene un espesor mayor de 50 m.

En los resultados presentados aquí se observa que el espesor de los estratos de suelo blando y sus propiedades dinámicas influyen, además, en la forma del espectro de respuesta de aceleraciones totales. Así, en SCT se tiene un pico muy pronunciado a un periodo de 2 s (fig 7.23) con una aceleración espectral de casi 0.8 g. Por su parte, en CAO se presentan dos picos (fig 7.26), el primero a un periodo de 1.25 s y el otro a 3.5 s, con valores máximos de 0.27 g y 0.35 g, respectivamente (francamente menores que para SCT). De igual modo en CAF se observa un pico de aceleración espectral de 0.17 g a un periodo de 0.8 s y casi una meseta de valores espectrales del orden de 0.28 g en el intervalo de periodos de dos a tres segundos (fig 7.29). En esta última estación se tienen las aceleraciones espectrales menores.

Es importante enfatizar que la respuesta sísmica del suelo es también función de la excitación particular de cada temblor. En la fig 7.31 se ilustra este efecto, comparando los espectros de aceleraciones totales calculados de los registros medidos durante los sismos del 19 y 20 de septiembre, 1985 en la estación CAO. El evento del 20 tuvo una intensidad menor como se aprecia en la figura. La forma de los dos espectros es similar; sin embargo, los valores espectrales máximos del sismo del 20 ocurren ligeramente a la izquierda de los del día 19. También se aprecia el comportamiento casi lineal de la arcilla. Desde luego, las deformaciones angulares inducidas al suelo por el sismo del

17 fueron mayores a las inducidas por el sismo del día siguiente y se infiere un pequeño efecto no lineal en la respuesta del suelo durante el primer sismo como lo demuestran Singh et al, 1986.

Un tema de investigación adicional es el estudio de la influencia de la excitación sísmica en la respuesta de los depósitos del suelo blando del valle. Para esto se ocurre hacerlo con registros de sismos intensos que se hayan producido en zonas distintas a la de subducción del Pacífico.

7.4 Resumen y conclusiones

En este capítulo se definieron brevemente los principales conceptos utilizados en ingeniería sísmica. Se discutieron también brevemente los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 y los principales efectos producidos por ellos en la ciudad de México. Se estudió la respuesta sísmica, en campo libre, de los depósitos de suelo blando en las estaciones SCT, CAO y CAF, empleando un modelo unidimensional con propagación de ondas SH incidiendo verticalmente en los estratos de suelo blando. Se justificó su uso con base en las características geométricas de varias zonas del valle de México y en los resultados de estudios previos (Rosenblueth, 1953; Herrera y Rosenblueth, 1964; Seed e Idriss, 1969). Se describió el método de análisis empleado (Romo, 1977) y sus

principales hipótesis, así como el programa de computadora utilizado (FLUSH, Bono et al, 1980). Además, para verificar la confiabilidad del análisis empleado se compararon los espectros de respuesta de aceleraciones totales calculados de los registros del sismo del 19 de septiembre, 1985, con los espectros estimados mediante el método descrito en el subcap 7.3.

Con las comparaciones hechas en las figs 7.23, 7.26 y 7.29, se concluye que el modelo unidimensional empleado predice razonablemente la respuesta sísmica del suelo, principalmente en lo que se refiere a aceleración máxima del terreno, aceleraciones máximas espectrales, los periodos a los que estas últimas ocurren y la forma general del espectro de respuesta.

Sin embargo, el ancho de los picos espectrales predichos es sistemáticamente menor que los medidos, lo que puede conducir a errores del lado de la inseguridad para la respuesta elástica de sistemas con periodos cercanos a los de estos picos.

Las diferencias observadas entre la respuesta medida y la estimada con el modelo unidimensional pueden deberse a que: 1) la base de los estratos blandos no es infinitamente rígida (se consideró como tal a los depósitos profundos), 2) efectos bidimensionales y tridimensionales, 3) efectos de ondas superficiales que no se consideran en el modelo y 4)

incidencia oblicua de las ondas. Estos aspectos merecen investigarse con mayor detalle.

Se demostró que las condiciones locales del suelo (geometría y propiedades dinámicas) tienen un efecto predominante en la respuesta sísmica del terreno.

Es necesario estudiar también la influencia de la excitación sísmica en la respuesta del suelo del valle. Para esto se sugiere usar registros de sismos intensos que se hayan producido en zonas distintas a la de subducción del Pacífico.

Es grande la tentación de hacer análisis de respuesta sísmica en varias partes de la ciudad de México, sobre todo en la porción correspondiente al lago de Texcoco, en las que se determinaron su estratigrafía y propiedades dinámicas, para proponer en ellas (extrapolando) espectros de diseño en función de la profundidad a los depósitos profundos y de la zona, precargada o virgen. Sin embargo, debe recordarse que la división del lago de Texcoco en precargado y virgen es arbitraria y que las propiedades dinámicas son variables dentro de estas. Además, en algunos casos influencias locales (topografía, edificios masivos vecinos, etc) pueden invalidar el uso de un modelo unidimensional.

Para estructuras de importancia (en el caso de que condiciones locales no invaliden el uso del modelo unidimensional) el espectro de diseño podría calcularse

específicamente para el sitio bajo consideración empleando, por ejemplo, el método utilizado en esta tesis. Para esto, se requiere obtener los espectros de respuesta de aceleraciones totales para sismos como el de septiembre 19, 1985 y otros intensos generados en las diversas zonas sísmicas que afectan el valle, trazar la envolvente suavizada de esos espectros y reducirla por el factor de comportamiento sísmico de la estructura.

Para construir los espectros de diseño del Reglamento 1987 del DDF, Rosenblueth et al (1987) emplearon un modelo unidimensional considerando sismos generados en las diferentes fuentes que afectan al valle de México, porque para este fin sólo interesan puntos que definan una envolvente superior de forma estándar (con lo que la influencia del ancho de los picos se desvanece), cuando mucho el *máximum maximórum* del espectro de aceleraciones (para un amortiguamiento del 5 %) y uno o dos máximos más, además, de un valor aproximado de la duración. Es evidente, sin embargo, que para estudiar la respuesta de estructuras reales, no lineales, a veces con deterioro de sus propiedades en función del número de ciclos de carga y el tiempo, etc habría que caracterizar el movimiento del terreno de manera mucho más completa que lo que permite el modelo unidimensional. Esto es un campo de investigación muy extenso que debe ser estudiado con modelos de preferencia tridimensionales que puedan analizarse en el dominio del tiempo.

CAPITULO 3

B. CONCLUSIONES

8.1 Con base en los resultados de la primera parte de esta investigación se complementó la zonificación del suelo de la ciudad de México añadiendo la zona del lago Xochimilco-Chalco. Además, se determinó un canal de comunicación entre los antiguos lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco. Este se localiza en una recta que uniría el antiguo pueblo de Coyoacán con la iglesia de Mexicaltzingo y hacia el sur de esta línea hasta Av. Miguel A. de Quevedo (fig 2.8). Adicionalmente, se actualizó el plano de curvas de igual profundidad a los depósitos profundos (fig 2.9).

8.2 Los resultados de los ensayos de columna resonante, triaxial cíclica y corte simple cíclico indicaron que se podían agrupar los del lago de Texcoco preconsolidado, los del mismo virgen y los del lago Xochimilco-Chalco. Esto concuerda con los resultados de los sondeos continuos y de cono eléctrico y con el conocimiento previo de estas zonas.

De manera similar se agruparon los resultados de las mediciones de propagación de ondas de corte en el campo.

8.3 De los resultados de laboratorio se concluye que las arcillas del valle de México tienen un comportamiento casi elástico en un intervalo amplio de deformaciones angulares (10^{-4} a 0.1%). Lo mismo se concluye comparando los espectros de respuesta de aceleraciones totales estimados de los registros de los sismos del 19 y 20 de septiembre, 1985, en la estación CAO. La relación de amortiguamiento de las arcillas es muy baja (entre 2 y 5 %) para el mismo intervalo de deformaciones angulares señalado.

8.4 Aunque el valor absoluto del módulo de cortante dinámico en la zona del lago de Texcoco preconolidado es mayor que para la virgen (tabla 3.1), la agrupación de datos G/G_{\max} vs γ y no muestra diferencias muy significativas entre ambas (figs 3.152 y 3.153).

8.5 En el caso del lago Xochimilco-Chalco se observan dos tendencias de agrupación para los datos G/G_{\max} vs γ , sin que se haya encontrado una explicación para ello (fig 3.154), principalmente por lo escaso que aún es la información geotécnica de que se dispone. Por esto es necesario realizar un mayor número de estudios en esta parte de la Ciudad.

8.6 En ensaye triaxial cíclico con consolidación isotrópica las arcillas no exhiben deformaciones irrecuperables hasta

niveles de esfuerzo equivalentes al de la presión confinante. Por contraste, el suelo sí los presenta en ensaye triaxial cíclico con consolidación anisotrópica aún con niveles de esfuerzo pequeños. Es decir, la relación de esfuerzos principales de consolidación influye de manera determinante en la respuesta del suelo. Esto también se aprecia en la magnitud del módulo dinámico, el cual para $\sigma_1/\sigma_3 > 1.5$ es dos a tres veces mayor que para el caso $\sigma_1/\sigma_3=1$. Este aspecto merece investigación adicional.

8.7 Tanto en los pruebas de corte simple como en las triaxiales cíclicas se aprecia que el módulo de cortante G se degrada en función del número de aplicaciones de carga. Después de 20 o 30 ciclos, el módulo G adquiere un valor entre 0.6 y 0.9 de su valor en el primer ciclo. Esta degradación también depende de la magnitud del cortante cíclico (a mayor esfuerzo mayor degradación).

8.8 De los ensayos triaxiales cíclicos con consolidación anisotrópica se puede determinar el módulo de deformación irrecuperable, el cual es función de la relación de esfuerzos principales de consolidación, el número de ciclos de carga y la magnitud del esfuerzo aplicado.

8.9 Las técnicas de medición de propagación de ondas de corte en el campo empleadas fueron sonda suspendida y medición barrenos abajo (down hole). Ambas son capaces de detectar capas delgadas de suelo. La primer técnica lo hace mejor, ya que puede detectar estratos hasta de un metro de

espesor. Sin embargo, la sonda suspendida proporcionó sistemáticamente valores de c_s menores (5%) que la medición barreno abajo y la columna resonante. A pesar de esto, la comparación del módulo G_{max} del suelo calculado de los resultados de campo y de columna resonante mostró buena concordancia con las tres diferentes técnicas.

8.10 Con base en los resultados de sonda suspendida se determinaron valores medios de propagación de ondas de corte para el lago de Texcoco preconsolidado y virgen (tablas 4.2 y 4.3). En ambos casos el coeficiente de variación para los diferentes estratos de suelo fue menor de 8%, indicando muy poca dispersión de los resultados. En el lago Xohimilco-Chalco no fue posible hacer una extrapolación por lo escaso de la información.

8.11 Se establecieron las relaciones empíricas siguientes: a) módulo de cortante máximo G_{max} vs relación de vacíos de consolidación, e_c ; b) velocidad de propagación de onda de corte c_s vs resistencia de punta con cono eléctrico Q_c ; c) G_{max} vs módulo de cortante inicial estático determinado en ensaye triaxial CU G_{est}^{CU} (cap 5).

La relación G_{max} vs e_c exhibe una gran dispersión. Sin embargo, sí proporciona una buena idea del orden de magnitud del módulo de las arcillas del valle. Las otras correlaciones son aproximadas; a pesar de esto, su uso debe hacerse con cautela.

Estas relaciones empíricas se determinaron para servir de guías y no como sustitutos de los ensayos dinámicos de laboratorio y campo en cada sitio.

8.12 Se estudiaron los modelos de comportamiento dinámico de suelos propuestos por Seed e Idriss, Hardin-Drnevich, y Ramberg-Osgood. Los resultados experimentales se compararon con estos modelos y se obtuvieron las ecuaciones que mejor representan a los dos últimos modelos, tanto para G/G_{\max} vs γ como para D vs γ .

Esos modelos se eligieron por su sencillez. Además, la dispersión en los resultados experimentales no justifica el empleo de modelos más complejos.

También se propuso un modelo hiperbólico general, tipo Masing, que representa un poco más adecuadamente el comportamiento de la arcilla del valle.

Los resultados experimentales G/G_{\max} vs γ se ajustaron bien al modelo de Hardin-Drnevich al igual que al de Ramberg-Osgood, aunque este último es mejor para deformaciones angulares entre 0.1 y 0.5%. Sin embargo, con el modelo hiperbólico general propuesto se logra el mejor ajuste.

Ninguno de los modelos estudiados representa debidamente la variación de D vs γ obtenida de los ensayos. Por esto, a la vista de los resultados se proponen las relaciones empíricas de las figs 6.9 a 6.11, según la procedencia del suelo.

La ecuación del modelo hiperbólico general con las constantes $a=0.95$ y $b=1.05$ puede ser utilizada para conocer la variación de G/G_{\max} vs γ (con los valores de γ_r señalados en las figs 6.21 a 6.23). Para ello basta determinar el valor de G_{\max} en laboratorio o campo.

8.13 Los datos de G/G_{\max} vs γ de las arcillas caen muy por arriba de la relación empírica de Seed e Idriss, por lo cual esta no es aplicable a las arcillas del valle. La comparación de los resultados con esta relación (figs 6.6 a 6.8) permite observar que el comportamiento dinámico del suelo blando del valle de México es atípico.

8.14 Para tomar en cuenta la degradación del módulo G en función del número de ciclos de carga, se recomienda usar la relación empírica de Idriss et al (1978), ec 6.30. Los parámetros de degradación t , determinados fueron $t=0.0583$ y 0.0205 para la zona precargada y virgen del lago de Texcoco, respectivamente. Para el lago Xochimilco-Chalco se sugiere el valor correspondiente a la parte virgen del lago de Texcoco.

8.15 El modelo unidimensional empleado para determinar la respuesta sísmica de los depósitos de arcilla del valle predice razonablemente bien la aceleración máxima del terreno, las aceleraciones espectrales y los períodos a los que los máximos de estas últimas ocurren.

Se demostró que las condiciones locales del suelo (geometría y propiedades dinámicas) tienen un efecto predominante en la respuesta sísmica del terreno. Esto mismo se apreció en la ciudad de México durante los sismos de septiembre de 1985.

8.16 Con la metodología descrita en el capítulo 7 (conociendo las características estratigráficas y las propiedades dinámicas del suelo) se pueden determinar espectros de respuesta para diferentes sismos intensos, y a partir de estos definir un espectro de diseño para el lugar bajo consideración. De manera similar procedieron Rosenblueth et al (1987), empleando un modelo unidimensional, para construir los espectros de diseño del Reglamento del DDF, 1987, ya que para este fin sólo interesa el *máximo moximórum* y unos dos máximos más del espectro de aceleraciones para definir una envolvente superior de forma estándar. Sin embargo, es evidente que para estudiar la respuesta de estructuras reales, no lineales, en ocasiones con deterioro de sus propiedades en función del número de ciclos de carga y de la inversión de esta, habría que caracterizar el movimiento del terreno de manera mucho más completa que lo que permite el modelo unidimensional. Este es un campo de investigación muy extenso que debe ser estudiado de preferencia con modelos tridimensionales.

CAPITULO 9

9. REFERENCIAS

Abreviaturas empleados en las referencias

ASCE	American Society of Civil Engineers
COPAMIF	Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones
DDF	Departamento del Distrito Federal
DEPFI	División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería
ICOSOMEF	International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
I de I	Instituto de Ingeniería
PEMEX	Petróleos Mexicanos
SHCP	Secretaría de Hacienda y Crédito Público
SMMS	Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
UNAM	Universidad Nacional Autónoma de México
UAM	Universidad Autónoma Metropolitana

Arias, A. (1970) "A measure of earthquake intensity". Del libro "Seismic design for nuclear power plants", Ed R. J. Hansen, MIT press, Cambridge, Mass., EUA.

Alberro, J. y G. Hiriart (1973), "Resistencia a largo plazo de la arcilla de la ciudad de México". Publicación azul del I de I, UNAM, No 317, agosto.

Casagrande, A. y L. W. Shannon (1948), "Stress-deformation and strength characteristics of soils under dynamic loads". Memorias 2da ICOSOMEF, Rotterdam, Holanda, V, pp 29-34.

Cuevas, J. A. (1936), "The floating foundation of the new building for the National Lottery of México, an actual size study of the deformations of a flocculent-structured deep soil". Memorias de la 1era ICOSOMEF, vol 1, pp 293-301, Harvard University, Cambridge, EUA.

del Castillo, R. (1978), "Ciudad de México". Memorias del Simposio: "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el area urbana del valle de México". Editado por la SMMS, pp 15-50, marzo.

Desai, Ch. y J. T. Christian (1977), "Numerical methods in geotechnical engineering". Ed. McGraw-Hill Book Company, Nueva York.

Elorduy C., J. (1964), "Espectros de temblores en el valle de México, despreciando el amortiguamiento del suelo". Tesis de maestria, Fac de Ingeniería, UNAM, Div. del Doctorado.

Faccioli, E. y D. Reséndiz (1975), "Soil dynamics behavior including liquefaction". Publicación gris del I de I, UNAM No. E-15, may.

Figueroa, G. (1978), "Piezometría en el area urbana del valle de México". Memorias del simposio: "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el area urbana del valle de México". Editado por la SMMS, pp 143-145, mar.

Figueroa, J. (1964), "Determinación de las constantes de la arcilla del valle de México por prospección sísmica". Boletín de la SMIS, vol. II, No.2, sep.

Figueroa, J. (1971), "Sismicidad en la cuenca del valle de México". Publicación azul del I de I, UNAM, No. 289, jul.

Girault, F. (1964), "A new type of pile foundation". Memorias del congreso sobre cimientos profundos, organizado por la SMMS, en México D.F., vol 1, pp 329-341.

González F., M. (1964), "Recimentación y enderezado de una iglesia del siglo XVII por medio de pilotes de control en México, D.F.". Memorias del congreso sobre cimientos profundos, organizado por la SMMS en México, D.F., vol 1, pp 343-360.

Hardin, O. B. y W. L. Black (1968), "Vibration modulus of normally consolidated clays". Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol 94, No SM2, mar.

Hardin, O. B. y V. P. Drnevich (1972 a), "Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects". Journal of the soil Mech. and found. Div., ASCE, Vol 98, No. SM6, jun.

Hardin, O. B. y V. P. Drnevich (1972 b), "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves". Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol 98, No SM7, jul.

Herrera, I. y E. Rosenblueth (1965), "Earthquake spectrum prediction for the valley of México". 3er Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Zelanda.

Herrera, I. y E. Rosenblueth (1965), "Response spectra on stratified soil". 3er Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Zelanda.

Idriss, I. M. y H. B. Seed (1968), "Seismic response of horizontal soil layers". Proceedings ASCE, No 94, SM 4.

Idriss, I., R. Dobry y R. Singh (1978), "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading". Proceedings ASCE, vol 104, No GT 12, dic.

Idriss, I. (1985), "Evaluating seismic risk in engineering practice". Memorias de la 11a. ICOSOMEF, vol 1, pp 255-320. San Francisco, Cal., EUA.

Iglesias, J., M. Jara, J. Aguilar, O. Mota, A. Terán, A. Gómez, R. Ortega, E. González, J. J. Guerrero, H. Juárez, J. F. Paniagua y E. Sordo (1987), "Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre en la ciudad de México", Informe del Depto de Materiales de la Div de Ciencias Básicas e Ing de la UAM, Azcapotzalco al DDF, jun.

Ishihara, K. (1982), "Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis", Memorias del International Symposium on Numerical models in geomechanics, Zürich, Suiza, sep.

Jaime, A., L. Viéitez y M. Jasso (1981), "Exploración geotécnica del colector semiprofundo Tezontle-Oriente", Memorias del Simposio: "Túneles en suelos blandos y firmes" organizado por la SMMS.

Jaime, A. (1978), "Comportamiento de arenas bajo carga estática y cíclica", Tesis de maestría, DEFFI, UNAM, México, abr.

Jaime, A. y M. F. Romo (1987 a), "Características del suelo en el sitio Plaza Río de Janeiro", Informe del I de I UNAM al DDF, Proy. 6504, ene.

Jaime, A. y M. F. Romo (1987 b), "Características del suelo en el sitio lago de Texcoco Campamento", Informe del I de I UNAM al DDF, Proy. 6504, ene.

Jaime, A. y M. F. Romo (1987 c), "Características del suelo en el sitio Viveros", Informe del I de I UNAM al DDF, Proy. 6504, ene.

Jaime, A. y M. F. Romo (1987 d), "Características del suelo en el sitio Lago Texcoco Caracol", Informe del I de I UNAM al DDF, Proy. 6504, ene.

Jaime, A. y M. F. Romo (1987 e), "Características del suelo en el sitio Lago Texcoco Xochiaca", Informe del I de I UNAM al DDF, Proy. 6504, ene.

Jaime, A. y M. F. Romo (1987 f), "Sondeos de cono eléctrico en los sitios Chalco I, Chalco II y Cuemanco", Informe del I de I UNAM al DDF, Proy. 6504, ene.

Jaime, A. y M. F. Romo (1987 g), "Características del suelo en el sitio Mexicaltzingo". Informe del I de I UNAM al DDF. Proy. 6504, ene.

Jaime, A., M. F. Romo y E. Ovando (1987 a), "Características del suelo en el sitio Eugenia y Calzada de la Viga". Informe del I de I UNAM al DDF. Proy. 6504, ene.

Jaime, A., M. F. Romo y E. Ovando (1987 b), "Características del suelo en el sitio Tláhuac Deportivo". Informe del I de I UNAM al DDF. Proy. 6504, ene.

Jaime, A., M. F. Romo y E. Ovando (1987 c), "Características del suelo en el sitio CUPJ". Informe del I de I UNAM al DDF. Proy. 6504, ene.

Jaime, A., M. F. Romo y E. Ovando (1987 d), "Características del suelo en el sitio Central de Abasto Frigorífico". Informe del I de I, UNAM al DDF. Proy. 6504, ene.

Jaime, A., M. F. Romo y E. Ovando (1987 e), "Características del suelo en el sitio Central de Abasto Oficinas". Informe del I de I UNAM al DDF. Proy. 6504, ene.

Jaime, A., M. F. Romo y E. Ovando (1987 f), "Características del suelo en el sitio SCT". Informe del I de I UNAM al DDF. Proy. 6504, ene.

Jaime, A., M. F. Romo y E. Ovando (1987 g), "Características del suelo en el sitio Tláhuac Bombas". Informe del I de I UNAM al DDF. Proy. 6504, marzo.

Jaime, A., H. Legorreta y G. Martín (1987), "Aparato de corte simple cíclico". Informe interno I de I, UNAM a CFE, may.

Kitsunozaki, C. (1980), "A new method for shear-wave logging". Geophysics. Vol. 45, No. 10, pp 1489-1506.

Kondner R. L. (1963), "Hiperbolic stress-strain response: Cohesive soils". Journal of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol 89, No SMI, ene.

León J. L., A. Jaime y A. Rábago (1974), "Propiedades dinámicas de los suelos. Estudio preliminar". Informe interno del I de I UNAM.

Leonards, G. y P. Girault (1961), "A study of the one dimensional consolidation test". Memorias de la 5a ICOSOMEF, vol 1, pp 213-218.

Marsal, R. J. y R. Graue (1967), "El subsuelo del lago Texcoco". Volumen Nabor Carrillo, Secretaría de Hacienda y Crédito público, México.

Marsal, R. J. y M. Mazari (1959), "El subsuelo de la ciudad de México". Publicado por la UNAM en segunda edición en 1969.

Martin, P. (1975), "Non-linear methods for dynamic analysis of ground response". Tesis doctoral, Depto. de Ingeniería Civil, Univ. of California, Berkeley.

Martinez, B., J. L. León, O. Rascón y A. Villareal (1974), "Determinación de las propiedades dinámicas de la arcilla en el vaso de Texcoco". Publicación azul I de I, UNAM, No 338, abr.

Mazari, M., R. J. Marsal y J. Alberro (1984), "Los asentamientos del templo mayor analizados por la mecánica de suelos". Informe del I de I, UNAM, diciembre.

Meli, R. (1985), "Diseño estructural". Ed Limusa, S.A. de C.V. México.

Memorias del "International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading" (1980). Swansea, Australia, ene 7-11.

"Memorias del Proyecto Texcoco" (1969), publicado por el comité técnico del proyecto Texcoco, may, México.

Mena, E., C. Carmona, R. Delgado, L. Alcántara y D. Domínguez (1986), "Catálogo de acelerogramas procesados del sismo del 19 de septiembre de 1985. Parte I: ciudad de México". Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 497, jul.

Mesri G., A. Rokhsar y B. F. Bohor (1975), "Composition and Compressibility of typical samples of Mexico city clay", *Geotechnique*, 25, No 3, pp 527-554.

Newmark, N. M. y E. Rosenblueth (1976), "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", Ed. Diana, México.

Ohya, S. (1984), "In situ P and S wave velocity measurement". Informe interno de Oyo Corporation, Houston, Tex.

Pande, N. G. y O. Zienkiewicz (1982), "Soil Mechanics-transient and cyclic Loads". Ed John Wiley and Sons Ltd, Nueva York.

PEMEX (1975), "Exploración y muestreo de suelos para proyectos de cimentaciones. Primera parte". Norma 2.214.05 primera edición, México.

Peralta, R. (1984), "Aspectos microestructurales del subsuelo de la ciudad de México". Informe Interno, I de I, UNAM, Proy 2549, feb.

Rascón Ch., O. (1964), "Espectros de temblores en el valle de México considerando la viscosidad del suelo". Tesis de maestría, Fac. de Ingeniería, UNAM, Div. del Doctorado.

Rascón, O., J. Nieto, J. Dyer e I. Mora (1972), "Estudio de las vibraciones de la estructura y cimentación de un turbogenerador de la planta termoeléctrica de Celaya, Gto.". Informe del Instituto de Ingeniería UNAM a CFE, agosto.

Rendón, F. y A. Casagrande (1973), "Summary on liquefaction and cyclic mobility research performed on gyratory shear apparatus". Comunicación interna, Harvard University, (no publicado).

Reséndiz, D., J.A. Nieto y J. Figueroa (1967), "The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements". Memorias del 3er COPAMIF.

Reséndiz, D., G. Springall, J. M. Rodríguez y R. Esquivel (1970), "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México". Memorias de la 5a Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo I. SMMS México, nov.

Reséndiz, D. (1964), "On a type of pointbearing pile through sinking subsoil". Memorias del congreso sobre cimientos profundos. Organizado por la SMMS en México D.F., vol 1, pp 385-403.

Reséndiz, D. (1987), Comunicación personal.

Reséndiz, D. y J.M. Roesset (1987), "Soil-Structure interaction in Mexico City during the 1985 earthquake" Memorias de la conferencia internacional: "The Mexico earthquakes-1985. Factors involved and lessons learned". ASCE

Richart Jr., F. E., J. R. Hall Jr y R. D. Woods (1970), "Vibrations of soils and foundations". Ed. Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

Richart Jr., F. E. (1975), "Some effects of dynamic soil properties on soil structure interaction". Journal of the Geotech. Eng. Div., ASCE, vol 101, GT 12, pp 1193-1240.

Romo, M.F. (1976), "Soil-structure interaction in a random seismic environment". Tesis doctoral presentada a la Universidad de California, Berkeley, EUA.

Romo, M. F., J. Chen, J. Lysmer y H. B. Seed (1980), "FLUSH, a computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction". Report No. EERC-77101. College of Engineering, University of California, Berkeley.

Romo, M. F. y A. Jaime (1986), "Características dinámicas de las arcillas del valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo". Informe del I de I, UNAM al comité de Emergencia del DDF, abr (Proy 6504).

Romo M.F. y H.B.Seed (1987), "Analytical modelling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of september 19,1985". Memorias de la conferencia internacional: "The

Mexico earthquakes-1985. Factors involved and lessons learned". ASCE.

Rosenblueth, E. (1952), "Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos". Ediciones ICA, Serie B, 14, pp 3-12.

Rosenblueth, E. y J. Elorduy (1969), "Características de temblores en la arcilla de la ciudad de México". Volumen Nabor Carrillo. Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México.

Rosenblueth, E. y R. Meli y D. Reséndiz (1985), "El temblor del 19 de septiembre de 1985 y sus efectos en las construcciones de la ciudad de México". Informe preliminar del I de I, UNAM, sep.

Rosenblueth, E. (1987), Comunicación personal.

Rosenblueth, E., M. Ordaz, F. Sánchez-Sesma, Shri K. Singh y E Reynoso (1987), "Deterministic construction of design earthquake spectra for Mexico's Federal District". Memorias del 2o. U.S.-México Workshop sobre las investigaciones de los sismos de México, 1985, México D. F. nov 5-7.

Seed, H. B. y C. J. Chan (1966), "Clay strength under earthquake loading conditions". Proc. ASCE, No 92, SM 2.

Seed, H. B. e I. M. Idriss (1969), "The influence of soil conditions on ground motions during earthquakes". Journal of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 94, No. SM1, pp-137, January.

Seed, H. B. e I. M. Idriss (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis". Report No. EERC 70-10, College of Engineering, University of California Berkeley.

Singh, S. K., G. Suárez y T. Domínguez (1985), "The Oaxaca, México, earthquake of 1931: lithospheric normal faulting in the subducted cocos plate". Nature, vol 317, No. 6032, pp 56-58, sep.

Singh, S. K. y G. Suárez (1987), "Review of the seismicity of Mexico with emphasis on the september, 1985, Michoacan

earthquakes". Memorias de la conferencia internacional "The Mexico Earthquakes-1985, Factors involved and lessons learned", ASCE, México D.F. sep 19-21, 1986.

Singh, S.K., E. Mena y R. Castro (1986), "Some aspects of the source characteristic and the ground motion amplifications in and near Mexico city from the acceleration data of the september, 1985, Michoacan, Mexico earthquakes". For publicarse.

Singh, S. K. (1987), Comunicación personal.

Sowers, G. y G. Sowers (1970), "Introductory soil mechanics and foundation engineering". Ed Collier-Mac Millan, 3a ed.

Stokoe, K. H. y R. D. Woods (1972), "In situ shear wave velocity by cross-hole method". Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol 98, No. SM5, may.

Streeter, V. L., E. B. Wylie y F. E. Richart (1973), "Soil motion computations by characteristics method". ASCE, National Structural Eng. Meeting, San Francisco, CA, EUA, Preprint No. 1952, abr.

Téllez Pizarro, A. (1899), "Apuntes acerca de los cimientos de los edificios en la ciudad de México". Reproducido en el volumen conmemorativo del XXV aniversario de la SMMS, 1982.

Thiers, G. R. y H. B. Seed (1968), "Cyclic stress strain characteristics of clay". Proceedings de la ASCE, No 94, SM 2.

United States Nuclear Regulatory Commission (1975), "Procedures for evaluation of vibratory ground motions of soil deposits at nuclear power plant sites". NUREG-751072. Nat. Tech. Information Service, US Dept. of Commerce.

Varios autores (1975) " Memorias de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal". editado por el Departamento del Distrito Federal, tomos del I al IV, México.

Varios autores (1978), "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México". Memorias del simposio del mismo nombre, organizado por la SMMS, México, D. F., mar.

Varios autores (1985), "Geología de la República Mexicana". Coedición de la Secretaría de Programación y Presupuesto y la UNAM. 2da edición, México, D. F., ago.

Volumen Nabor Corrallo (1969). Editado por la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México.

Wiegel R, editor (1970), "Earthquake Engineering". Ed. Prentice Hall, Inc, Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

Woods, R. D. (1978), "Measurement of dynamic soil properties". Earthquake Eng. and Soil Dynamics, Proc. of the ASCE Geotechnical Eng. Div., Specialty Conference, Pasadena Cal., vol I, jun.

Zeevaert, L. (1967), "Free vibration test to determine the shear modulus of elasticity of soils". Proceedings III Panamerican Conference on Soil Mech. and Found. Eng., vol I, P III, Caracas, Venezuela.

Zeevaert, L. (1973), "Foundation engineering for difficult subsoil conditions". Ed. Van Nostrand Reinhold, Nueva York. Caps 5 y 12.

01182

1 eq 1

T II

CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LA ARCILLA
DEL VALLE DE MEXICO

Alberto JAIME PAREDES

TESIS DOCTORAL

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

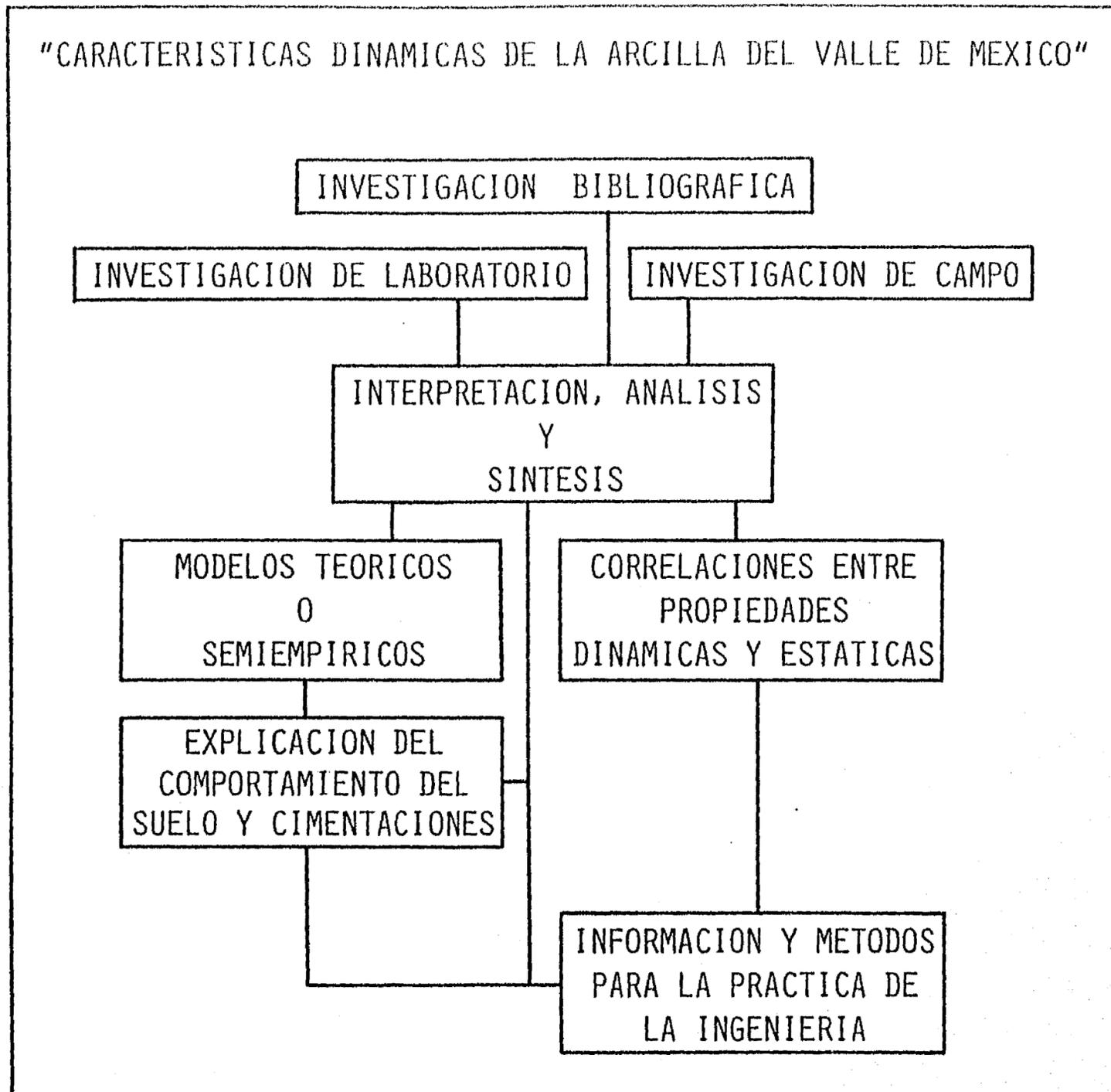
DOCTOR EN INGENIERIA
(mecánica de suelos)
Tomo II

CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F., noviembre, 1987

TABLAS Y FIGURAS

CAPITULO 1

Tabla 1.1 Cuadro sinóptico de la tesis



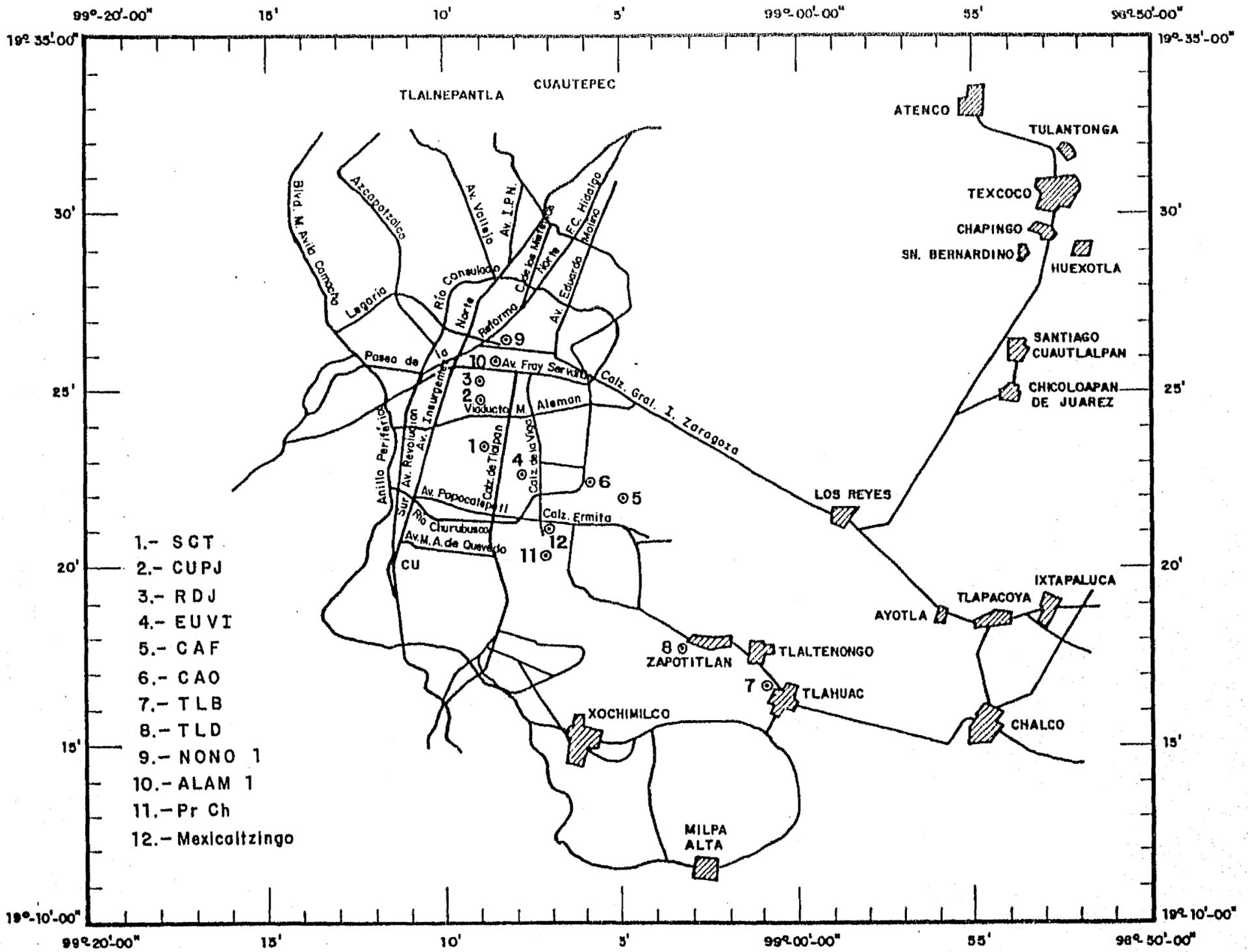


Fig 1.1 Localización de los sondeos continuos

TABLAS Y FIGURAS

CAPITULO 2

Tabla 2.1 Evolución de hundimientos en la antigua traza de la ciudad de México.

intervalo de medición años	hundimiento medio cm	velocidad media de hundimiento cm/año
1891-1938	212	4.5
1938-1948	76	7.6
1948-1950	88	44.0
1950-1951	46	46.0
1951-1952	15	15.0
1952-1953	26	26.0
1953-1957	68	17.0
1957-1959	24	12.0
1959-1963	22	5.5
1963-1966	21	7.0
1966-1970	28	7.0

Tabla 2.2 Hundimiento en varias zonas de la ciudad de México
Periodo de medición 1970-1977

Sitio	velocidad media cm/año
Calz. de Guadalupe y río Consulado	5.3
Calz. de Tlalpan y Av. Baja California	7.5
P. E. Calles y río Churubusco	11.3
Calz. de Tlalpan y Taxqueña	2.7
Av. Revolución y Morena	7.0

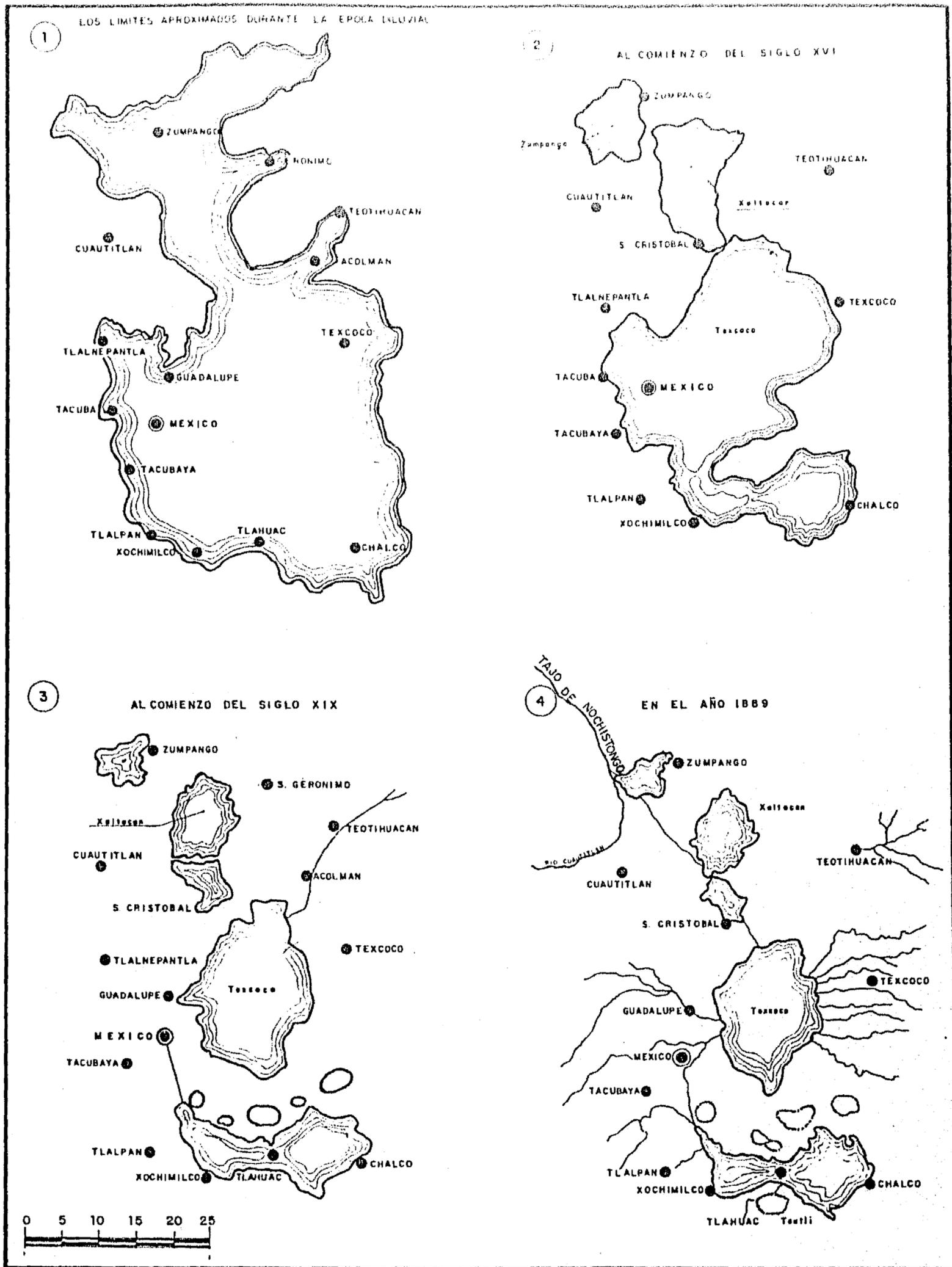


Fig 2.2. Lagos de la cuenca de México (Del Castillo, 1978)

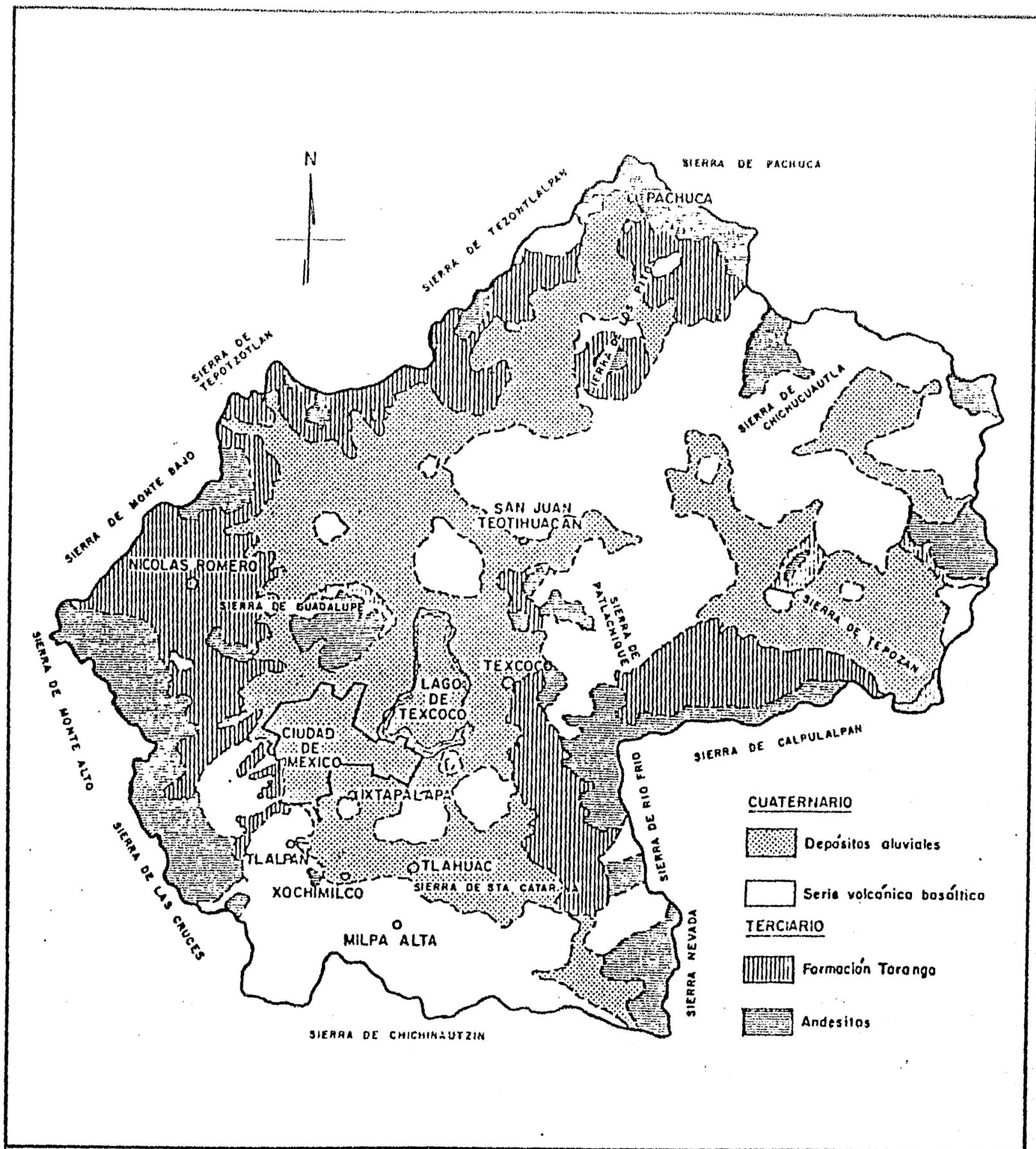


Fig 2.3. Geología superficial de la cuenca de México (Marsal y Graue, 1969)

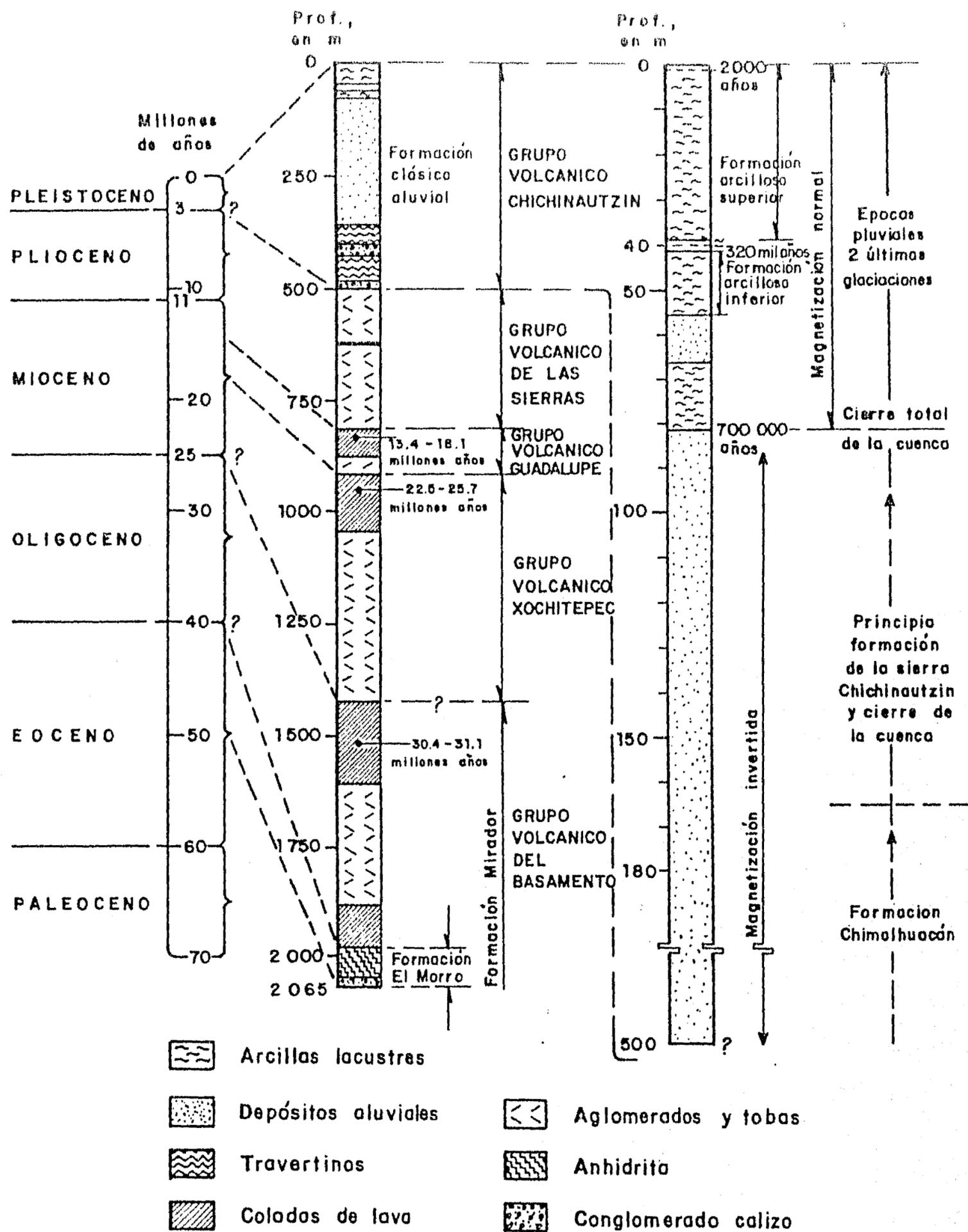


Fig 2.4 Litología del pozo profundo PP-1 (Reséndiz et al, 1970)

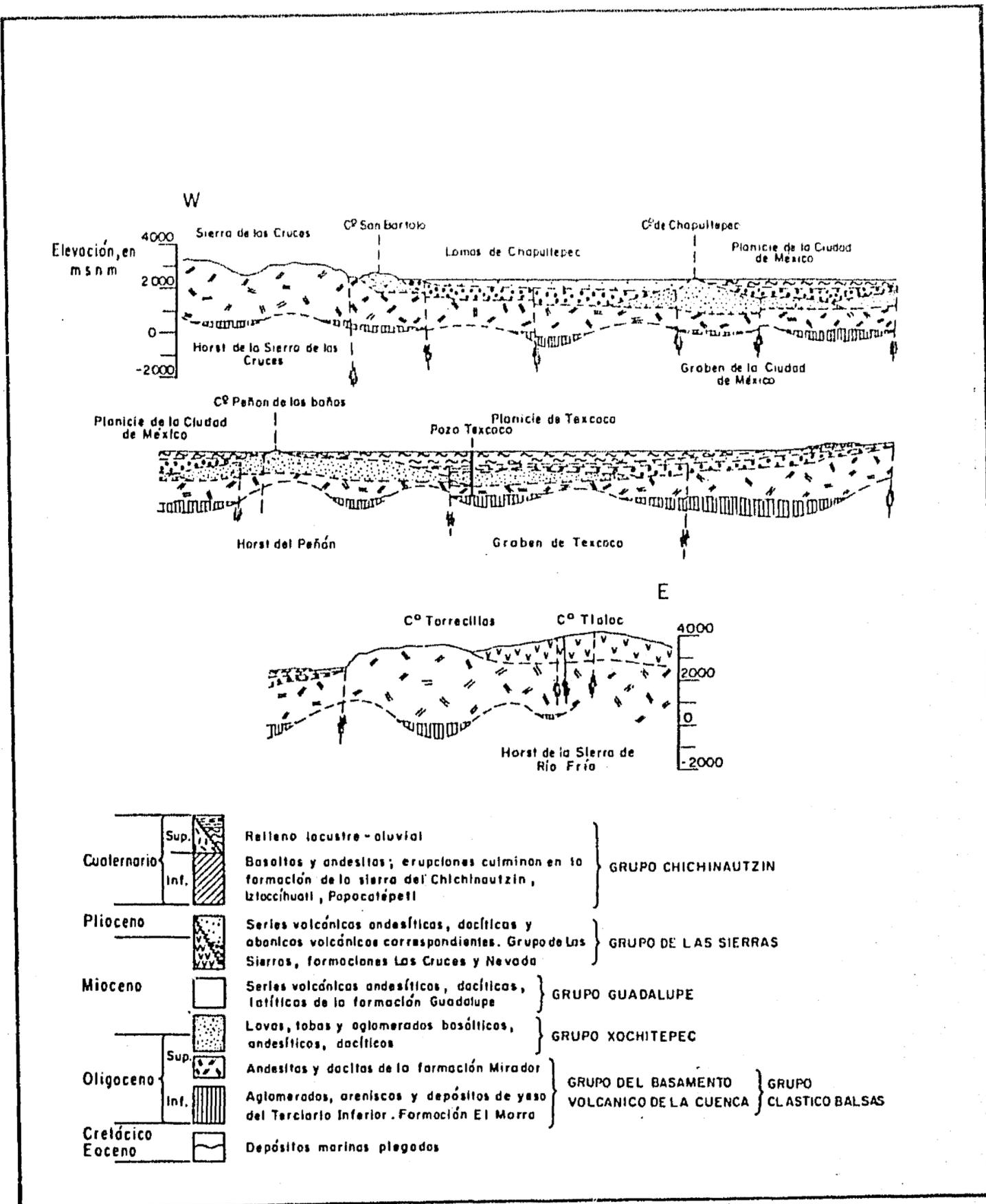


Fig 2.6 Sección W-E de la cuenca de México (Mooser, citado por Reséndiz et al, 1970)

Profundidad, en m	Perfil Estratigráfico	Descripción	Contenido de agua %	Consistencia o Compacidad	Compresibilidad
0	Costra superficial	material de relleno, limo, arena	muy variable pero menor de 50%	media a dura o compactado	baja
10		secuencia de capas de (arena fina, limosa negra)	variable entre		
20	Formación arcillosa superior	arcilla intercaladas con pequeños lentes de vidrio volcánico, ceniza, fósiles y arenas. Con frecuencia se encuentran fisuras y raíces	150 y 450 en algunas partes puede alcanzar valores de 500	blanda a muy blanda	alta a muy alta
30					
40	Capa dura	limo arenoso cementado	menor de 25	dura o muy dura	muy baja
50	Formación arcillosa inferior	arcilla con intercalaciones de ceniza y vidrio volcánico	entre 100 y 200	media a dura	media a alta
60	Depósitos profundos	Depósitos aluviales de gravas y arenas andesíticas, limos cementados. Pueden presentarse capas de arcilla o limo arcilloso (de consistencia media a dura y de baja compresibilidad)	menor de 40	dura a muy dura	muy baja

Fig 2.7 Perfil idealizado de la zona del lago de Texcoco

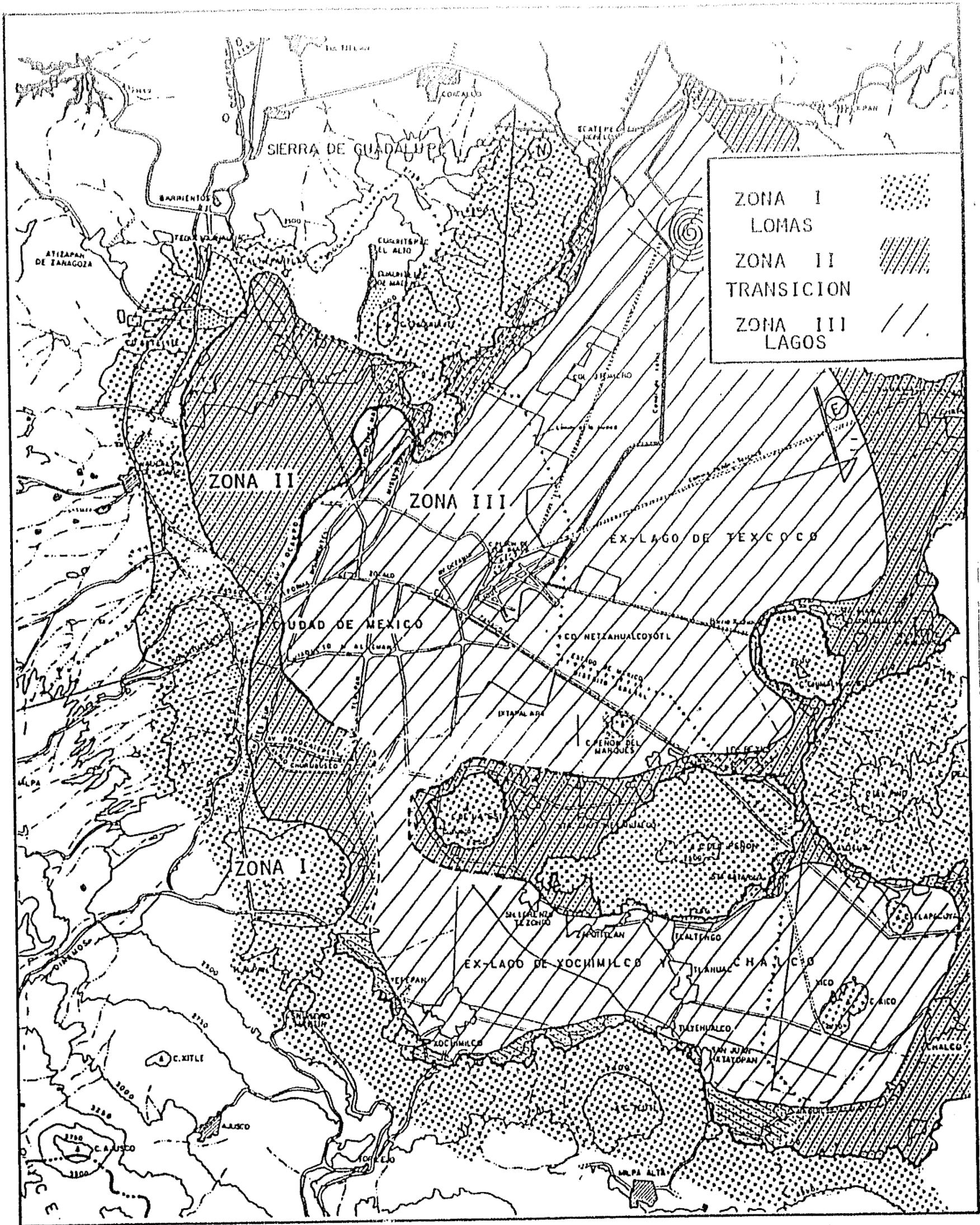


Fig 2.8 Zonificación del subsuelo del valle de México (1987)

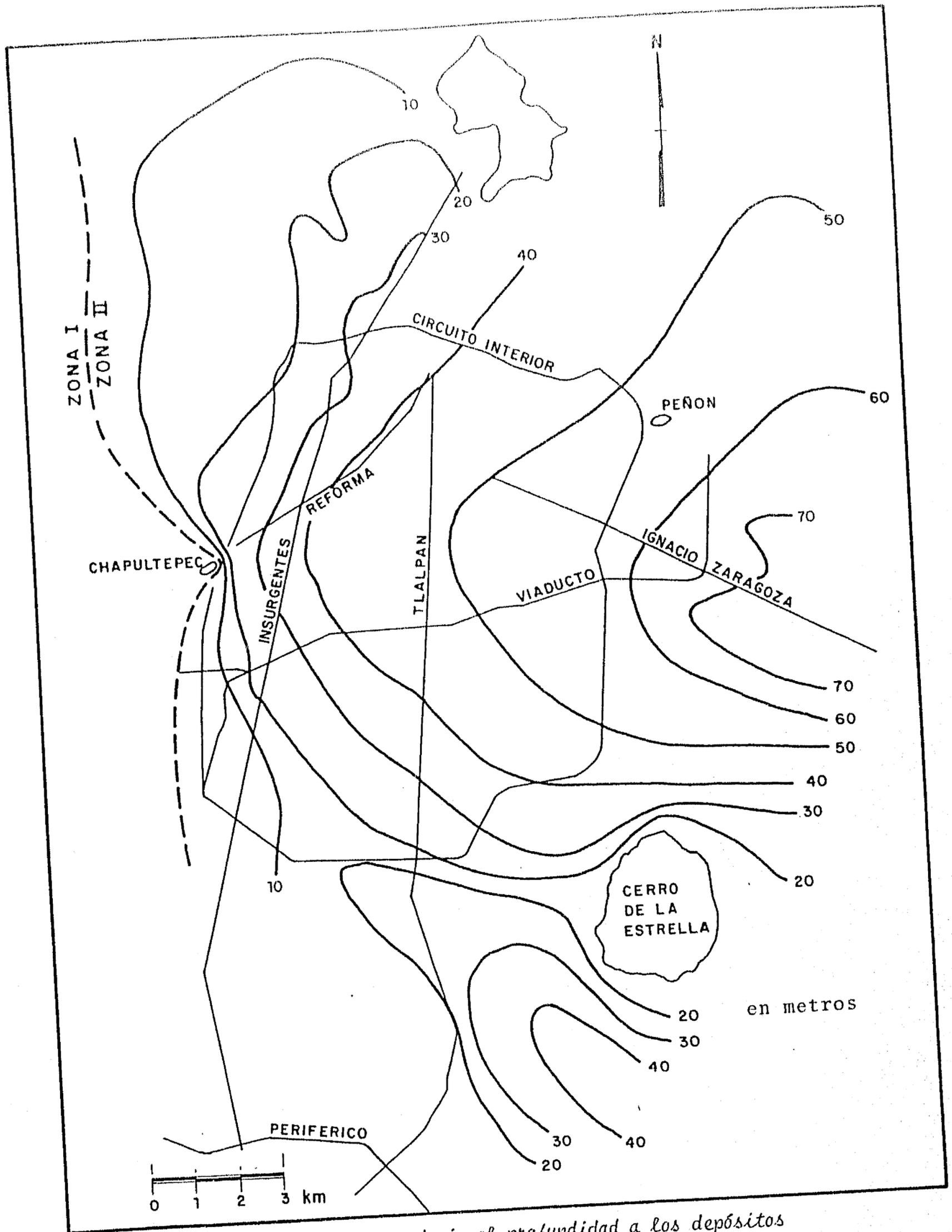


Fig 2.9 Curvas de igual profundidad a los depósitos profundos

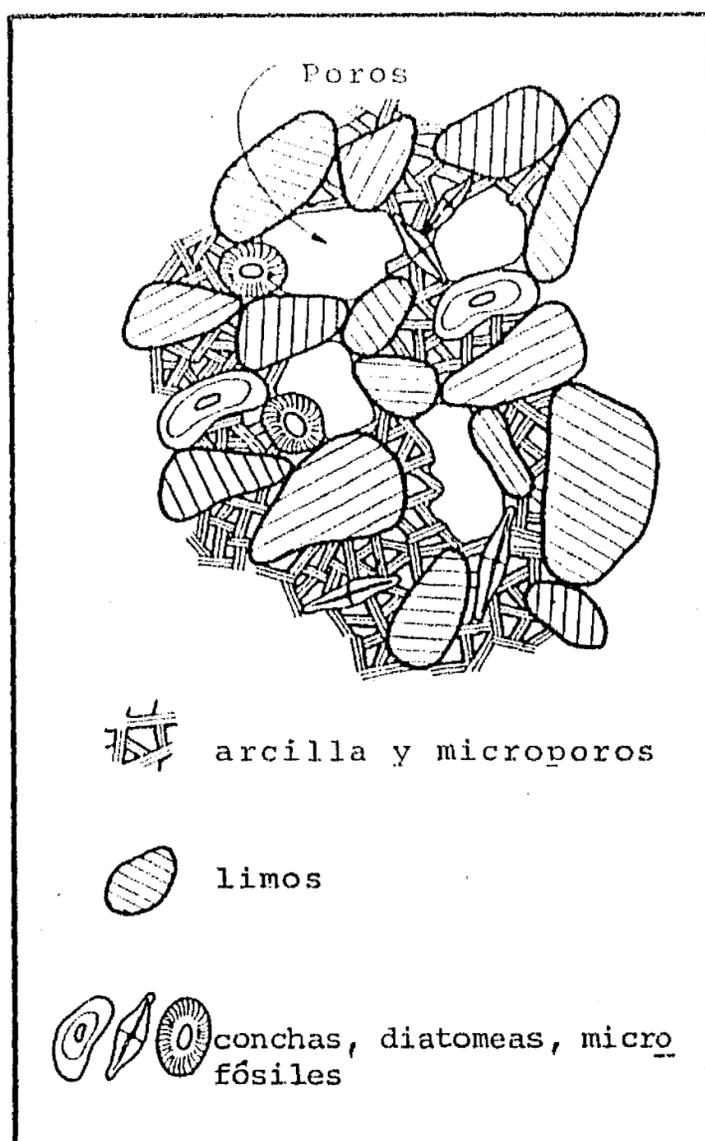


Fig 2.11. Descripción esquemática de la arcilla del valle de México

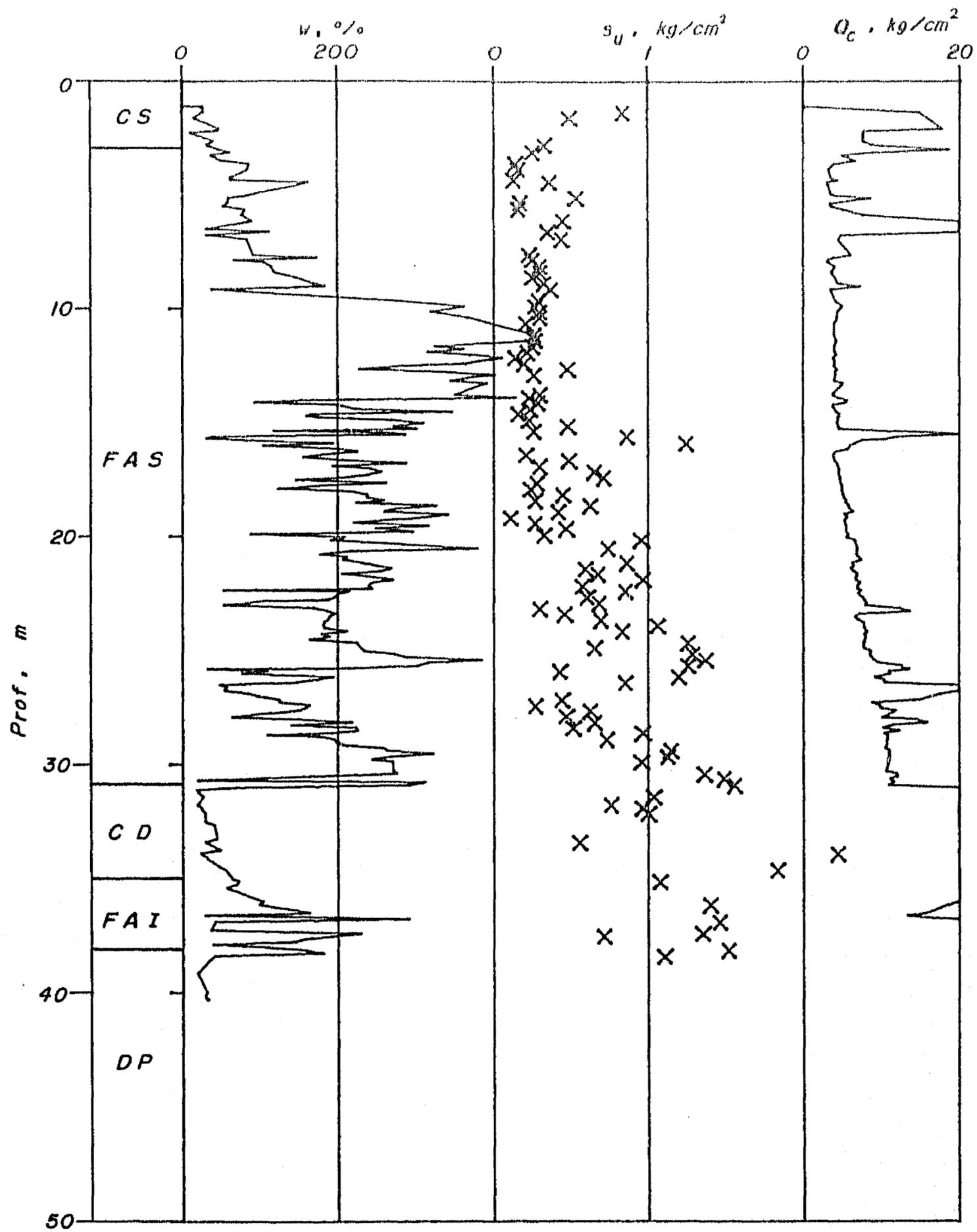


Fig 2.12 Comparación entre resistencia de punta Q_c , contenido de agua w , resistencia no drenada s_u y perfil estratigráfico

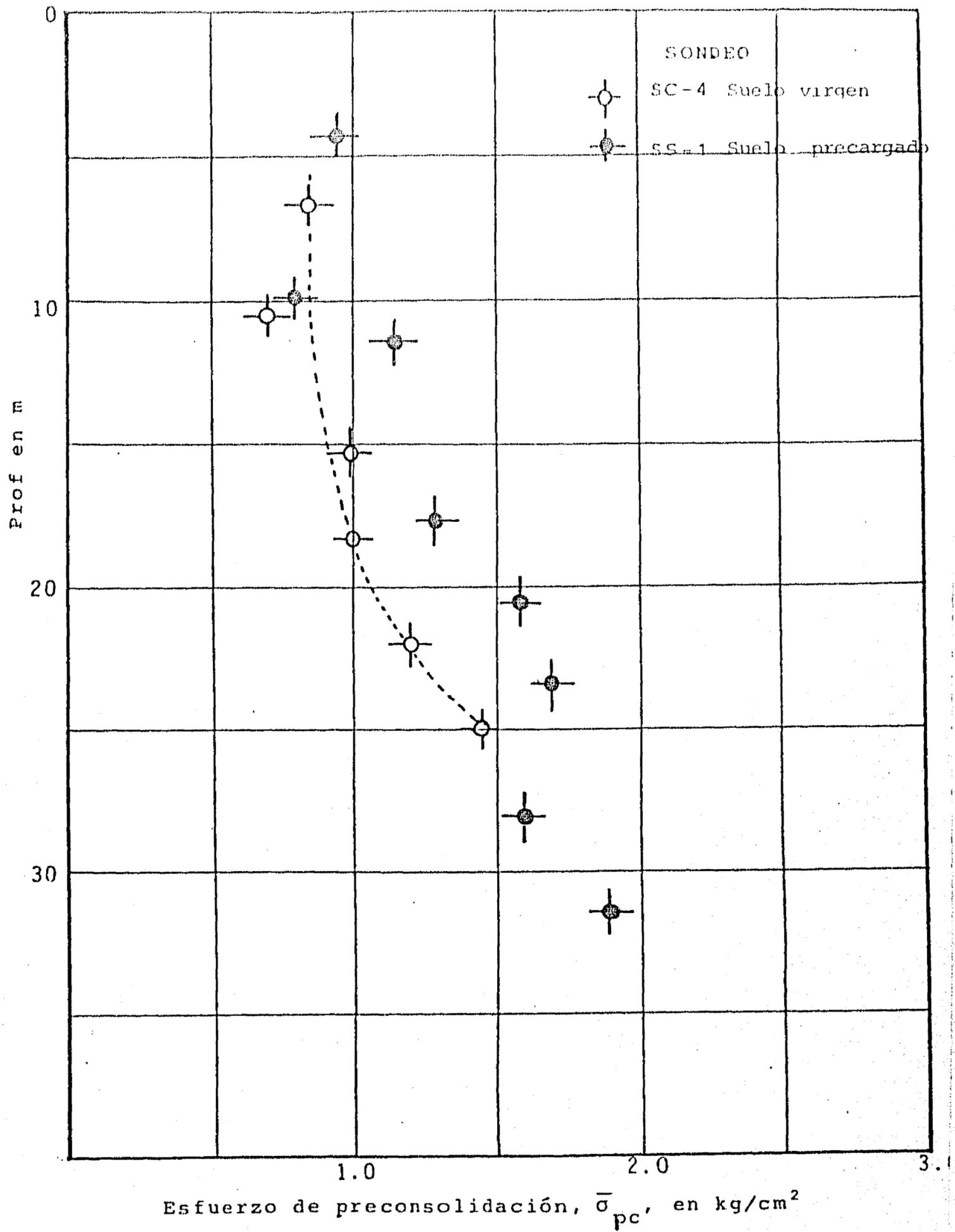


Fig 2.13. Cargas de preconsolidación

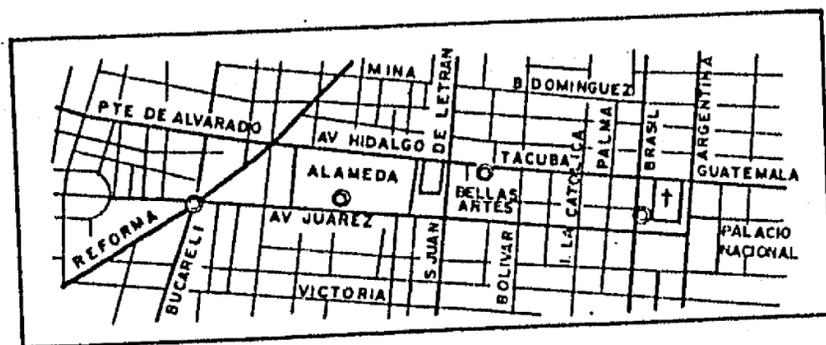
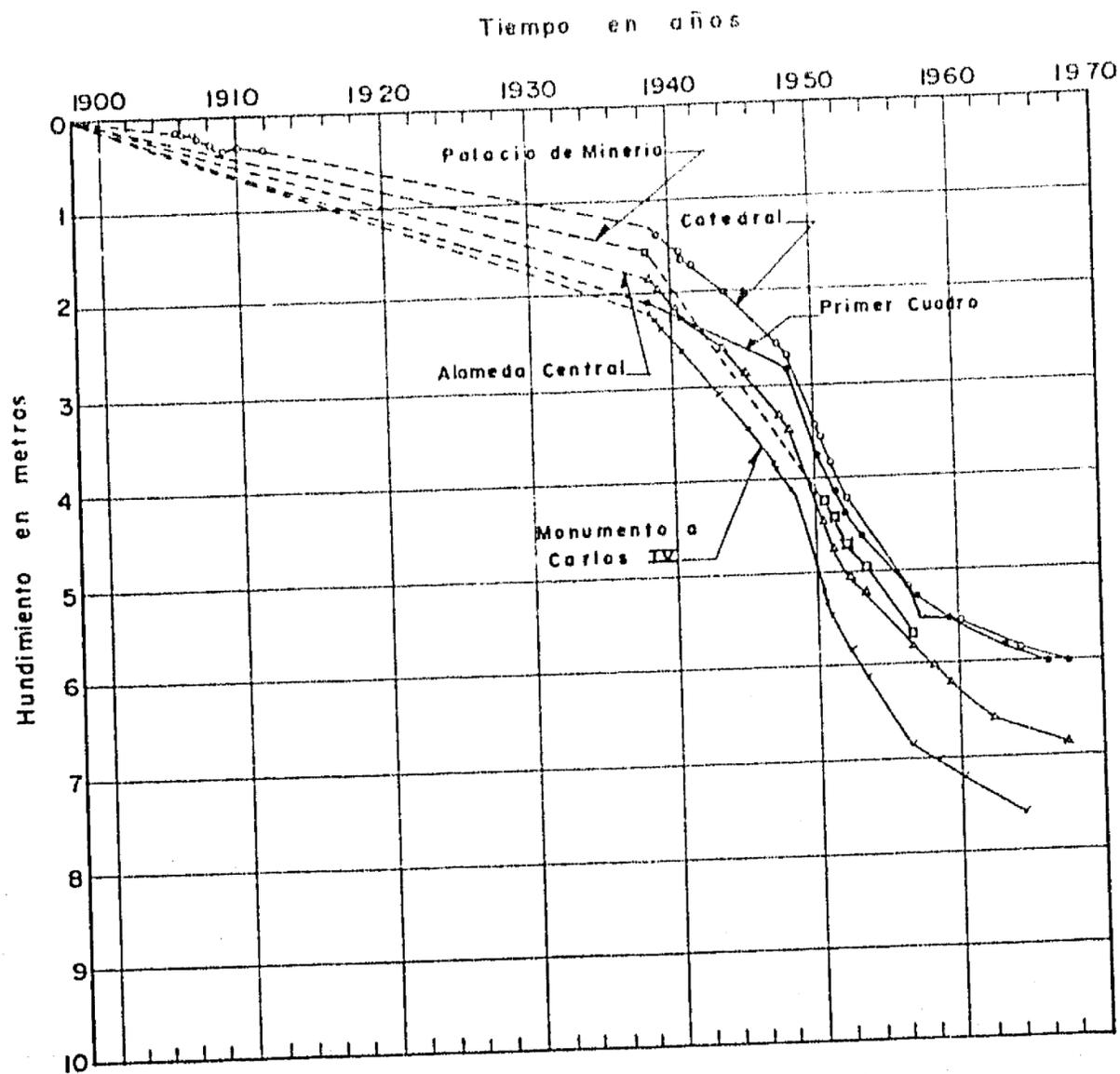


Fig 2.14. Evolución del hundimiento medio en varios sitios de la ciudad de México (Memorias de las obras del Sistema de Drenaje Profundo del DDF)

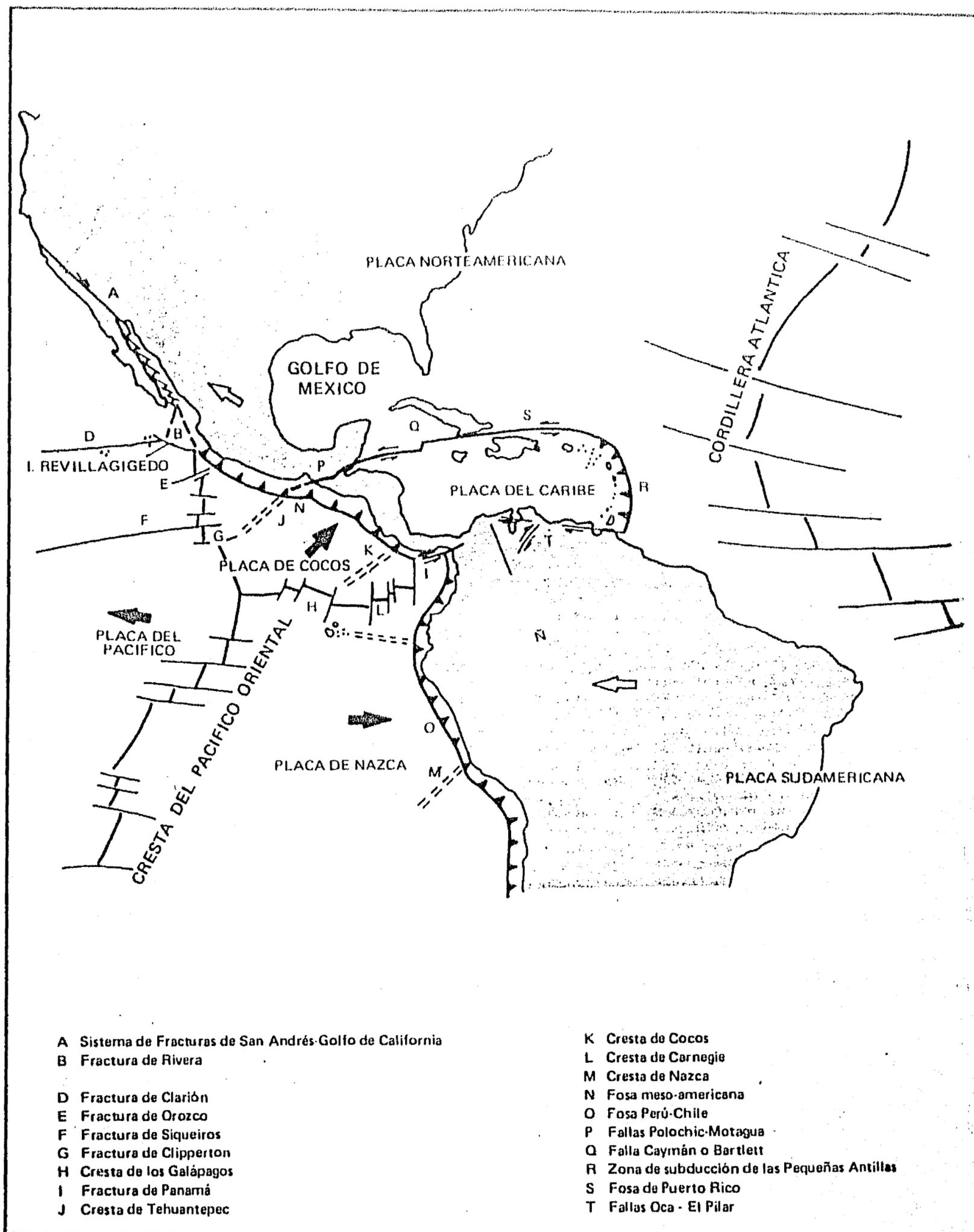


Fig 2.15. Tectónica de la República Mexicana (Demant, 1978, tomado de Geología de la República Mexicana, 1985)

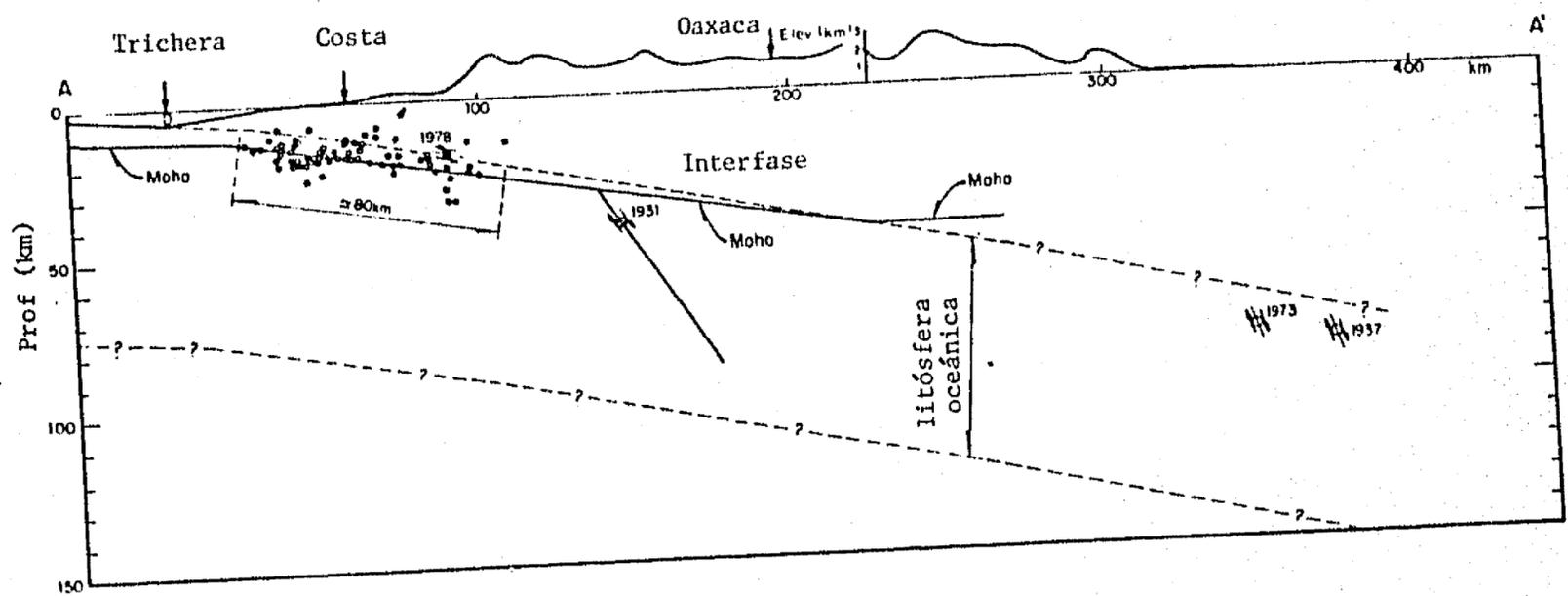
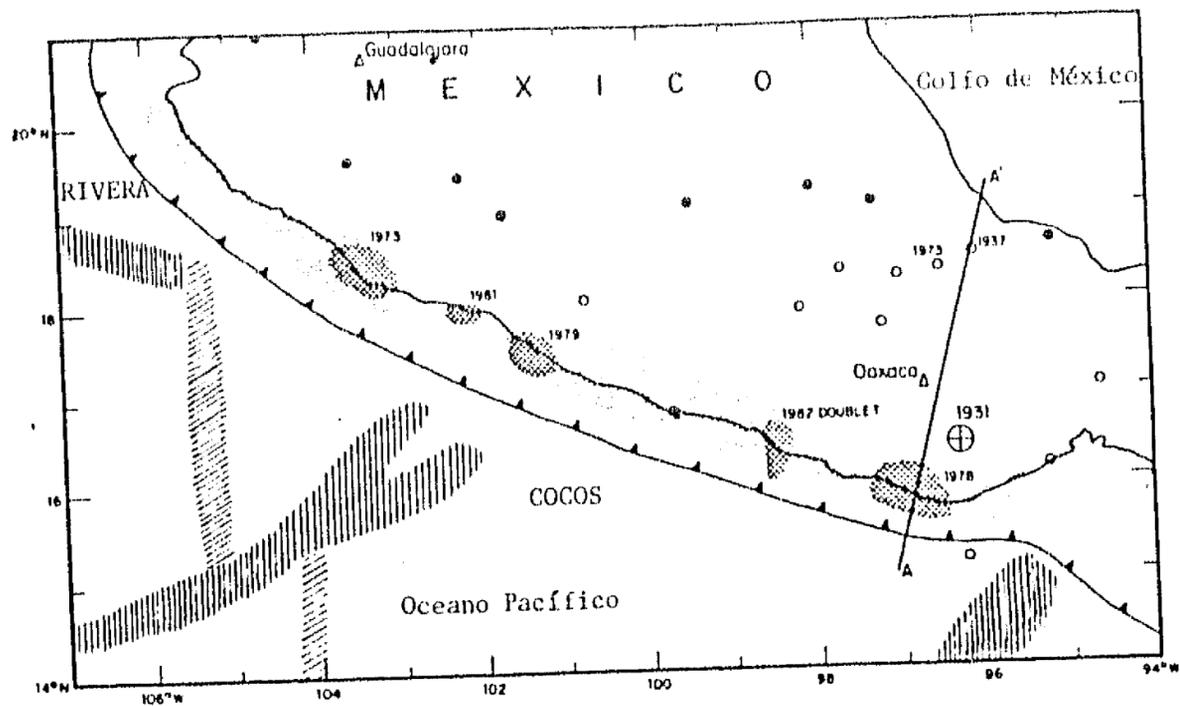


Fig 2.16 Zonas de ocurrencia de los sismos de subducción y de falla normal en México (Singh et al, 1985)

TABLAS Y FIGURAS

CAPITULO 3

Tabla 3.1 Ensayes de columna resonante

TABLA 1 COLUMNA RESONANTE															
SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT AGUA %	REL VAC INICIAL	PESO VOL Ton/m ³	PRE CONF kg/cm ²	REL VAC CONSOLI	DENSIDAD SOLIDOS	Gmax Kg/cm ²	D %	Ymin %	Fc Kg/cm ²	Ccu Kg/cm ²	Ocu GRADOS	1.2
															Ccu Kg/cm ²
SCT	15 - 2	12.00	319.4	7.25	1.130	0.50	6.79	2.35	27.00		2.53E-03	0.70	0.10	19.0	0.22
						1.00	6.36		30.80		1.47E-03				
	27 - 2	20.90	223.0	5.10	1.191	0.90	4.70	2.28	74.52	3.30	2.70E-03	1.65	0.36	20.0	0.87
47 - 1		35.00	61.0	1.40	1.461	1.80	3.83		130.30	3.13	2.76E-03				
						1.10	1.30	2.30	434.00	9.21	6.86E-04	1.10	0.45	26.0	1.07
						2.20	1.15		665.00	8.78	4.96E-04				
PGEP	3	11.88	353.0	8.30	1.155	0.50	7.70	2.35	30.29	11.33	6.86E-03				
	6	17.63	261.0	6.10	1.207	0.60	5.70	2.34	60.57	16.75	3.47E-03				
	9	24.85	241.0	5.67	1.212	0.70	5.40	2.35	78.75	5.30	4.08E-03				
NONO	3 - A	13.53	197.0	4.60	1.260	0.50	4.40	2.34	50.75	6.33	5.45E-03				
	16	36.28	145.0	3.30	1.300	1.20	3.05	2.30	239.80	4.90	1.74E-03				
SAA	14 - 2	13.67	312.0	7.07	1.214	0.50	6.89	2.27	59.70	3.47	7.50E-03	1.17	0.30	17.0	0.17
						0.75	6.69		64.00	9.30	5.24E-03				
						1.50	5.70		105.00	6.96	5.42E-03				
ZOC	P1-M22-T2	19.50	353.0	8.26	1.160	0.50	7.71	2.34	54.70	7.81	9.04E-03				
						0.75	7.37		62.30	7.35	8.80E-03				
						1.00	6.48		77.80	6.76	9.10E-03				
						1.50	5.75		101.70	9.09	5.85E-03				
CUPJ	12 - 3	10.00	398.6	8.97	1.137	0.55	8.44	2.25	36.84	5.91	9.46E-03	0.72	0.23	11.3	0.46
						1.10	7.27		59.71	6.00	5.88E-03				
	28 - 2	20.00	121.0	1.87	1.435	0.95	1.73	2.28	205.60	7.93	1.47E-03	1.60	0.35	16.7	0.48
38 - 3	29.30	267.0	6.31	1.210	1.90	1.44		421.60	6.48	6.61E-04					
					1.10	5.23	2.36	79.40	8.10	4.70E-03	1.92	0.43	16.7	1.17	
						2.20	4.33		132.60	6.60	3.50E-03				
RDJ *RIO DE JANEIRO*	16 - 2	12.60	279.0	6.42	1.187	0.60	5.28	2.30	50.10	12.60	3.08E-03	0.66	0.18	14.0	0.43
						1.20	4.24		93.00	12.10	3.07E-03				
	29 - 3	22.50	282.0	6.52	1.163	0.80	5.74	2.31	92.00	9.08	2.80E-03	1.15	0.44	15.0	0.61
44 - 2	33.40	117.0	2.71	1.536	1.60	4.31		230.00	10.15	1.80E-03					
					1.10	2.31	2.32	284.00	20.80	6.40E-04	1.70	0.60	15.0	1.22	
						2.20	2.16		389.00	15.34	5.20E-04				
CAD	15 - 3	12.85	374.0	8.65	1.120	0.50	8.10	2.31	28.00	5.10	3.35E-03	0.69	0.10	19.0	0.29
	39 - 2	31.80	355.0	7.95	1.180	0.90	7.66	2.24	35.30	10.80	6.93E-03	1.20	0.13	20.0	0.29
							1.80	7.26		74.98	7.40	4.03E-03			
47 - 2	38.20	356.0	8.33	1.160	1.00	7.94	2.34	60.80	7.70	4.91E-03	1.60	0.12	21.0	0.74	
					2.00	7.61		99.70	7.50	3.22E-03					
CAF	10 - 1	7.30	283.0	6.47	1.460	0.43	5.59	2.28	51.00	11.40	5.85E-03	0.83	0.20	11.3	0.19
						0.85	5.04		72.00	9.14	5.18E-03				
	26 - 3	20.70	381.0	8.52	1.167	0.70	7.28	2.24	36.90	10.13	6.56E-03	1.00	0.30	15.2	0.53
						1.40	6.35		54.50	11.13	8.58E-03				

Cont' Tabla 3.1 Ensayes de columna resonante

2.2

SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT AGUA %	REL VAC INICIAL	PESO VOL. ton/m ³	PRE CONF kg/cm ²	REL VAC CONSOLID	DENSIDAD D SOLIDOS	Gmax kg/cm ²	D %	Ymin %	Pc kg/cm ²	Ccu kg/cm ²	Ucu GRADOS	Cuu kg/cm ²
	44 - 1	34.50	167.0	3.88	1.346	1.20 2.40	3.41 3.34	2.33	244.00 200.00	6.60 6.30	1.76E-03 1.47E-03	2.76	0.65	22.4	1.30
EUVI	13 - 3	10.80	173.0	4.03	1.242	0.60 1.20	3.67 3.01	2.33	53.80 117.60	9.50 7.10	5.50E-03 3.40E-03	0.71	0.34	9.5	0.34
	25 - 2	19.40	346.0	8.05	1.196	0.85 1.70	6.44 5.14	2.33	62.00 124.00	9.42 10.96	3.50E-03 2.20E-03	0.90	0.22	18.4	0.30
	45 - 3	34.70	267.0	6.25	1.160	1.20 2.40	5.21 4.30	2.34	70.50 156.00	8.90 32.95	4.20E-03 1.25E-03	2.10	0.23	18.4	1.06
BJB	12 - 2	9.30	169.0	3.84	1.220	0.50 0.75 1.00 1.50	3.51 3.36 3.06 2.67	2.27	64.00 76.00 96.00 147.00	6.33 7.58 6.40 8.33	1.03E-02 7.50E-03 7.80E-03 4.36E-03	1.19			0.35
PrCh	2	8.30	200.0	4.68	1.220	0.60	4.32	2.34	39.90	10.60	5.34E-03				
	5	13.50	394.0	9.09	1.128	0.70	8.57	2.31	40.30	10.40	8.40E-03				
	7	19.00	303.0	6.87	1.130	0.80	6.16	2.27	73.00	11.40	4.99E-03				
TLD	14 - 1	10.60	288.0	6.85	1.190	0.55 1.10	6.42 5.93	2.38	47.50 66.40	10.00 13.57	4.83E-03 4.36E-03	1.60	0.26	17.2	0.30
	29 - 2	22.40	93.0	2.14	1.340	0.80 1.60	1.98 1.88	2.30	118.00 680.00	4.98 3.53	2.82E-03 1.07E-03	1.96	0.31	18.6	0.61
	46 - 2	34.90	203.0	4.76	1.200	1.25 2.50	4.11 3.34	2.35	245.00 262.00	4.21 2.54	2.63E-03 3.39E-03				
TLB	6 - 2	5.00	196.0	4.66	1.234	0.48	3.95	2.38	49.60	8.40	4.50E-03	0.43	0.10	19.8	0.23
	18 - 2	13.90	261.0	5.94	1.344	0.73 1.46	5.10 4.11	2.28	48.82 85.83	13.77 10.66	3.28E-03 3.39E-03	0.50	0.10	18.3	0.32
	28 - 3	21.20	141.0	3.23	1.307	0.93 1.86	2.61 2.21	2.29	85.30 146.30	12.80 14.00	1.60E-03 1.26E-03	0.64	0.17	17.7	0.66
	35-3-1	26.50	367.0	8.47	1.134	1.13	6.49	2.31	93.00	17.30	1.60E-03	1.10	0.38	13.5	0.66
	35-3-2	26.50	282.0	6.52	1.206	2.26	3.67	2.31	273.90	7.80	4.00E-03				
	47 - 1	35.20	194.0	4.46	1.239	1.40 2.80	3.43 2.77	2.30	100.40 179.30	10.70 10.13	2.34E-03 1.93E-03	0.84	0.46	10.8	0.87
	53 - 1	40.00	155.0	3.57	1.301	1.55 3.10	3.11 2.07	2.31	136.00 243.00	4.93 9.60	3.35E-03 1.56E-03	1.30	0.45	15.3	0.89
	63 - 3	47.60	132.0	3.04	1.334	1.80 3.60	2.61 2.24	2.31	215.90 364.63	6.09 15.76	1.17E-03 5.98E-04	2.70	0.53	17.4	1.27
	73 - 2	54.90	127.0	2.98	1.341	2.05 4.10	2.70 1.99	2.35	209.10 443.00	10.21 9.94	6.94E-04 4.43E-04	1.40	0.55	16.5	0.70

Tabla 3.2 Ensayes triaxiales cíclicos. Consolidación isotrópica

TABLA: TRIAXIAL CICLICA												
CONSOLIDACION ISOTROPICA												
SITIO	MUESTRA	PROF.	CONT AGUA	REL VAC	PESO VOL	PRE CONF.	REL VAC	DENSIDAD	G	D	Y	TAD 45'
	No.	(m)	%	INICIAL	ton/m ³	kg/cm ²	CONSOLI	D SOLIDOS	kg/cm ²	%	%	kg/cm ²
SCT	15 - 2	12.00	343.4	8.07	1.115	0.50	7.31	2.35	13.00	6.74	9.54E-02	0.049
									11.91	7.79	2.17E-01	0.090
									11.24	6.21	4.26E-01	0.190
									1.00	5.95		
									25.25	4.33	7.88E-02	0.080
									24.55	3.72	3.17E-01	0.340
									22.46	4.17	6.74E-01	0.610
									20.92	2.91	8.07E-01	0.680
									20.10	4.19	9.63E-01	0.790
									16.56	5.36	1.29E+00	0.860
	27 - 2	20.90	241.8	5.51	1.202	0.90	5.11	2.28	52.82	8.19	1.92E-02	0.040
									45.41	2.94	2.08E-01	0.380
									43.51	2.85	2.61E-01	0.470
									42.39	3.02	3.65E-01	0.640
									38.45	4.02	4.87E-01	0.760
									66.94	5.98	3.05E-02	0.080
									64.07	3.48	8.63E-02	0.220
									63.22	4.27	1.47E-01	0.370
									60.50	2.33	2.09E-01	0.490
									50.83	2.38	4.26E-01	0.860
	47 - 1	35.30	71.0	1.73	1.439	1.10	1.58	2.30	269.00	6.00	2.00E-02	0.200
									246.00	12.00	4.00E-02	0.330
									157.00	13.00	7.00E-02	0.437
									147.00	11.00	9.00E-02	0.535
									123.00	10.00	1.20E-01	0.610
									116.00	9.00	1.60E-01	0.750
									106.00	9.00	1.90E-01	0.820
									2.20	1.52		
									417.00	5.00	2.00E-02	0.190
									337.00	4.50	4.00E-02	0.490
293.00	7.00	5.00E-02	0.650									
194.00	8.00	9.00E-02	0.890									
163.00	5.00	2.00E-01	1.300									
TLATE_	32 - 2	19.30	212.0	4.96	1.215	0.50	4.74	2.34	23.44		1.16E-01	0.109
									20.90		2.90E-01	0.220
									15.19		5.50E-01	0.350
									15.51		5.36E-01	0.350
SAA	14 - 2	13.60	224.0	5.09	1.227	0.50	4.89	2.27	32.33	11.00	7.13E-02	0.090
									31.44	8.50	1.36E-01	0.170
									24.22	3.43	5.08E-01	0.480
									0.75	4.70		
									40.94	4.54	3.33E-02	0.060
									34.63	3.42	1.17E-01	0.130
									32.27	3.00	1.35E-01	0.170
									30.50	1.94	1.85E-01	0.220
									28.07	1.74	2.40E-01	0.260
									26.04	3.52	5.35E-01	0.560

Cont' Tabla 3.2 Ensayes triaxiales cíclicos. Consolidación isotrópica 2.4

SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT AGUA %	REL VAC INICIAL	PESO VOL ton/m ³	PRE CONF. kg/cm ²	REL VAC CONSOLID	DENSIDAD SOLIDOS kg/cm ²	G	D	Y	TAD 45' kg/cm ²
SAA				1.50		3.88			73.75	4.80	2.30E-02	0.070
									57.00	1.45	1.68E-01	0.380
									52.00	2.05	1.68E-01	0.420
									52.00	2.70	3.06E-01	0.640
									49.50	3.00	3.30E-01	0.620
									42.00	2.20	4.92E-01	0.810
									42.00	1.83	7.62E-01	1.110
									27.00	1.80	1.19E+00	1.200
ZDC	P1-M22-T2	19.80	304.0	6.77	1.220	0.50	6.47	2.34	27.00	7.10	6.10E-02	0.050
									25.50	3.85	2.53E-01	0.270
									24.50	3.20	3.02E-01	0.290
									25.50	3.65	3.90E-01	0.570
									40.20	4.97	2.60E-02	0.040
									33.75	3.05	3.15E-02	0.044
									33.78	3.39	4.13E-02	0.060
									27.00	2.93	1.08E-01	0.175
									33.40	6.04	5.29E-02	0.070
									29.90	3.71	9.01E-02	0.110
	28.00	3.82	1.46E-01	0.190								
	27.89	2.06	2.77E-01	0.340								
	24.56	2.56	6.13E-01	0.560								
	23.33	2.88	7.14E-01	0.680								
	61.00	7.72	4.75E-02	0.065								
	45.00	3.87	9.80E-02	0.090								
	44.00	3.73	1.32E-01	0.120								
	40.00	3.49	1.99E-01	0.160								
	40.00	3.16	3.31E-01	0.250								
	39.00	2.04	4.23E-01	0.320								
38.00	2.09	5.53E-01	0.420									
36.00	2.46	8.22E-01	0.620									
34.00	2.10	1.08E+00	0.720									
32.00	2.67	1.30E+00	0.850									
28.00	3.21	1.54E+00	0.900									
23.00	2.54	2.30E+00	1.050									
CUPJ	12 - 3	10.00	377.0	8.40	1.088	0.55	8.00	2.25	31.60	4.90	3.00E-02	0.040
									23.10	6.40	2.20E-01	0.200
									41.70	7.10	4.00E-02	0.700
									39.20	12.00	2.50E-01	0.390
									26.40	5.50	7.20E-01	0.760
	28 - 3	21.90	261.0	5.95	1.155	0.95	5.54	2.28	39.00	8.40	1.60E-01	0.250
									30.00	5.30	5.10E-01	0.620
									83.00	8.40	3.30E-02	0.120
									77.00	7.40	1.50E-01	0.420
									60.00	5.30	4.30E-01	1.040
50.00	9.60	8.20E-01	1.610									

Cont' Tabla 3.2 Ensayes triaxiales cíclicos. Consolidación isotrópica

3.4

SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT. AGUA %	REL VAC INICIAL	PESO VOL PRE ton/m ³	CONF. REL VAC CONSOLI D SOLIDOS kg/cm ²	DENSIDAD G kg/cm ²	D	Y	TAD 45' kg/cm ²		
CUPJ	3B - 1	29.00	235.0	5.72	1.176	1.10	5.13	2.36	70.00	6.60	3.00E-02	0.090
									56.00	7.00	1.20E-01	0.270
									49.00	6.20	2.46E-01	0.320
									44.00	6.10	4.30E-01	0.750
									105.00	10.00	6.30E-02	0.260
									91.00	9.50	2.30E-01	0.820
									46.00	3.60	1.00E+00	1.890
CAO	15 - 3	12.57	375.2	8.67	1.140	0.50	7.42	2.31	20.10	10.71	3.91E-02	0.035
									15.30	7.71	1.36E-01	0.075
									14.50	5.38	2.12E-01	0.110
									47.90	11.05	1.82E-02	0.035
									44.00	5.74	5.05E-02	0.920
									35.70	6.29	6.20E-02	0.850
									28.00	5.53	1.35E-01	0.145
	23.90	7.53	5.15E-01	0.470								
	39 - 2	32.00	285.5	6.40	1.167	0.90	5.76	2.24	21.20	12.75	4.75E-01	0.450
									37.60	10.07	4.84E-02	0.037
									31.10	5.27	1.56E-01	0.096
									30.00	4.41	2.58E-01	0.170
									28.10	3.86	6.78E-01	0.380
									24.40	3.89	1.02E+00	0.500
									22.80	5.26	1.31E+00	0.600
	47 - 2	38.20	282.0	6.50	1.192	1.00	6.03	2.34	73.80	5.07	7.40E-02	0.110
									70.80	4.90	1.70E-01	0.240
									65.60	4.45	2.50E-01	0.370
									63.40	3.75	3.70E-01	0.470
									60.60	4.19	5.34E-01	0.630
67.00									19.00	2.00E-02	0.060	
60.00									16.00	6.00E-02	0.140	
CAF	10 - 1	7.30	292.0	6.71	1.159	0.43	6.36	2.28	59.00	14.00	1.60E-01	0.375
									43.00	5.00	2.50E-01	0.470
									114.00	13.00	1.80E-02	0.040
									106.00	7.00	4.40E-02	0.095
									95.00	8.00	1.00E-01	0.210
									67.00	6.00	4.20E-01	0.570
									32.00	8.10	3.00E-01	0.040
CAF	26 - 3	20.70	386.0	8.49	1.149	1.40	5.40	2.24	38.00	4.00	1.90E-01	0.290
									25.00	2.00	5.70E-01	0.550
									84.00	7.70	5.60E-02	0.180
									37.00	9.20	7.50E-01	1.110
									116.00	8.60	3.00E-02	0.140
									111.00	6.90	8.30E-02	0.380
									99.00	2.00	1.60E-01	0.620
CAF	44 - 1	34.60	168.0	3.90	1.276	1.20	3.71	2.33	91.00	9.70	2.20E-01	0.810
									91.00	9.70	2.20E-01	0.810

Cont' Tabla 3.2 Ensayes triaxiales cíclicos. Consolidación isotrópica

4.4

SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT AGUA %	REL VAC INICIAL	PESO VOL ton/m ³	PRE CONF. kg/cm ²	REL VAC CONSOLID	DENSIDAD SOLIDOS kg/cm ²	G	D	Y	TAD 45' kg/cm ²
CAF						2.40	3.30		145.00		1.60E-02	0.080
									94.00	7.40	2.60E-01	0.960
									93.00	8.30	5.10E-01	1.860
FrCh	5	13.50	387.0	8.95	1.109	0.70	8.34	2.31	29.00	5.40	4.60E-02	0.054
									29.40	4.30	1.70E-01	0.190
									22.80	4.60	4.60E-01	0.420
TLD	14 - 1	10.60	285.0	6.48	1.162	0.55	6.18	2.28	55.00	7.00	2.20E-02	0.047
									40.50	4.00	6.10E-02	0.099
									28.30	4.00	9.10E-02	0.136
						1.10	5.65		58.00	8.00	2.10E-02	0.050
									53.00	5.00	5.70E-02	0.120
									51.00	6.00	1.60E-01	0.320
									37.00	5.00	5.10E-01	0.750
	29 - 2	22.90	131.0	2.98	1.334	0.80	2.86	2.30	103.00	8.00	3.20E-02	0.130
									77.40	9.50	1.30E-01	0.410
									66.30	5.30	1.61E-01	0.420
						1.60	2.58		84.20	11.00	4.70E-02	0.160
									81.80	12.00	9.10E-02	0.300
									81.00	6.00	1.75E-01	0.570
									71.00	4.60	3.20E-01	0.930
	46 - 2	34.90	214.0	4.97	1.230	1.25	4.69	2.35	112.00	4.80	5.00E-02	0.210
									98.00	7.00	1.10E-01	0.430
									91.00	8.00	1.40E-01	0.490
						2.50	4.46		142.00	4.50	4.60E-02	0.280
									126.00	5.90	1.13E-01	0.540
									107.00	5.12	2.96E-01	1.270
									100.00	6.70	4.10E-01	1.570

Tabla 3.3 Ensayes triaxiales cíclicos. Consolidación anisotrópica

TABLA: TRIAXIAL CICLICA CONSOLIDACION ANISOTROPICA																				
SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT AGUA %	REL VAC INICIAL	PESO VOL ton/m ³	DENSIDAD SOLIDOS kg/cm ²	SIGc kg/cm ²	SIGd)c kg/cm ²	S1/S3	REL VAC CONSOLI	SIGd)cy kg/cm ²	Ei kg/cm ²	Gi kg/cm ²	Y %	E ult kg/cm ²	G ult kg/cm ²	Y %	N	EPSa)pernSIGdmax) kg/cm ²	
TLATE_ LOLCO	18-1-1	12.00	192.0	4.42	1.242	2.30	0.50	0.405	1.80	4.26	1.000	82.00	27.0	9.80E-01	65.00	22.00	1.20E+00	21	0.62	
								1.100			71.00	24.0	1.22E+00	57.00	19.00	1.44E+00	26	0.94		
	18-1-2		181.0	4.16	1.291				0.650	2.23	3.73	0.850	103.00	34.0	6.90E-01	85.00	28.00	6.70E-01	28	0.62
									1.060			76.00	25.0	1.05E+00	73.00	24.00	1.09E+00	25	0.72	
	18-1-3		193.0	4.44	1.252				0.870	2.74	3.75	0.430	195.00	65.0	1.70E-01	159.00	53.00	2.00E-01	19	0.88
									0.640			145.00	49.0	3.20E-01	110.00	37.00	4.20E-01	23	0.27	
	18-1-4		187.0	4.30	1.246				0.920	2.84	4.06	0.860	116.00	39.0	5.60E-01	92.00	31.00	6.60E-01	25	0.41
									1.060			105.00	35.0	7.90E-01	82.00	27.00	9.80E-01	17	1.93	
	18-1-5		195.0	4.49	1.238				0.920	2.84	4.06	0.410	186.00	62.0	1.80E-01	158.00	53.00	2.00E-01	27	0.16
									0.610			142.00	47.0	3.50E-01	113.00	38.00	4.10E-01	23	0.25	
	18-1-5		195.0	4.49	1.238				1.060	3.12	3.91	1.000	79.00	26.0	9.70E-01	62.00	21.00	1.10E+00	17	1.48
									0.420			204.00	68.0	1.70E-01	175.00	58.00	1.80E-01	21	0.07	
	18-1-5		195.0	4.49	1.238				0.630	3.12	3.91	0.630	162.00	54.0	2.90E-01	137.00	46.00	3.50E-01	26	0.07
									0.830			117.00	39.0	4.80E-01	109.00	36.00	5.60E-01	27	0.26	
	18-1-5		195.0	4.49	1.238				1.040	3.12	3.91	1.040	90.00	30.0	8.00E-01	82.00	27.00	9.50E-01	19	1.35
SAA	7-1-1	7.10	316.0	7.84	1.143	2.48	0.35	0.227	1.65	7.05	0.221	98.00	32.70	1.70E-01	108.00	36.00	1.50E-01	30	0.072	
								0.440			76.80	25.60	4.00E-01	72.80	24.30	4.50E-01	28	0.102		
	7-1-1	7.10	316.0	7.84	1.143	2.48	0.35	0.35	0.549	1.65	7.05	0.549	60.90	20.30	7.00E-01	63.80	21.30	6.00E-01	29	0.035
									0.659			88.00	29.00	5.60E-01	82.53	27.00	6.00E-01	28	0.003	
	7-1-2		326.0	8.08	1.148				0.735	3.10	7.45	0.209	165.00	54.9	9.50E-02	117.30	39.00	1.30E-01	24	0.021
									0.418			90.30	30.1	3.50E-01	86.40	28.80	3.60E-01	23	0.047	
	7-1-3		319.0	7.91	1.165				0.939	3.68	6.26	0.833	79.20	26.4	7.90E-01	64.40	21.50	9.70E-01	23	0.31
									0.234			212.00	70.60	8.00E-02	225.00	75.00	9.00E-02	26	0.057	
	7-1-3		319.0	7.91	1.165				0.467	3.68	6.26	0.467	145.00	48.30	2.00E-01	125.00	42.00	2.80E-01	25	0.088
									0.930			92.30	30.80	7.60E-01	94.30	31.00	7.40E-01	24	0.49	
	15-3-1	19.50	193.0	4.85	1.223	2.51	0.50	0.355	1.394	1.71	3.87	1.394	78.90	26.30	1.30E+00	58.40	19.50	1.79E+00	15	0.116
									0.236			84.20	28.00	2.00E-01	105.00	35.00	1.70E-01	25	0.062	
	15-3-1	19.50	193.0	4.85	1.223	2.51	0.50	0.355	0.472	1.71	3.87	0.472	131.00	43.80	2.70E-01	95.52	31.80	3.70E-01	27	0.025
									0.707			112.00	37.50	4.70E-01	103.00	34.00	5.00E-01	28	0.015	
	15-3-2		192.0	4.82	1.250				0.940	2.69	4.46	0.940	104.60	34.90	6.70E-01	86.30	28.80	8.70E-01	26	0.134
1.229									87.50			29.20	1.00E+00	68.00	22.70	1.35E+00	29	0.441		
15-3-2		192.0	4.82	1.250				0.420	2.69	4.46	0.420	168.00	56.00	1.90E-01	132.00	44.00	2.30E-01	26	0.0071	
								0.836			112.00	37.33	5.60E-01	59.00	19.67	1.00E+00	30	0.03		
15-3-3		180.0	4.77	1.249				1.252	3.20	4.27	1.252	73.00	24.40	1.28E+00	64.60	21.50	1.45E+00	24	0.832	
								0.437			124.00	41.40	2.60E-01	137.80	45.93	2.40E-01	29	0.146		
15-3-3		180.0	4.77	1.249				0.870	3.20	4.27	0.870	94.90	31.60	6.90E-01	90.40	30.10	7.20E-01	25	0.739	
								1.408			63.48	21.16	1.66E+00	---	---	---	2	0.116		
18-1-1	30.20	270.0	6.45	1.201	2.39	0.60	0.669	0.223	2.12	5.65	0.223	359.00	120.00	4.70E-02	359.00	120.00	---	23	0.002	
								0.444			172.00	57.00	1.90E-01	153.00	51.00	---	26	0.031		
18-1-1	30.20	270.0	6.45	1.201	2.39	0.60	0.669	0.689	2.12	5.65	0.689	151.00	50.33	4.40E-01	153.00	51.00	---	26	0.03	
								0.913			96.00	32.00	7.10E-01	84.30	28.00	---	26	0.062		
18-1-2		276.0	6.59	1.155				1.029	2.72	6.07	1.029	387.00	128.00	4.00E-02	281.00	93.70	6.00E-02	24	0.002	
								0.410			246.00	82.00	1.30E-01	213.00	71.00	1.40E-01	23	0.011		
18-1-2		276.0	6.59	1.155				0.819	2.72	6.07	0.819	185.00	61.67	3.30E-01	166.00	55.33	---	23	0.055	
								1.634			129.00	43.00	9.50E-01	109.00	36.33	---	23	0.438		

Cont' Tabla 3.3 Ensayes triaxiales cíclicos. Consolidación anisotrópica

SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT AGUA %	REL VAC INICIAL	PESO VOL ton/m ³	DENSIDAD SOLIDOS kg/cm ³	SIGc kg/cm ²	SIGd)c kg/cm ²	S1/S3	REL VAC CONSOLI	SIGd)cy kg/cm ²	Ei kg/cm ²	Gi kg/cm ²	Y %	E ult kg/cm ²	G ult kg/cm ²	Y %	N	EF Sa/perm5100 %		
CSJ	5-1-1	14.00	360.0	8.17	1.163	2.27	0.50	0.000	1.00	7.85	0.390	48.00	16.00	5.00E-01	60.00	20.00	4.90E-01	25	0.16		
											0.580	43.00	14.33	9.20E-01	47.00	16.00	9.20E-01	16	0.14		
	5-1-2		358.0	8.13	1.159						7.91	0.380	70.00	23.00	4.10E-01	63.00	21.00	4.40E-01	18	0.07	
												0.570	56.00	19.00	7.40E-01	55.00	18.33	7.80E-01	19	0.11	
	5-1-3		383.0	8.69	1.129						7.81	0.380	73.00	24.00	4.00E-01	68.00	23.00	4.20E-01	19	0.13	
												0.570	57.00	19.00	7.50E-01	55.00	18.00	7.80E-01	22	0.14	
	5-1-4		372.0	8.44	1.140						7.37	0.380	136.00	45.33	2.80E-01	89.00	29.67	3.20E-01	18	0.06	
												0.570	85.00	28.00	6.10E-01	59.00	19.67	6.70E-01	25	0.07	
												0.760	63.00	21.00	9.40E-01	55.00	18.00	1.00E+00	24	0.17	
	NONO ESP	13-1'-1	7.22	354.0	8.07	1.176	2.28	0.30	0.210	1.70	7.54	0.104	84.00	28.00	9.30E-02	185.00	61.67	4.00E-02	23	0.08	
												0.207	97.00	32.33	1.60E-01	97.00	32.33	1.60E-01	26	0.04	
												0.413	69.00	23.00	4.50E-01	69.00	23.00	4.50E-01	27	0.047	
												0.768	55.00	18.33	1.00E+00	49.00	16.30	1.18E+00	25	0.21	
		13-1'-2		427.0	9.70	1.159				0.610	3.03	9.14	0.108	634.00	211.00	1.20E-02	476.00	158.67	2.00E-02	25	0.017
													0.215	189.00	63.00	8.50E-02	172.00	57.00	9.00E-02	27	0.088
0.430													95.00	31.70	3.30E-01	99.00	33.00	3.30E-01	29	0.158	
0.101													294.00	98.00	2.60E-02	176.00	58.67	4.30E-02	21	0.049	
13-1'-3			409.0	9.30	1.157				0.610	3.03	8.90	0.303	207.00	69.00	1.10E-01	156.00	52.00	1.50E-01	27	0.034	
												0.404	168.00	56.00	1.80E-01	133.00	44.00	2.30E-01	27	0.154	
												0.504	130.00	43.33	2.90E-01	107.00	35.67	3.50E-01	23	0.149	
												0.604	118.00	39.00	3.80E-01	100.00	33.33	4.50E-01	25	0.18	
13-2'-1		7.37	369.0	8.62	1.158	2.34	0.30	0.200	1.67	8.40	0.102	492.00	164.00	1.60E-02	281.00	93.7	2.70E-02	23	0.088		
											0.205	220.00	73.00	7.00E-02	152.00	51.00	1.00E-01	22	0.038		
											0.409	113.00	38.00	2.70E-01	101.00	33.67	3.00E-01	24	0.116		
											0.710	62.00	21.00	8.50E-01	59.00	20.00	9.00E-01	27	0.578		
13-2'-2			351.0	8.22	1.142				0.510	2.70	7.90	0.102	158.00	53.00	5.00E-02	171.00	57.00	4.40E-02	23	0.032	
												0.204	105.00	35.00	1.46E-01	90.00	30.00	1.70E-01	25	0.019	
												0.408	63.00	21.00	4.90E-01	56.00	18.67	5.50E-01	25	0.188	
												1.013	45.00	15.00	1.69E+00	49.00	16.30	1.55E+00	8	falla	
13-2'-3			355.0	8.30	1.167				0.610	3.03	8.00	0.201	129.00	43.00	1.20E-01	106.00	35.30	1.40E-01	24	0.006	
												0.301	83.00	28.00	2.70E-01	85.00	28.00	2.60E-01	24	0.083	
												0.402	80.00	27.00	3.77E-01	64.00	21.00	4.70E-01	25	0.091	
												0.500	63.00	21.00	5.95E-01	57.00	19.00	6.60E-01	26	0.138	
32-2'-1		19.17	208.0	4.89	1.217	2.33	0.40	0.320	1.80	4.72	0.601	59.00	20.00	7.64E-01	56.00	19.00	8.00E-01	25	0.754		
											0.211	494.00	165.00	3.20E-02	417.00	139.00	3.80E-02	20	0.021		
											0.423	326.00	109.00	9.70E-02	268.00	89.00	1.20E-01	25	0.028		
											0.634	257.00	85.67	1.90E-01	257.00	86.00	1.90E-01	28	0.037		
32-2'-2			159.0	3.69	1.254				1.610	5.03	3.58	1.056	174.00	58.00	4.50E-01	169.00	56.00	4.70E-01	28	0.149	
												1.261	155.00	51.70	6.10E-01	153.00	51.00	6.20E-01	28	0.149	
												0.204	870.00	290.00	2.00E-02	694.00	231.00	2.20E-02	21	0.01	
												0.609	371.00	124.00	1.20E-01	324.00	108.00	1.40E-01	24	0.049	
32-3-1		19.50	228.0	5.32	1.237	2.33	0.40	0.310	1.78	5.20	0.838	216.00	72.00	2.90E-01	254.00	84.67	2.40E-01	24	0.023		
											1.660	152.00	50.67	8.20E-01	126.00	42.00	9.90E-01	18	falla		
											0.204	192.00	64.00	8.00E-02	187.00	62.30	6.10E-02	24	0.012		
											0.408	158.00	52.67	1.90E-01	157.00	52.00	1.90E-01	27	0.014		
												0.612	154.00	51.00	2.90E-01	158.00	53.00	2.90E-01	27	0.024	
												1.231	159.00	53.00	5.80E-01	158.00	53.00	5.80E-01	25	0.046	

Cont' Tabla 3.3 Ensayes triaxiales cíclicos. Consolidación anisotrópica

SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT AGUA %	REL VAC INICIAL	PESO VOL ton/m ³	DENSIDAD SOLIDOS D	SIGc kg/cm ²	SIGd)c kg/cm ²	S1/S3	REL VAC CONSOLI	SIGd)cy kg/cm ²	Ei kg/cm ²	Gi kg/cm ²	Y %	E ult kg/cm ²	G ult kg/cm ²	Y %	H	EPSa	EPSb	EPS100m
NONO ESP	32-3-2		239.0	5.57	1.193			1.143	3.86	5.20	0.207	228.00	76.00	7.00E-02	228.00	76.00	7.00E-02	26	0.002		
											0.414	264.00	88.00	1.20E-01	195.00	65.00	1.60E-01	26	0.005		
											0.823	173.00	57.67	3.60E-01	143.00	48.00	4.30E-01	26	0.635		
	32-3-3		237.0	5.51	1.210			1.430	4.58	4.70	1.237	155.00	51.67	5.90E-01	94.00	31.30	9.90E-01	7	0.110		
											0.221	719.00	240.00	2.30E-02	540.00	180.00	3.10E-02	25	0.047		
											0.437	356.00	119.00	9.20E-02	307.00	102.00	1.10E-01	27	0.113		
	51-3-1	31.62	192.00	4.41	1.305	2.30	0.80	0.520	1.65	4.20	0.876	203.00	67.67	3.20E-01	203.00	68.00		27	0.200		
											0.208	390.00	130.00	4.00E-02	325.00	108.33	4.80E-02	23	0		
											0.832	223.00	74.30	2.80E-01	212.00	70.70	2.90E-01	25	0.042		
											1.401	230.00	76.67	4.57E-01	196.00	65.00	5.40E-01	26	0.064		
											1.913	203.00	68.00	7.10E-01	192.00	64.00	7.50E-01	26	0.125		
											2.169	181.00	60.00	8.90E-01	171.00	57.00	9.50E-01	26	0.15		
2.574											182.00	61.00	1.10E+00	157.00	52.30	1.20E+00	27	0.25			
51-3-2		197.0	4.52	1.216			2.240	3.80	4.17	2.857	141.00	47.00	1.52E+00	128.00	43.00	1.67E+00	25	1.03			
										0.414	382.00	127.00	8.10E-02	318.00	106.00	9.80E-02	24	0.018			
										0.832	289.00	96.00	2.16E-01	265.00	88.30	2.36E-01	26	0.044			
51-3-3		172.0	3.96	1.296			2.780	4.48	3.24	1.670	257.00	86.00	4.87E-01	270.00	90.00	4.64E-01	26	0.05			
										0.443	687.00	229.00	5.00E-02	572.00	190.70	6.00E-02	24	0.019			
										0.884	457.00	192.00	1.45E-01	428.00	142.67	1.55E-01	23	0.021			
										1.763	318.00	106.00	4.16E-01	268.00	89.33	4.90E-01	25	0.135			

Tabla 3.4 Ensayes triaxiales CU y UU

PRUEBA No.	$\sigma_d)_{max}$	$\epsilon_a) f$ %	M_i kg/cm ²	σ_1/σ_3
UU	0.55	6.4	30.1	1.00
5-1-1	0.91	4.0	37.1	1.00
5-1-2	1.15	5.0	75.0	1.38
5-1-3	1.04	3.3	73.0	1.76
5-1-4	1.13	2.7	63.0	2.14
CU	1.00	7.0	60.0	1.00
18-1-1	1.12	4.0	60.0	1.80
18-1-2	1.29	2.8	87.5	2.30
18-1-3	1.24	1.3	90.0	2.74
18-1-4	?	?	?	2.84
18-1-5	1.34	0.9	50.0	3.12
7-1-1	1.16	4.5	69.3	1.65
7-1-2	1.15	4.7	48.5	3.10
7-1-3	**			3.68
15-3-1	1.45	4.8	113.5	1.71
15-3-2	**			2.69
15-3-3	**			3.20
18-1-1	2.31	3.8	110.1	2.12
18-1-2	1.96	3.4	267.1	2.72
18-1-3	2.46	2.8	197.2	3.91
13-1'*	0.98	2.9	46.5	

Cont' Tabla 3.4 Ensayes triaxiales CU y UU

13-1'-1	0.86	3.2	37.0	1.70
13-1'-2	0.85	(no se hizo la prueba CU)		3.03
13-1'-3	**		72.7	3.03
32-2'*	2.30	2.5	205.5	
32-2'-2	2.28	2.3	205.5	1.8
32-2'-2	**			
51-3 *	3.31	3.8	126.5	
51-3-1	3.04	2.9	114.0	1.65
51-3-2	3.02	4.5	166.0	3.80
51-3-3	3.71	4.8	207.0	4.48

* muestra virgen

** falló durante la carga cíclica

Tabla 3.5 Ensayes de corte simple cíclicos

*** TABLA: CORTE SIMPLE CICLICO ***
PRUEBAS CICLICAS

SITIO	MUESTRA	PROF.	CONTENIDO	RELACION	PESO	S _s	CARGA	RELACION +/-	ESF. CORT. +/-	Gini.	Gult.	N	S _{lv}	S _{lrecon}	
	No.	(m)	DE AGUA %	DE VACIOS INICIAL	VOLUMETRICO tan/m ³		VERTICAL kg/cm ²	DE VACIOS CONSOL.	CICLICO kg/cm ²	%	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
SCT	15-3	12.10	425	9.98	1.108	2.35	0.50	9.39	0.020	0.25	7.76	7.83	21	0.20	
									0.035	0.40	7.98	9.43	27	(Y=14.1%)	
									0.100	2.20	4.72	4.08	30	(ec=10.31)	
									0.120	2.80	4.27	3.82	15		
									0.150	4.20	3.81	3.18	32		
									0.190	6.10	3.27	2.67	31		
									0.220	9.50	2.67	1.97	22		
26-1	19.87	295	6.73	1.175	2.28	0.90	6.58	0.016	0.15	8.75	8.11	32	0.4	0.29	
								0.043	0.52	8.58	7.98	33	(Y=14.5%) (Y=14.6%)		
								0.080	1.00	8.00	7.81	35	(ec=5.03) (ec=6.02)		
								0.210	4.50	5.42	4.60	35			
								0.280	7.60	4.25	3.44	33			
								0.300	9.00	3.52	3.08	34			
RDJ	14-2	11.20	386	8.87	1.121	2.30	0.60	8.53	0.013	0.21	6.25	6.35	29	0.29	0.26
									0.023	0.37	6.24	5.89	31	(Y=12.9%) (Y=15.8%)	
									0.120	2.73	4.73	4.00	35	(ec=7.90) (ec=7.29)	
									0.150	4.00	4.06	3.61	30		
									0.165	4.50	3.70	3.51	34		
									0.240	8.00	3.52	2.51	34		
CUPJ	13-2	10.2	348	7.82	1.142	2.25	0.55	7.69	0.014	0.17	9.92	8.53	30	0.3	0.3
									0.030	0.40	7.88	7.26	30	(Y=12.1%) (Y=11.26%)	
									0.170	4.20	4.24	3.89	33	(ec=7.27) (ec=6.64)	
									0.180	4.80	4.00	3.78	24		
									0.230	6.50	3.74	3.26	33		
									0.260	9.40	3.21	2.48	35		
EUVI	13-1	10.13	324	7.55	1.144	2.33	0.55	7.18	0.011	0.10	10.59	10.59	30	0.27	0.19
									0.025	0.30	8.20	9.66	32	(Y=15.0%) (Y=16.3%)	
									0.042	0.53	8.61	7.83	30	(ec=7.86) (ec=6.40)	
									0.170	4.80	5.10	3.64	33		
									0.220	8.00	3.14	2.72	30		
									0.280	13.00	2.55	1.84	17		

Cont' Tabla 3.5 Ensayes de corte simple cíclicos

SITIO	MUESTRA	PROF.	CONTENIDO DE AGUA	RELACION DE VACIOS INICIAL	PESO VOLUMETRICO ton/m ³	S _s	CARGA VERTICAL kg/cm ²	RELACION DE VACIOS CONSOL.	+/- ESF. CORT. CICLICO kg/cm ²	+/- Y %	Gini. kg/cm ²	Gult. kg/cm ²	N	S)v kg/cm ²	S)recon kg/cm ²
EUVI	25-3	19.75	437	10.19	1.122	2.33	0.95	9.61	0.020	0.23	9.52	9.97	32	0.37	0.41
									0.070	1.23	6.44	5.64	34	(Y=16.2%)	(Y=14.5%)
									0.150	3.50	5.76	4.15	30	(ec=6.91)	(ec=7.02)
									0.190	5.00	4.21	3.60	30		
									0.240	8.00	3.67	3.03	30		
									0.300	13.00	3.19	2.02	20		
CAO	15-1	12.35	298	6.89	1.171	2.31	0.50	6.63	0.021	0.24	9.50	8.34	30	0.26	0.17
									0.027	0.38	7.43	7.24	30	(Y=12.9%)	(Y=13.0%)
									0.130	3.50	4.42	3.61	35	(ec=6.57)	(ec=6.29)
									0.160	5.00	3.48	3.17	30		
									0.220	8.00	3.24	2.38	30		
	38-2	31.00	367	9.21	1.150	2.24	1.00	7.59	0.011	0.10	12.62	10.31	30	0.35	0.33
									0.022	0.24	10.22	9.50	31	(Y=15.8%)	(Y=14.0%)
									0.057	0.67	9.00	8.35	33	(ec=7.60)	(ec=6.33)
									0.160	2.80	6.72	5.62	33		
									0.190	4.30	5.31	4.15	45		
0.240	7.50	3.97	3.06	32											
0.290	12.00	3.05	1.97	30											

Tabla 3.6 Ensayes de corte simple estáticos. Muestras de suelo remoldeadas

TABLA CORTE SIMPLE CICLICO
PRUEBAS ESTATICAS (CD) RECONSOLIDADAS

SITIO	MUESTRA	PROF.	CONT. DE AGUA	RELACION	PESO	S _s	CARGA	TIEMPO	RELACION	S)recon	Y
	No.	(m)	%	DE VACIOS INICIAL	VOLUMETRICO ton/m ³		VERTICAL kg/cm ²	DE CONSOL. min	DE VACIOS CONSOL.	kg/cm ²	%
SCT	26-1	19.87	295.00	6.73	1.175	2.28	0.90	INST. 0'	6.44	0.153	15.44
								780	6.02	0.292	14.56
RDJ	14-2	11.20	385.52	8.87	1.121	2.30	0.60	INST. 0'	8.21	0.102	15.63
								60	7.73	0.167	11.79
								1440	7.29	0.262	15.63
CUPJ	13-2	10.20	347.53	7.82	1.142	2.25	0.55	INST. 0'	7.43	0.145	14.42
								60	7.09	0.237	14.02
								1440	6.64	0.315	15.92
EUVI	13-1	10.13	324.15	7.55	1.144	2.33	0.55	5	6.83	0.082	9.39
								60	6.68	0.150	13.71
								1440	6.40	0.195	16.27
	25-3	19.75	437.00	10.18	1.123	2.33	0.85	INST. 0'	7.98	0.226	16.24
								120	7.38	0.344	15.50
								1440	7.02	0.412	14.53
CAO	15-1	12.35	298.35	6.89	1.171	2.31	0.50	12	6.48	0.071	10.85
								1440	6.28	0.171	13.04
	38-2	31.00	366.67	8.21	1.150	2.24	1.00	INST. 0'	7.38	0.225	12.81
								60	7.00	0.309	10.71
								1440	6.83	0.394	13.98

Tabla 3.7 Ensayes de corte simple estáticos. Muestras de suelo inalteradas

*** TABLA : CORTE SIMPLE CICLICO ***
 PRUEBA ESTÁTICA (CD) HTRA, VIRGEN

SITIO	MUESTRA	PROF.	CONTENIDO	RELACION	PESO	S _s	CARGA	RELACION	S _v	Y
	No.	(m)	DE AGUA	DE VACIOS	VOLUNETRICO		VERTICAL	DE VACIOS	kg/cm ²	%
			%	INICIAL	ton/m ³		kg/cm ²	CONSOL.		
SCT	15-3	12.10	457.00	9.80	1.099	2.35	0.50	10.20	0.202	14.06
	26-1	19.87	226.00	5.15	1.199	2.28	0.90	5.03	0.396	14.46
RDJ	14-2	11.20	354.50	8.14	1.151	2.30	0.60	7.90	0.285	12.88
CUPJ	13-2	10.20	329.87	7.42	1.159	2.25	0.55	7.27	0.295	12.09
EUVI	13-1	10.13	359.29	8.37	1.134	2.33	0.55	7.86	0.269	15.00
	25-3	19.75	335.52	7.92	1.122	2.33	0.85	6.81	0.374	16.24
CAO	15-1	12.35	301.23	6.96	1.171	2.31	0.50	6.67	0.259	12.89
	38-2	31.00	370.00	8.26	1.128	2.24	1.00	7.60	0.345	15.78

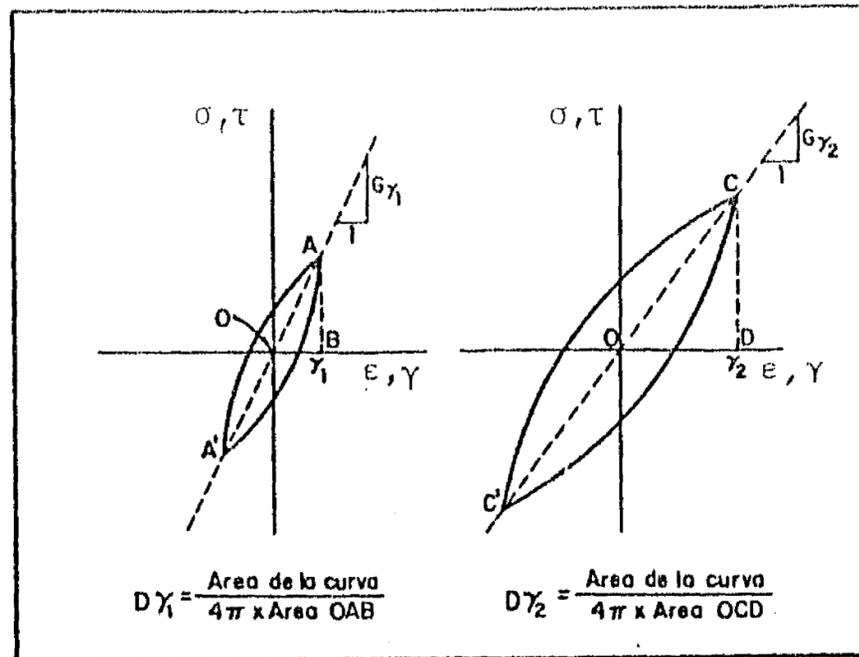


Fig 3.1 Curvas experimentales ideales esfuerzo-deformación

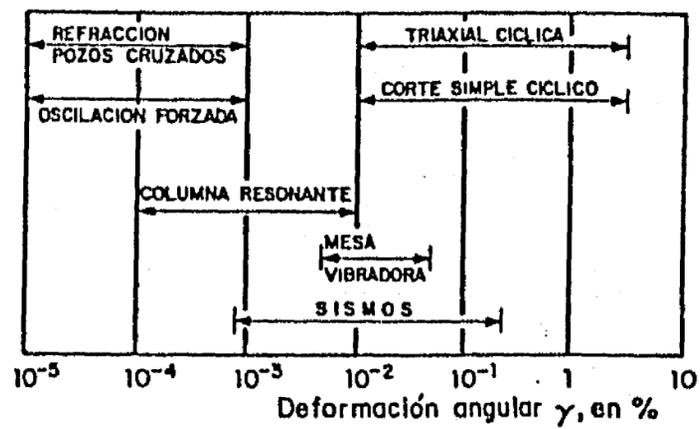


Fig 3.2 Deformaciones inducidas al suelo con diferentes técnicas de laboratorio y campo

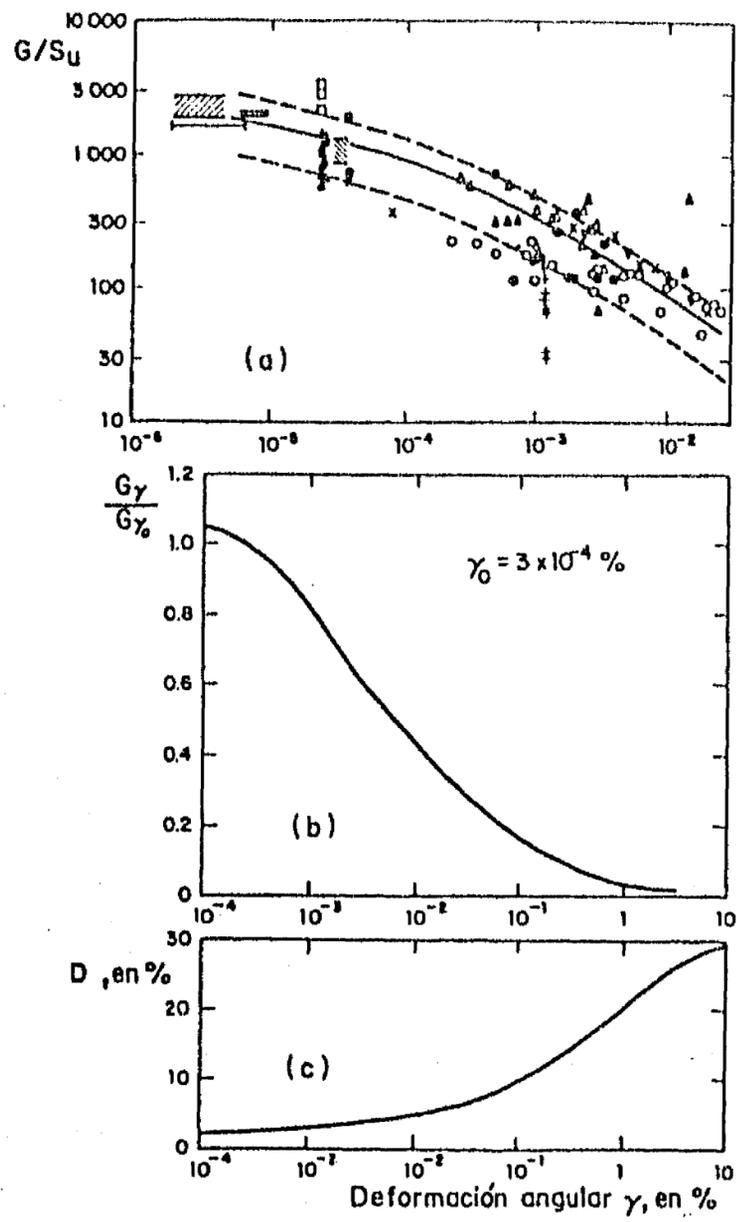


Fig 3.3 Módulo de cortante dinámico, G , y amortiguamiento, D , vs deformación angular, γ . (Seed e Idriss, 1970)

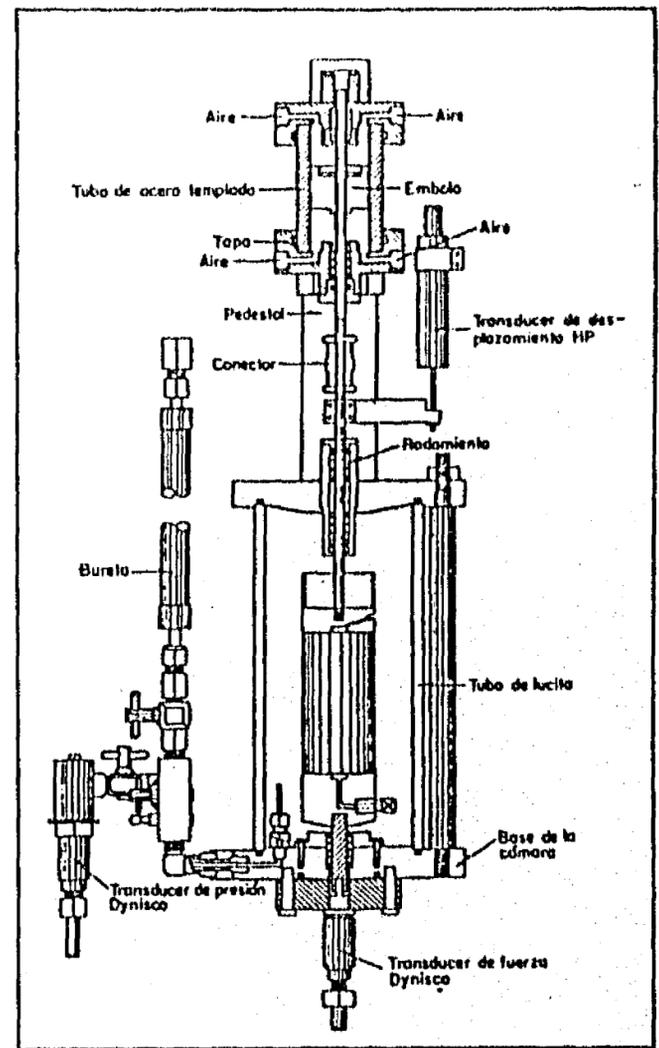
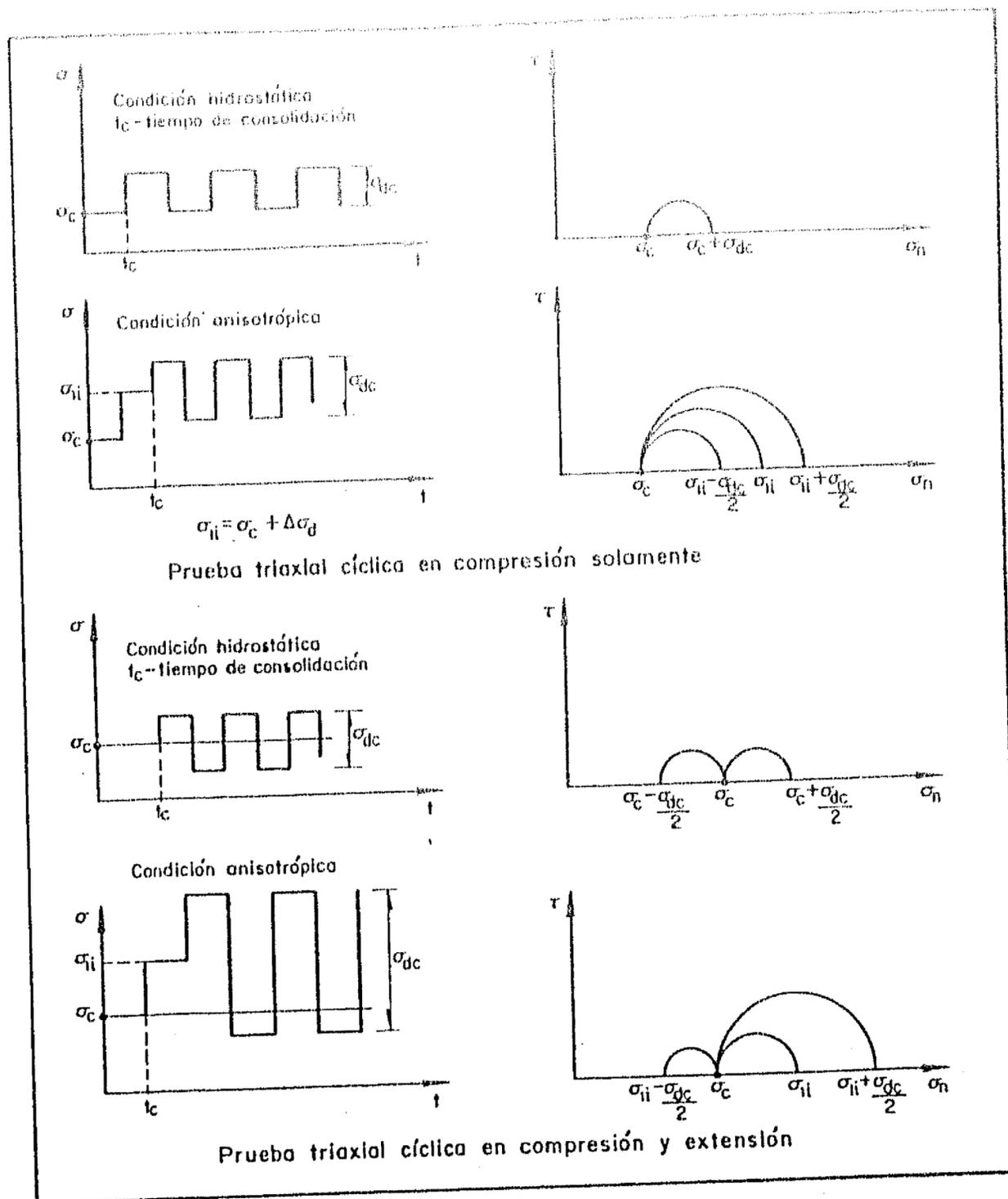


Fig 3.4 Cámara triaxial cíclica



Prueba triaxial cíclica en compresión solamente

Prueba triaxial cíclica en compresión y extensión

Fig 3.5 Algunas variantes de la prueba triaxial cíclica

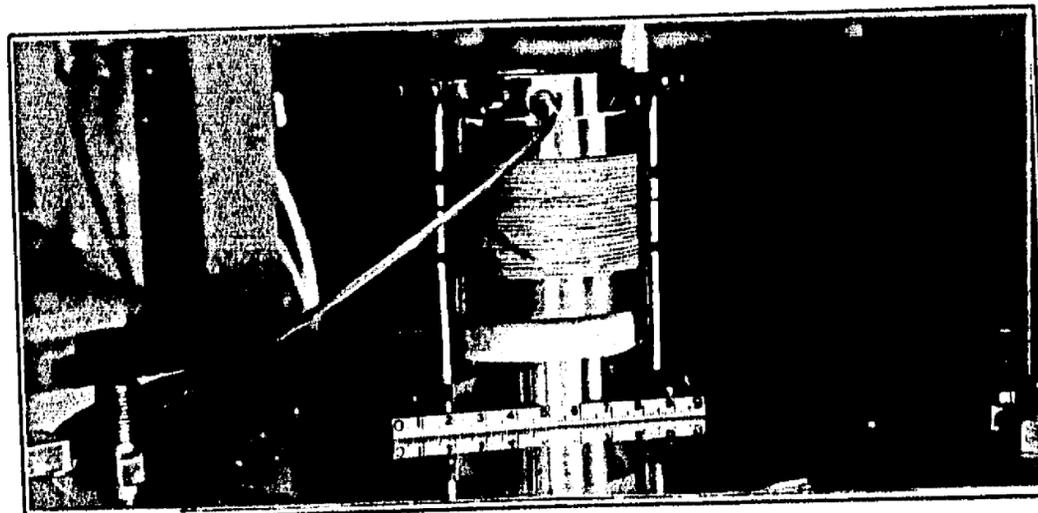


Fig 3.6 Especimen de corte simple

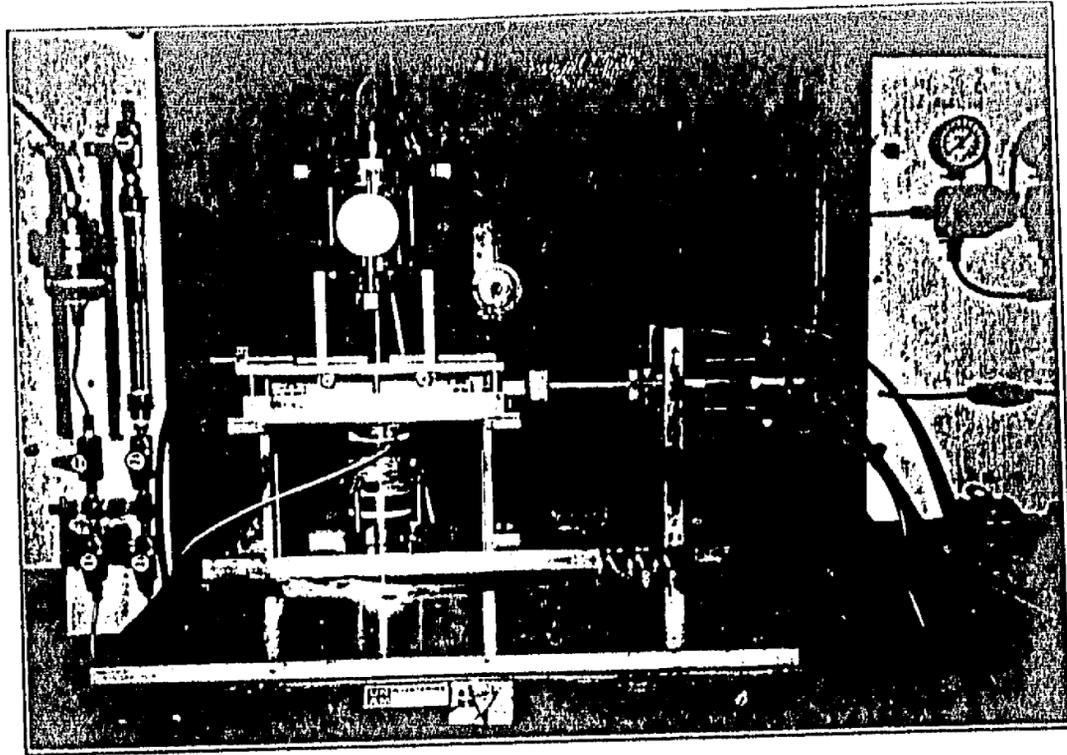


Fig 3.7 Aparato de corte simple cíclico

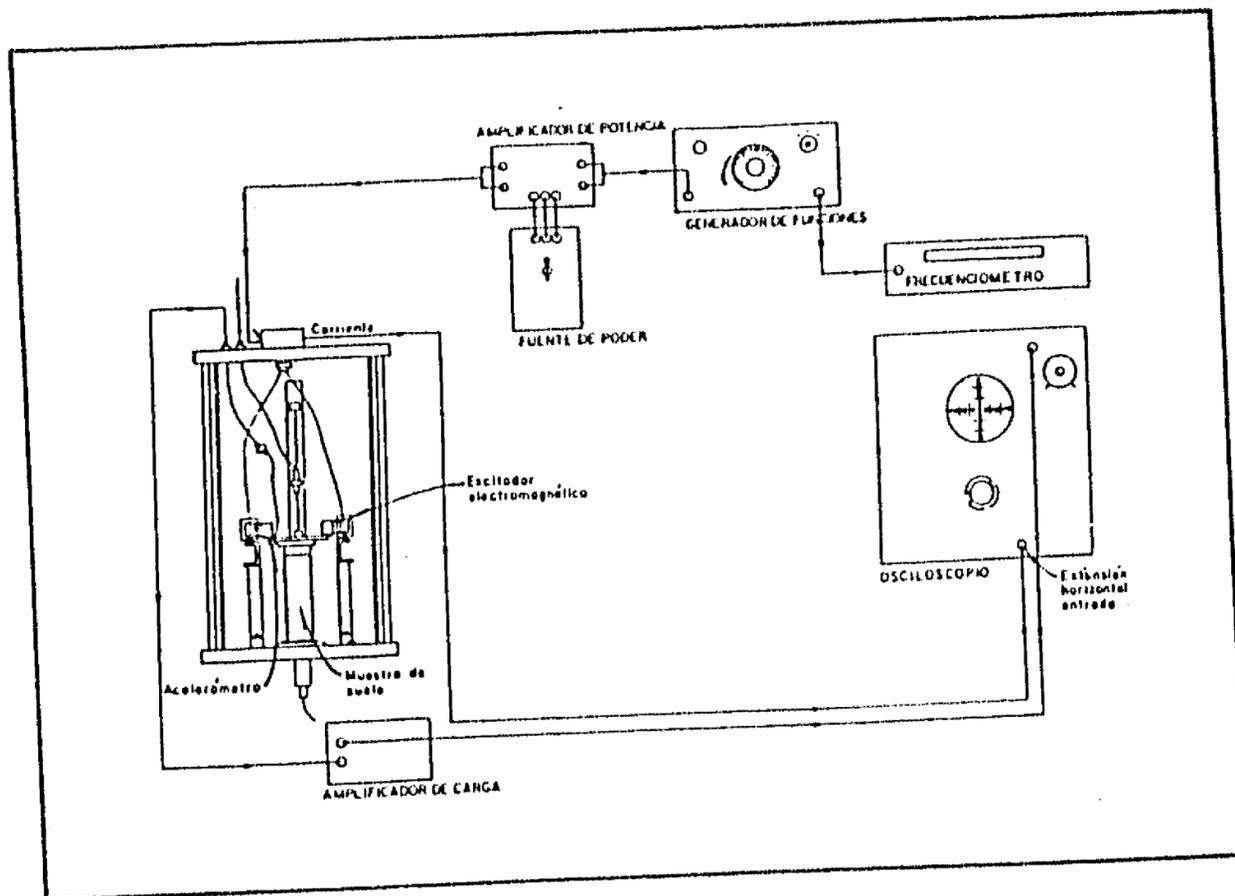
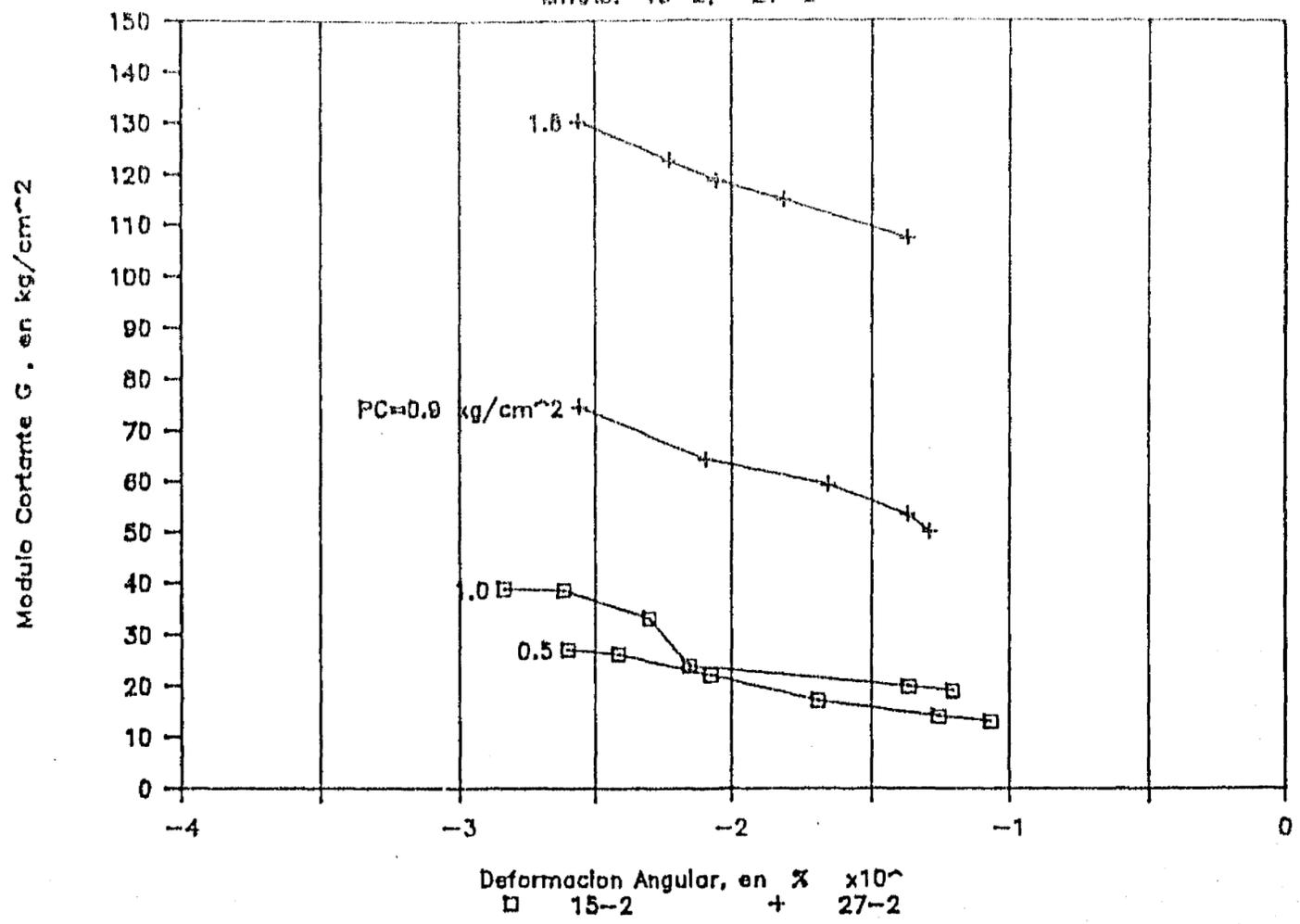


Fig 3.8 Columna resonante

SONDEO : SCT

MTRAS. 15-2, 27-2



SONDEO : SCT

MTRAS. 15-2, 27-2

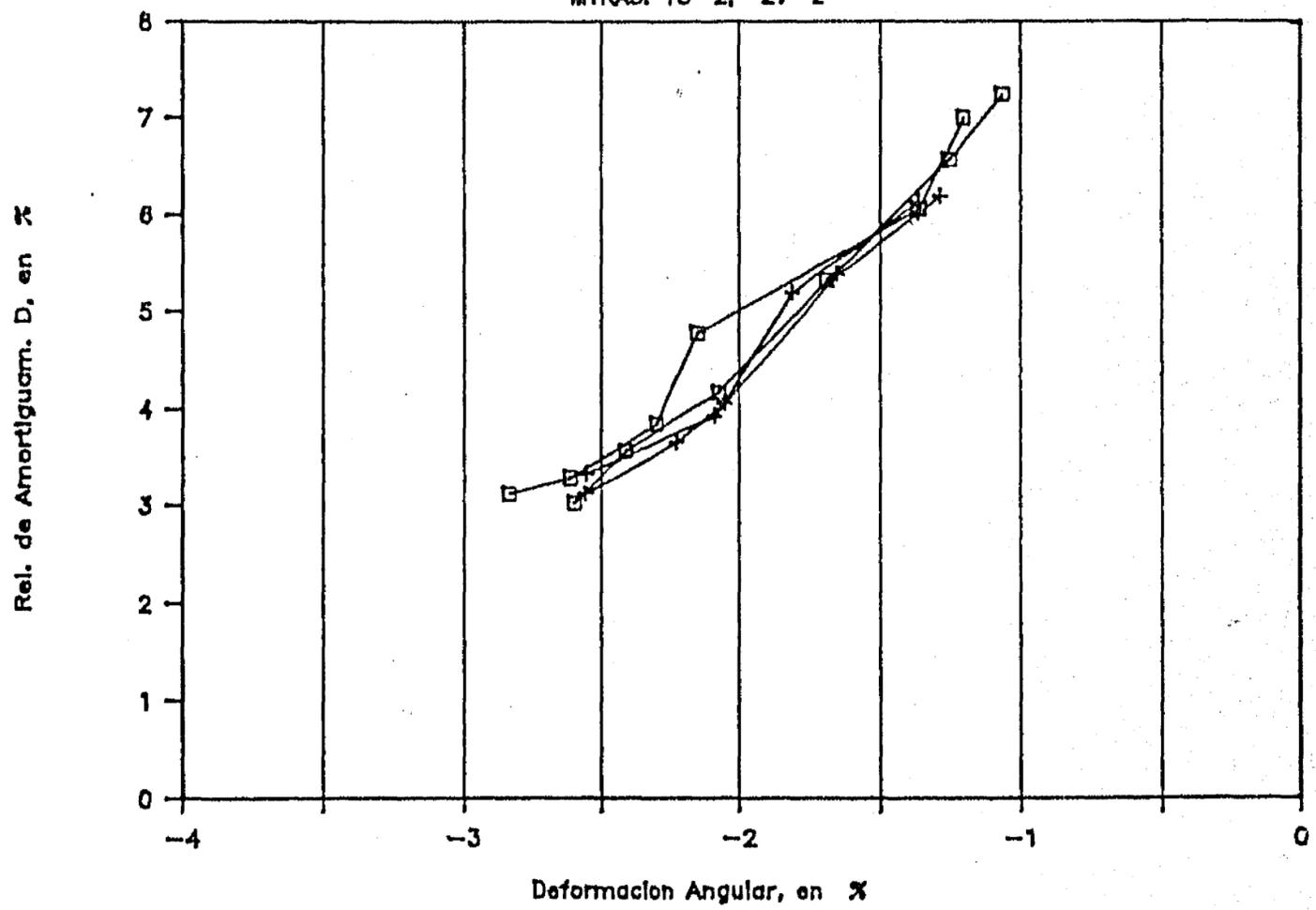
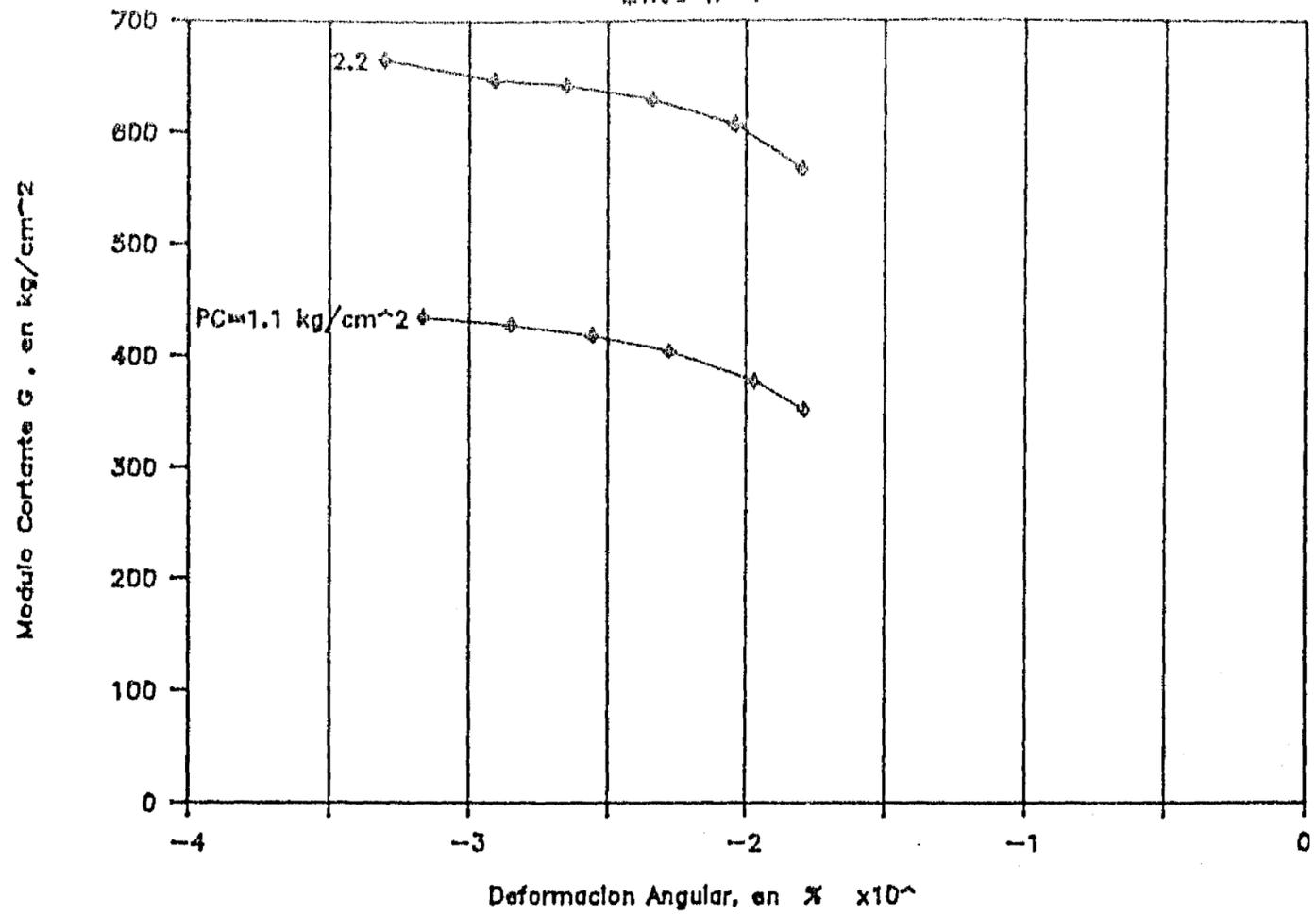


Fig. 3.9 G y D vs γ. Columna resonante

SONDEO : SCT

MTRA. 47-1



SONDEO : SCT

MTRA. 47-1

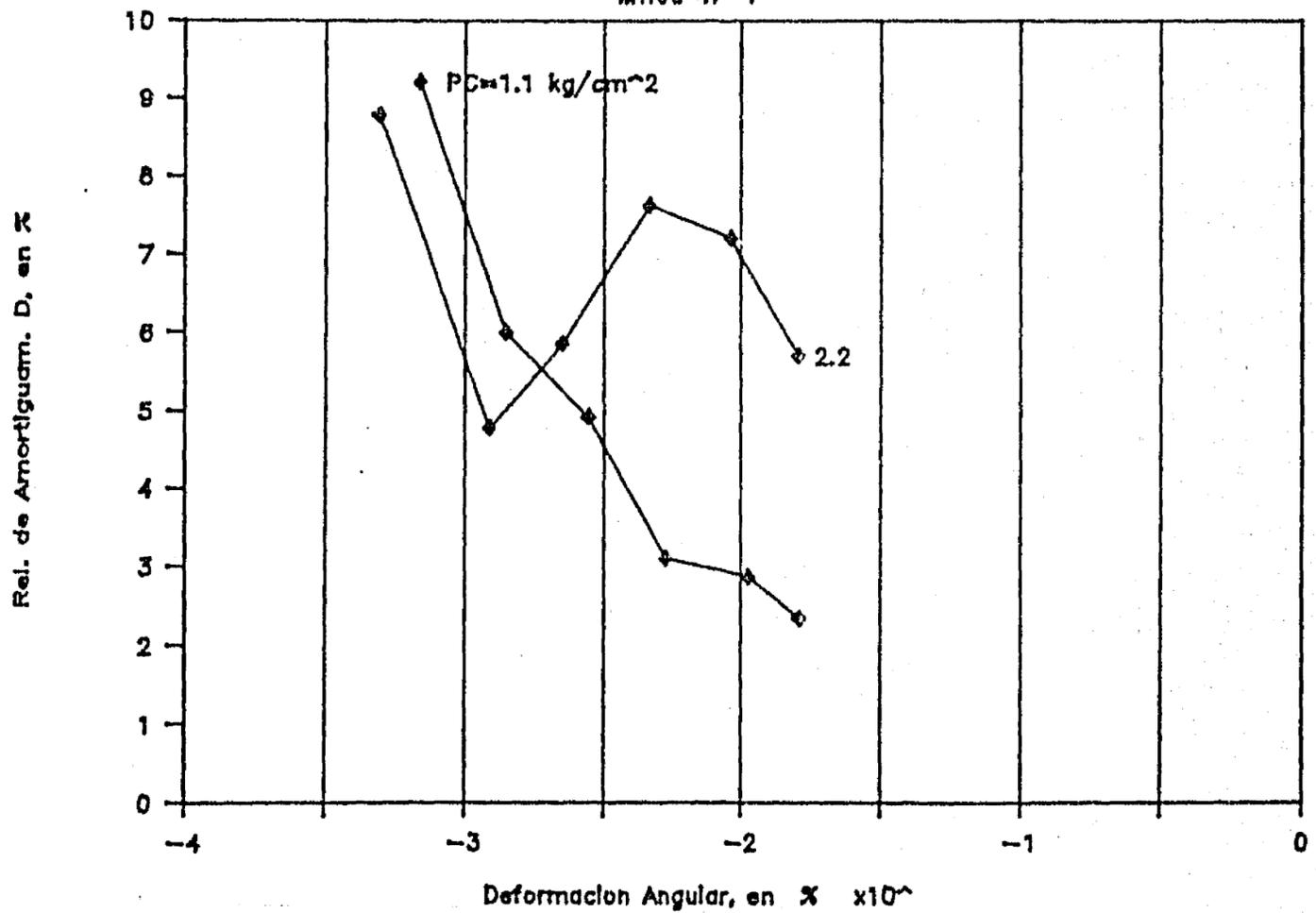
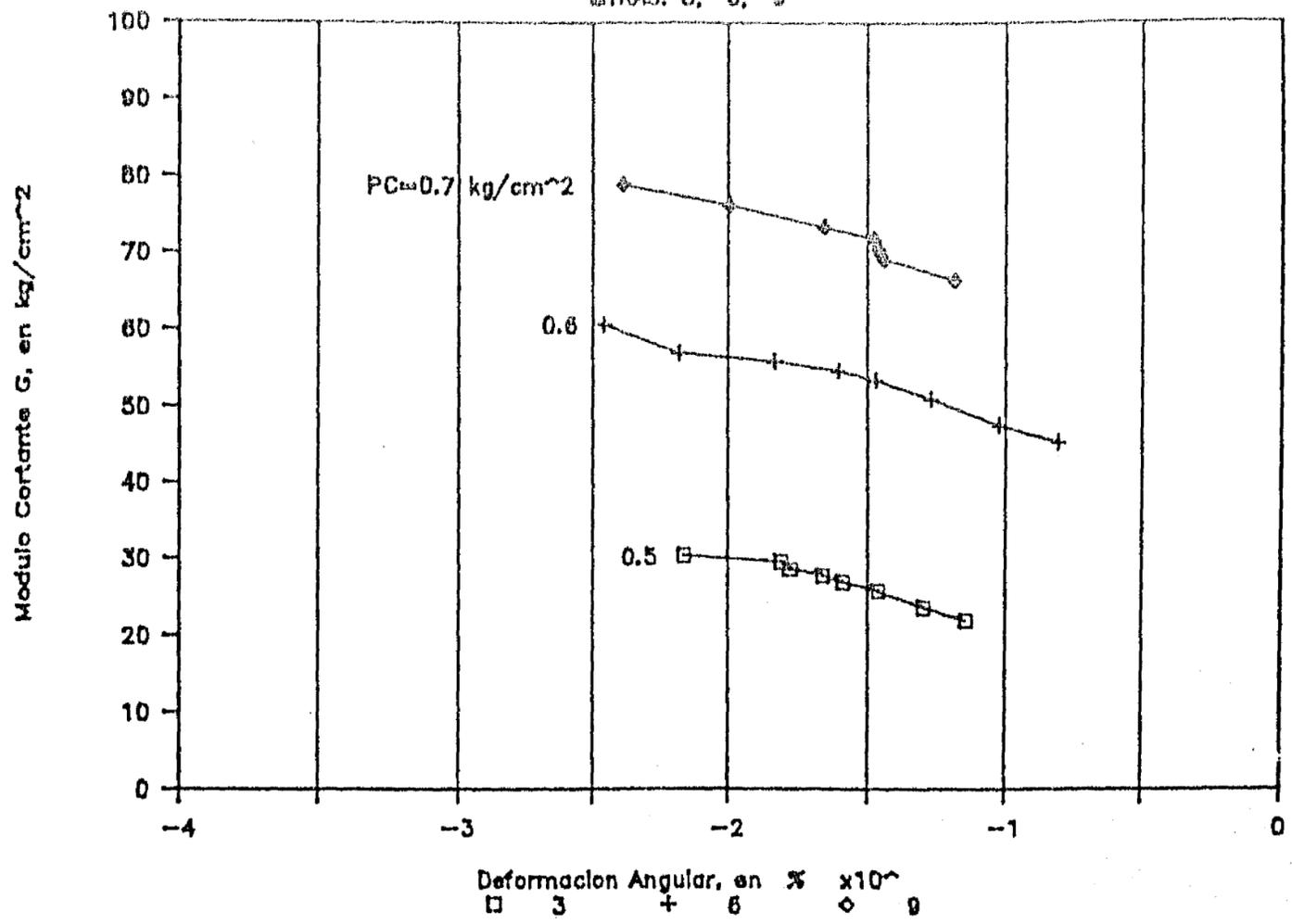


Fig. 3.10 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : PGEP

MTRAS. 3, 6, 9



SONDEO : PGEP

MTRAS. 3, 6, 9

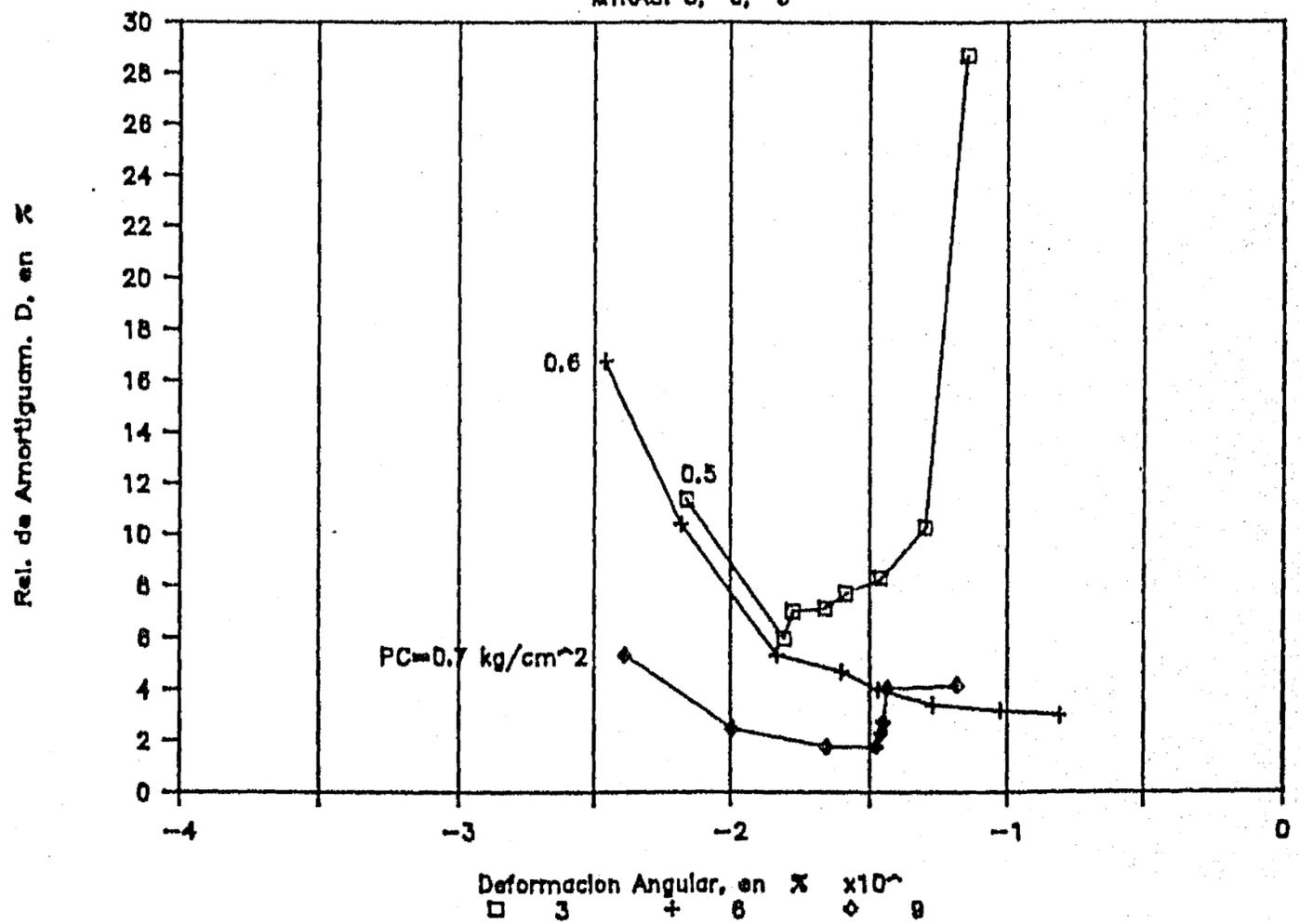
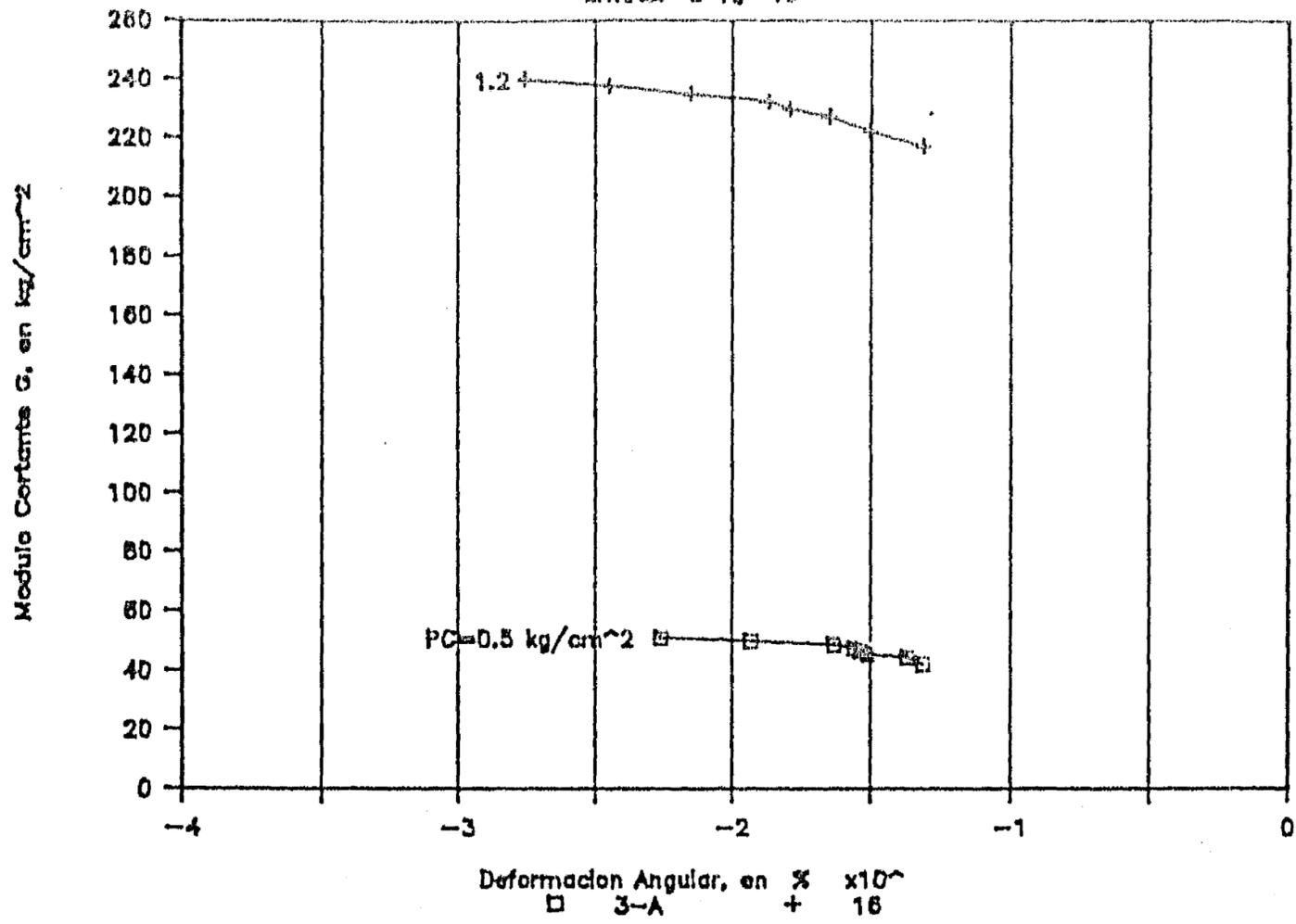


Fig. 3.11 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : NONO

MTRAS. 3-A, 18



SONDEO : NONO

MTRAS. 3-A, 18

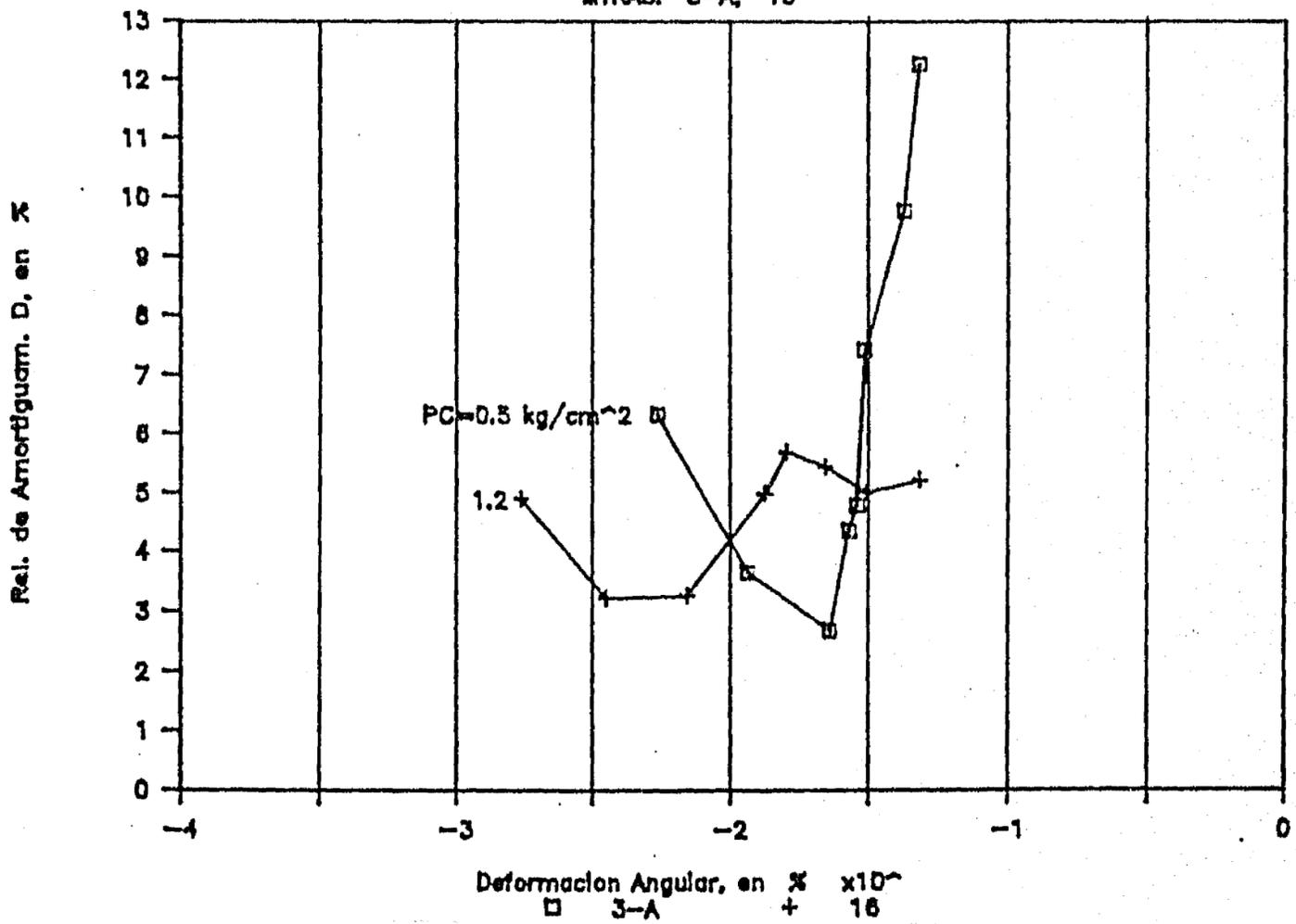
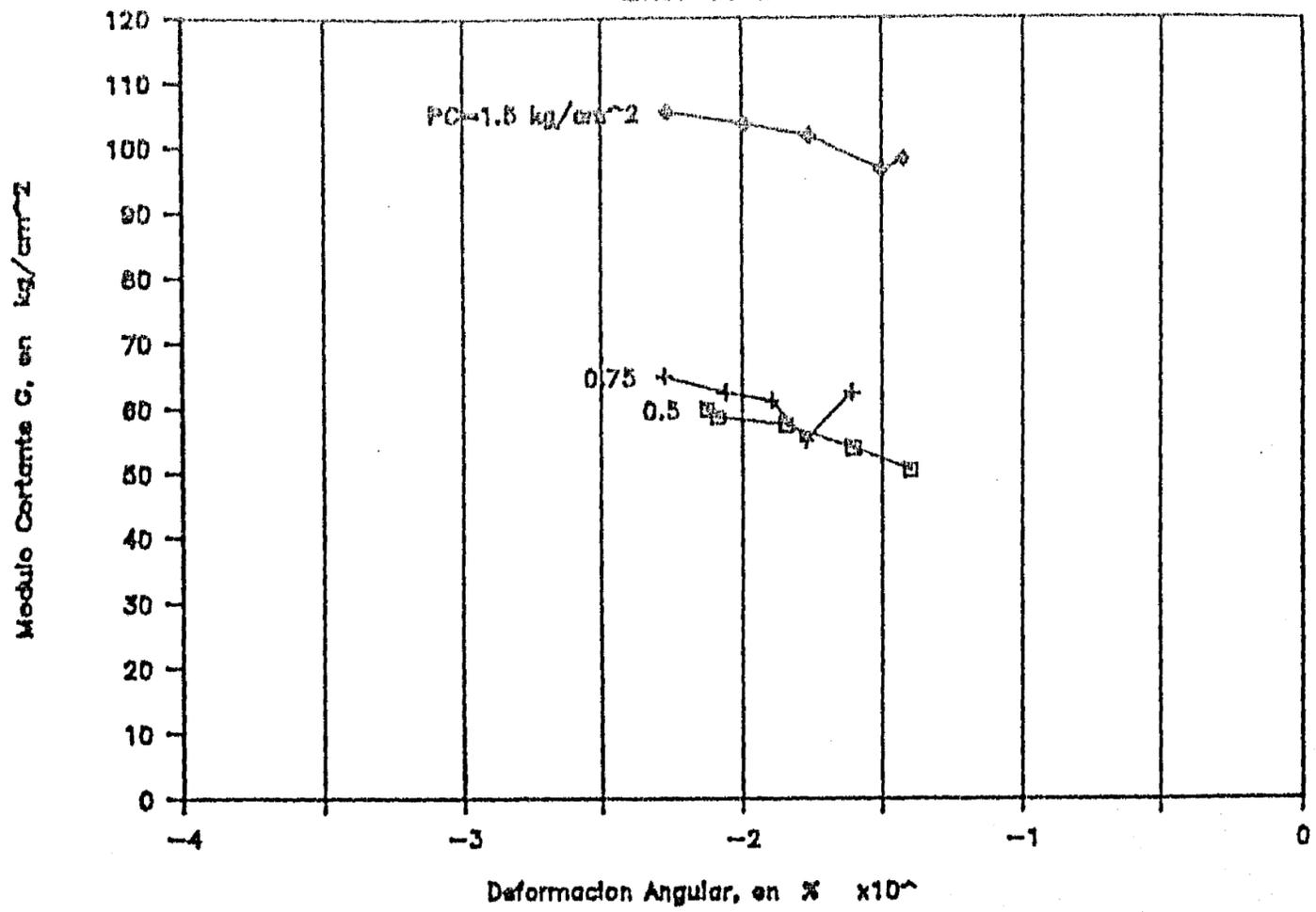


Fig. 3.12- G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : SAN ANTONIO ABAD

MTRA 14-2



SONDEO : SAN ANTONIO ABAD

MTRA 14-2

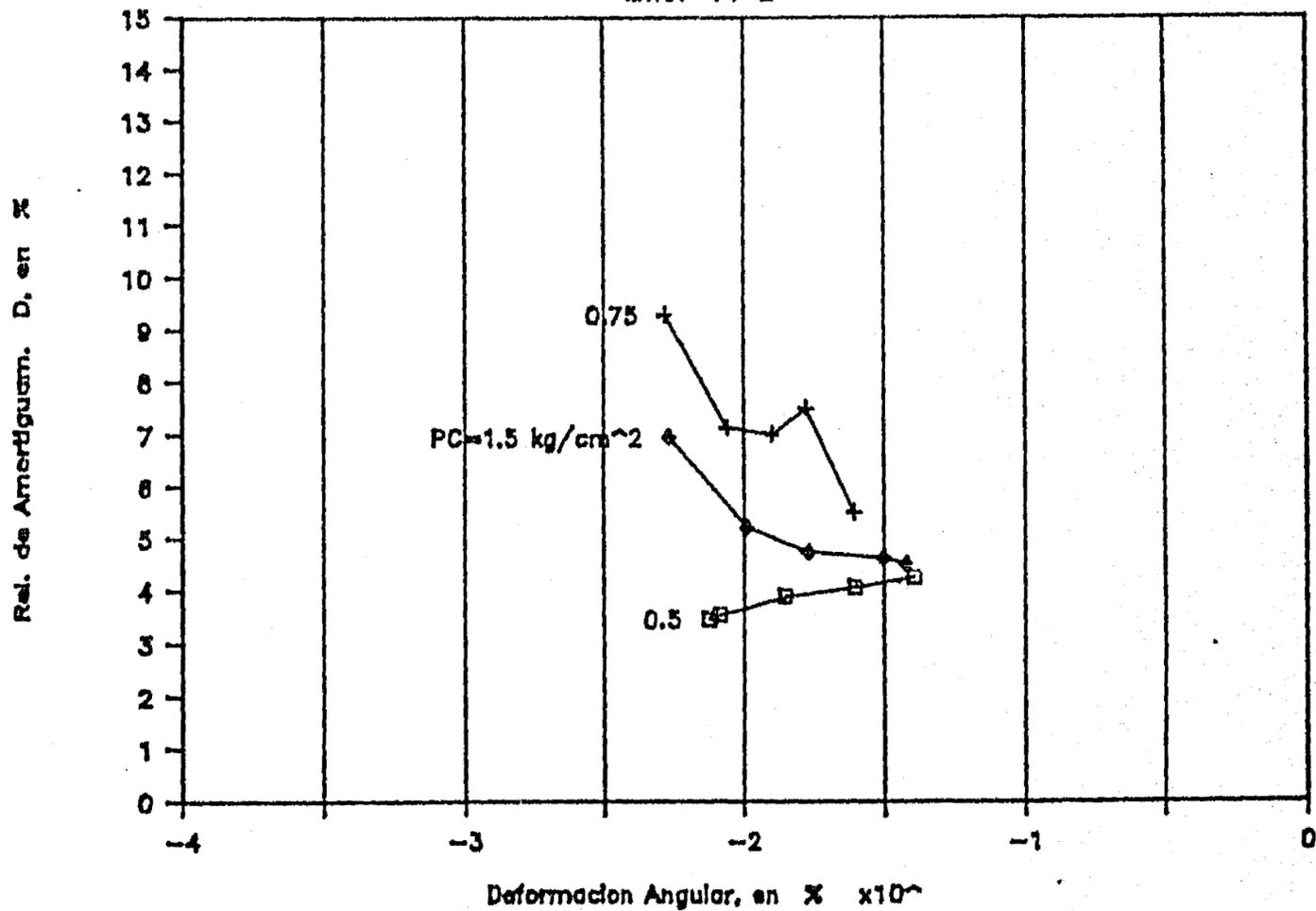
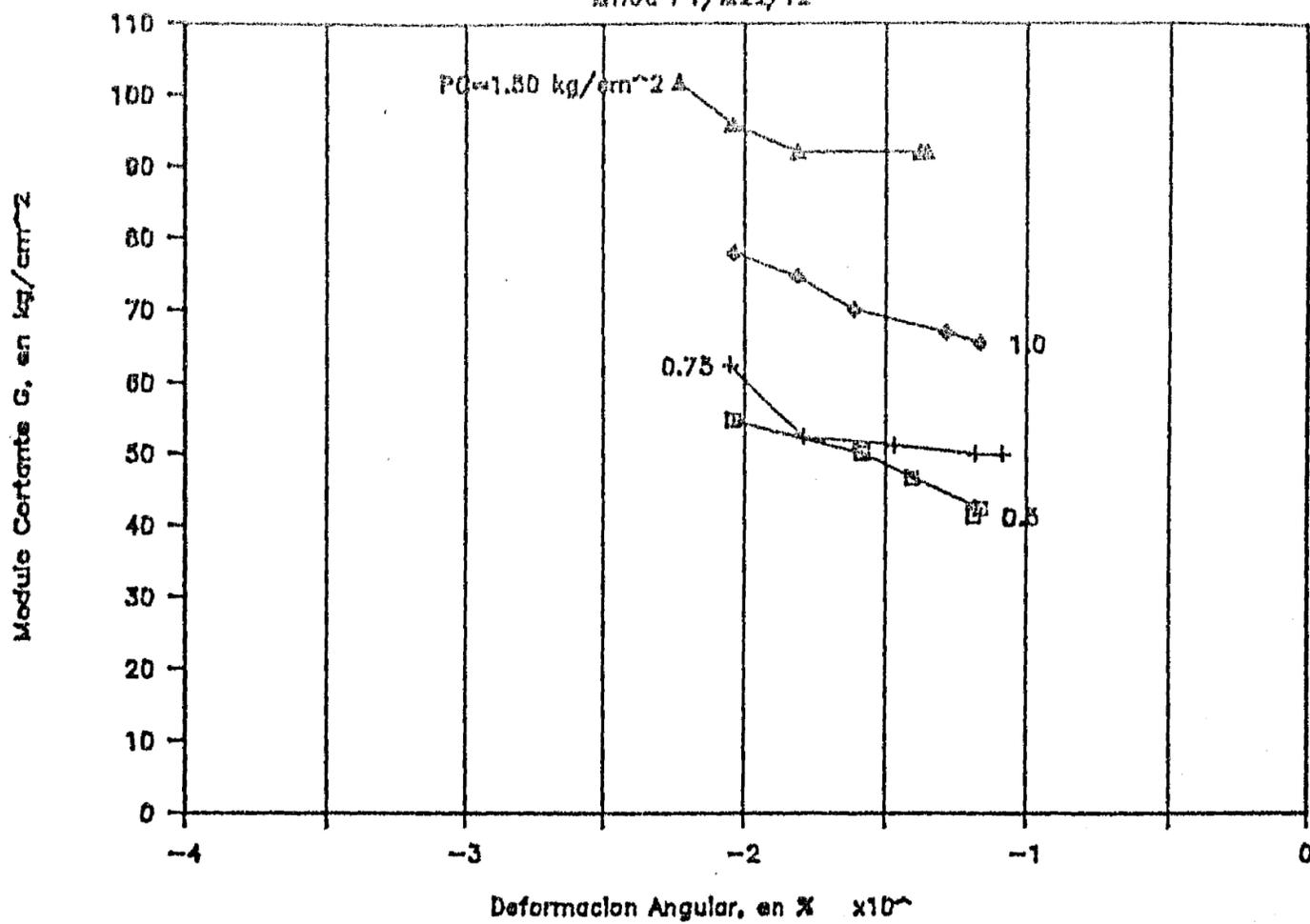


Fig. 3.13 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : ZOCALO

MTRA. P1/M22/T2



SONDEO : ZOCALO

MTRA. P1/M22/T2

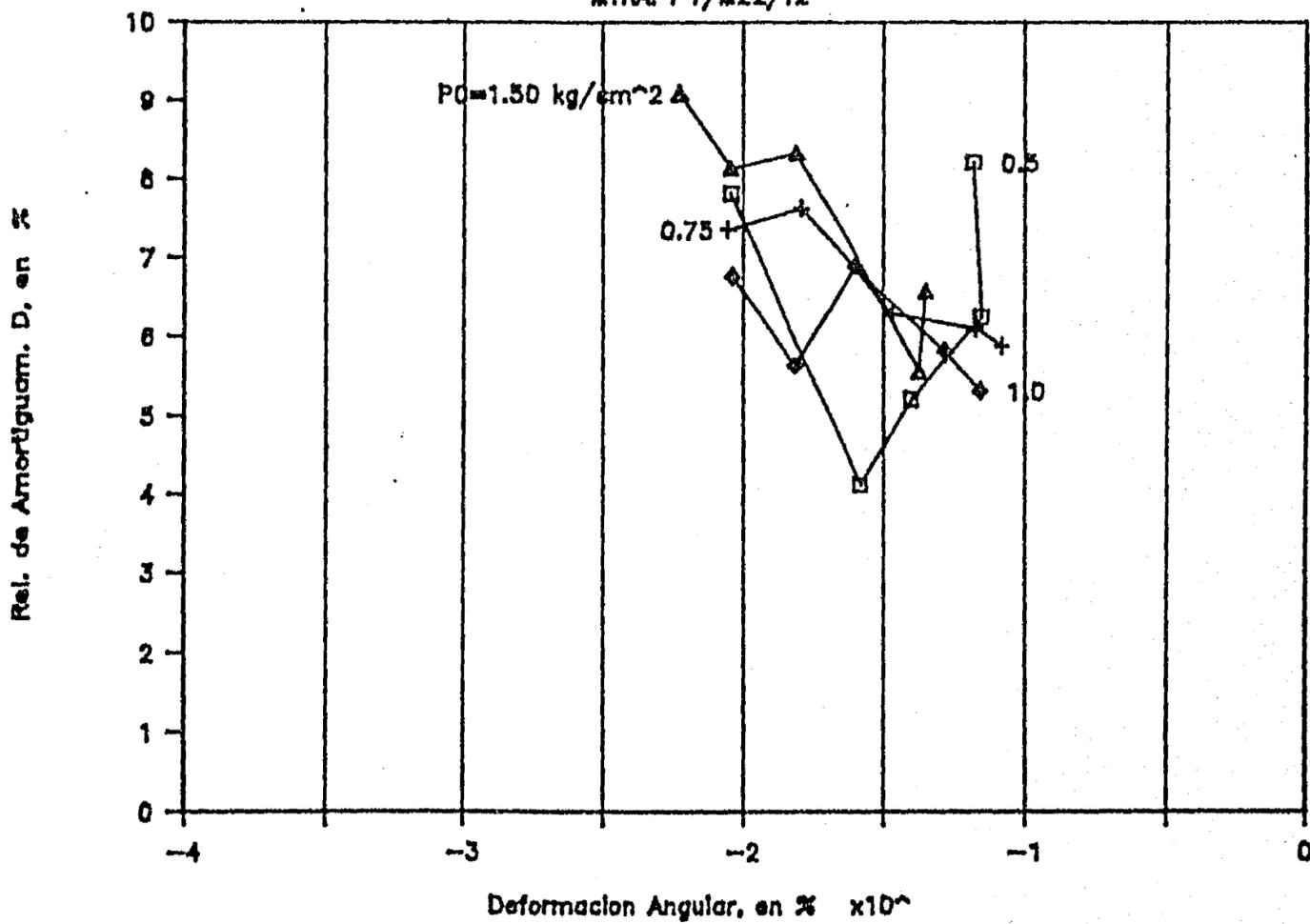
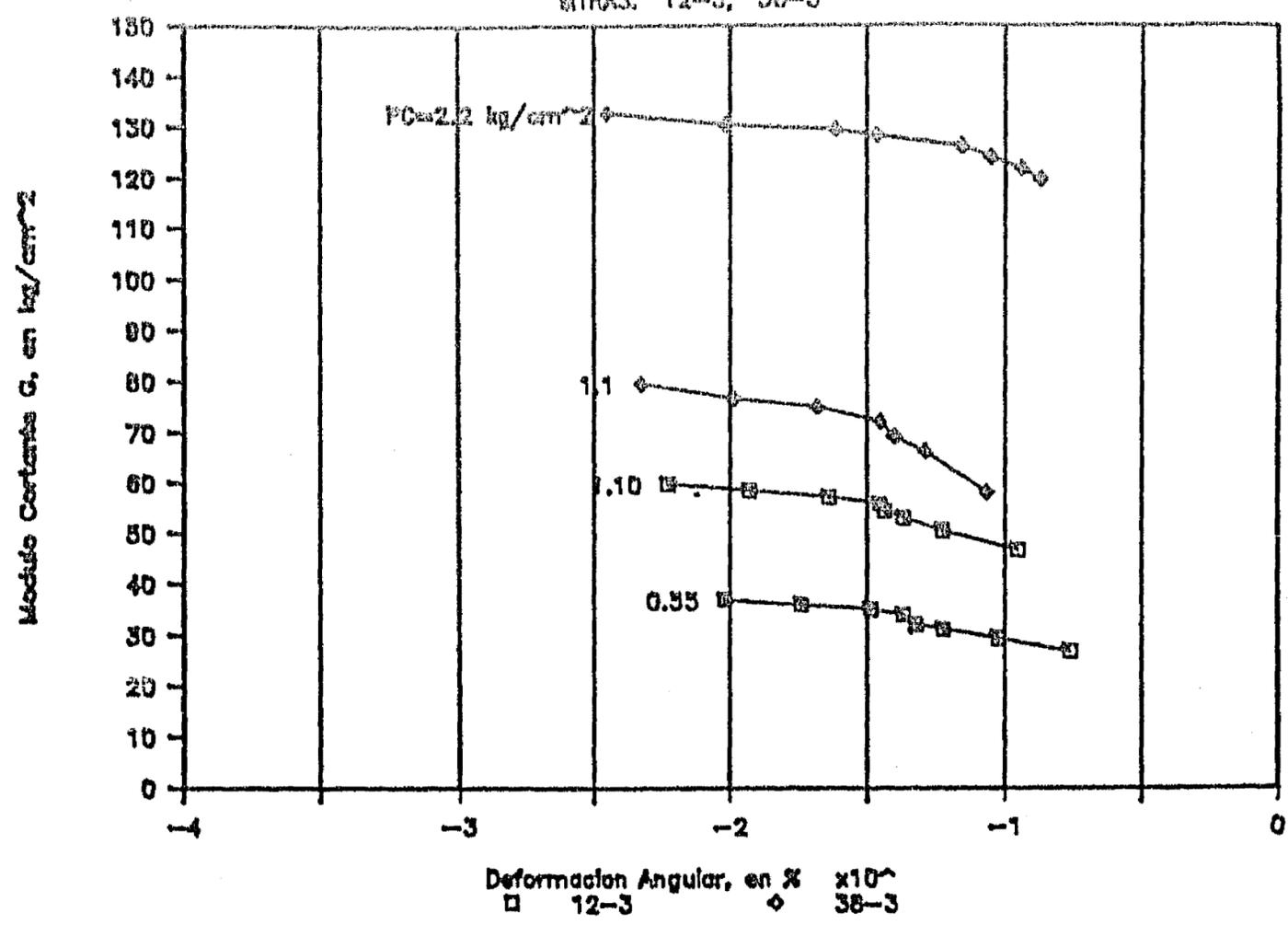


Fig. 3.14 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : CUPJ

MTRAS. 12-3, 38-3



SONDEO : CUPJ

MTRAS. 12-3, 38-3

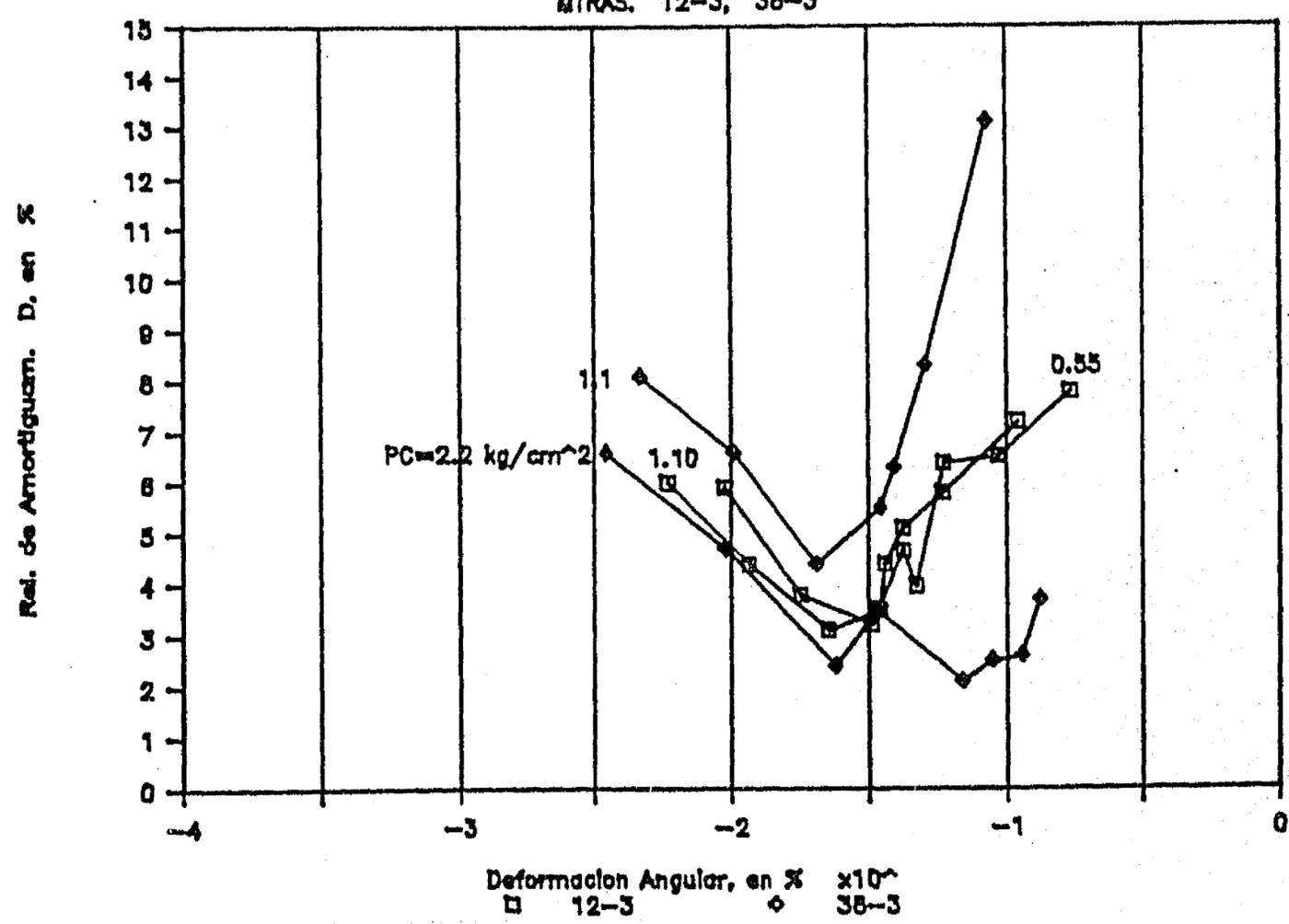
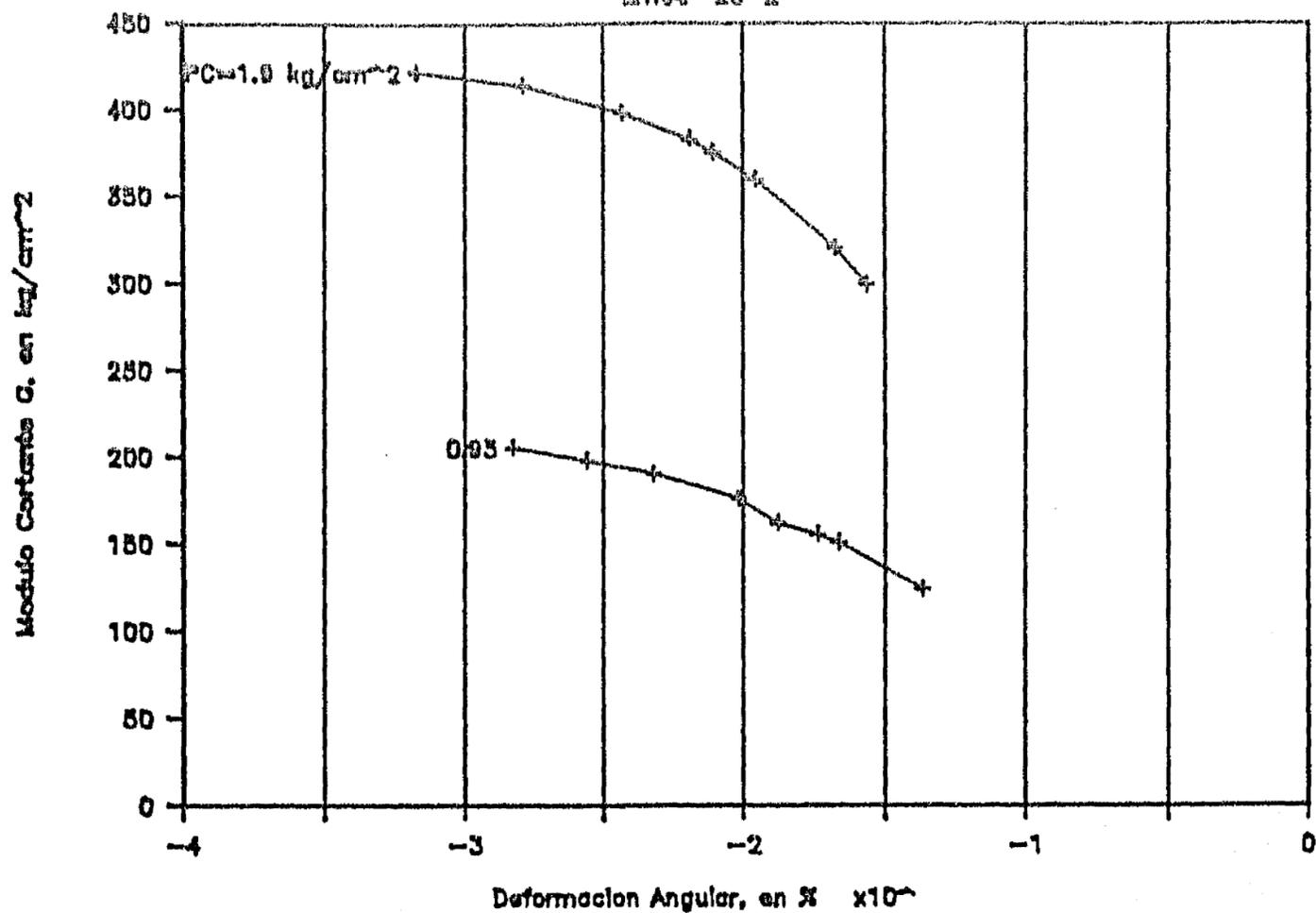


Fig. 3.15 G y D vs γ. Columna resonante

SONDEO : CUPJ

MTRA. 28-2



SONDEO : CUPJ

MTRA. 28-2

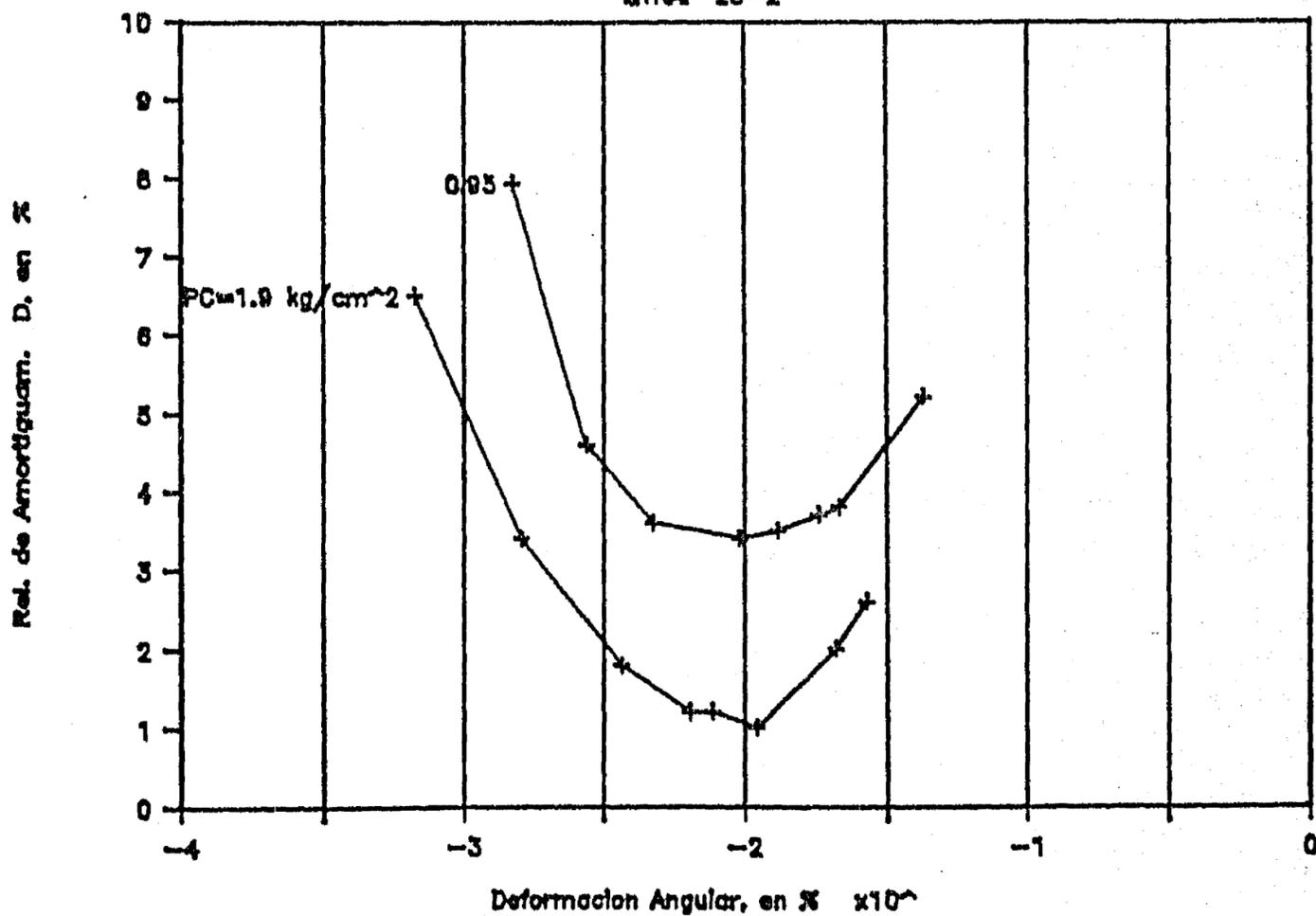
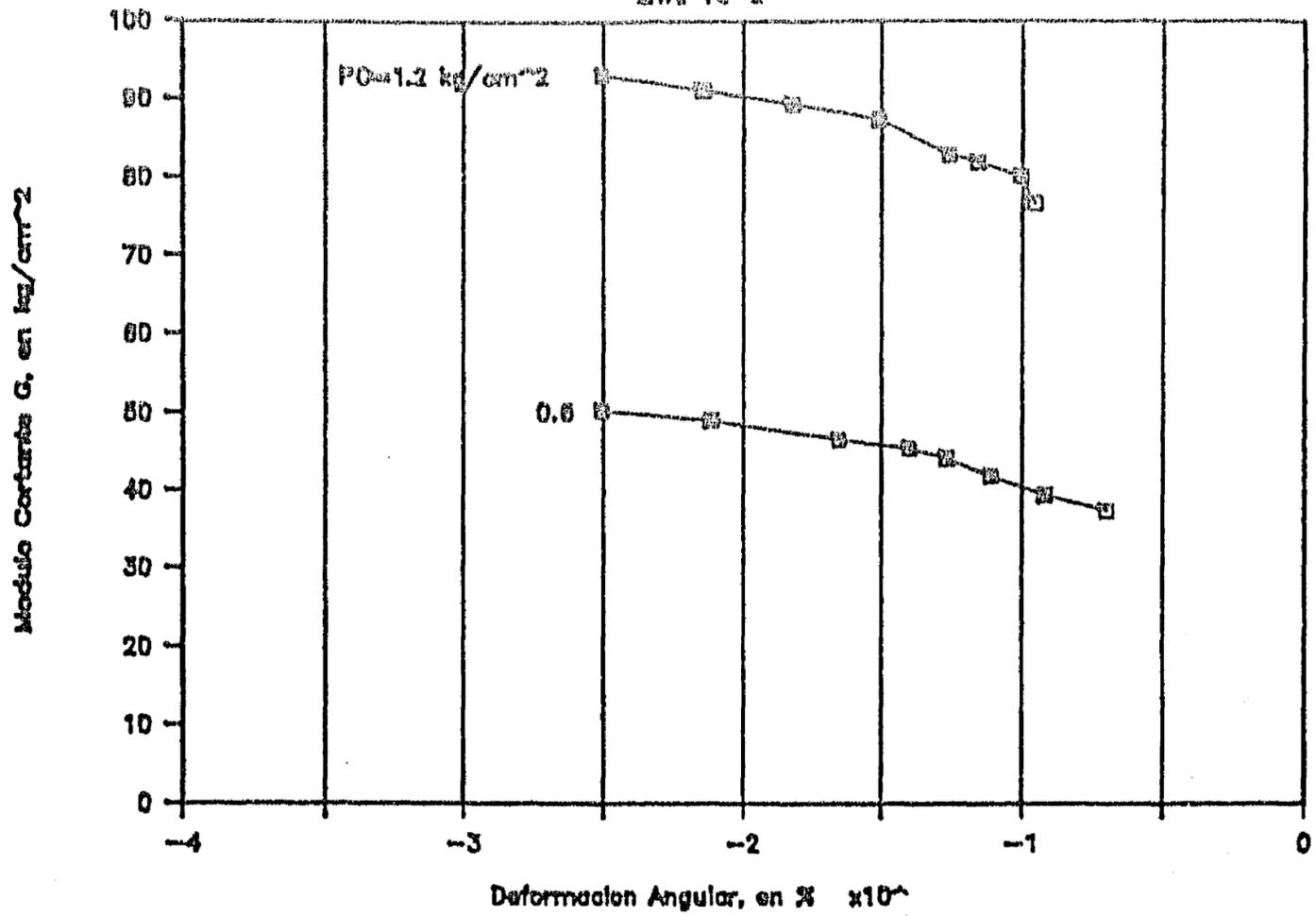


Fig. 3.16 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : RIO DE JANEIRO

MTRA. 16-2



SONDEO : RIO DE JANEIRO

MTRA. 16-2

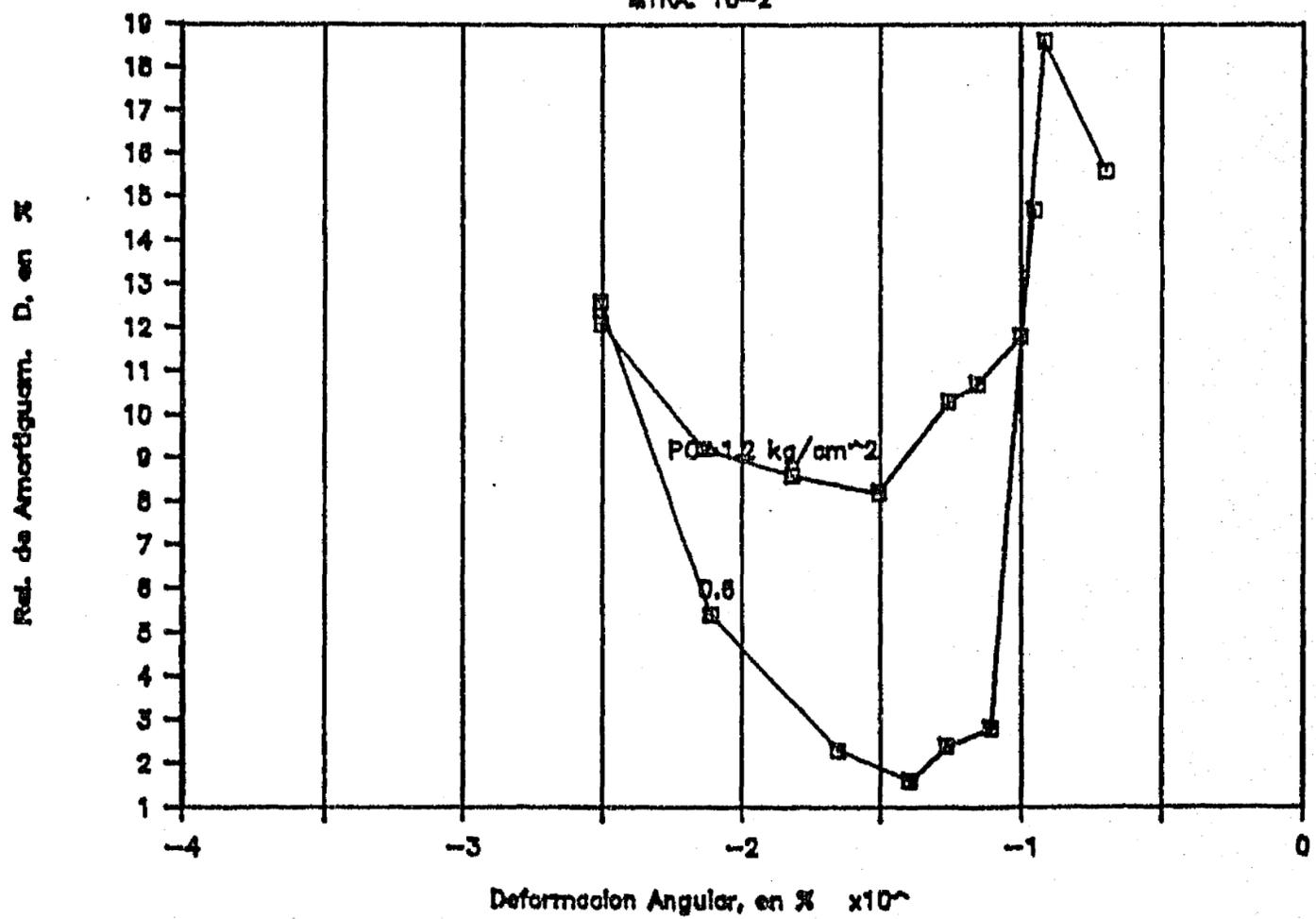
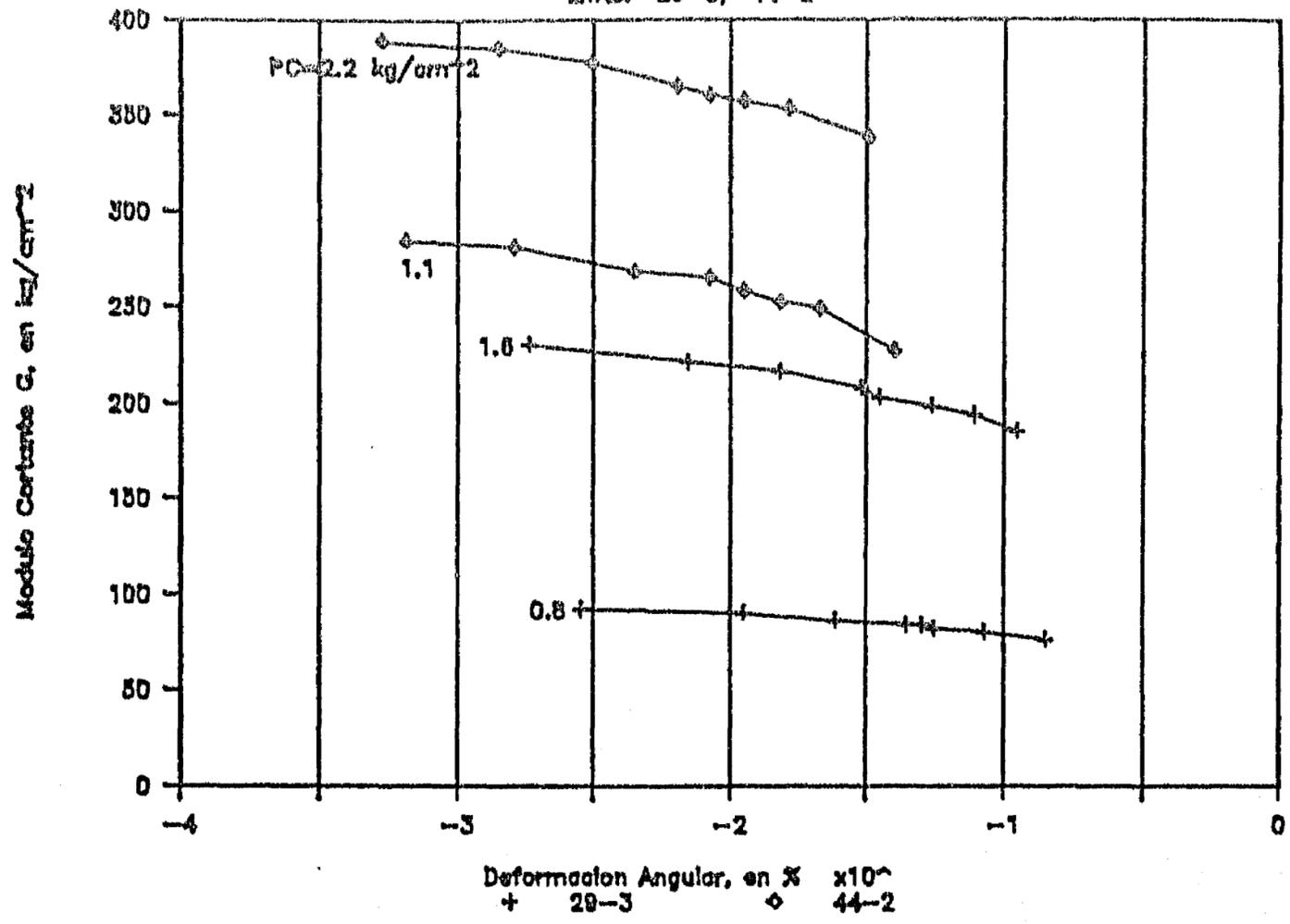


Fig. 3.17 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : RIO DE JANEIRO

MTAS. 20-3, 44-2



SONDEO : RIO DE JANEIRO

MTAS. 20-3, 44-2

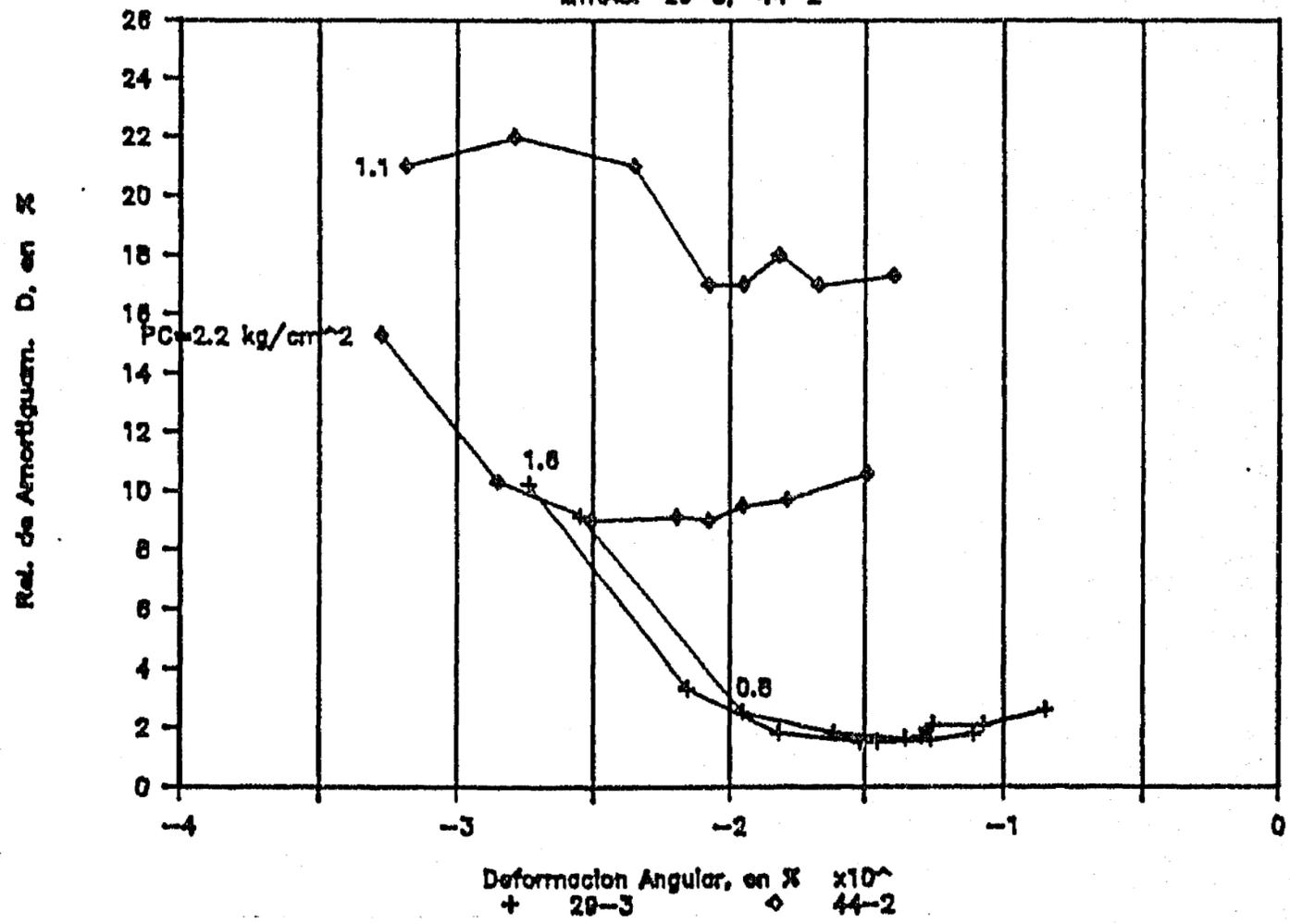
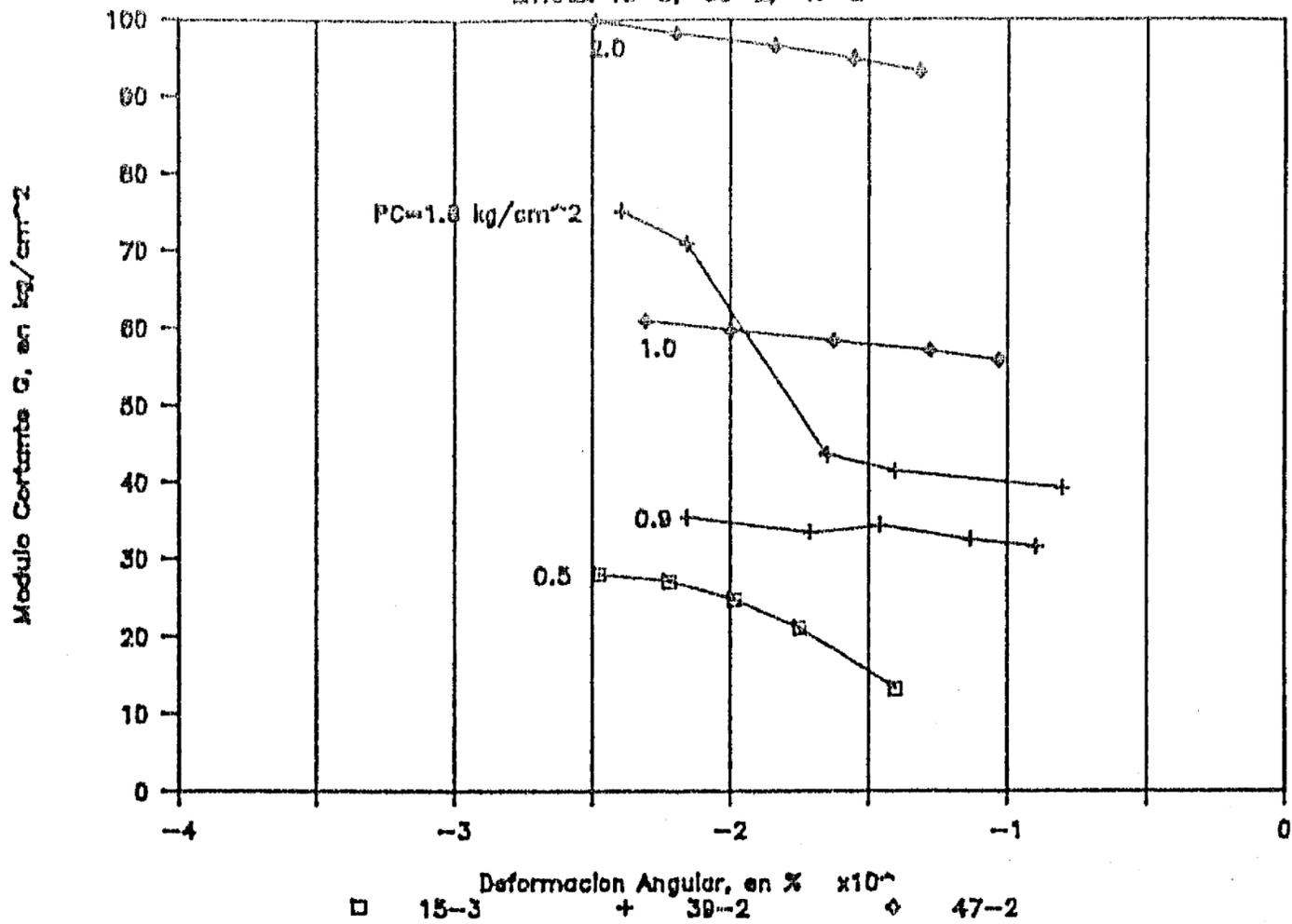


Fig. 3.18 G y D vs γ. Columna resonante

SONDEO : CAO

MTRAS. 15-3, 39-2, 47-2



SONDEO : CAO

MTRAS. 15-3, 39-2, 47-2

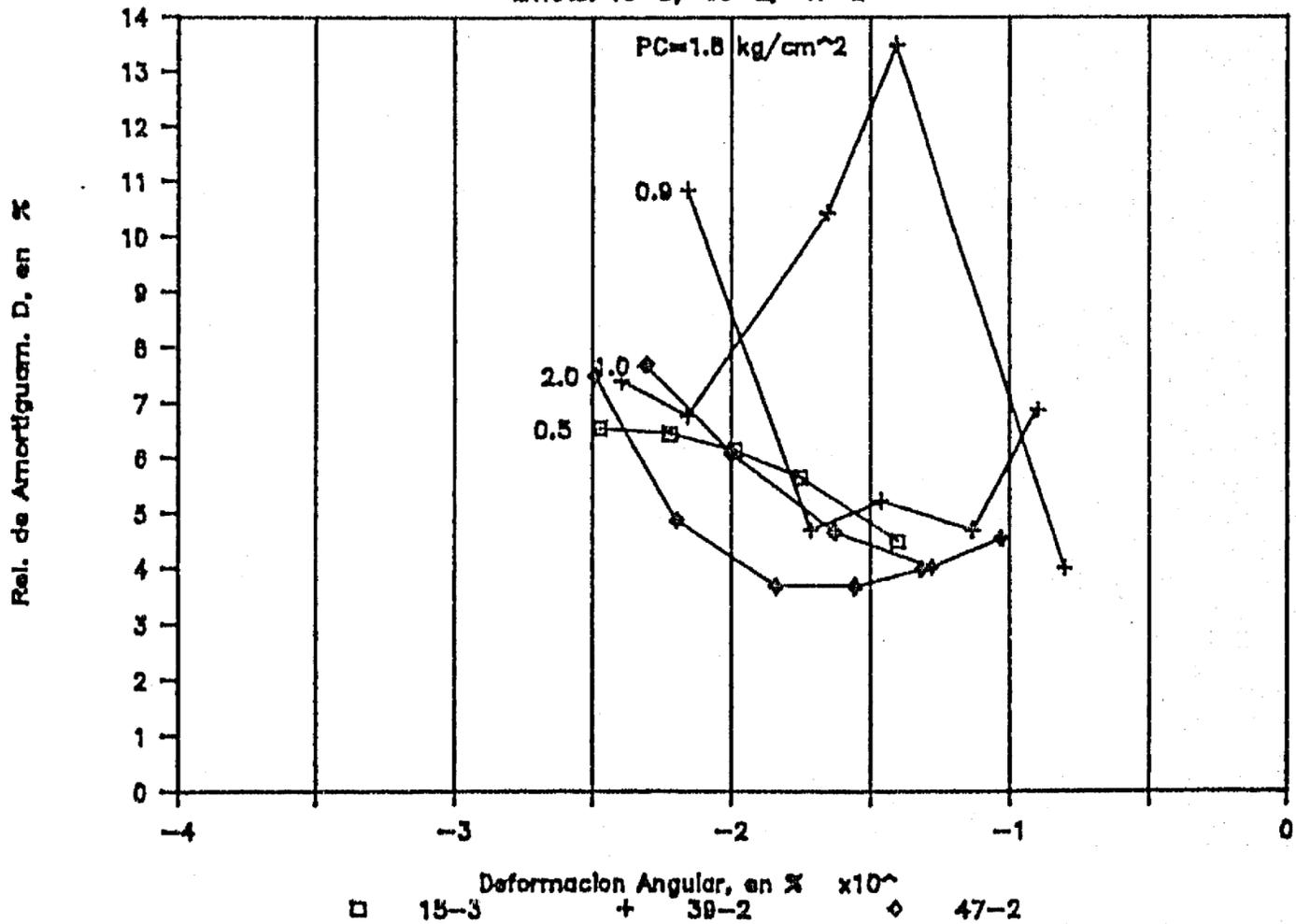
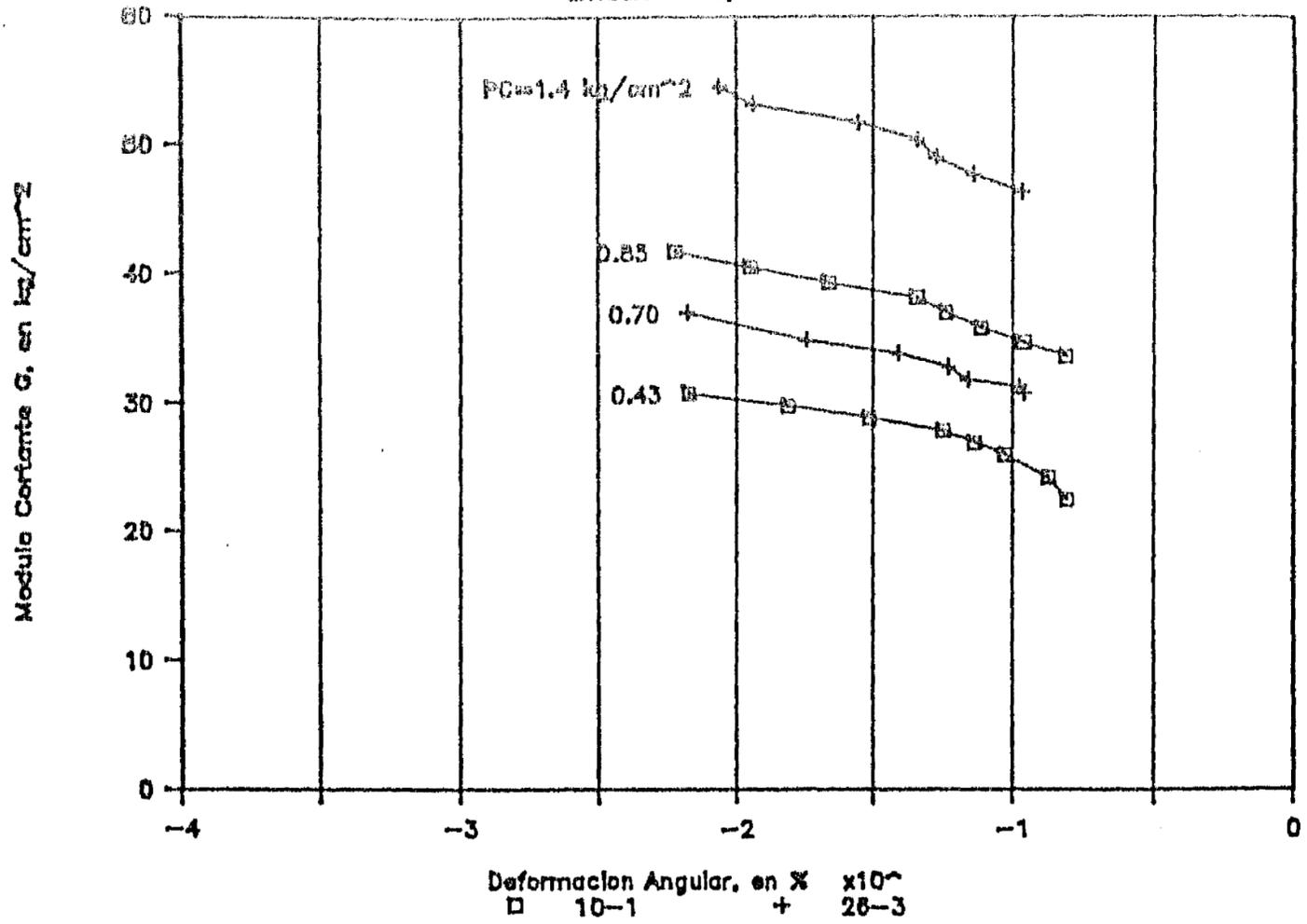


Fig. 3.19 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : CAF

MTRAS. 10-1, 28-3



SONDEO : CAF

MTRAS. 10-1, 28-3

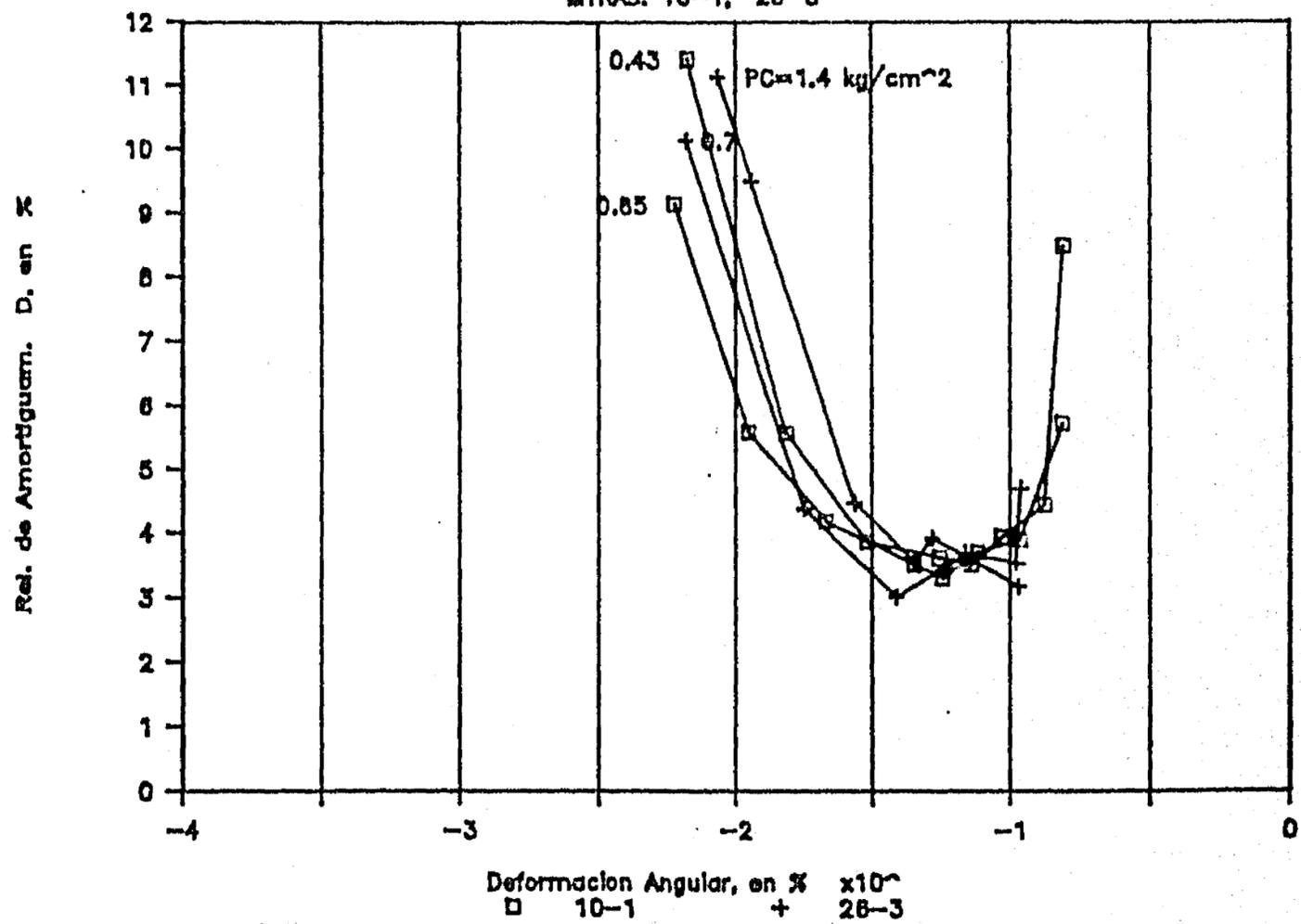
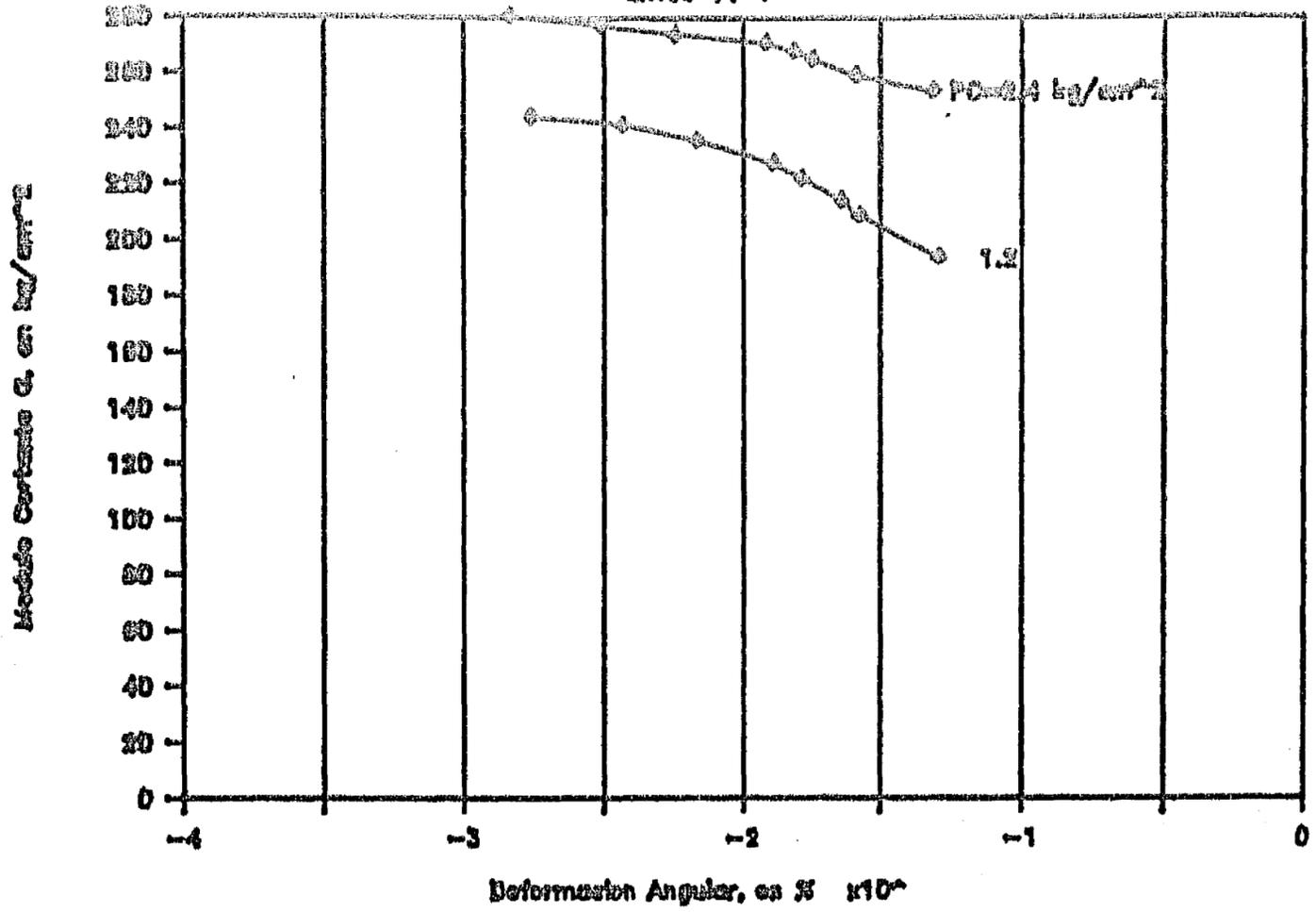


Fig 3.20 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : CAF

MTRA. 44-1



SONDEO : CAF

MTRA. 44-1

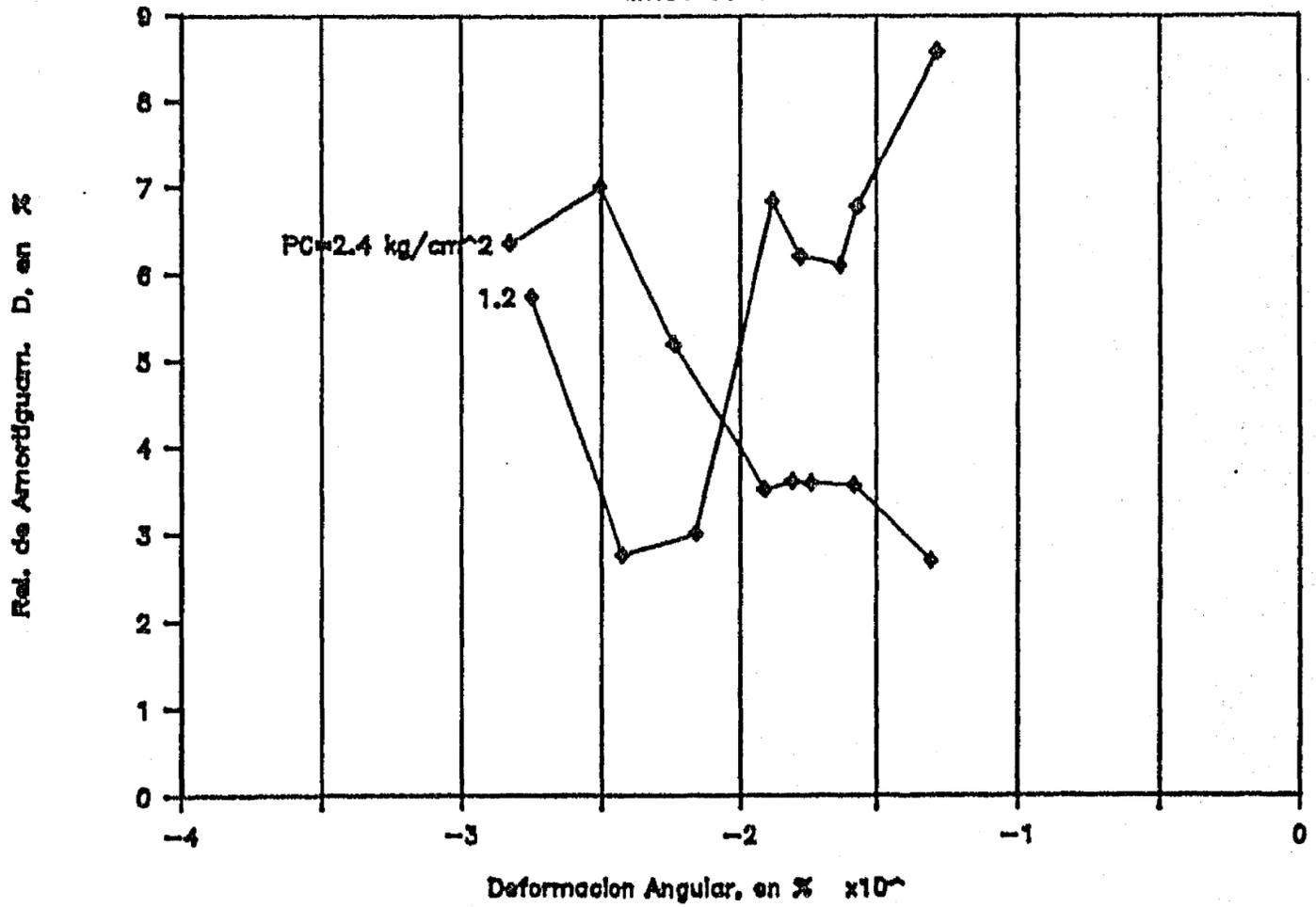
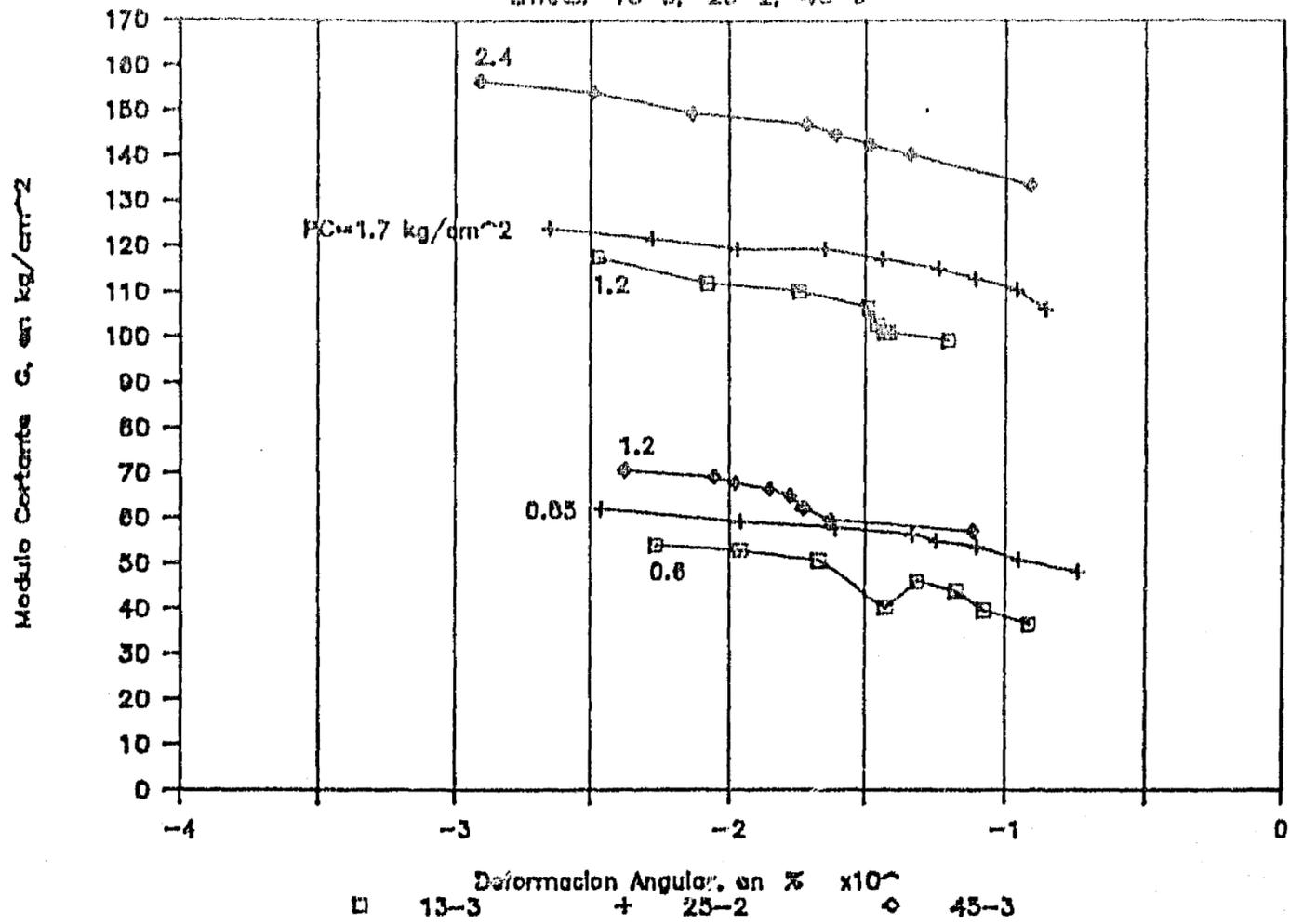


Fig. 3.21 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : EUVI

MTRAS. 13-3, 25-2, 45-3



SONDEO : EUVI

MTRAS. 13-3, 25-2, 45-3

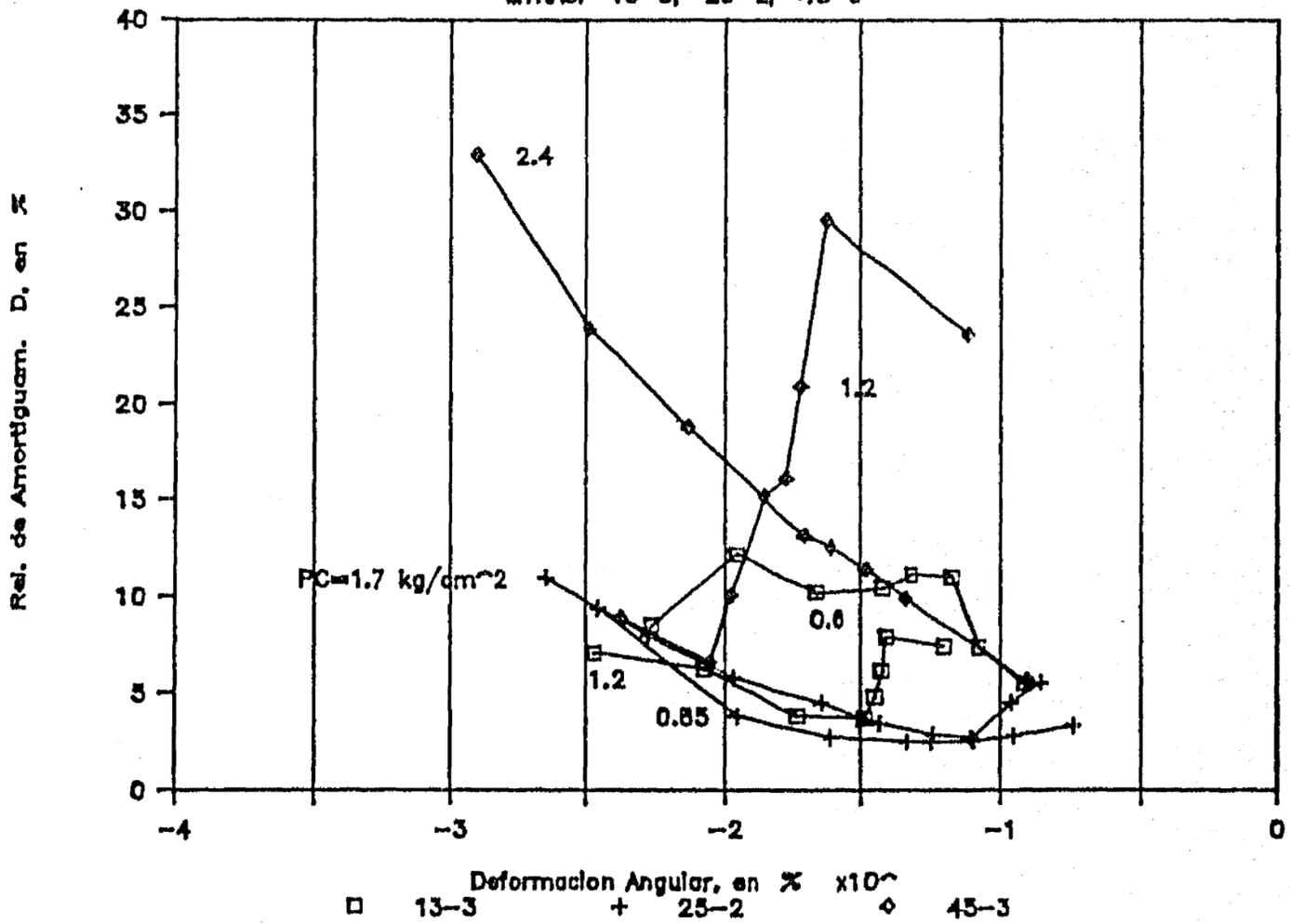
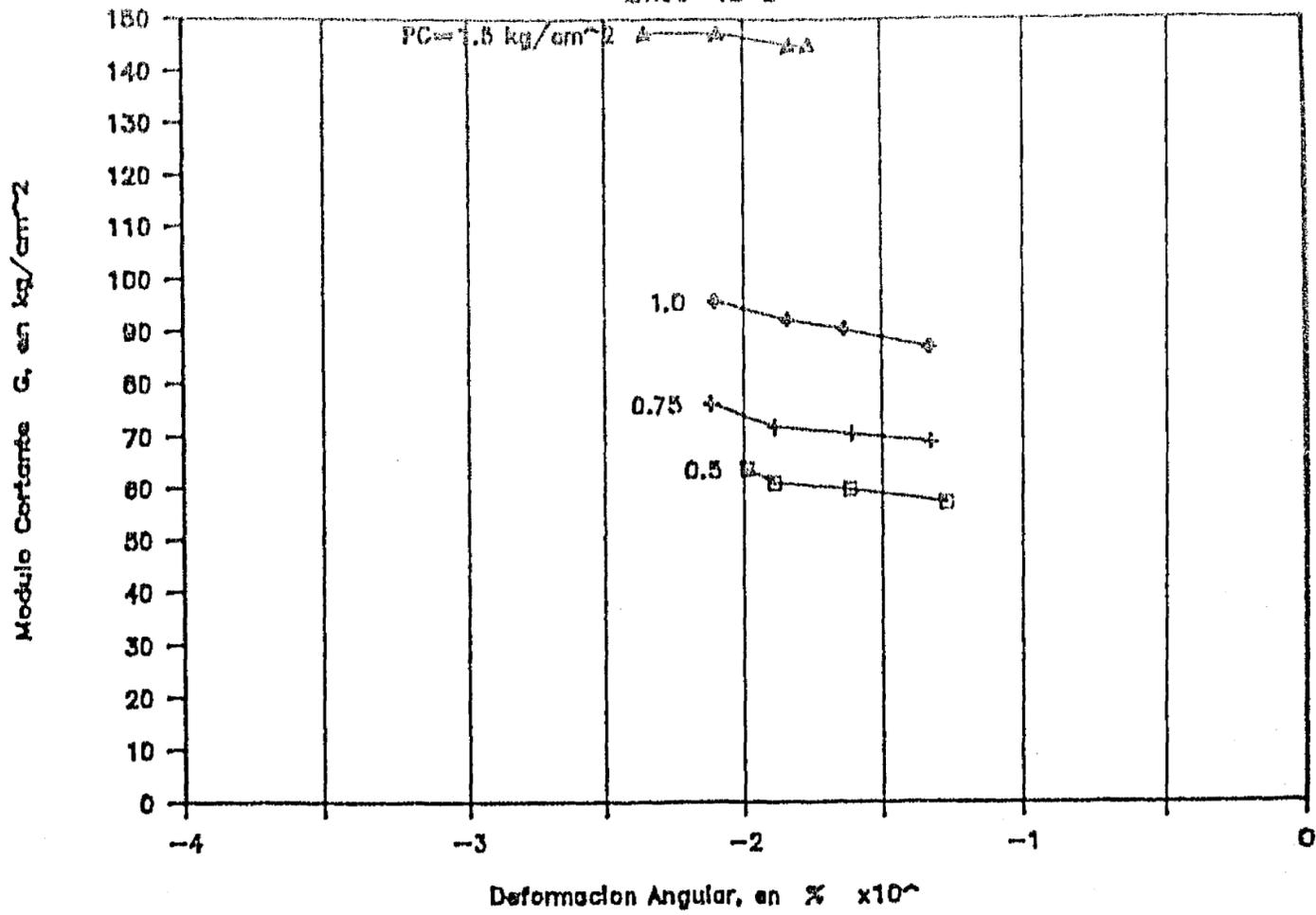


Fig. 3.22 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : SJB

MTRA. 12-2



SONDEO : SJB

MTRA. 12-2

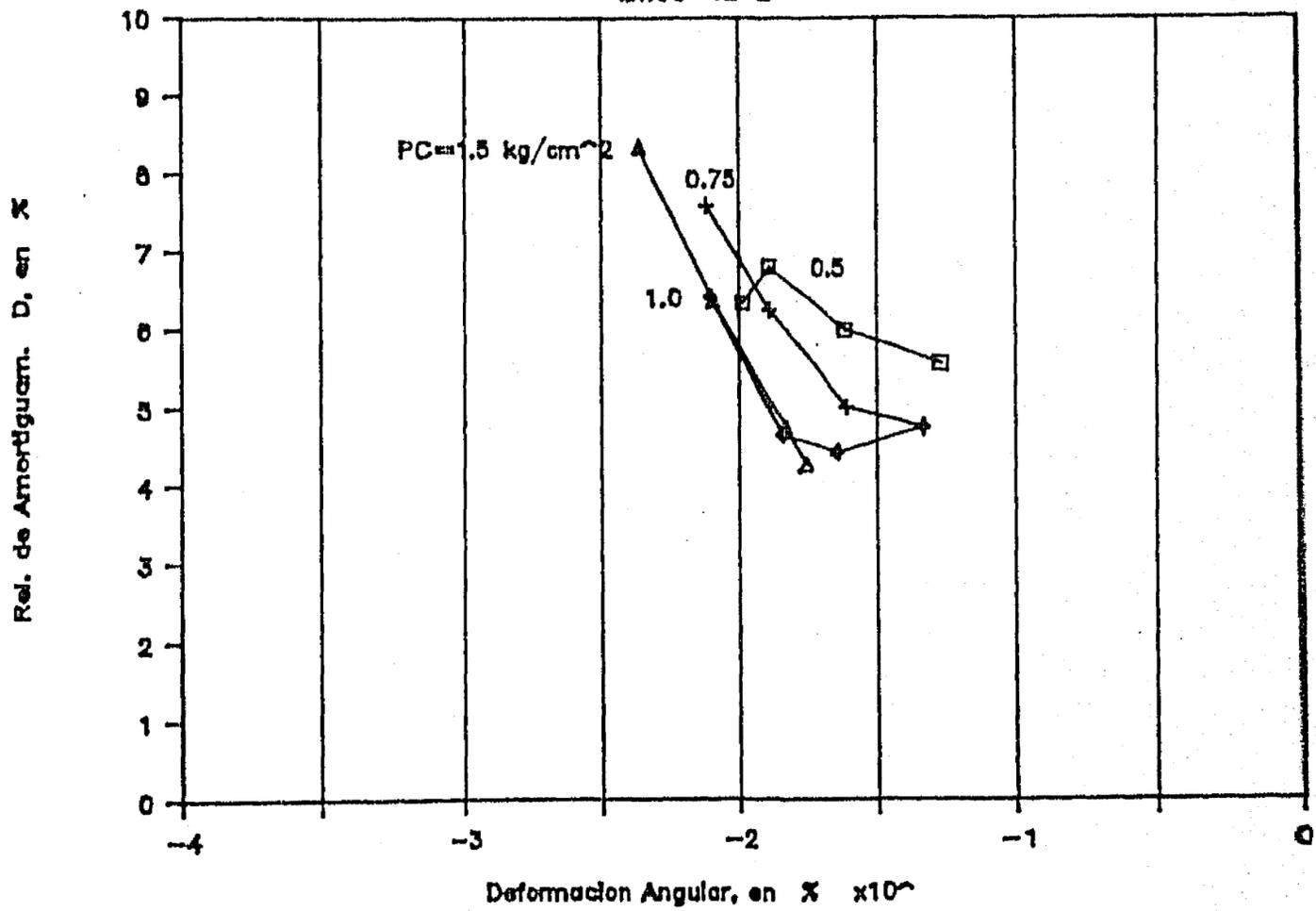
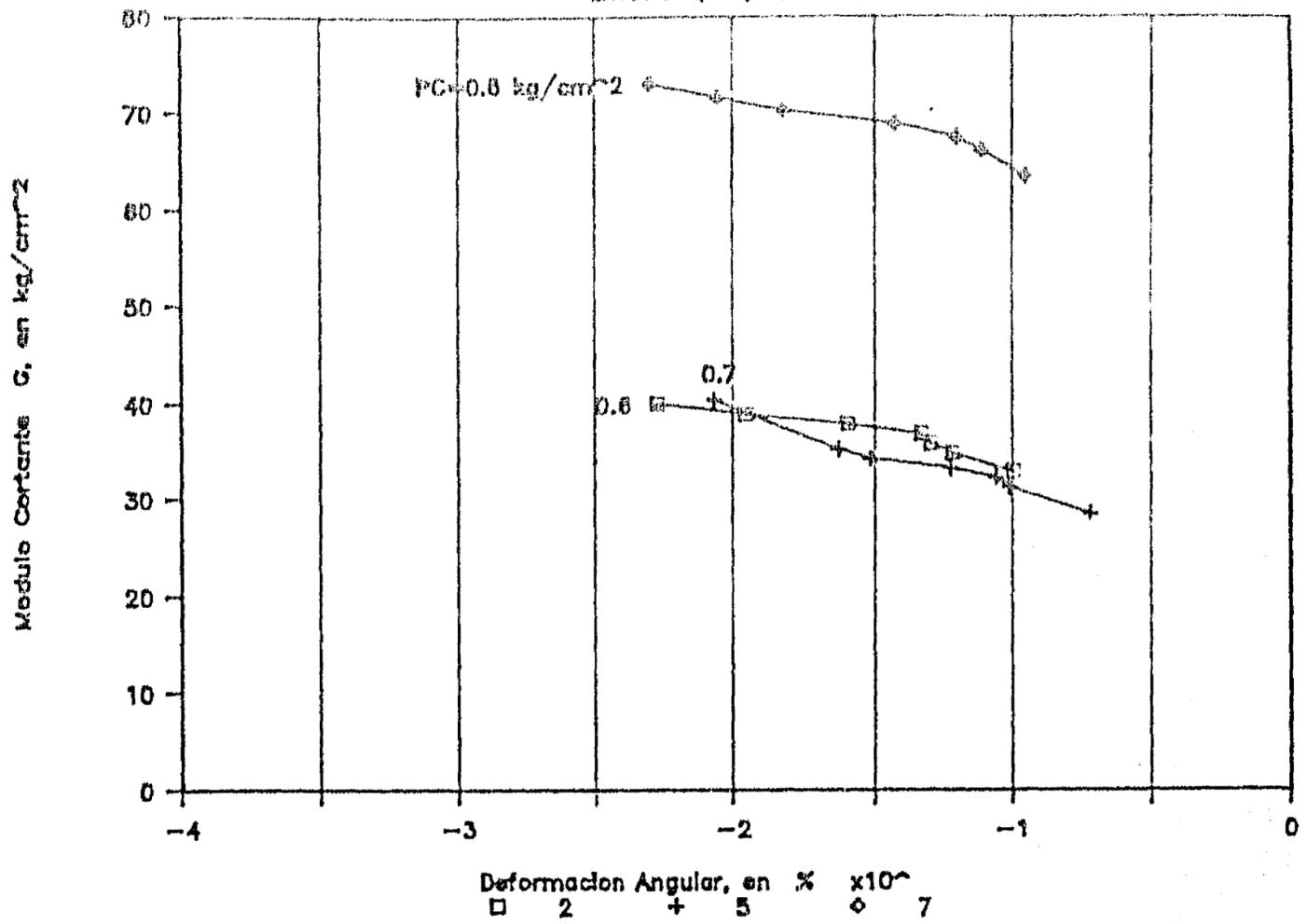


Fig. 3.23 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : PRCH

MTRAS. 2, 5, 7



SONDEO : PRCH

MTRAS. 2, 5, 7

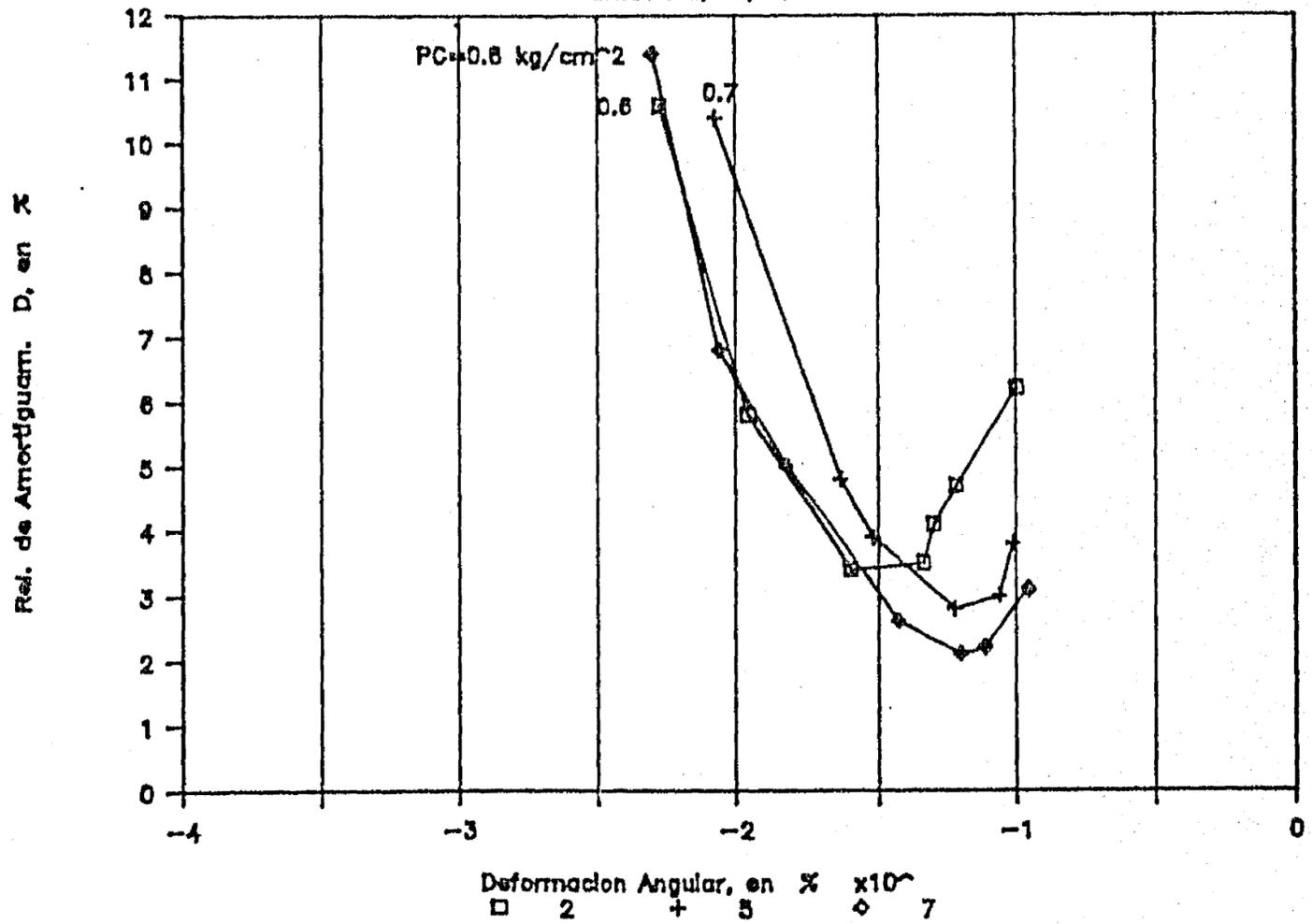
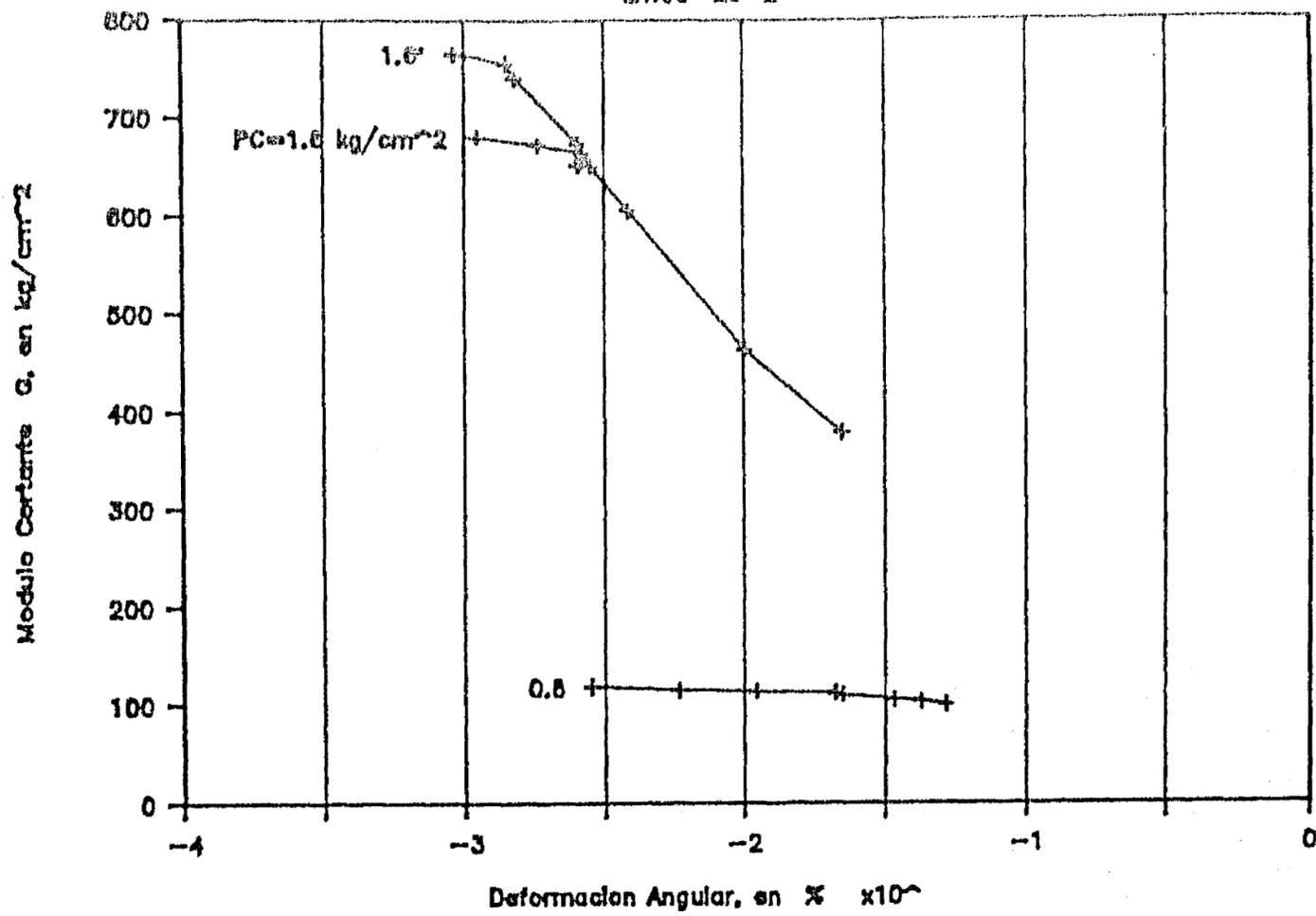


Fig. 3.24 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : TLD

MTRA. 20-2



SONDEO : TLD

MTRA. 20-2

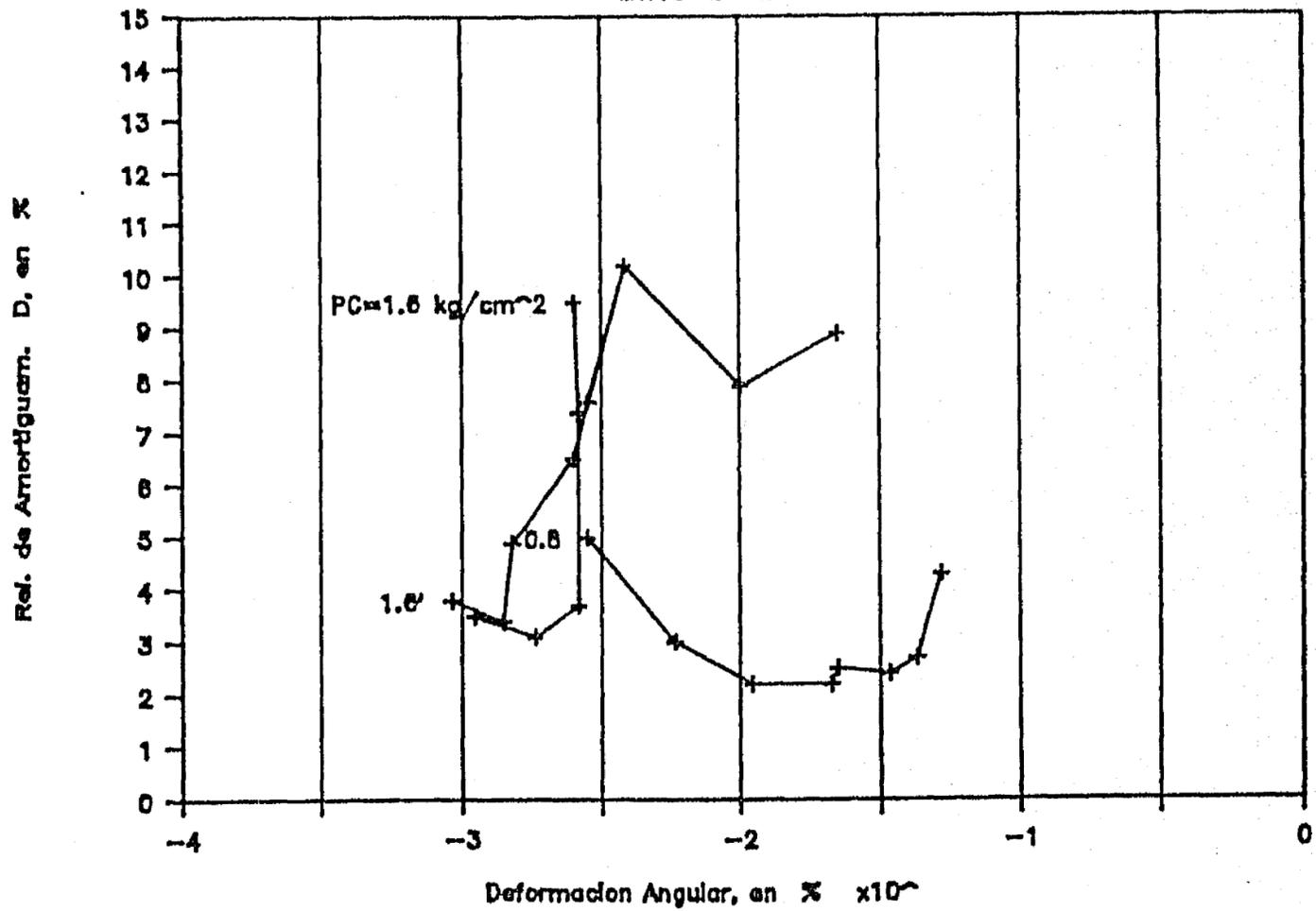
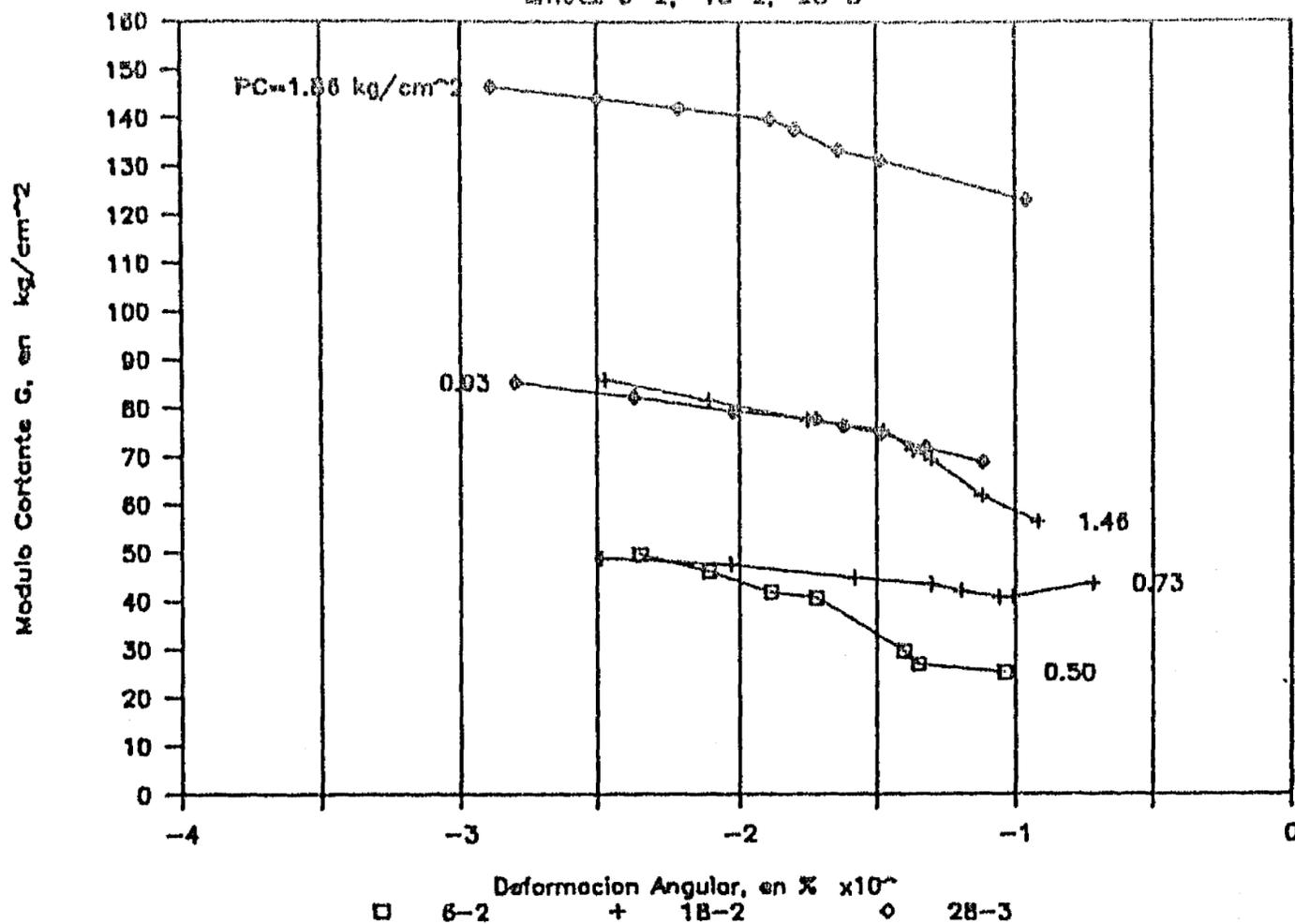


Fig. 3.26 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : TLB

MTRAS. 6-2, 18-2, 28-3



SONDEO : TLB

MTRAS. 6-2, 18-2, 28-3

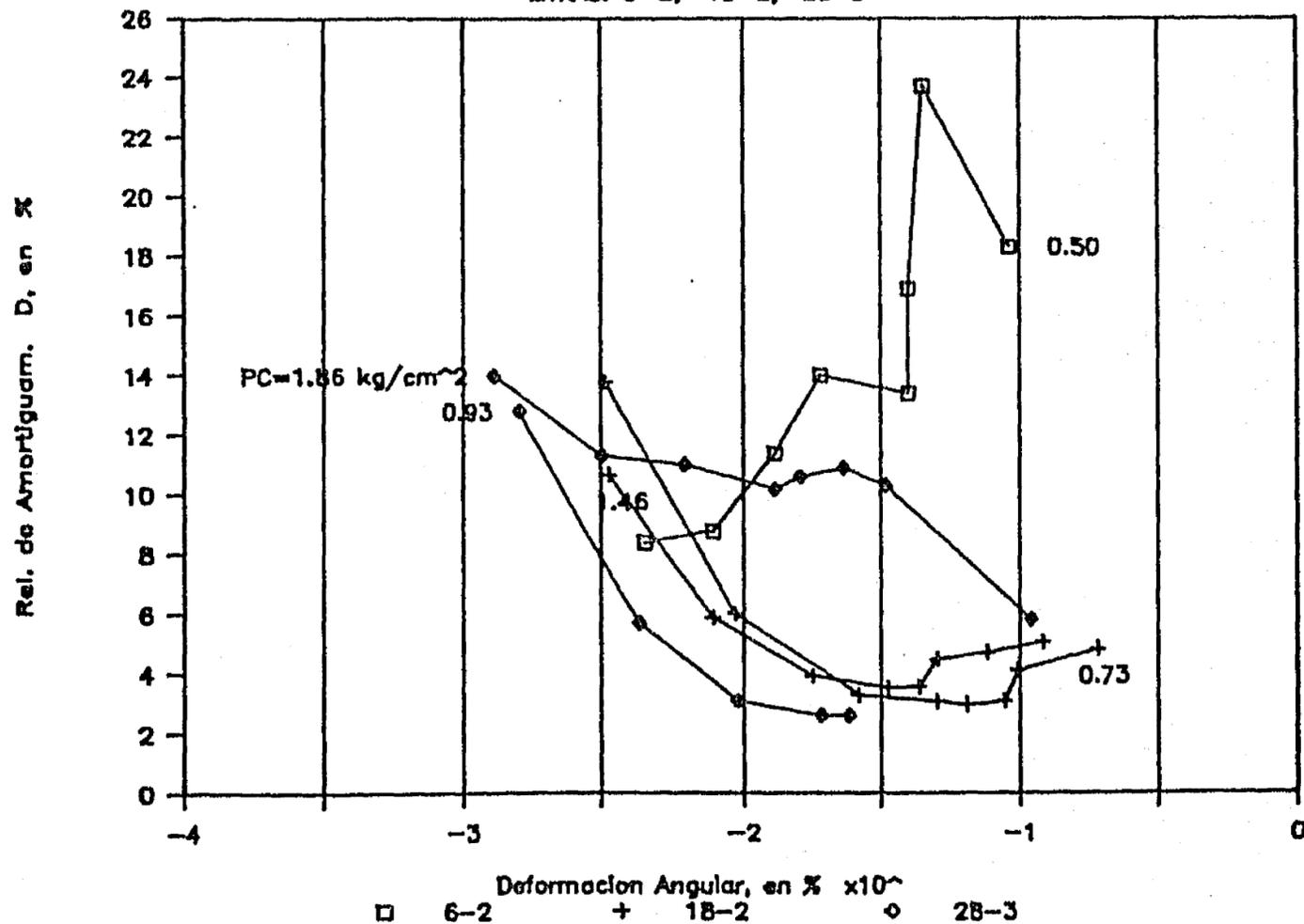
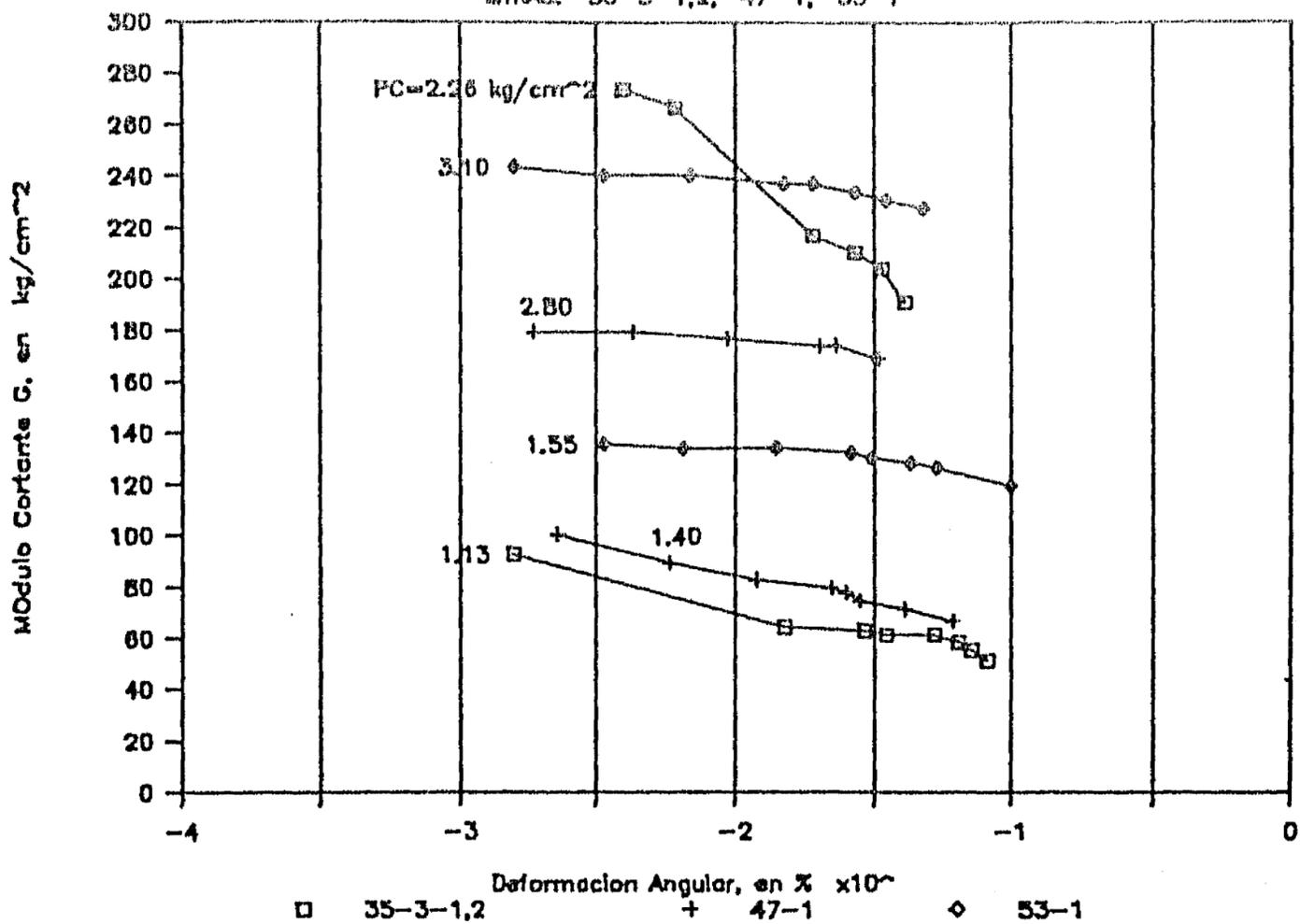


Fig. 3.27 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : TLB

MTRAS. 35-3-1,2, 47-1, 53-1



SONDEO : TLB

MTRAS. 35-3-1,2, 47-1, 53-1

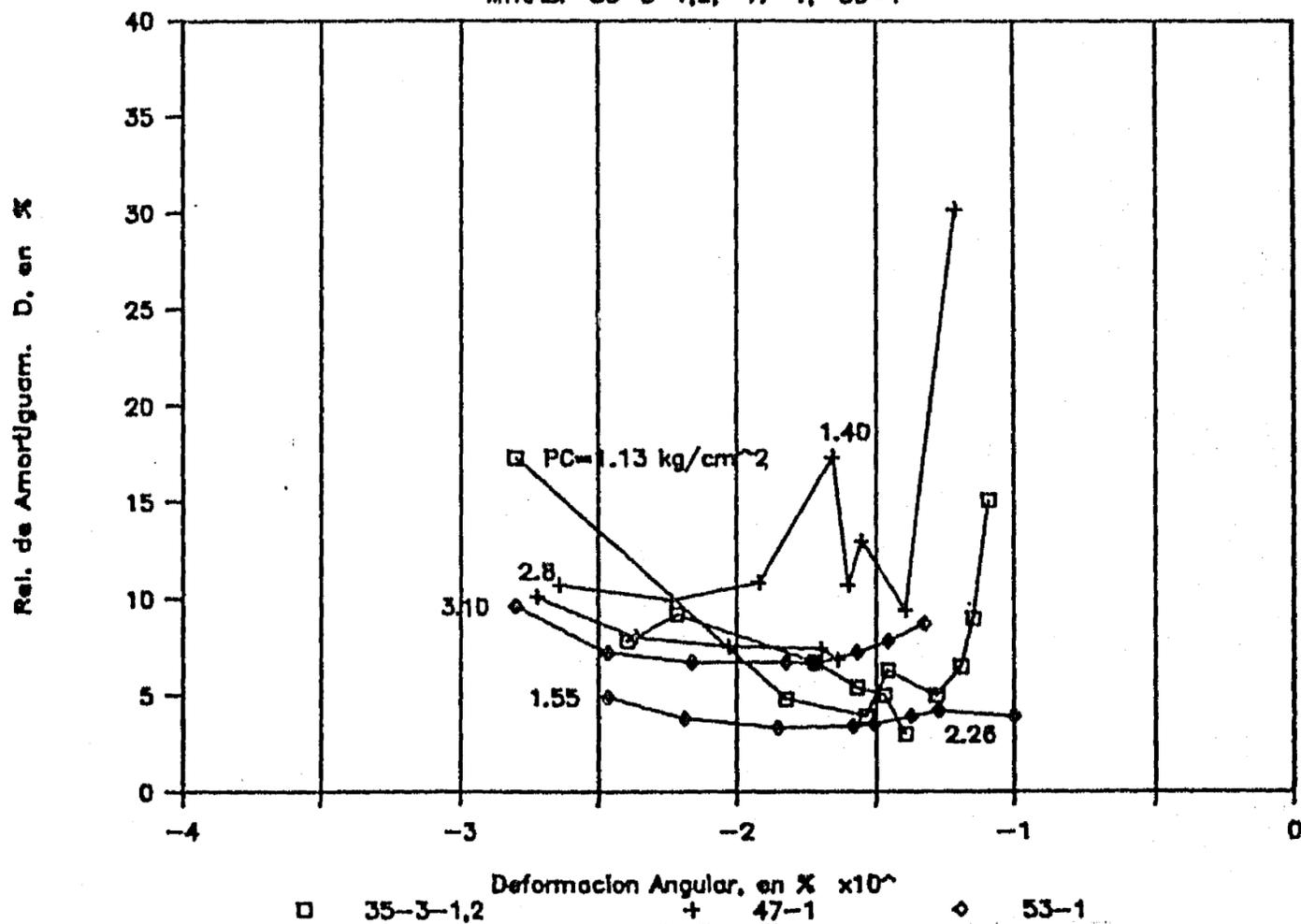
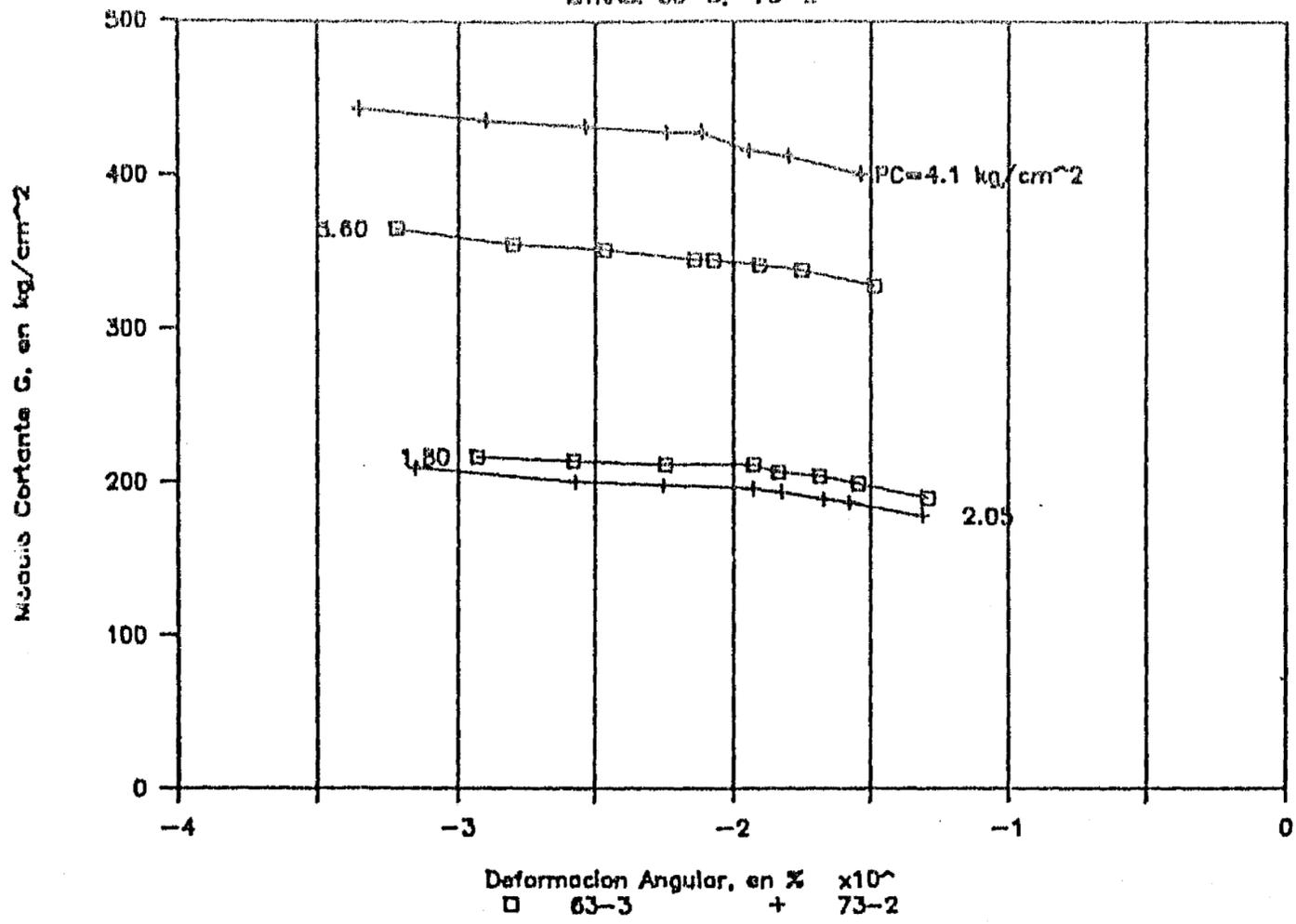


Fig. 3.28 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : TLB

MTRAS. 63-3, 73-2



SONDEO : TLB

MTRAS. 63-3, 73-2

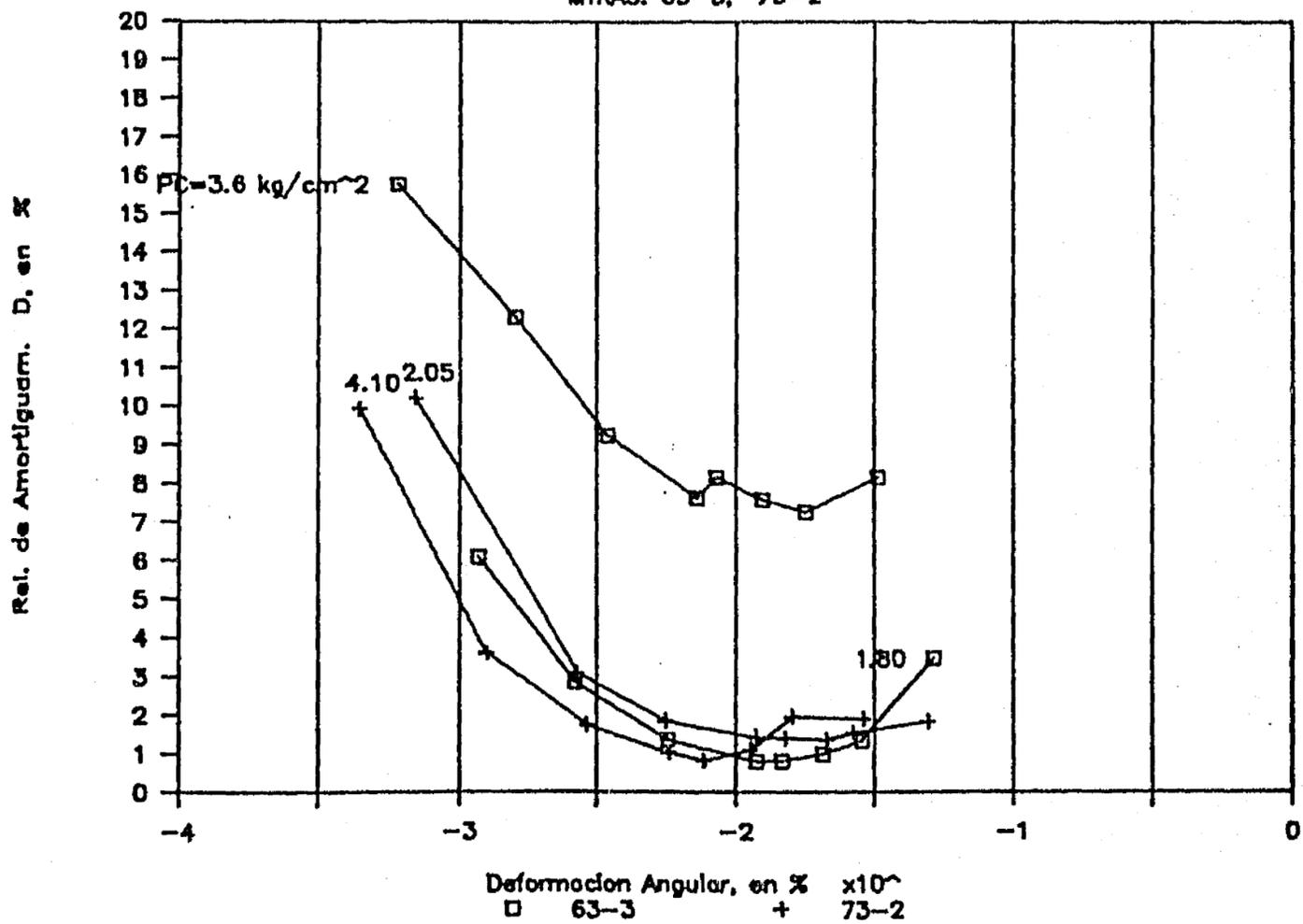
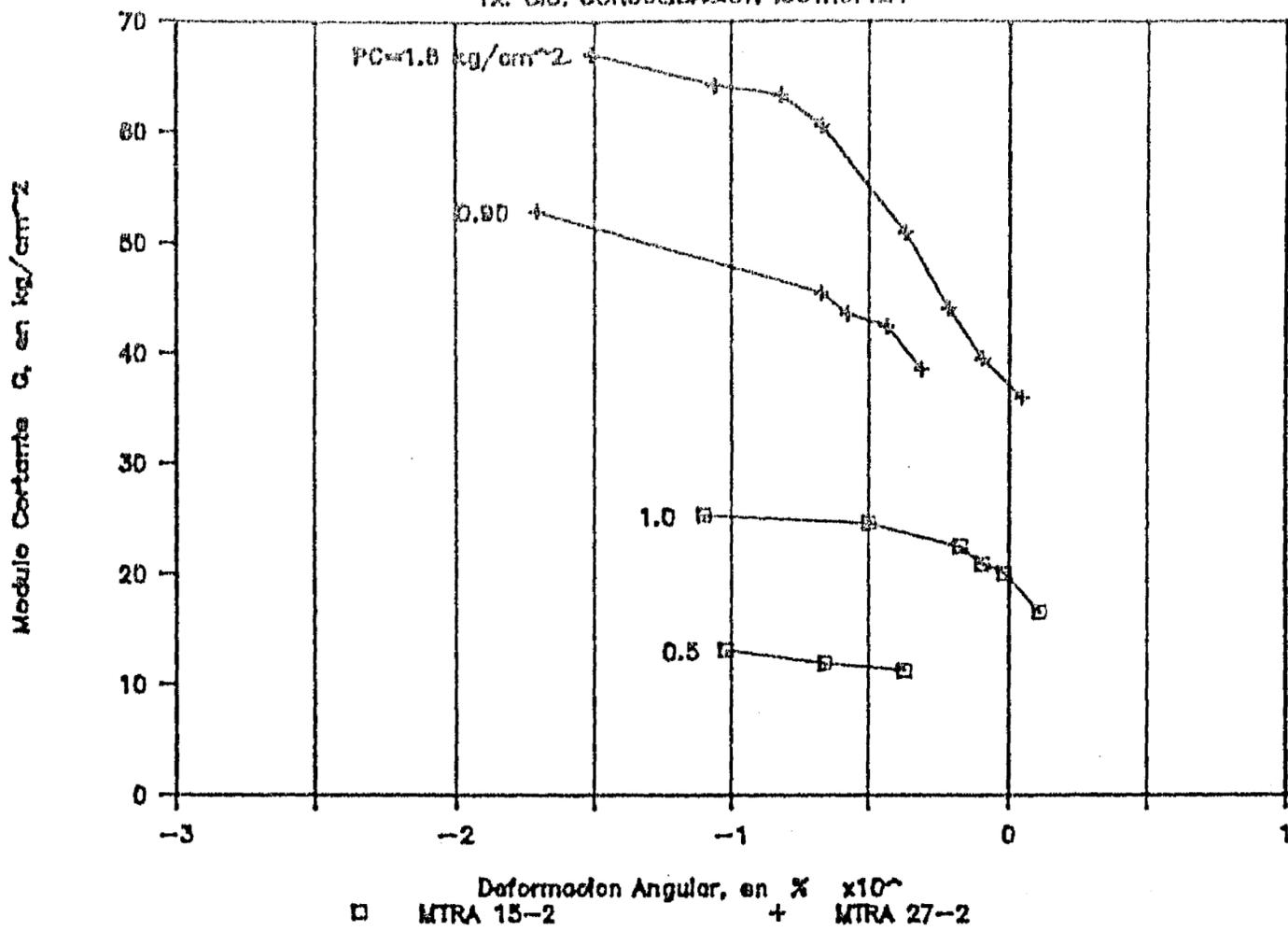


Fig. 3.29 G y D vs γ . Columna resonante

SONDEO : SCT

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : SCT

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

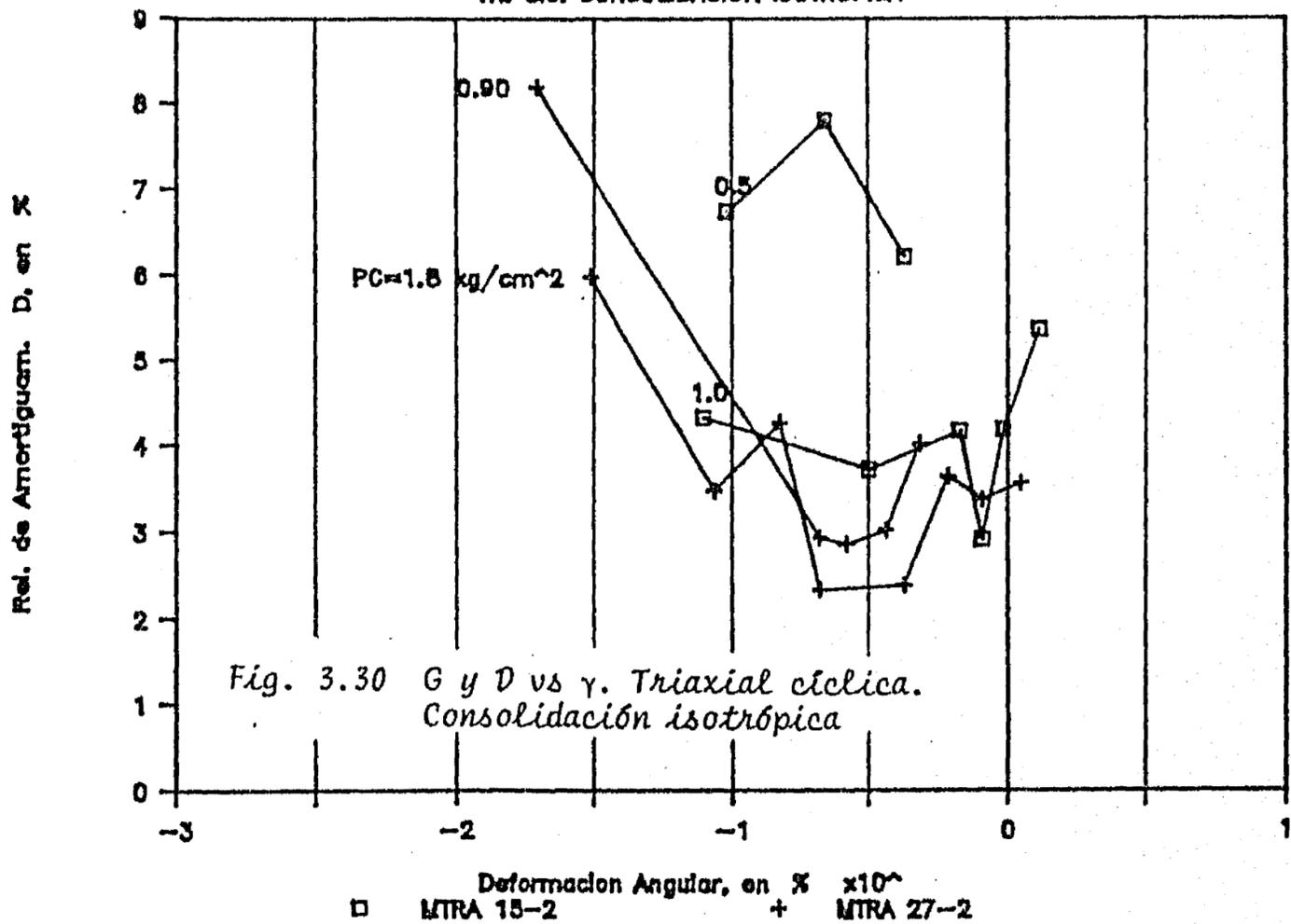
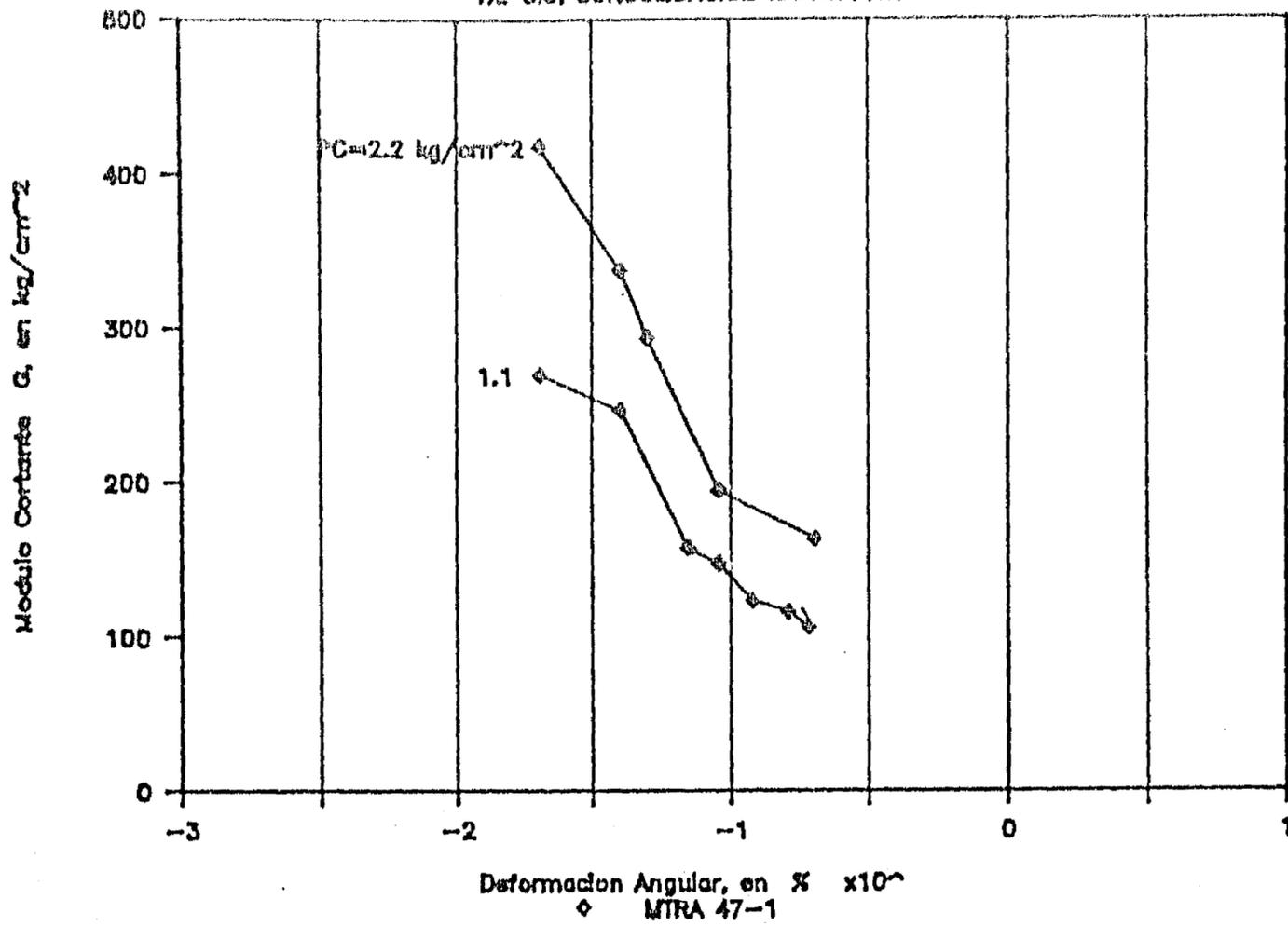


Fig. 3.30 G y D vs γ . Triaxial cíclica. Consolidación isotrópica

SONDEO : SCT

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : SCT

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

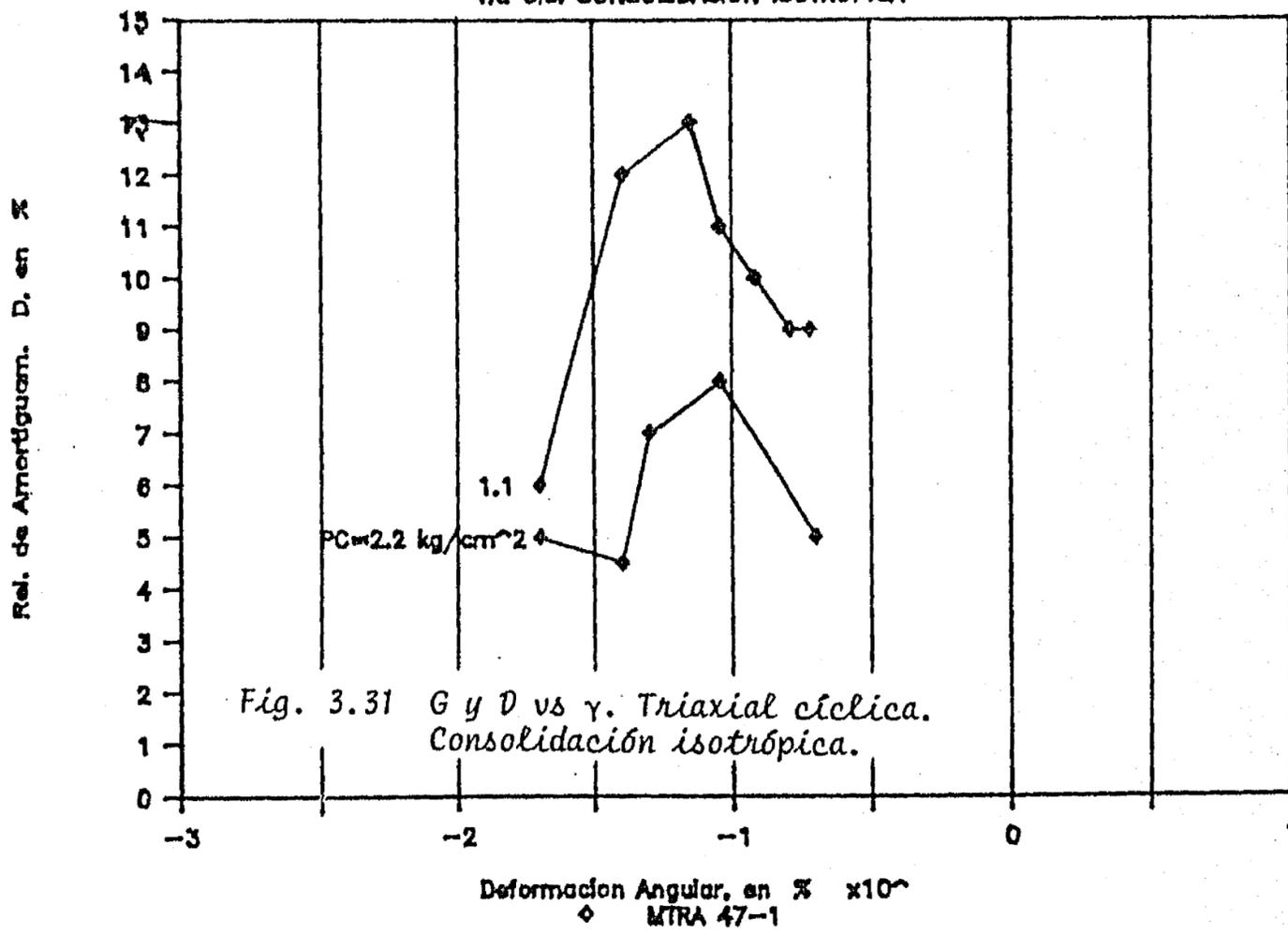


Fig. 3.31 G y D vs γ . Triaxial cíclica. Consolidación isotrópica.

SONDEO : TLATELOLCO
TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

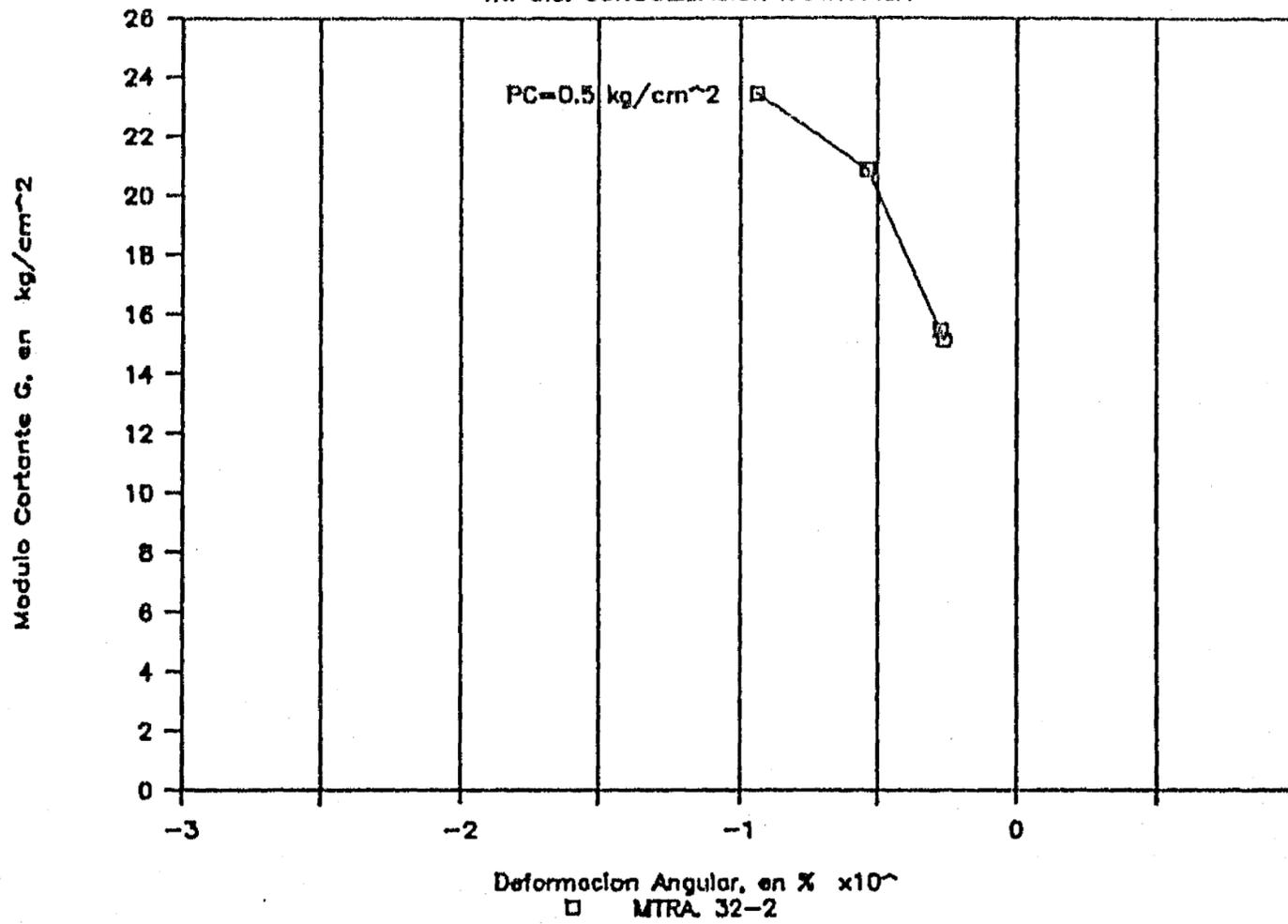
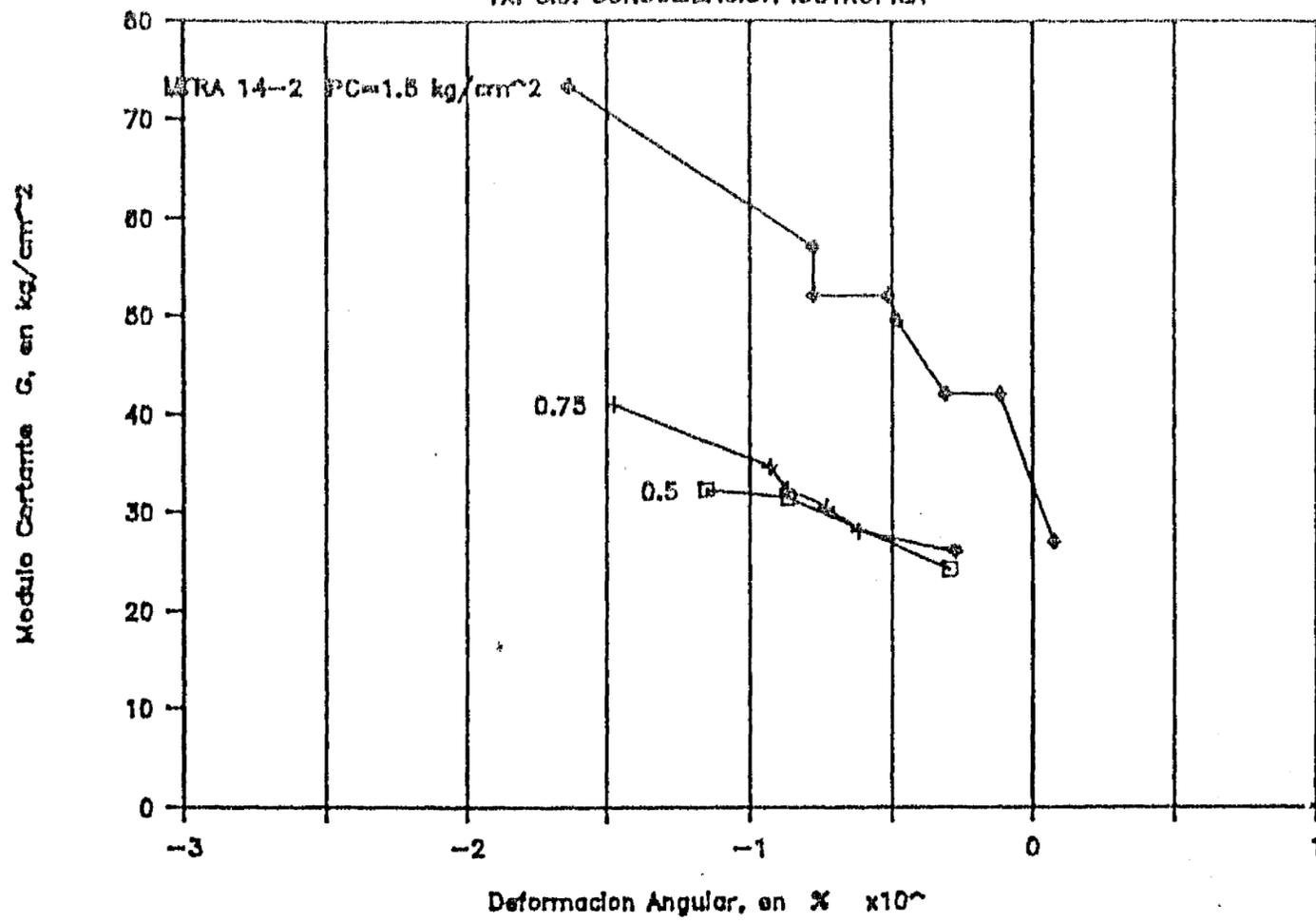


Fig. 3.32 G y D vs γ . Triaxial cíclica.
Consolidación isotrópica

SONDEO : SAN ANTONIO ABAD

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : SAN ANTONIO ABAD

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

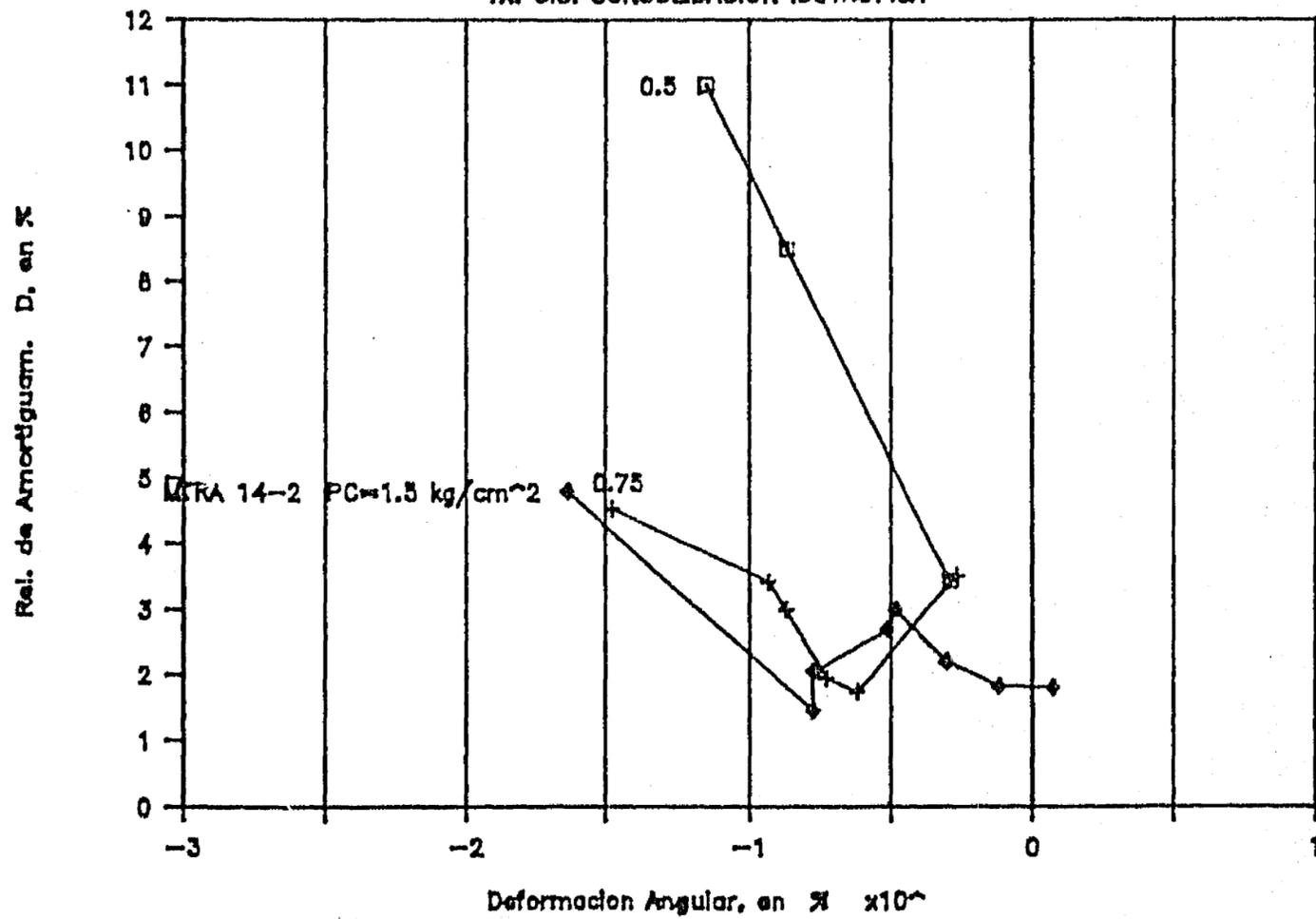
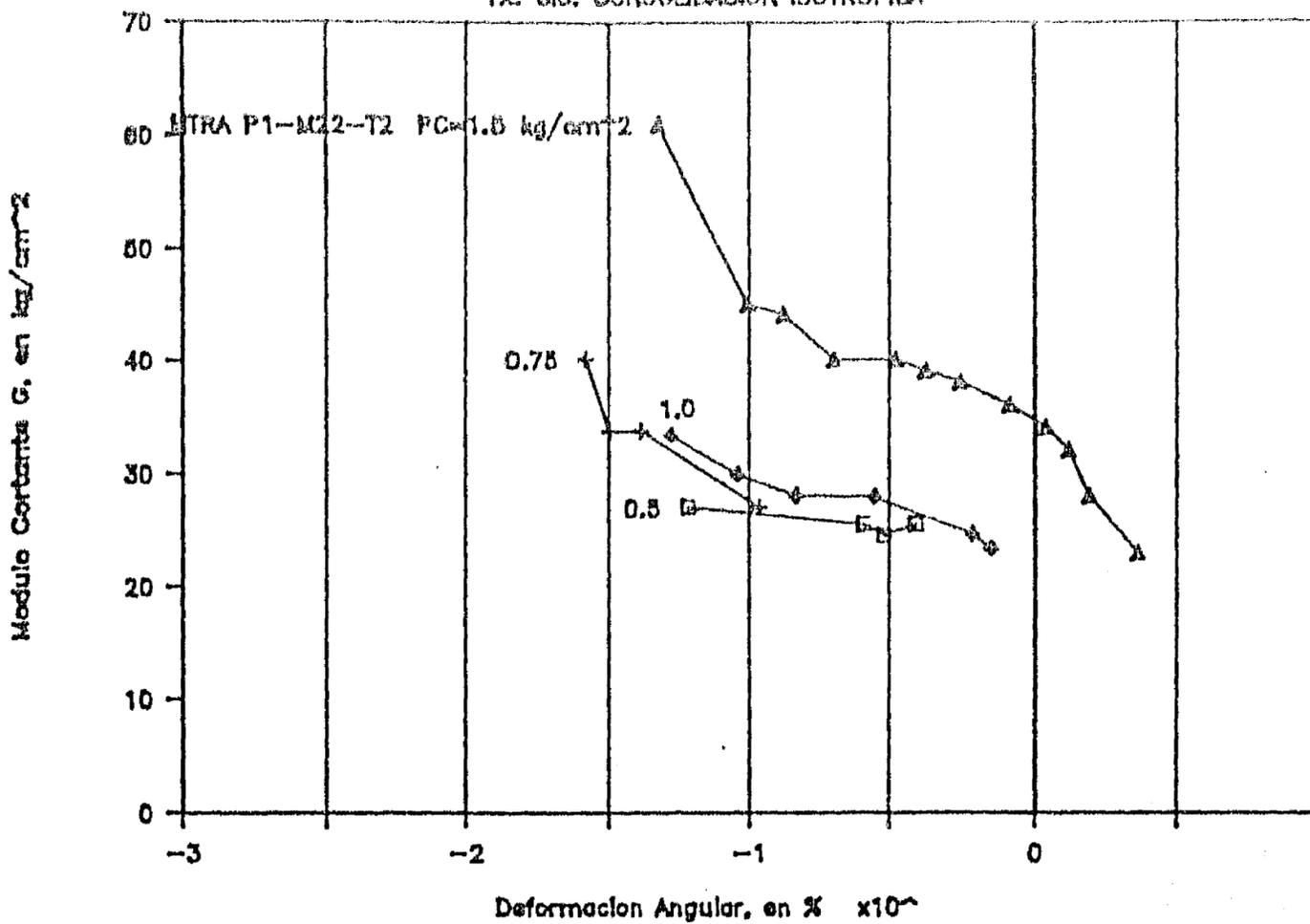


Fig. 3.33 G y D vs γ . Triaxial cíclica. Consolidación isotrópica

SONDEO : ZOCALO

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : ZOCALO

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

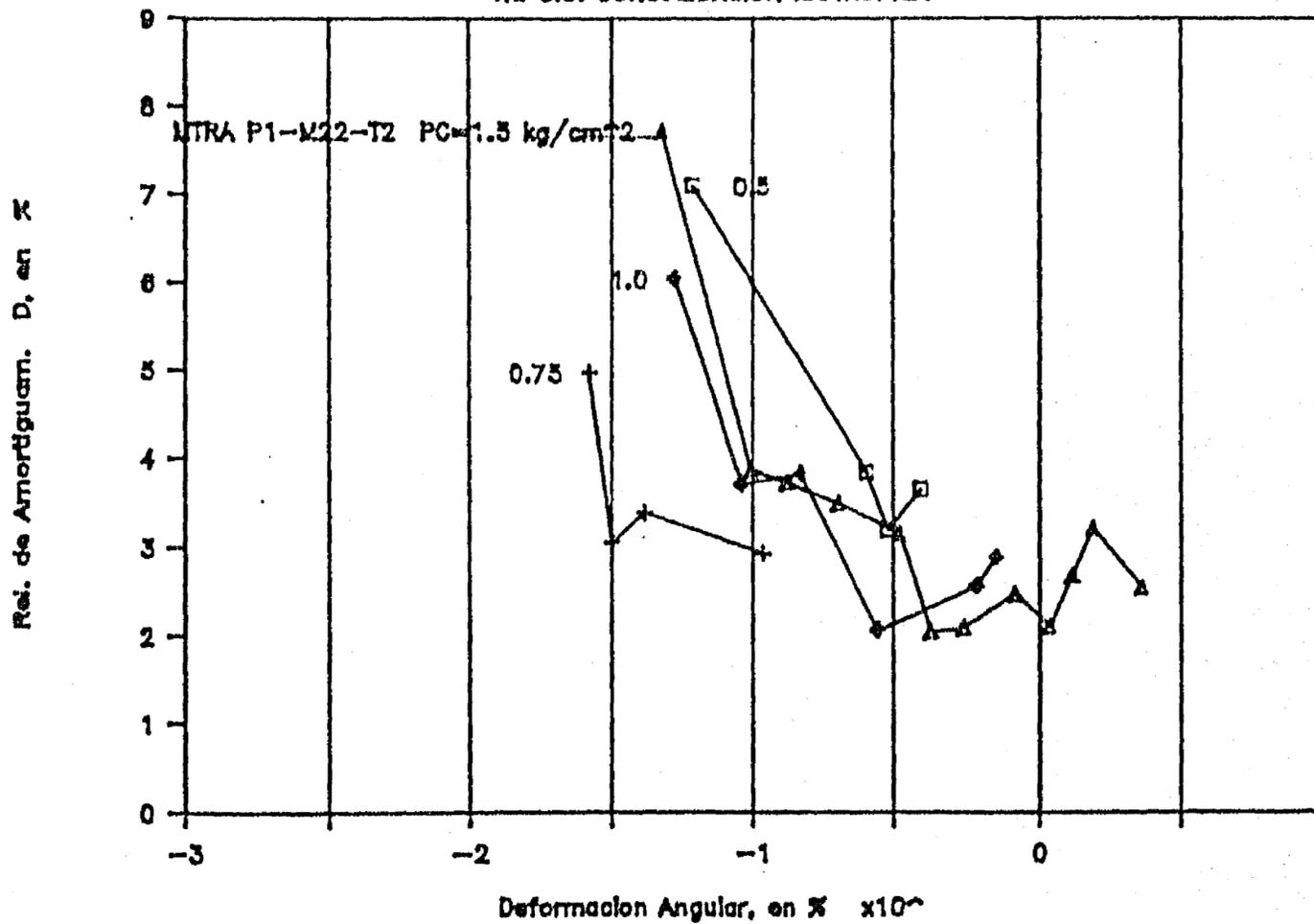
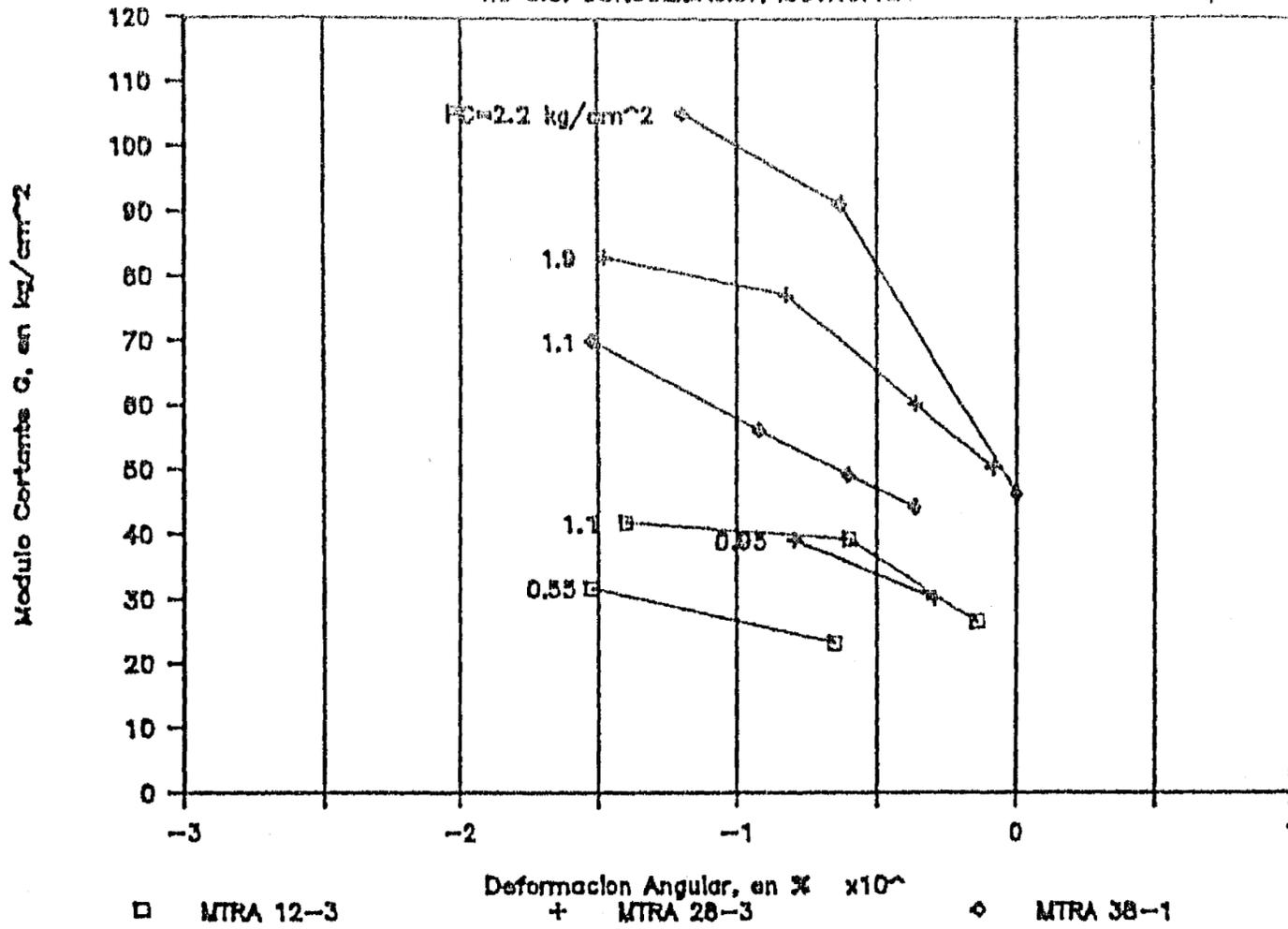


Fig. 3.34 G y D vs γ. Triaxial cíclica. Consolidación isotrópica

SONDEO : CUPJ

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : CUPJ

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

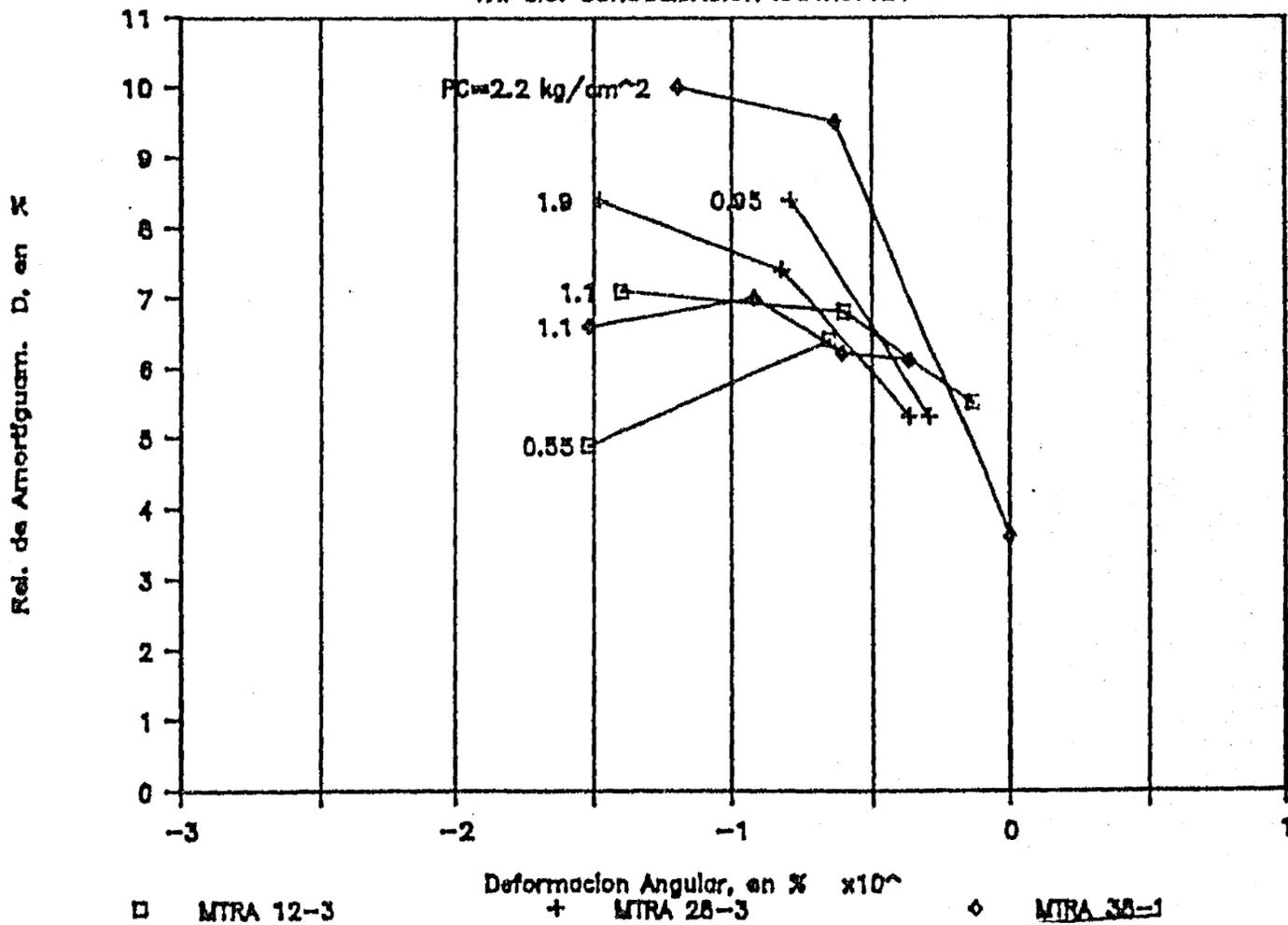
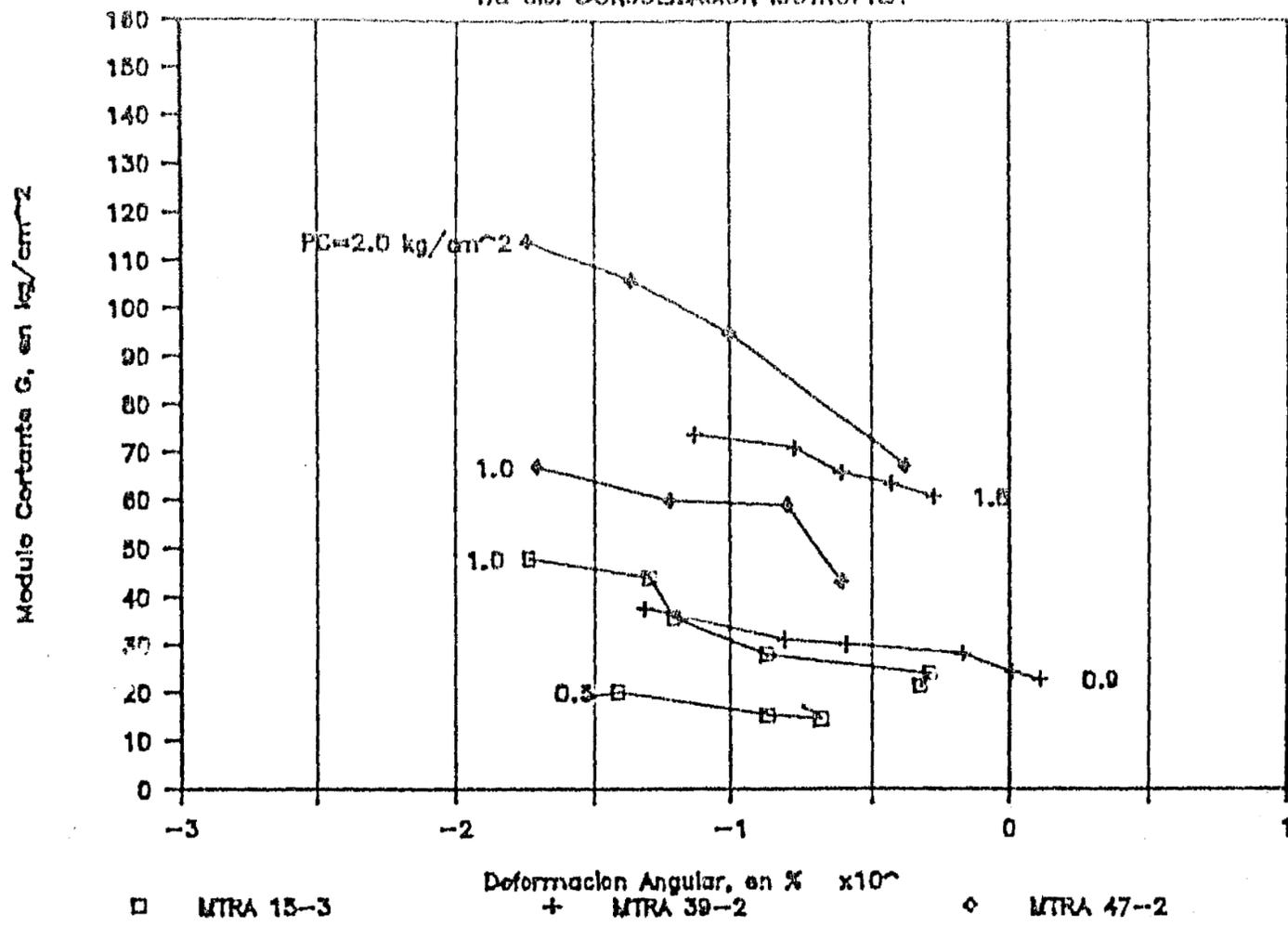


Fig. 3.35 G y D vs γ . Triaxial ciclica. Consolidación isotrópica

SONDEO : CAO

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : CAO

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

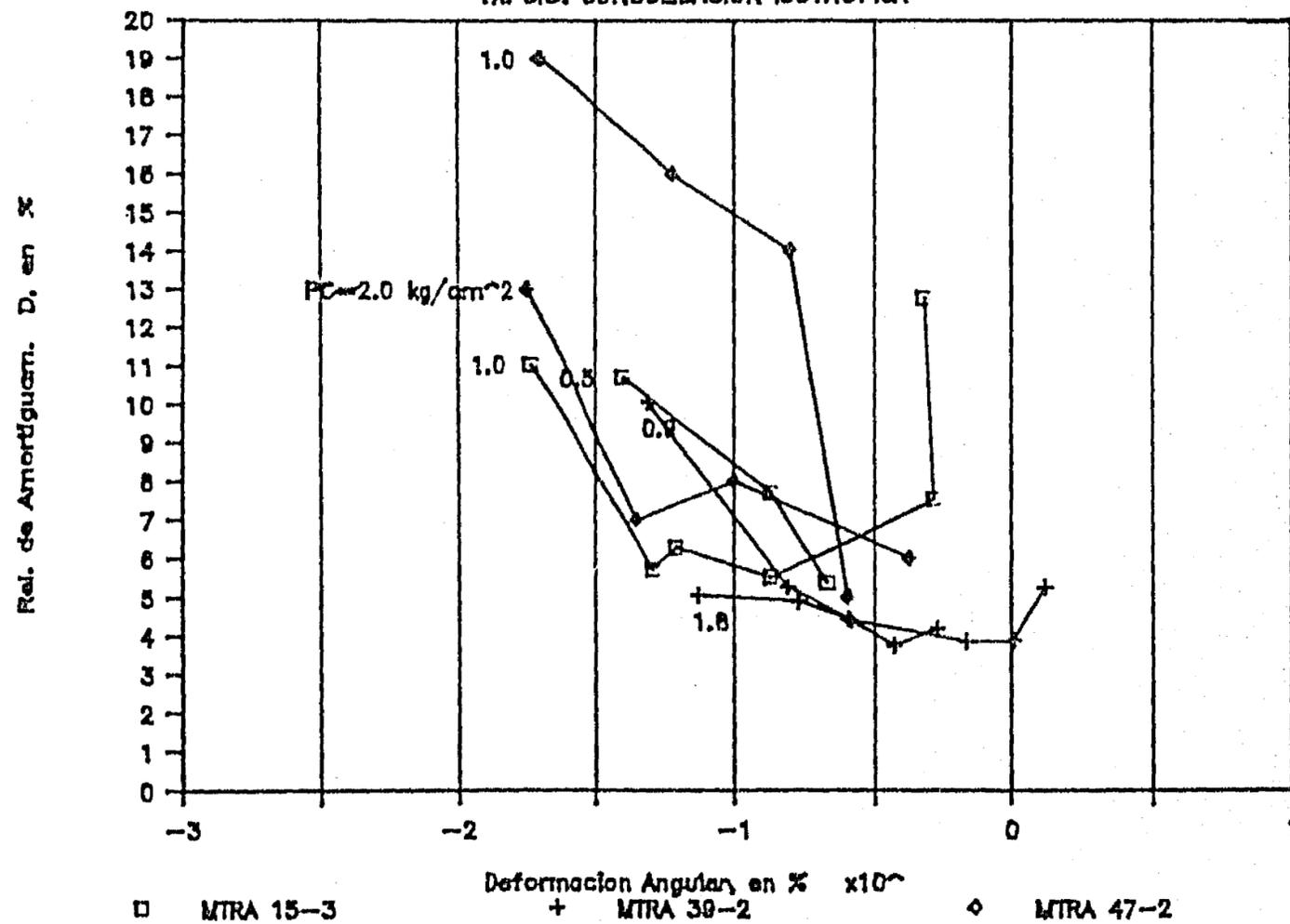
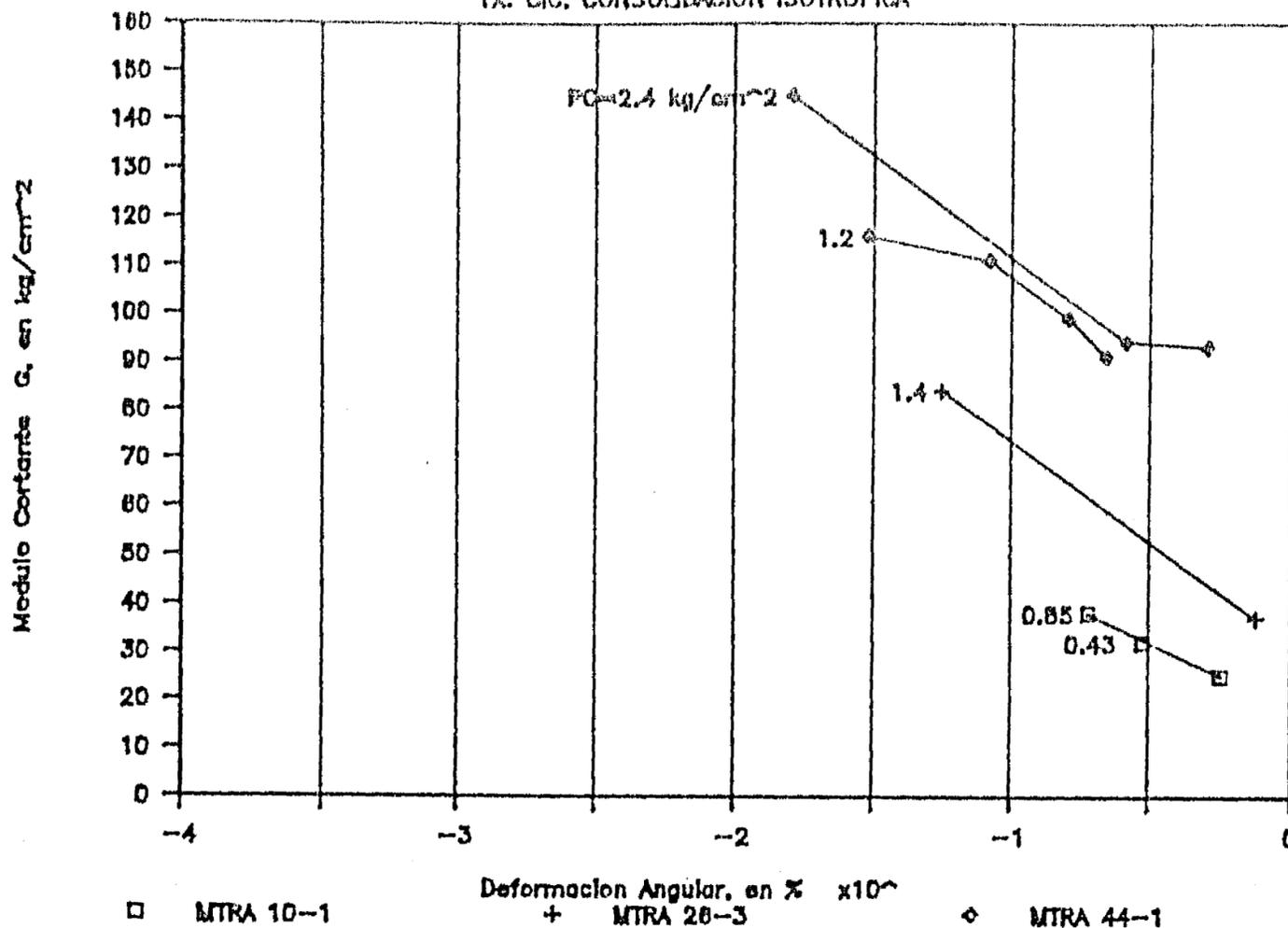


Fig. 3.36 G y D vs γ . Triaxial cíclica.
Consolidación isotrópica

SONDEO : CAF

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : CAF

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

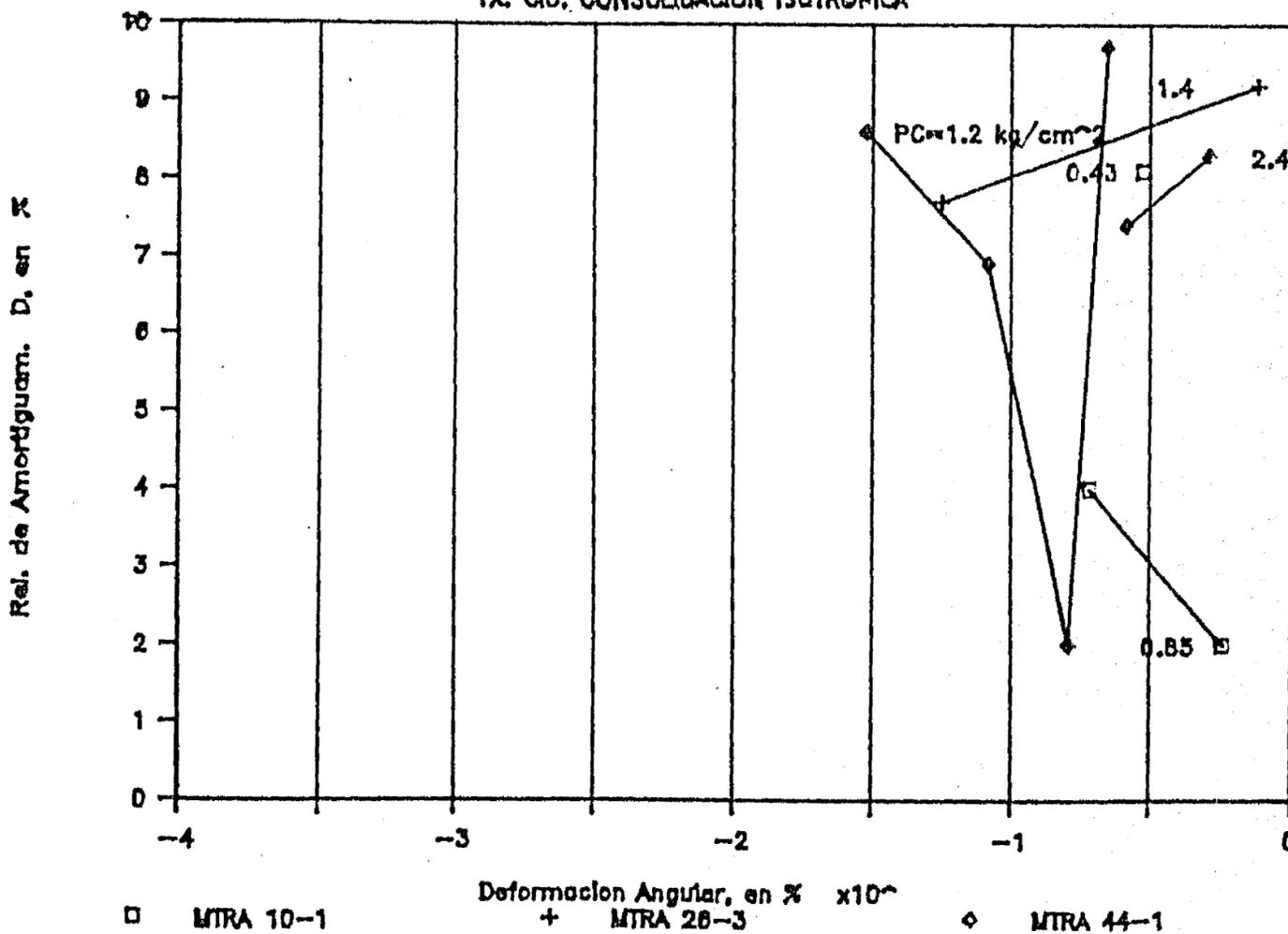
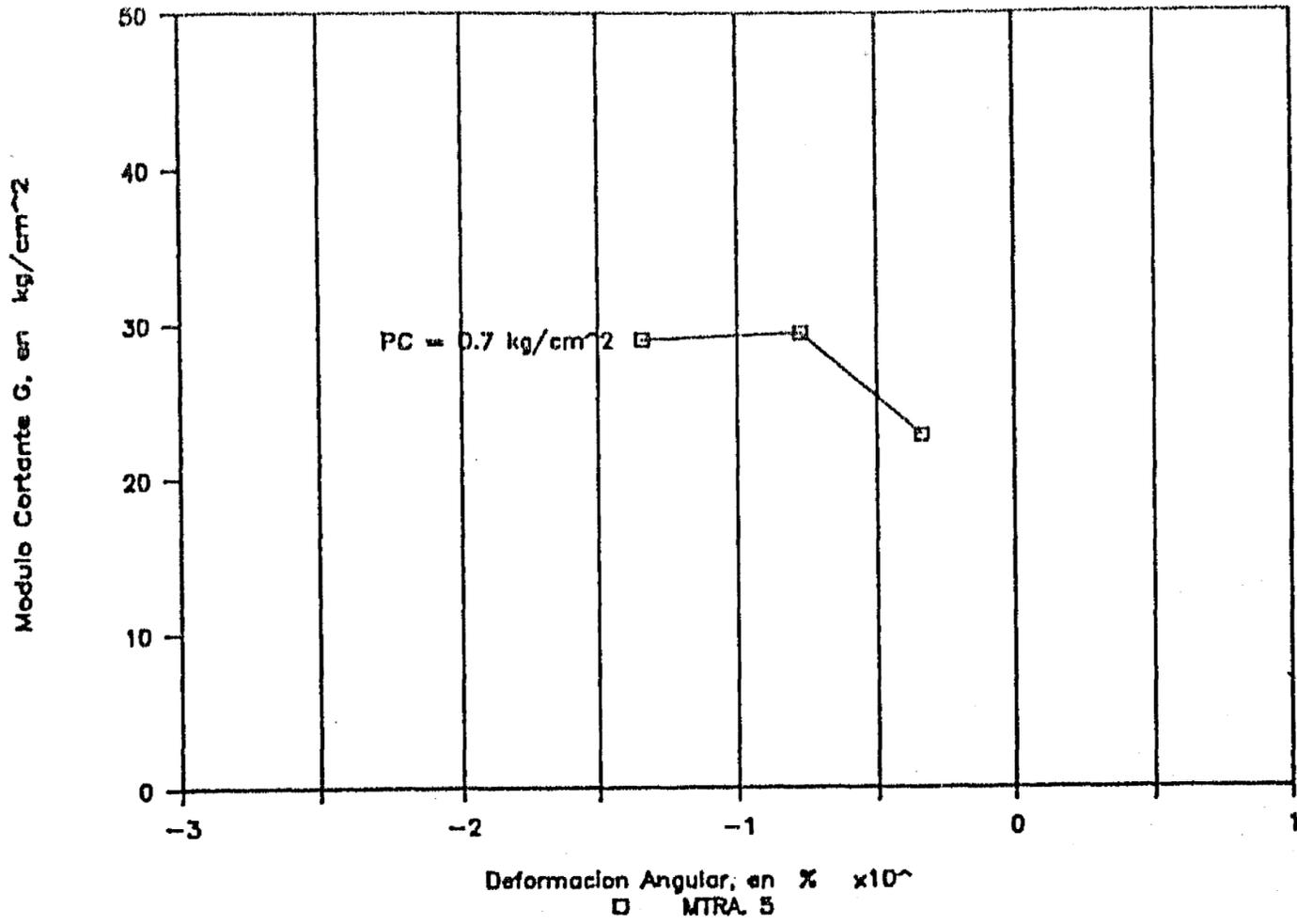


Fig. 3.37 G y D vs γ . Triaxial cíclica. Consolidación isotrópica

SONDEO : PRCH

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : PRCH

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

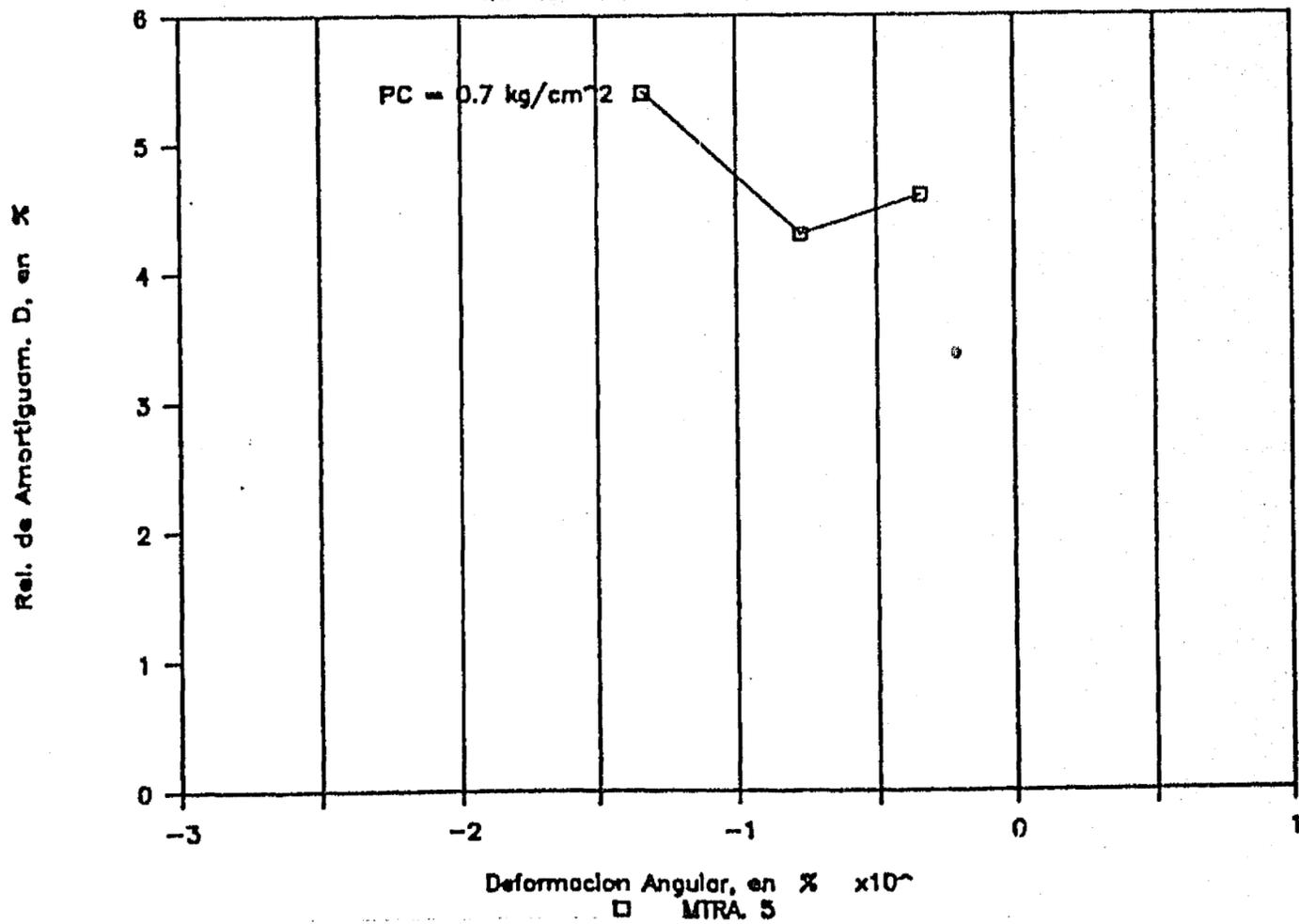
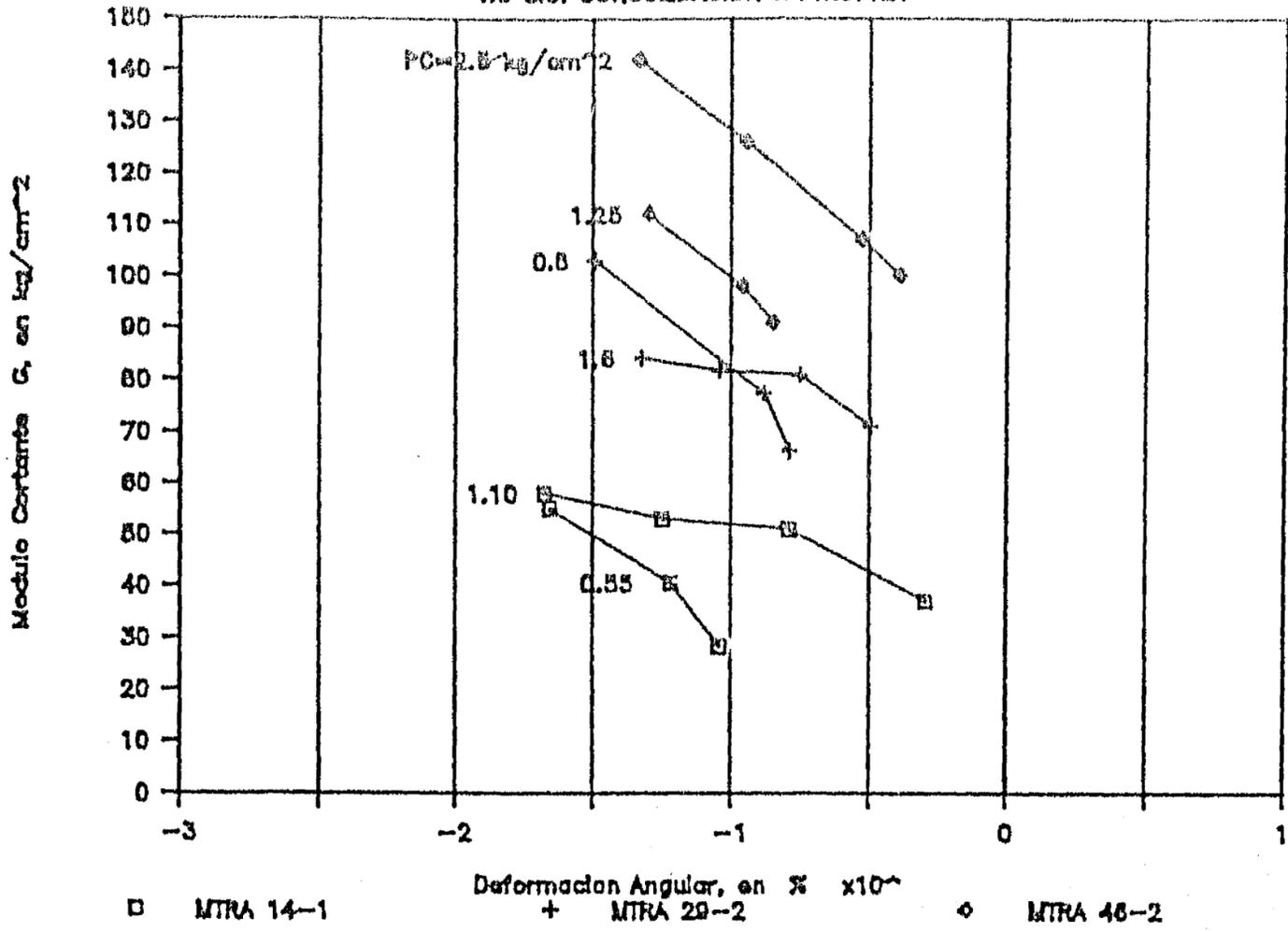


Fig. 3.38 G y D vs γ . Triaxial cíclica. Consolidación isotrópica

SONDEO : TLD

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



SONDEO : TLD

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

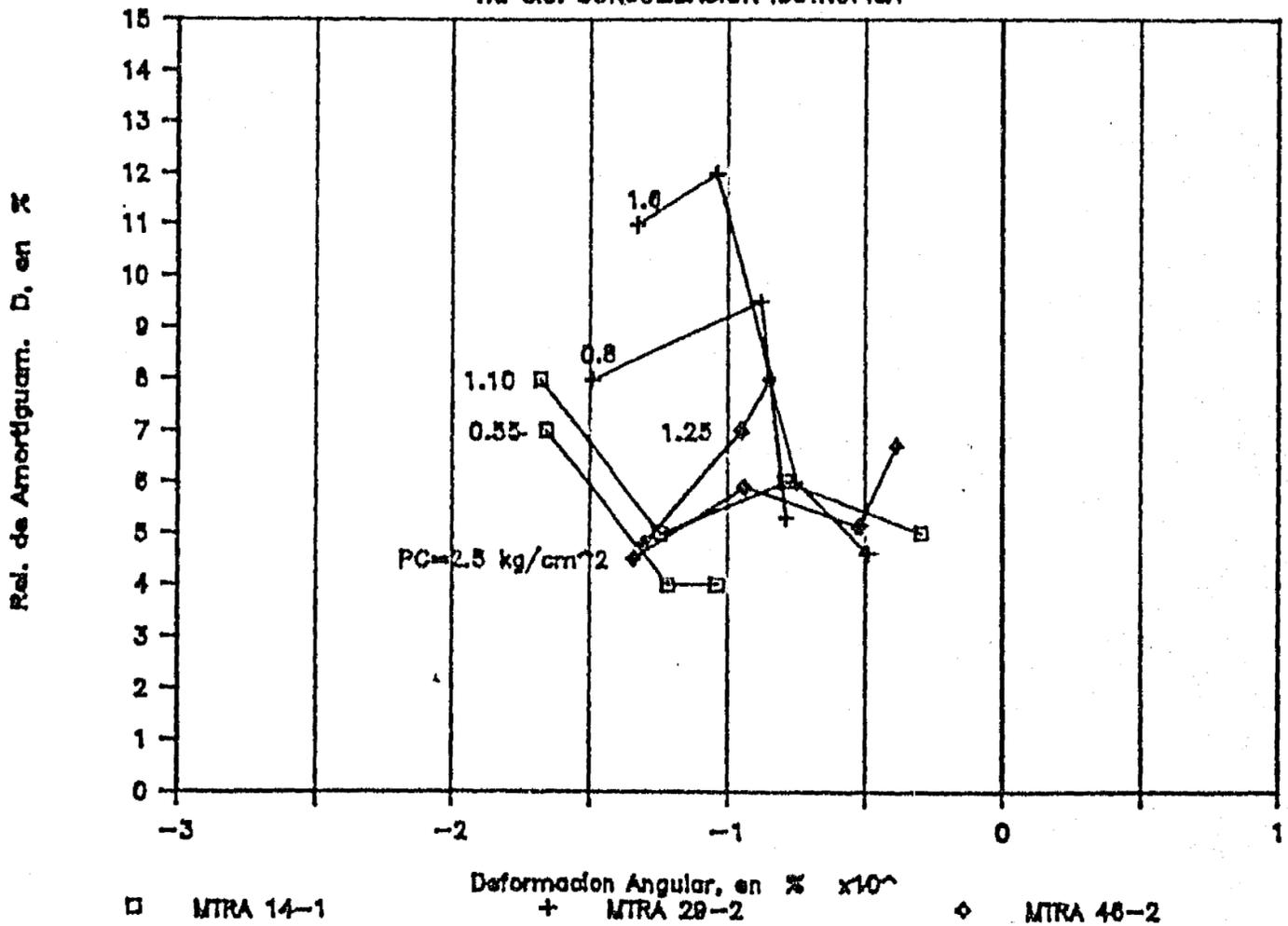
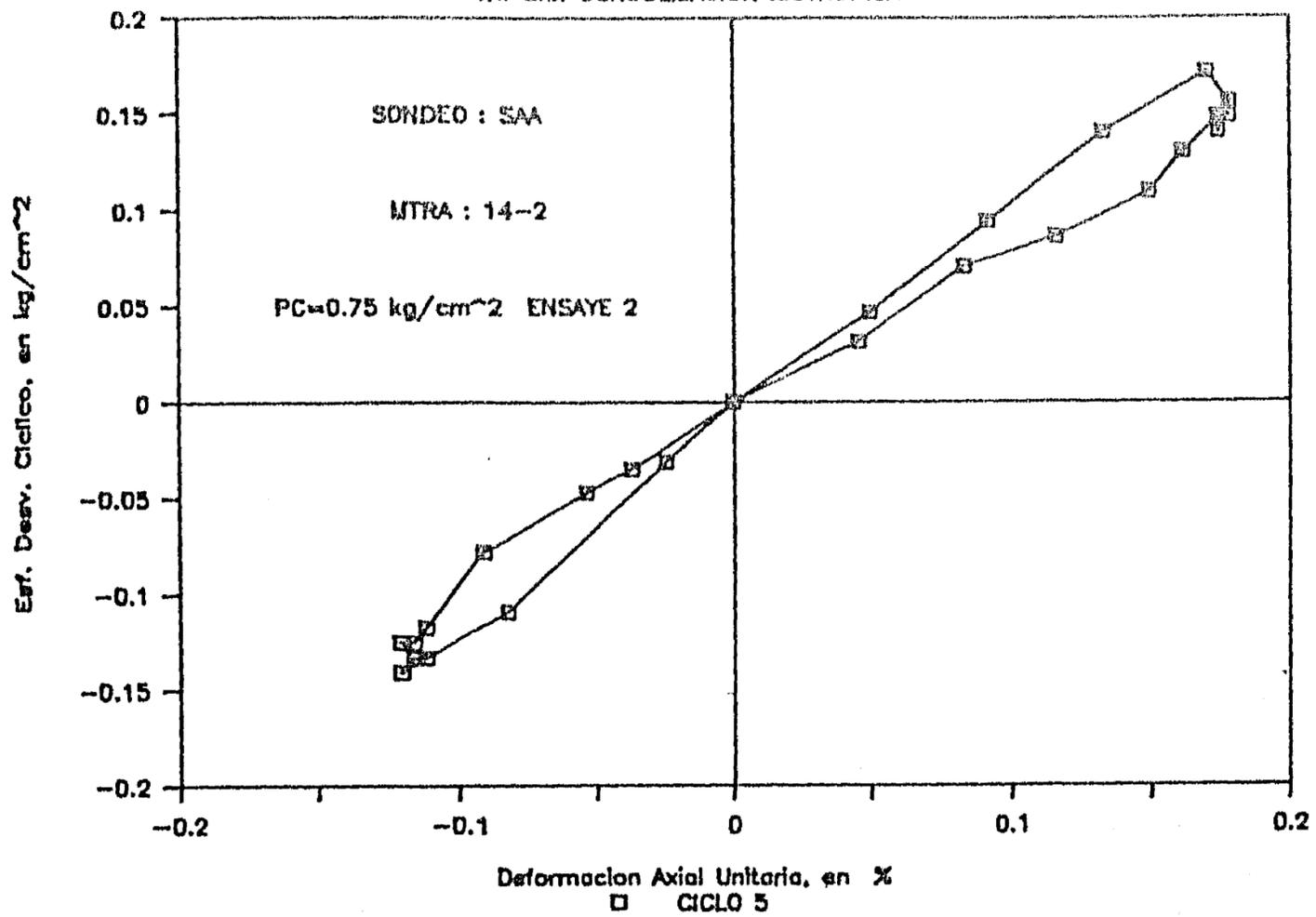


Fig. 3.39 G y D vs γ . Triaxial ciclica. Consolidación isotrópica

CURVA : ESFUERZO vs DEFORMACION

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA



CURVA : ESFUERZO vs DEFORMACION

TX. CIC. CONSOLIDACION ISOTROPICA

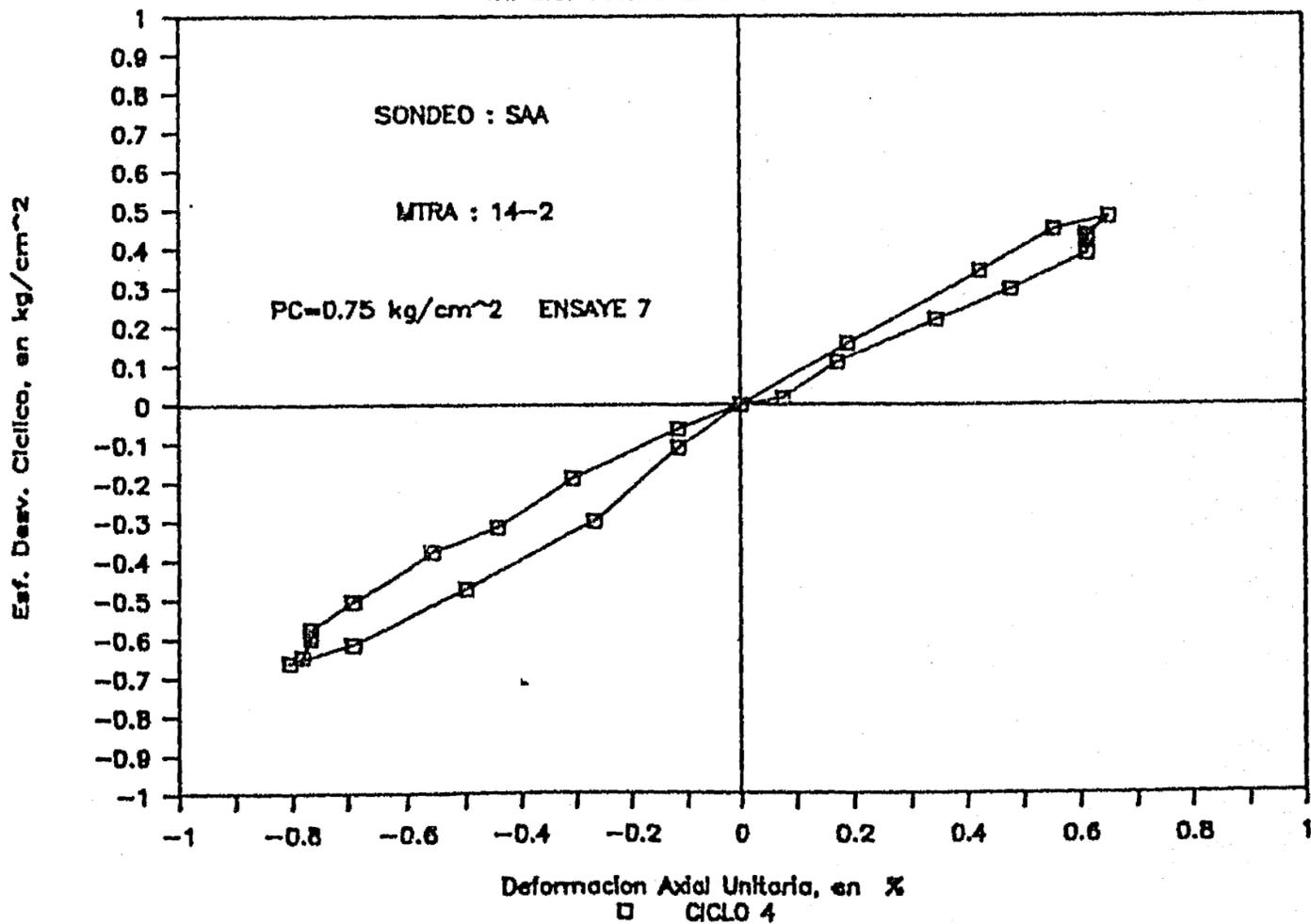


Fig. 3.40 Curvas típicas σ vs ϵ_a . Triaxial cíclica. Consolidación isotrópica

SONDEO : TLATELOLCO

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

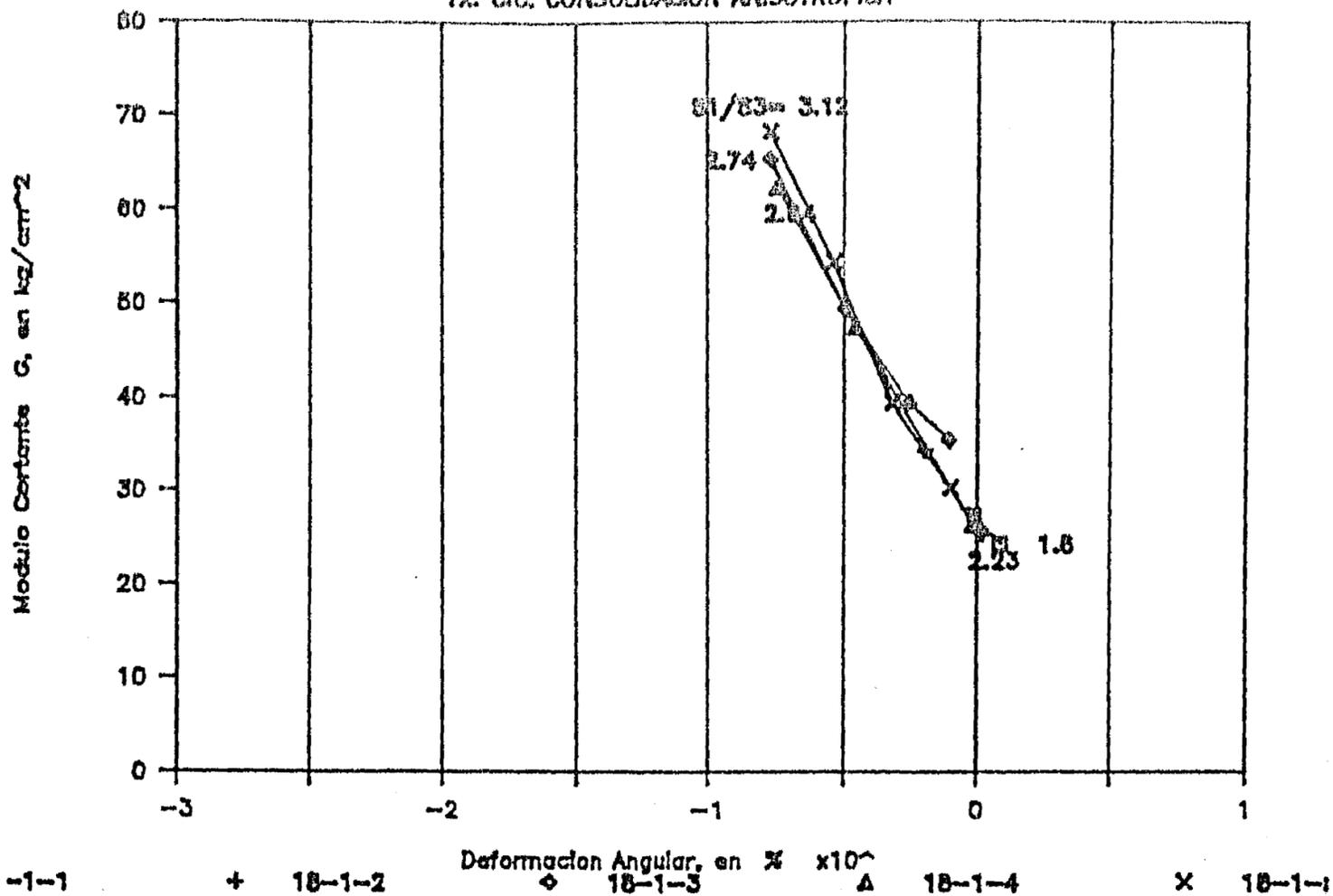


Fig. 3.41 G vs γ . Triaxial cíclica.
Consolidación anisotrópica

SONDEO : CSJ

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

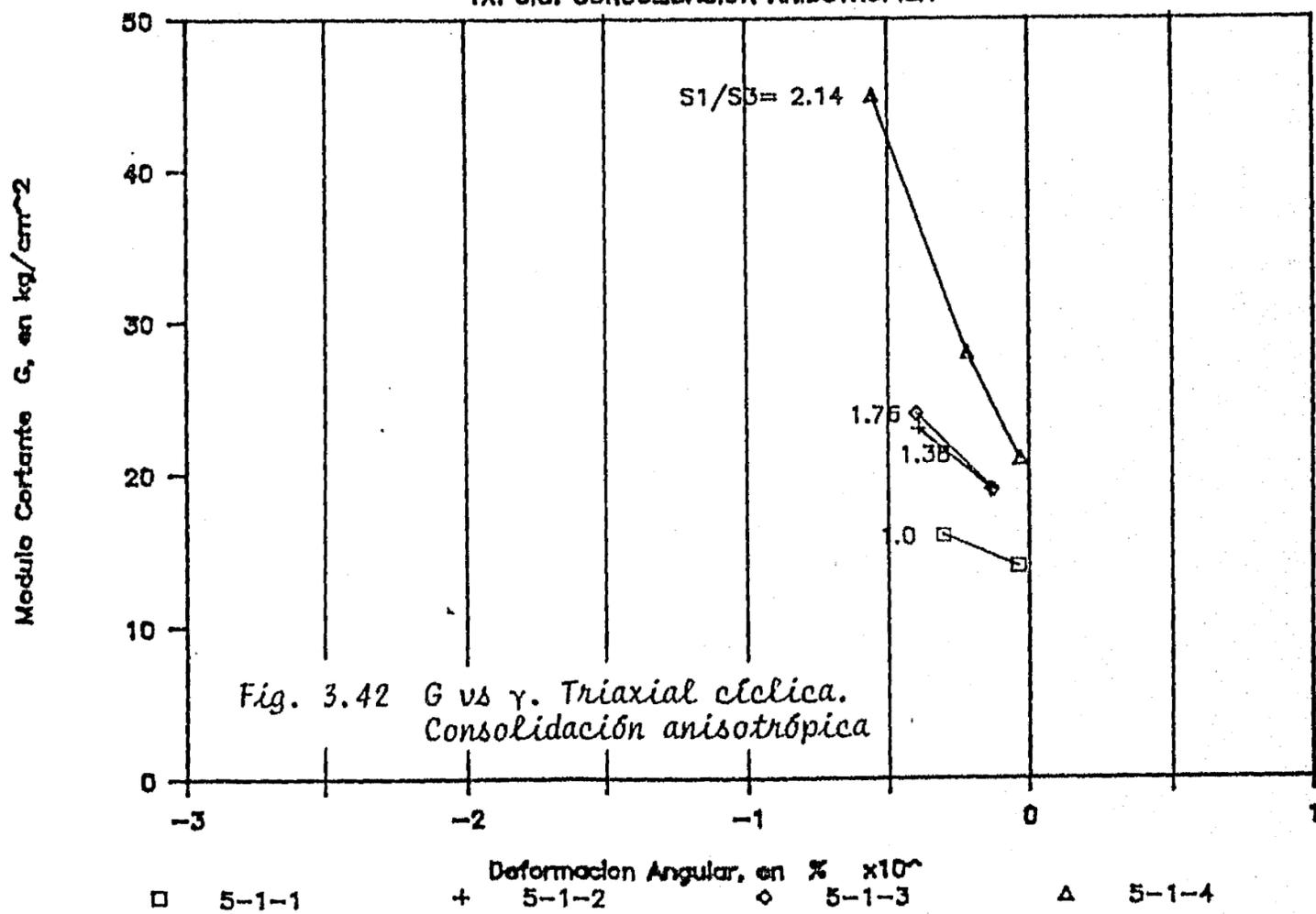
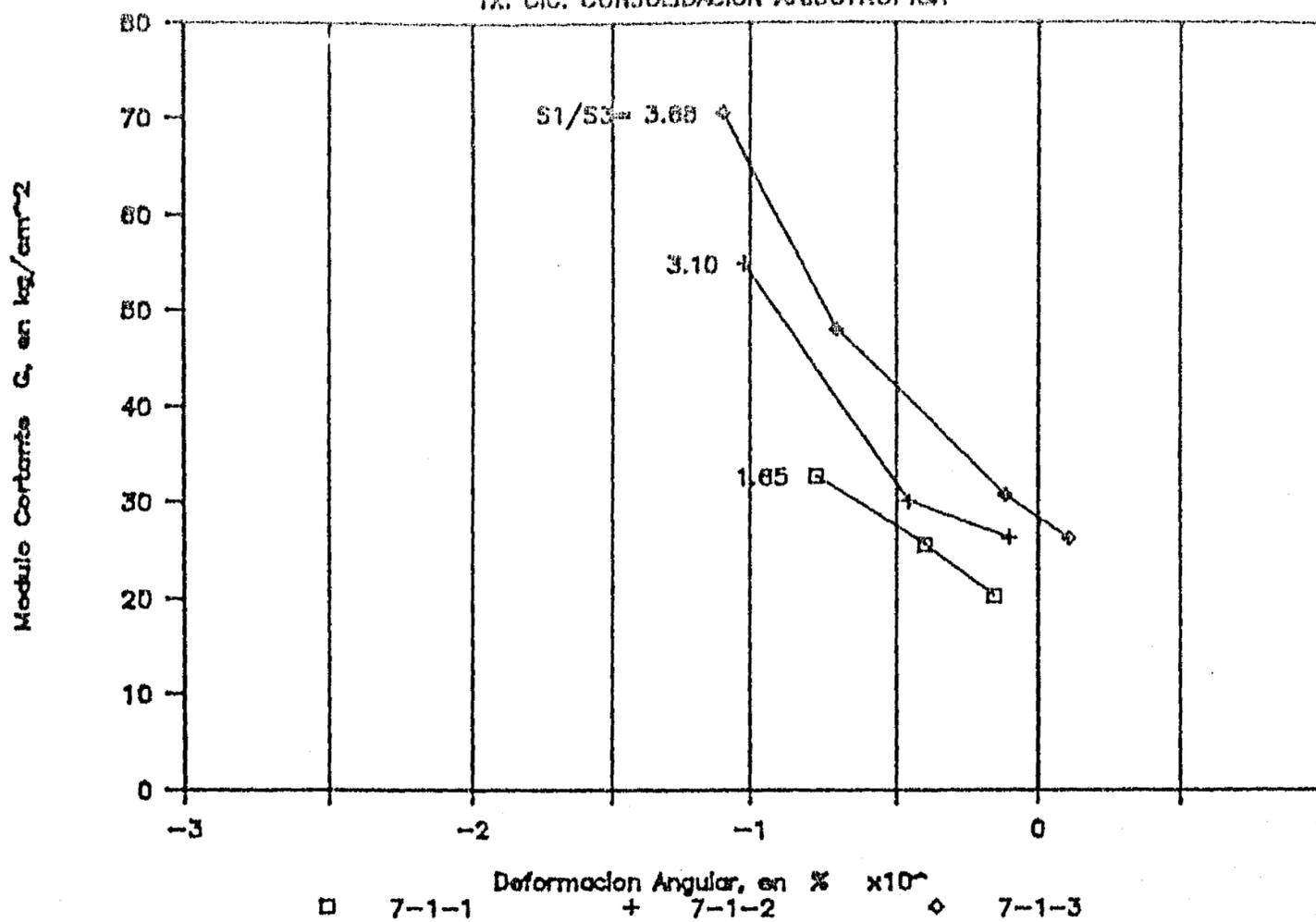


Fig. 3.42 G vs γ . Triaxial cíclica.
Consolidación anisotrópica

SONDEO : SAA

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



SONDEO : SAA

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

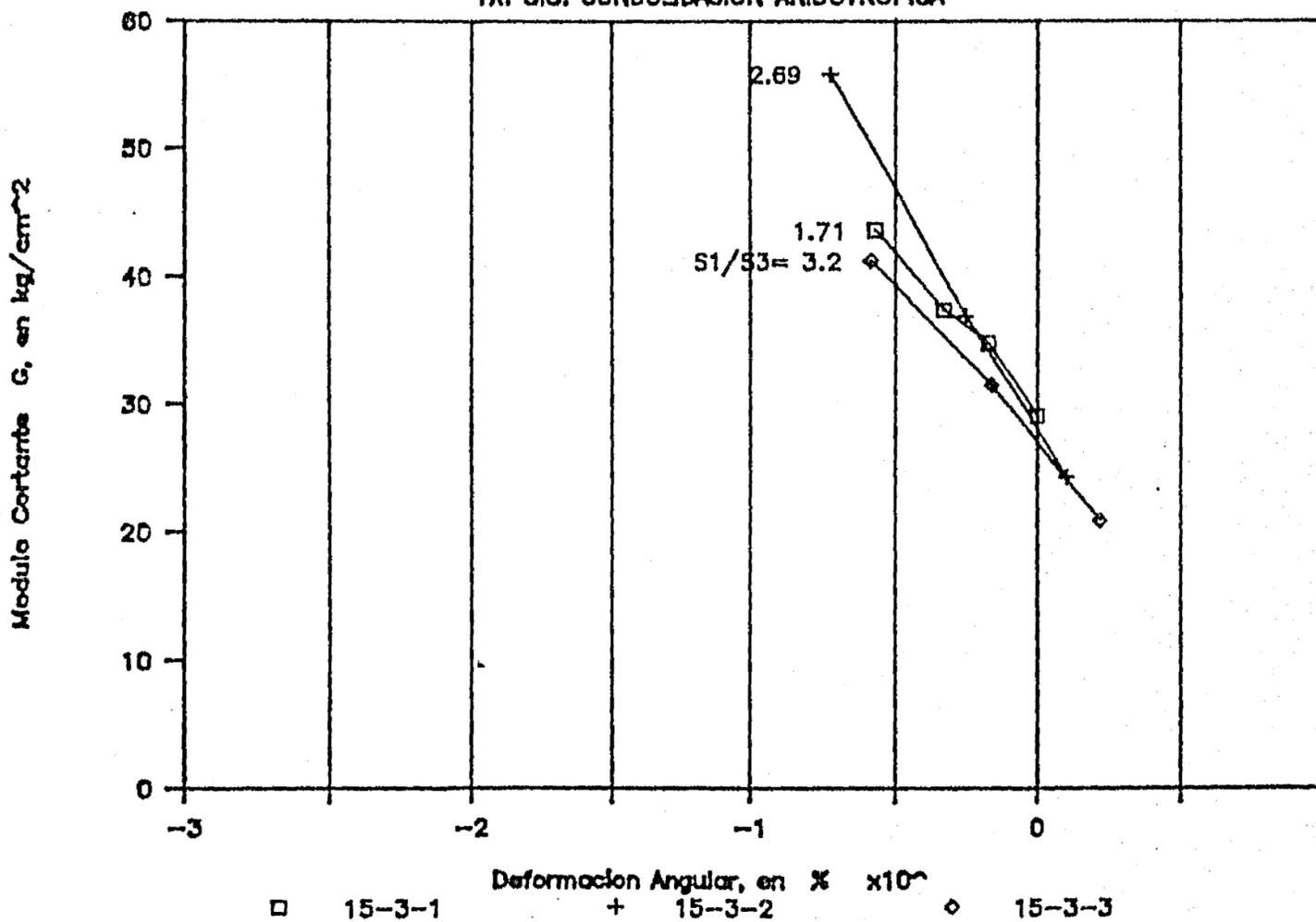
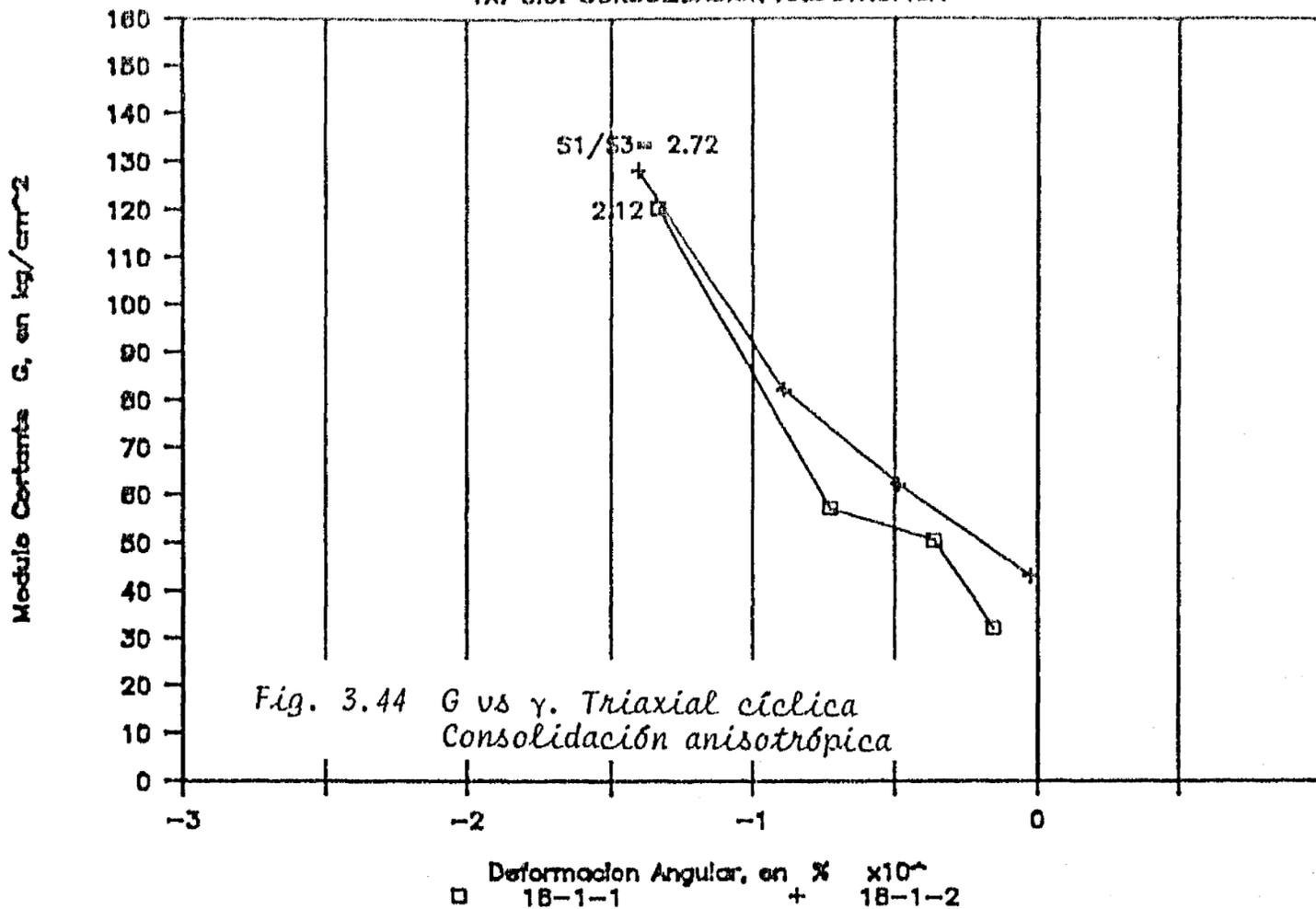


Fig. 3.43 G vs γ . Triaxial cíclica.
Consolidación anisotrópica

SONDEO : SAA

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

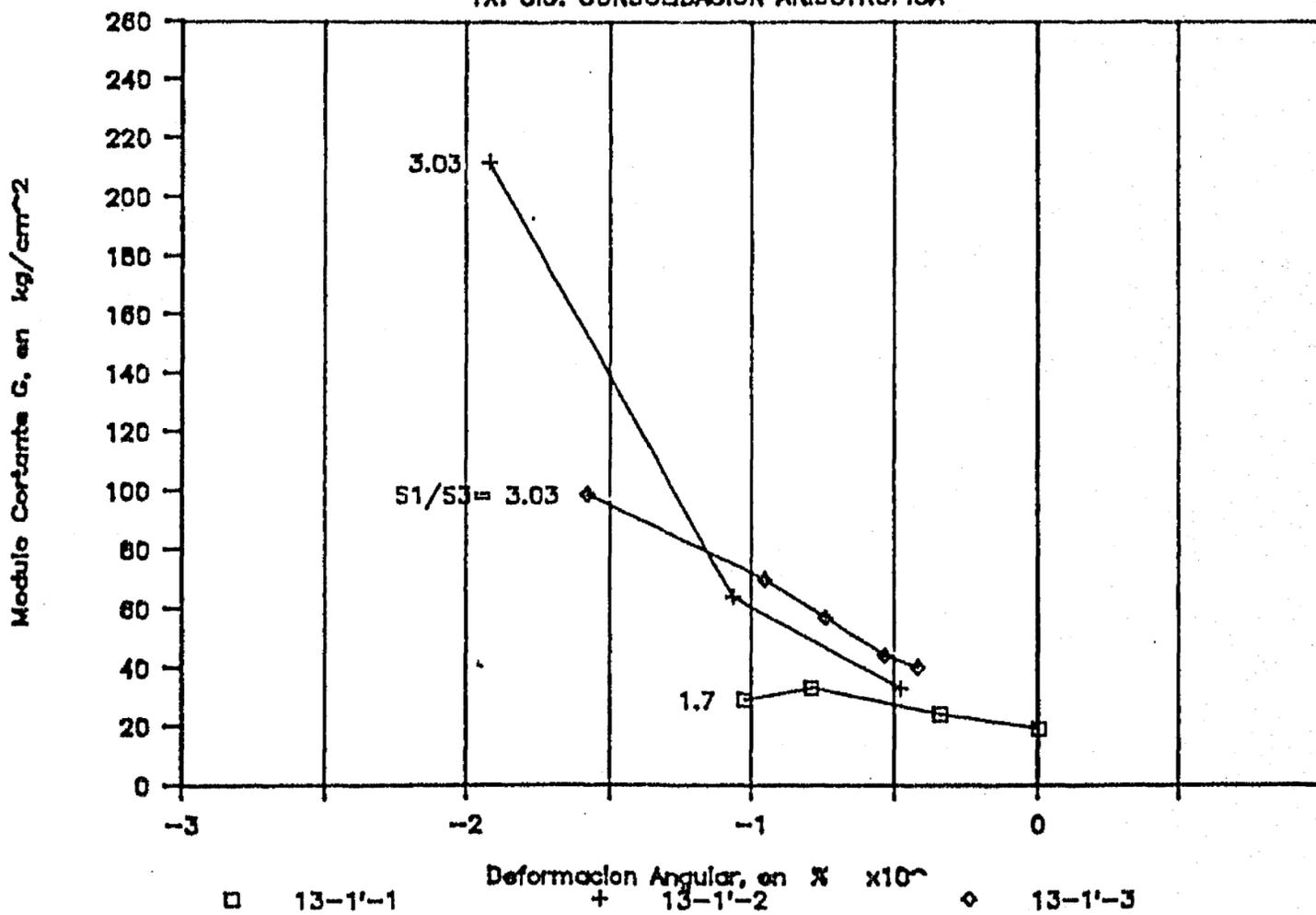
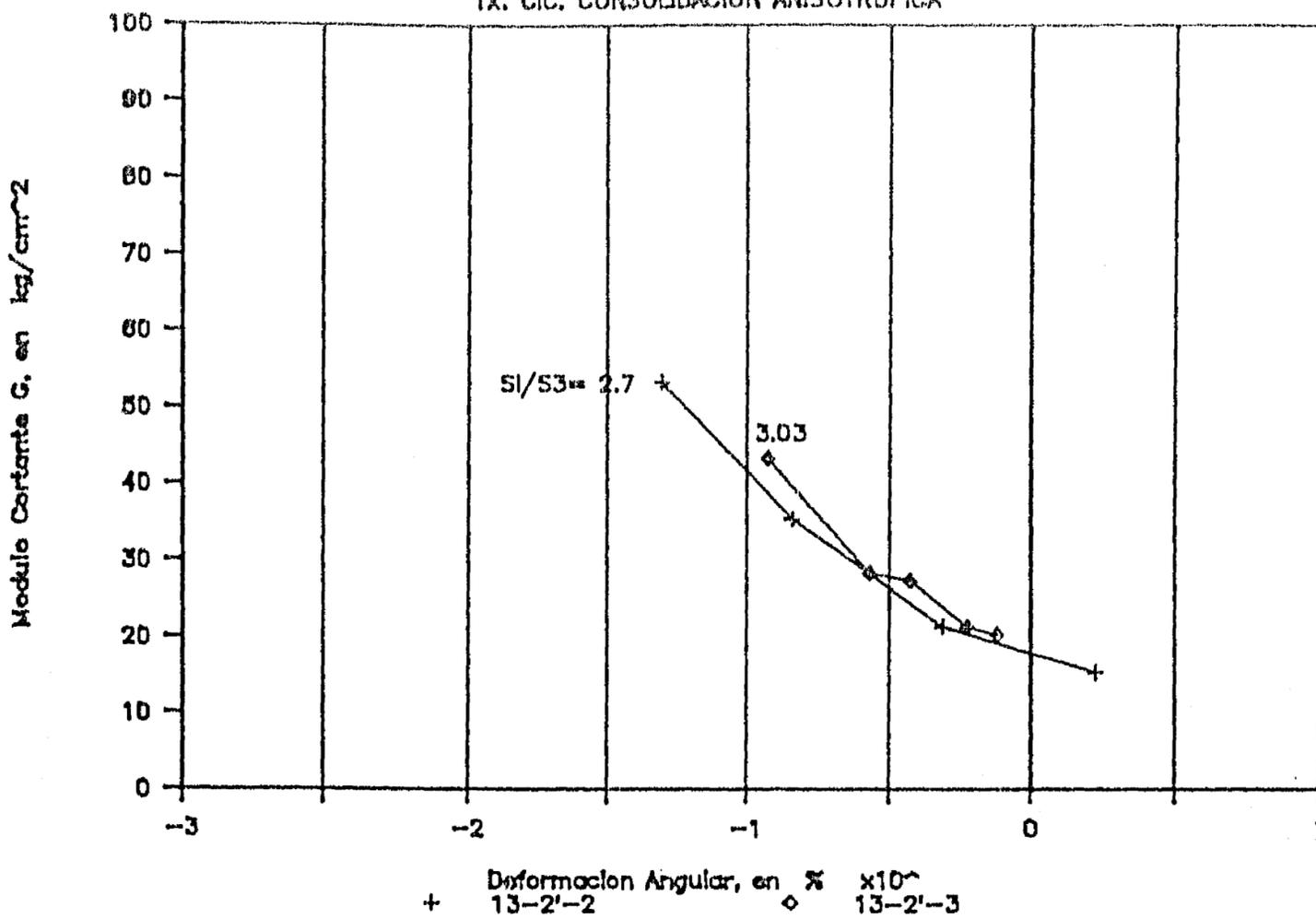


Fig. 3.45 G vs γ . Triaxial cíclica
Consolidación anisotrópica

SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

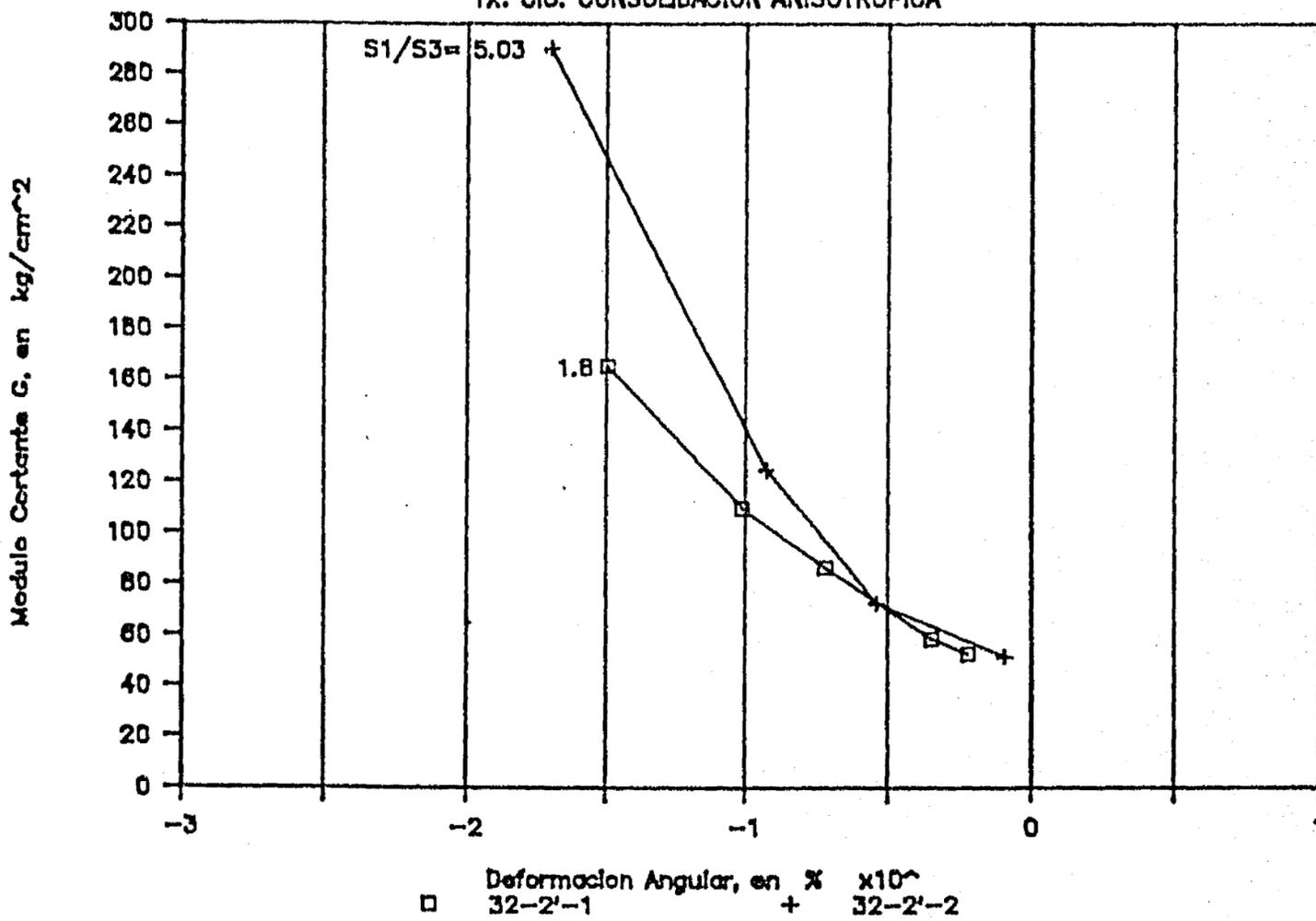
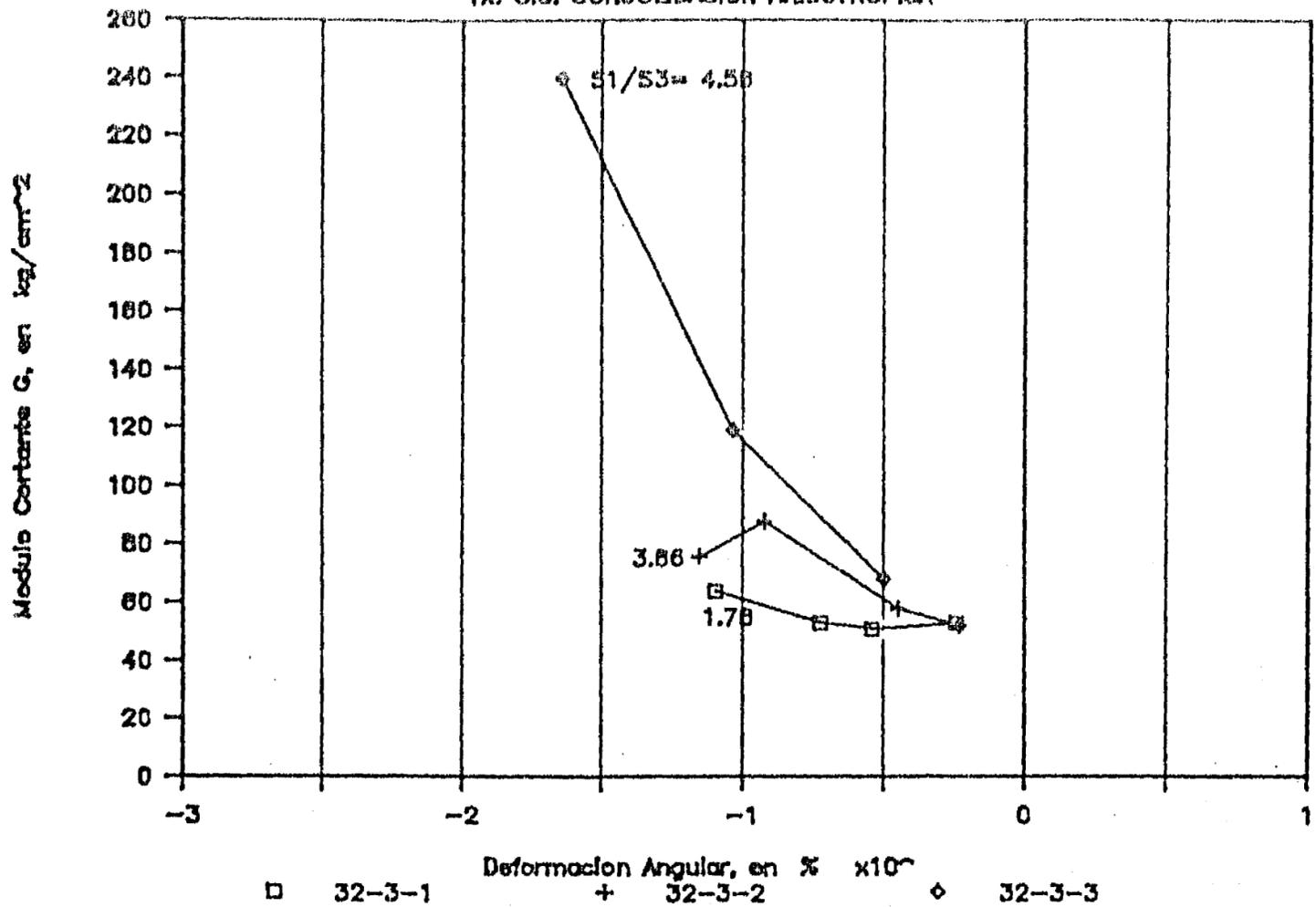


Fig. 3.46 G vs γ . Triaxial cíclica
- Consolidación anisotrópica

SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

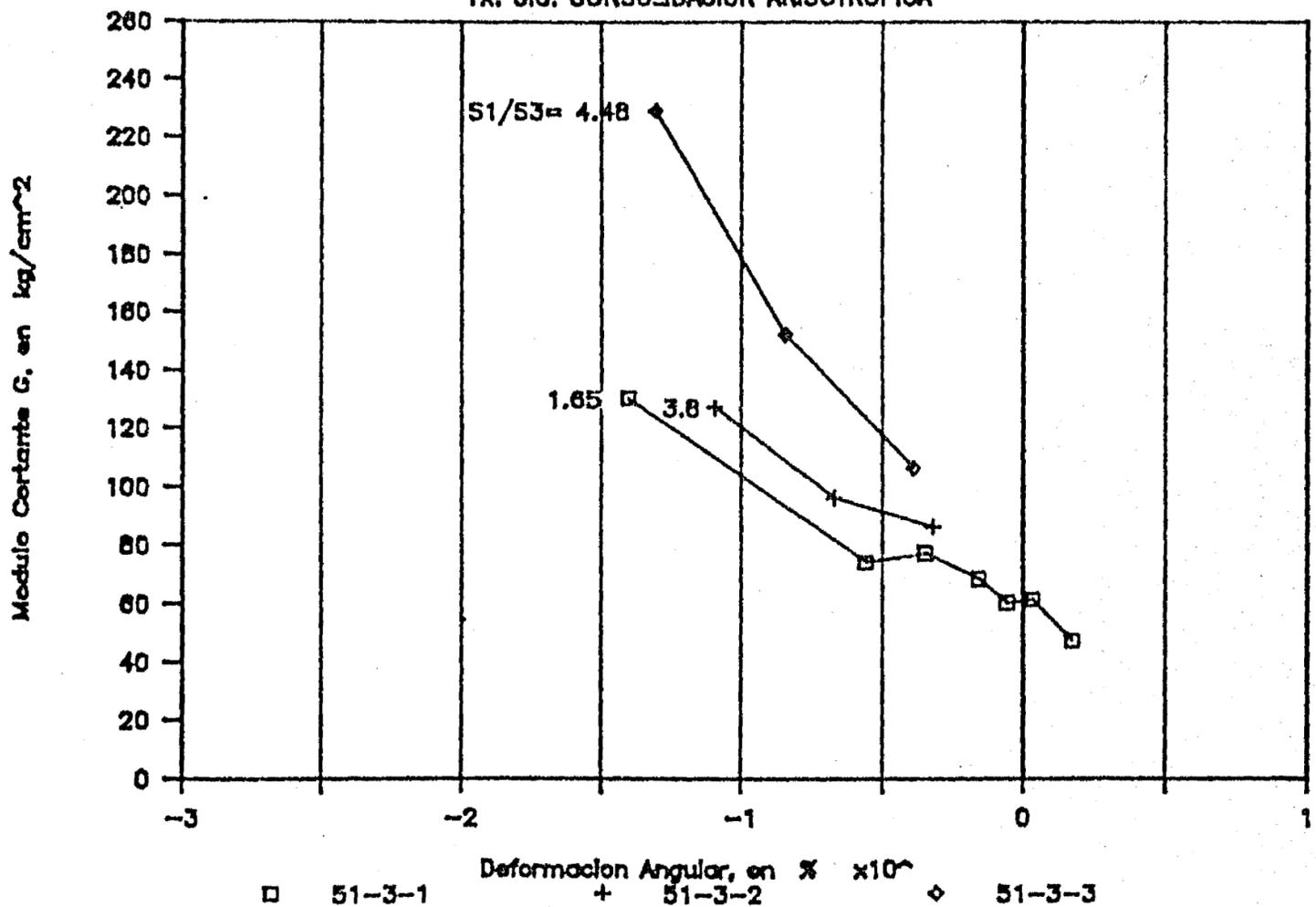


Fig. 3.47 G vs γ . Triaxial cíclica Consolidación anisotrópica

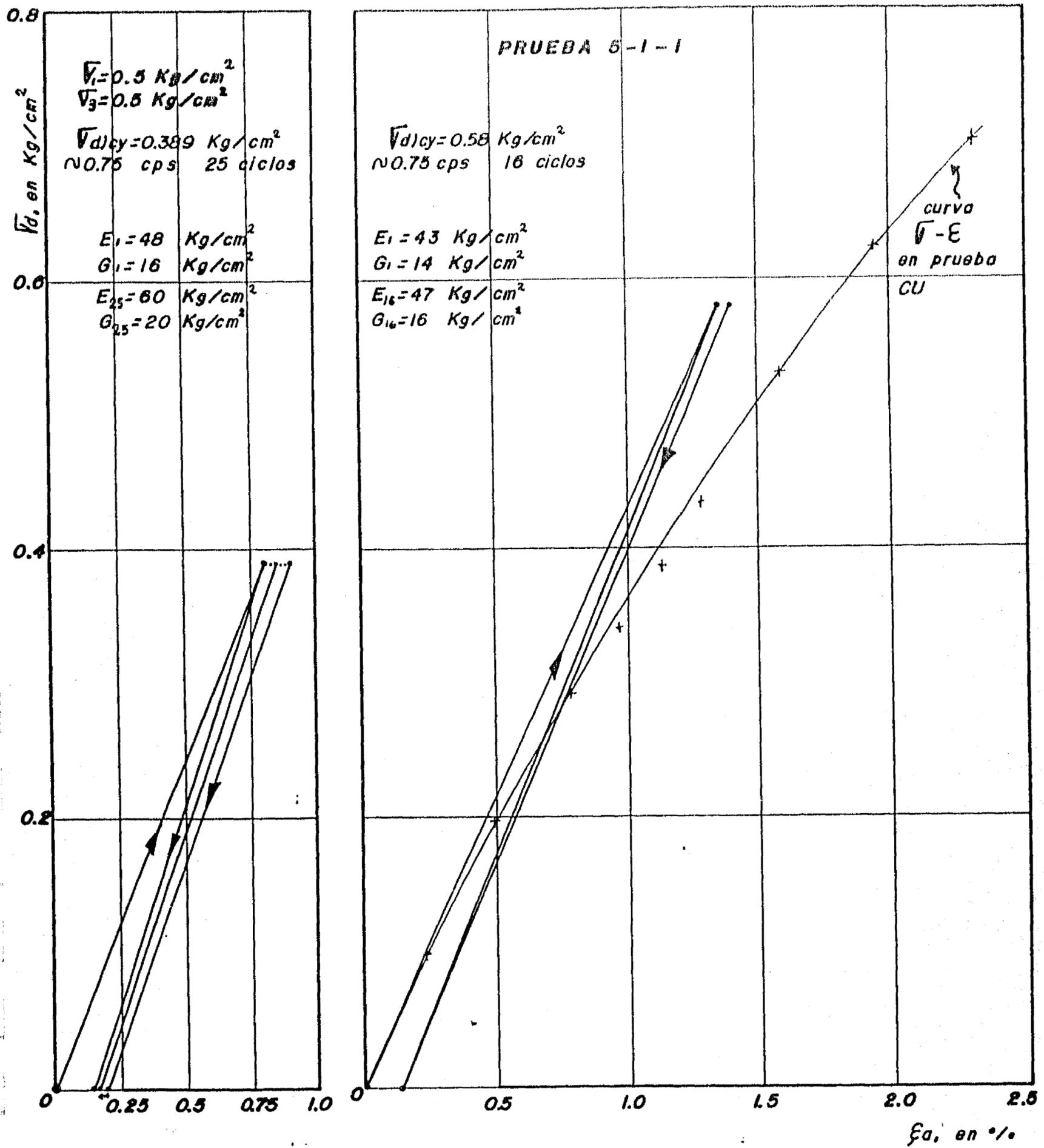


Fig 3.48 Ensayo triaxial cíclico Muestra 5-1-1, prof 14.0 m

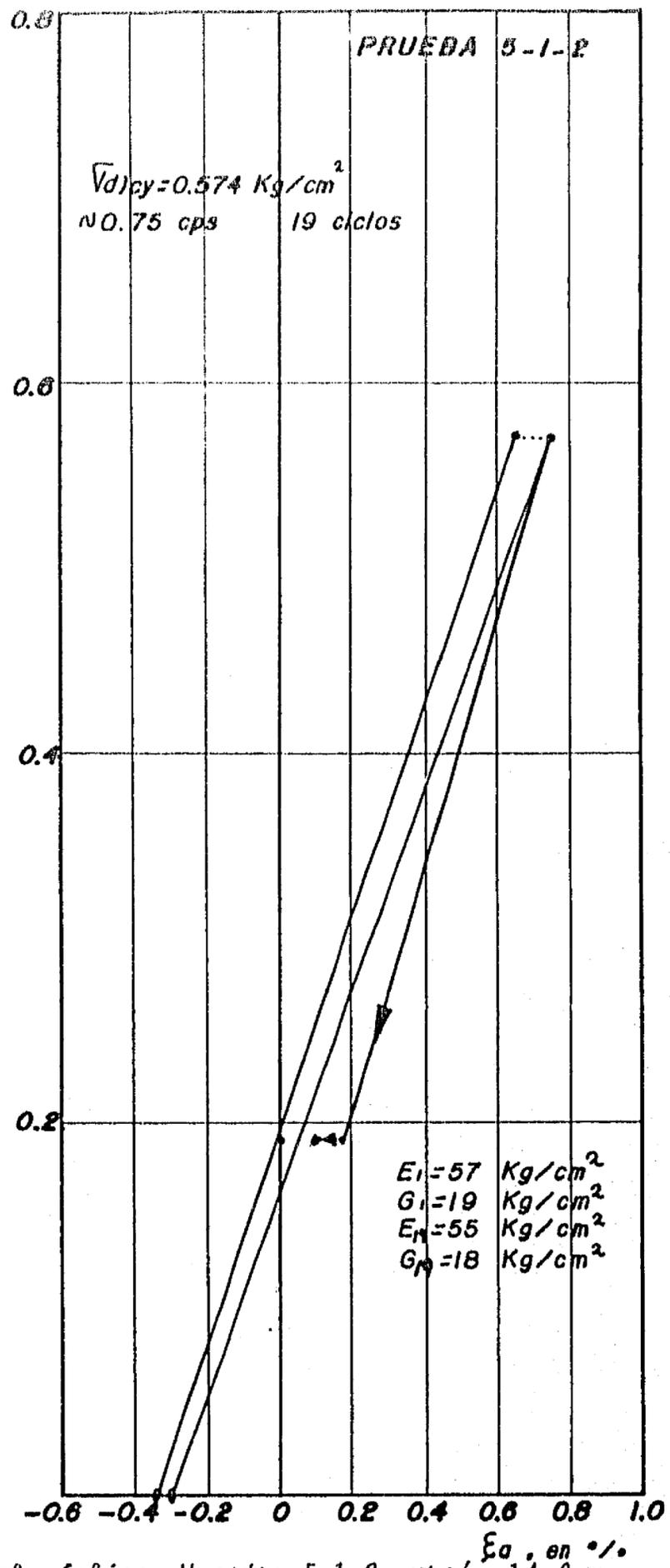
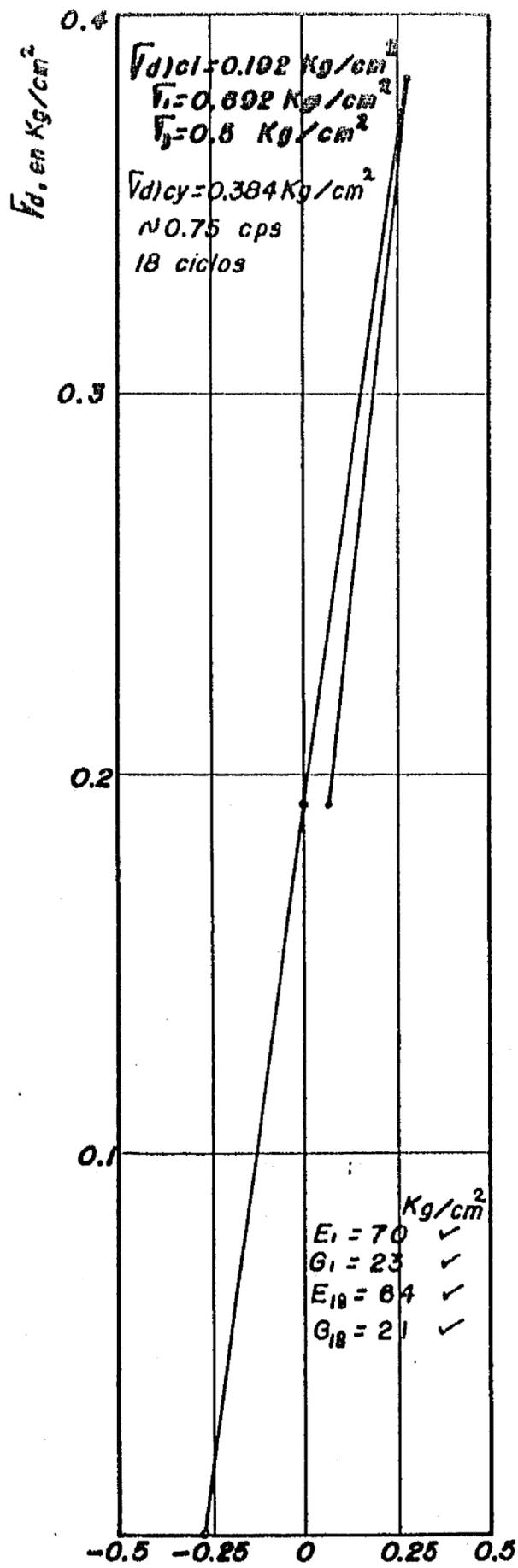


Fig 3.49 Ensaye triaxial ciclico. Muestra 5-1-2, prof 14.0 m

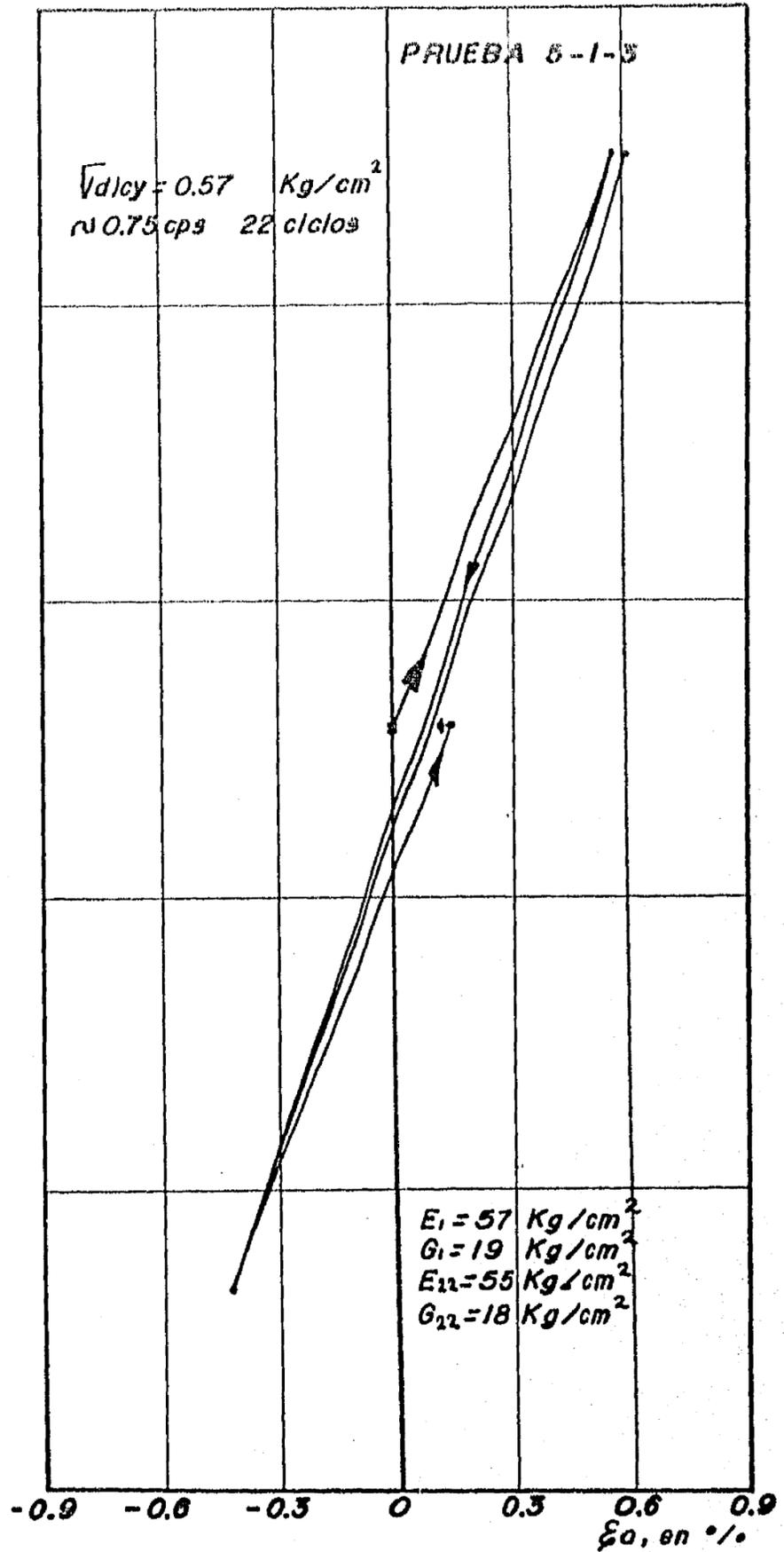
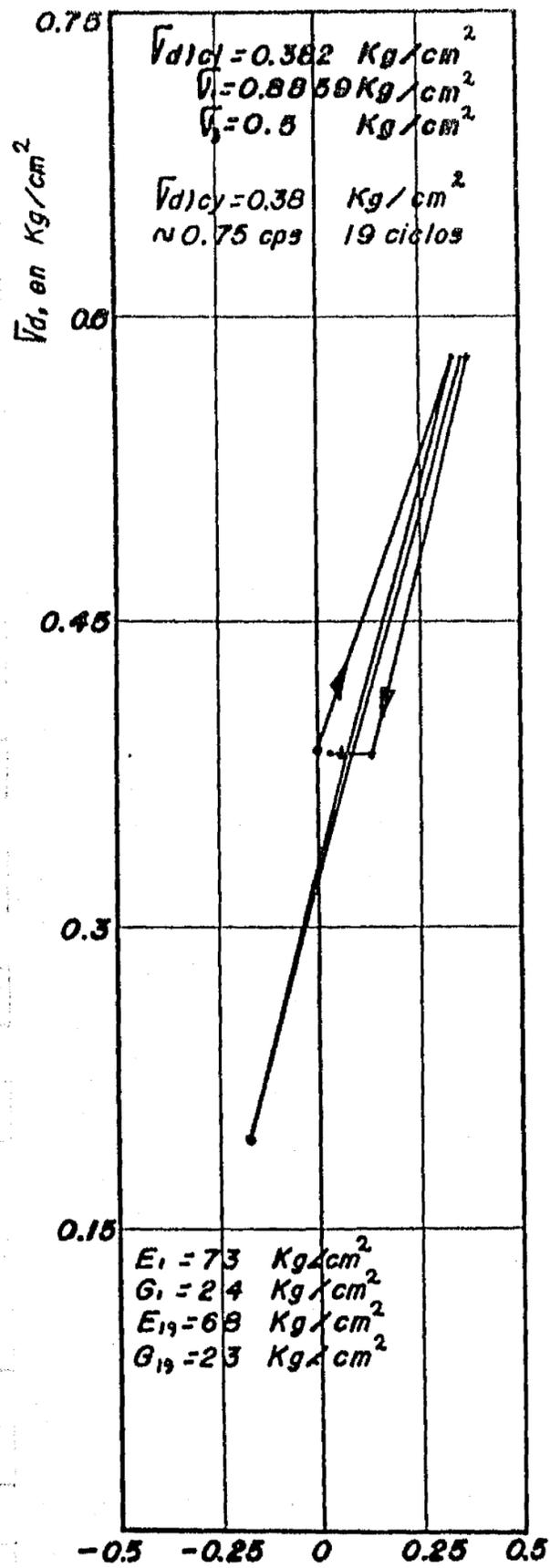


Fig 3.50 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 5-1-3, prof 14.0 m

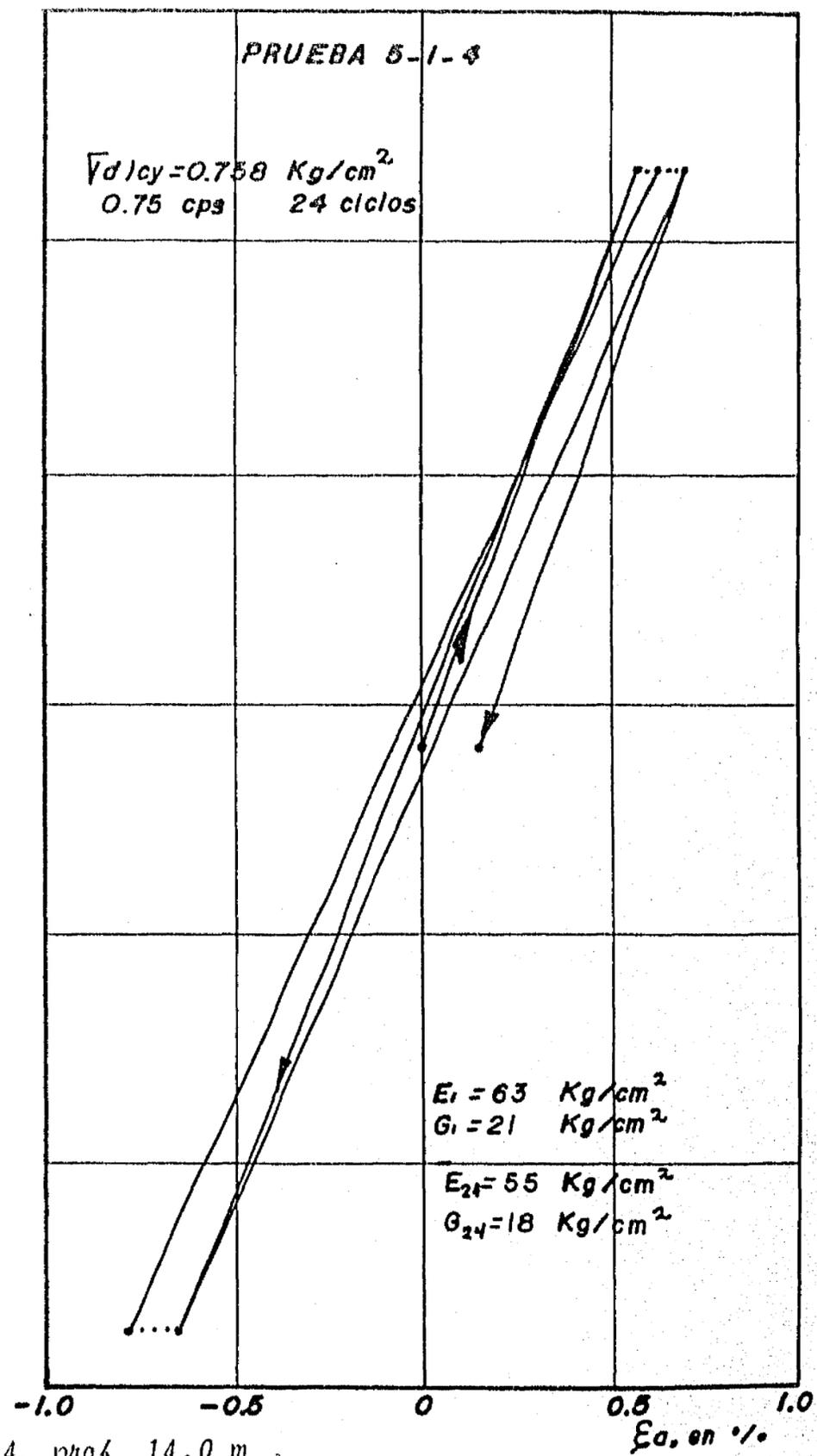
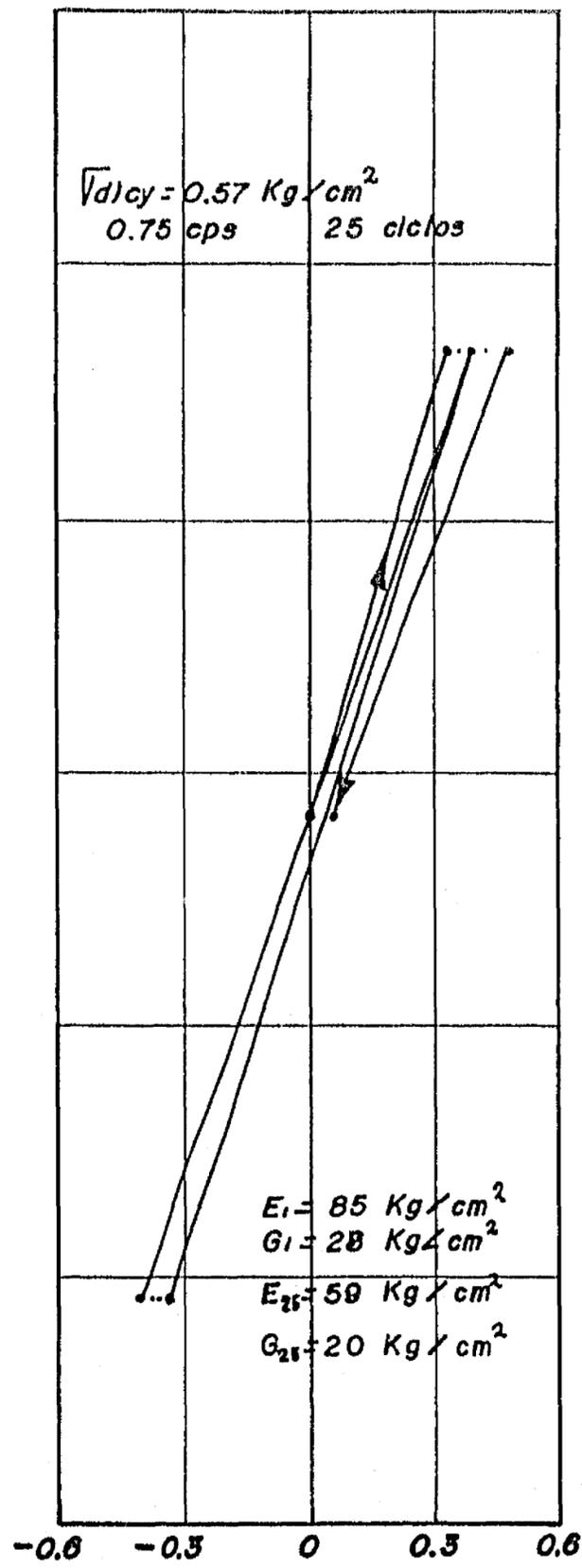
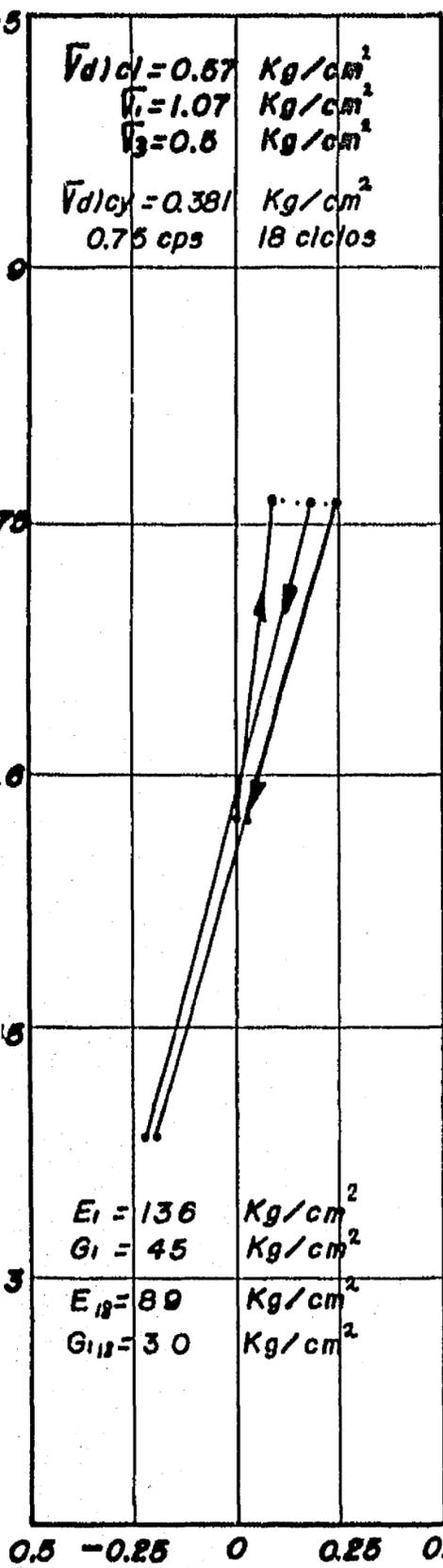


Fig 3.51 Ensayo triaxial cíclico. Muestra 5-1-4, prof 14.0 m .

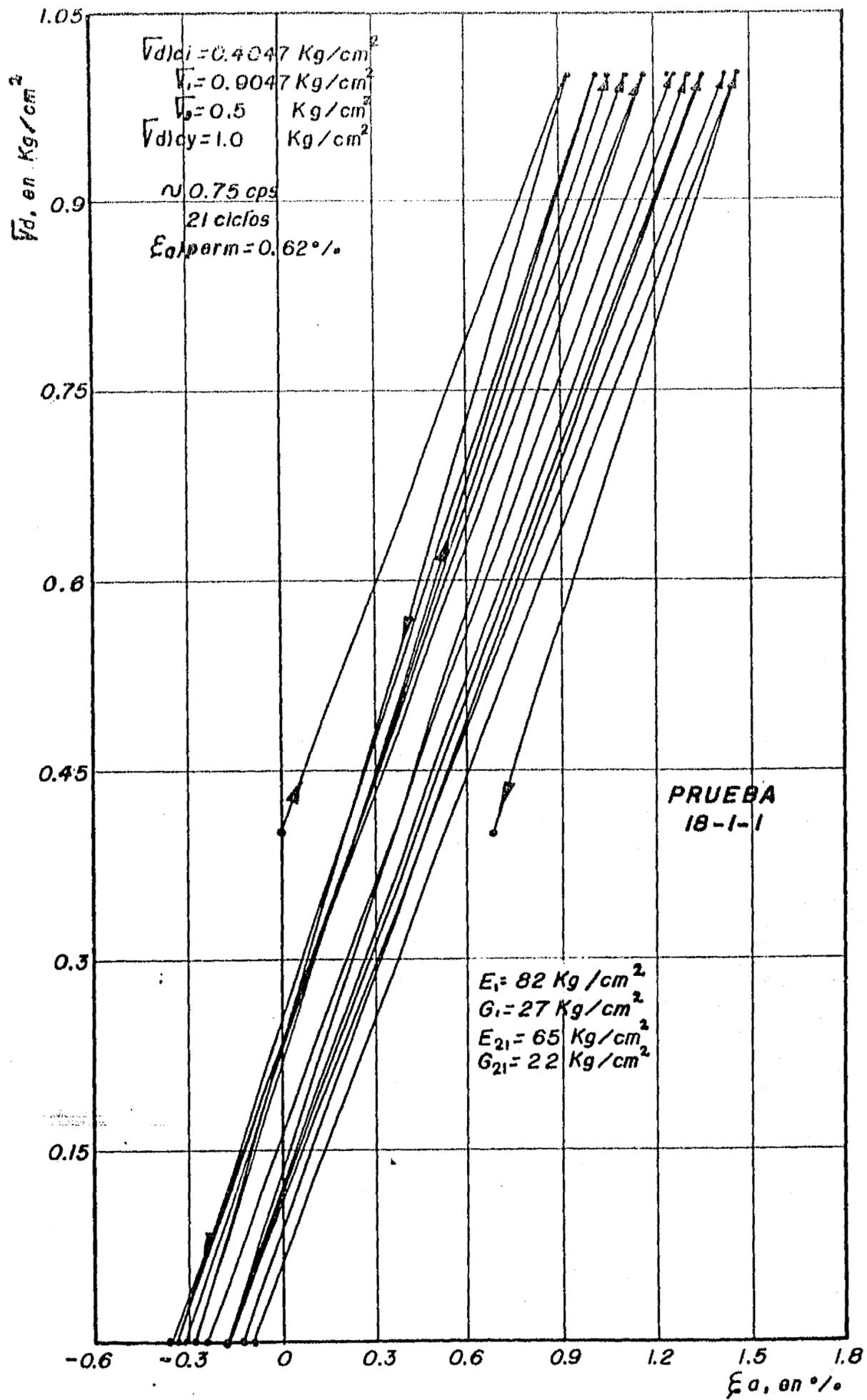


Fig 3.52 a Ensayo triaxial cíclico. Muestra 5-1-4,
prof 12.0 m

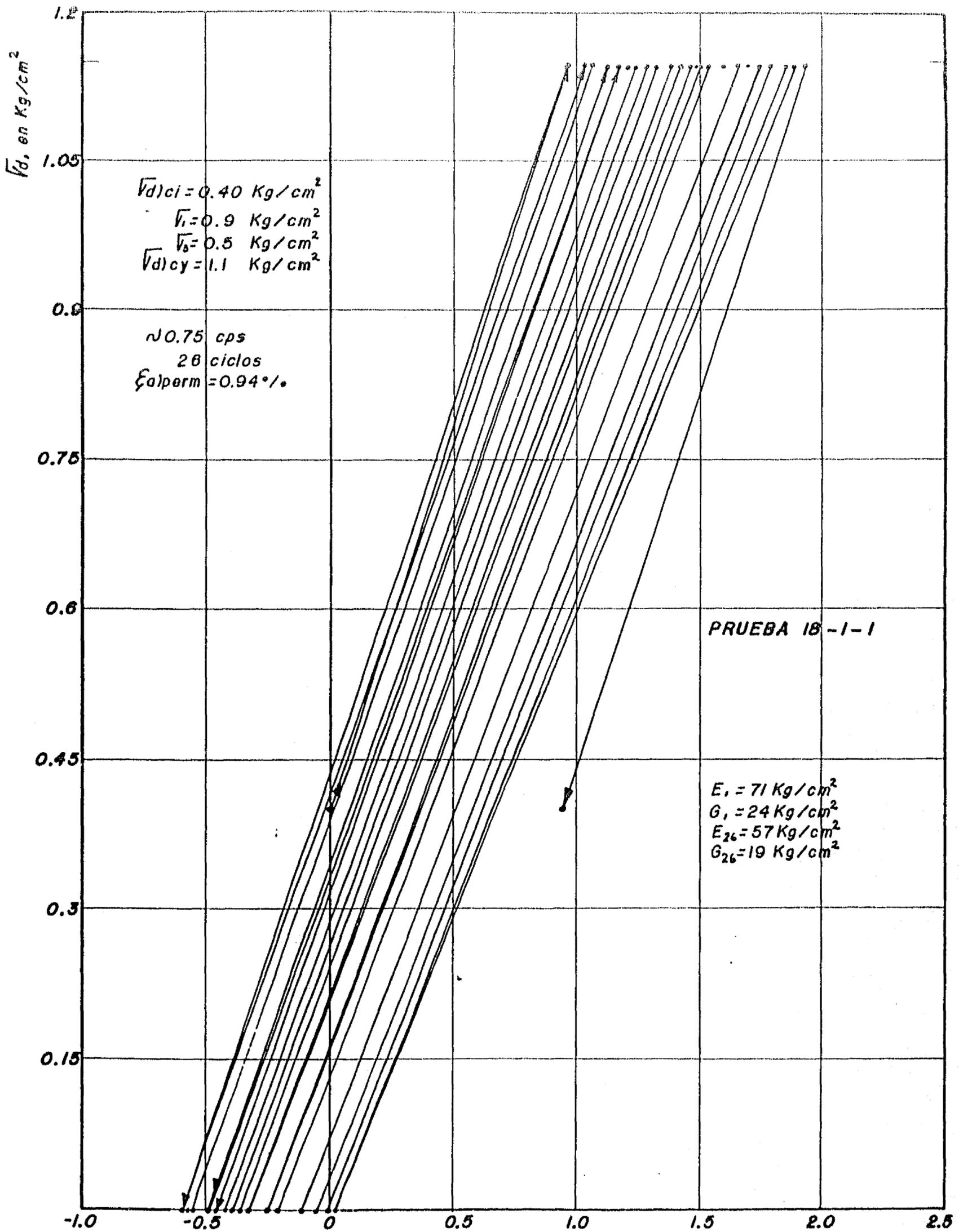


Fig 3.52 b Ensaye triaxial cíclico. Muestra 18-1-1, prof 12.0m ξ_a , en %.

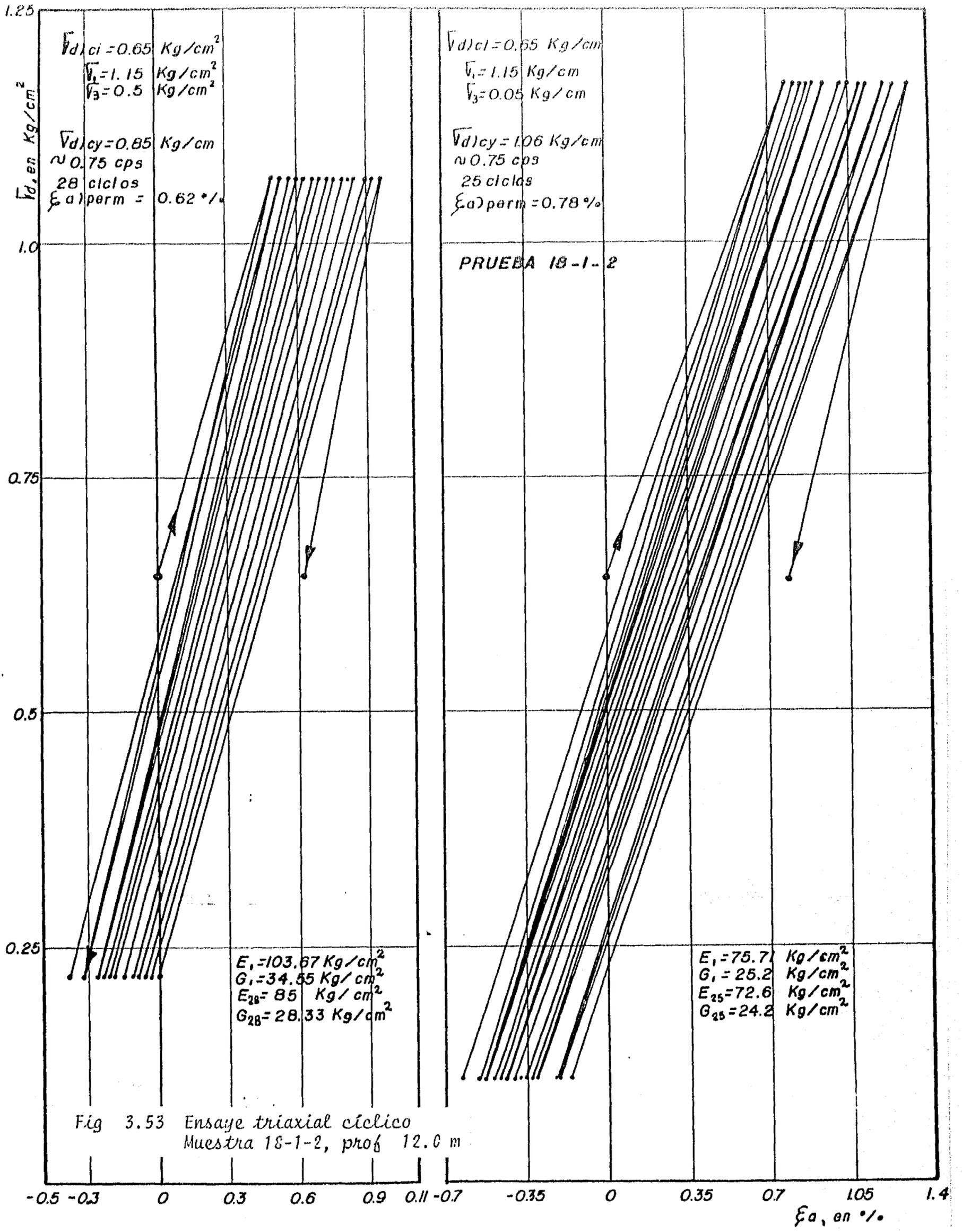


Fig 3.53 Ensayo triaxial cíclico
 Muestra 18-1-2, prof 12.0 m

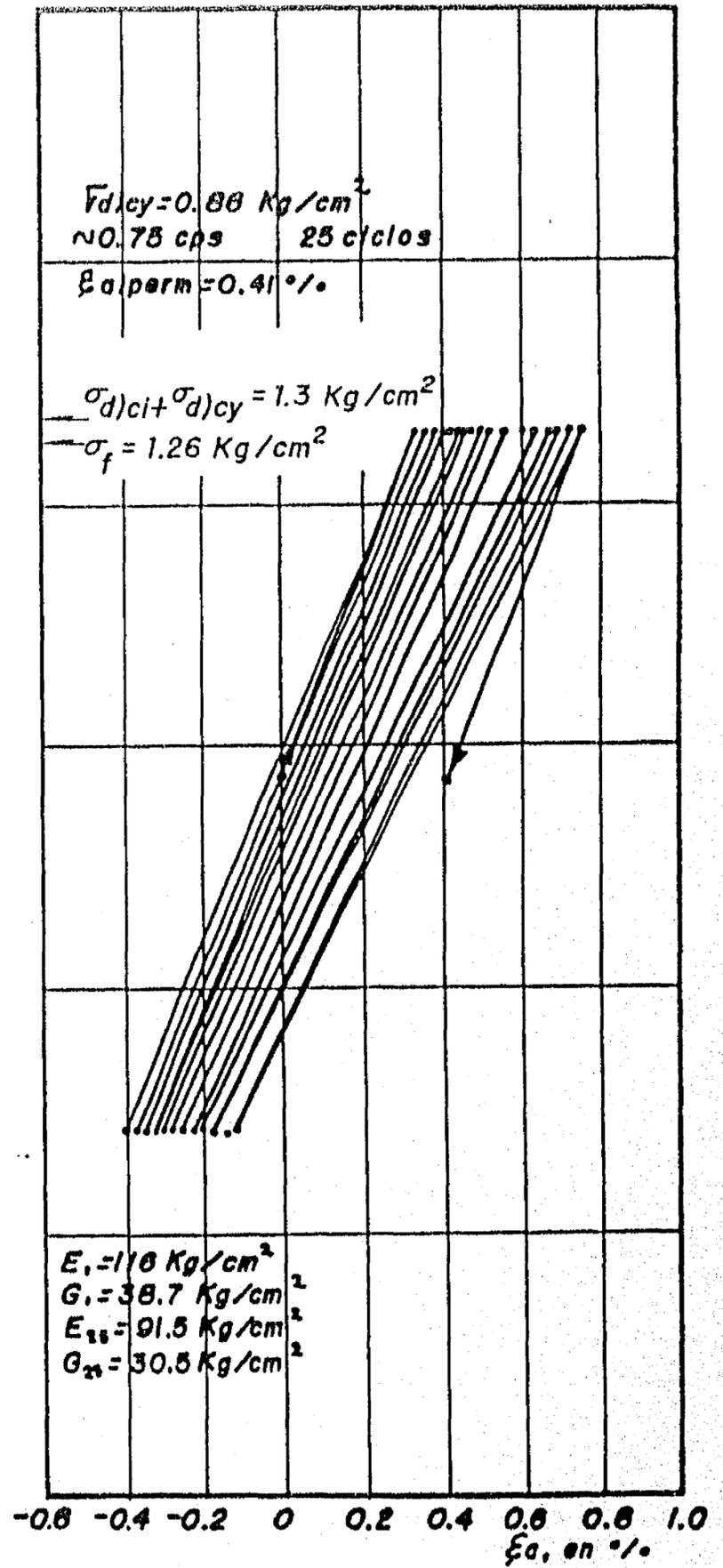
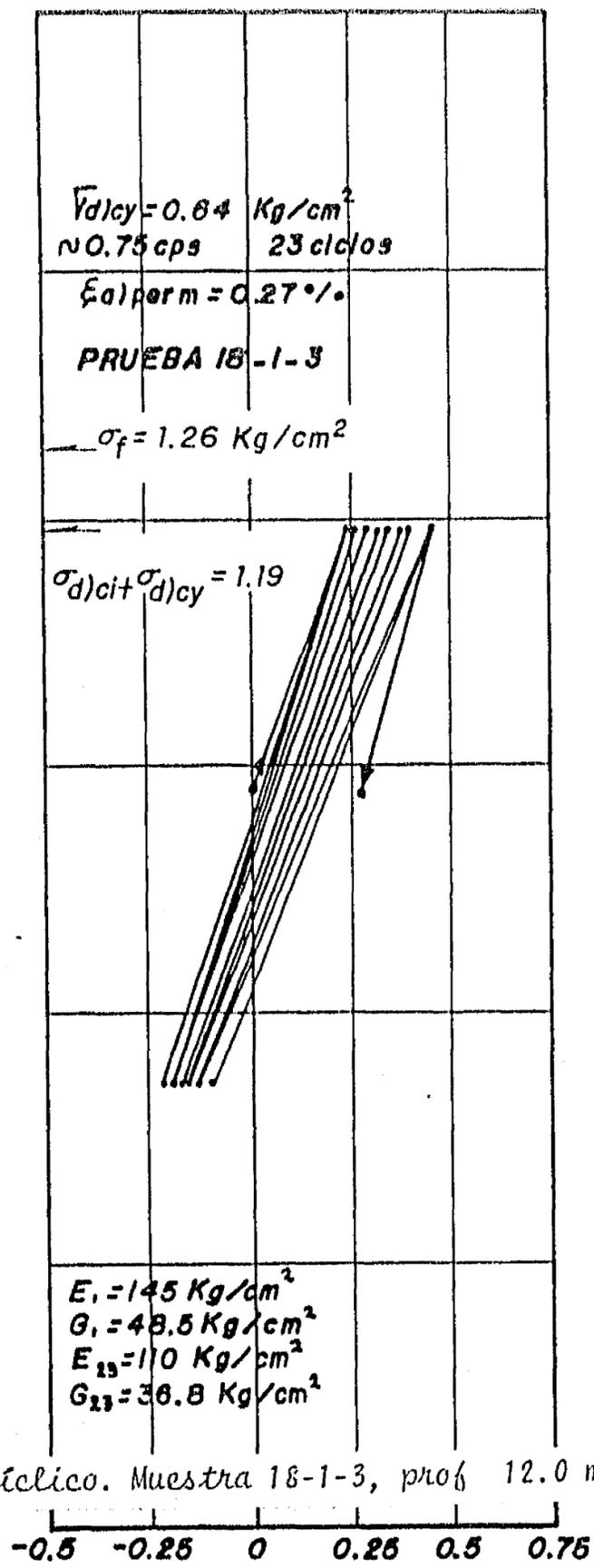
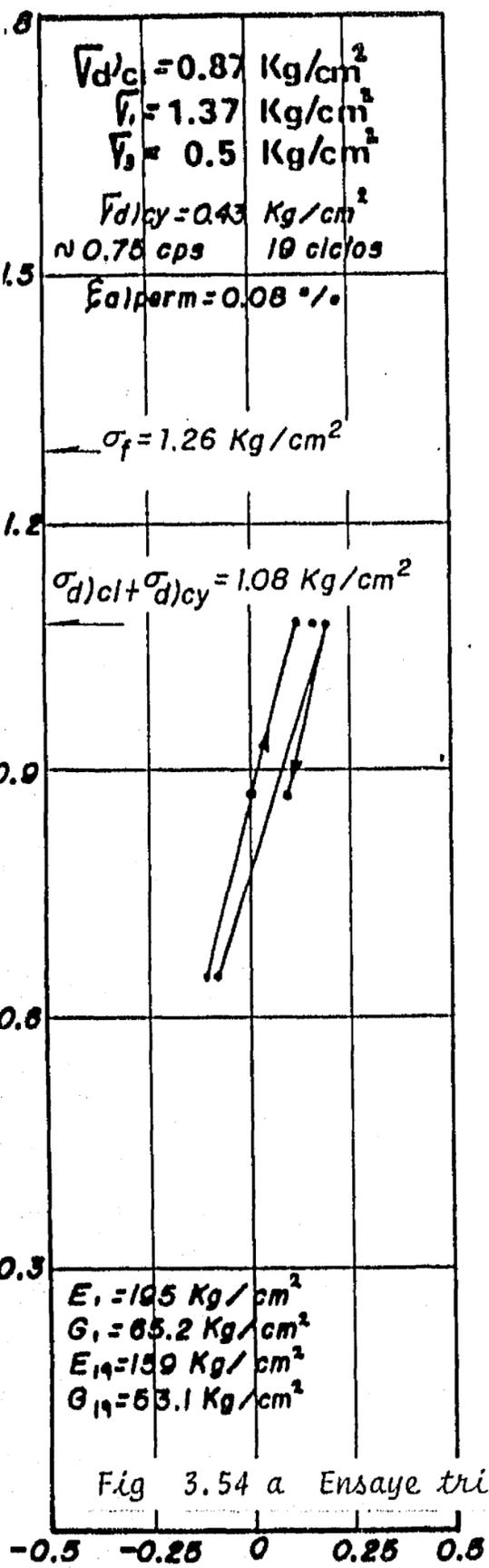


Fig 3.54 a Ensayo triaxial cíclico. Muestra 18-1-3, prof 12.0 m

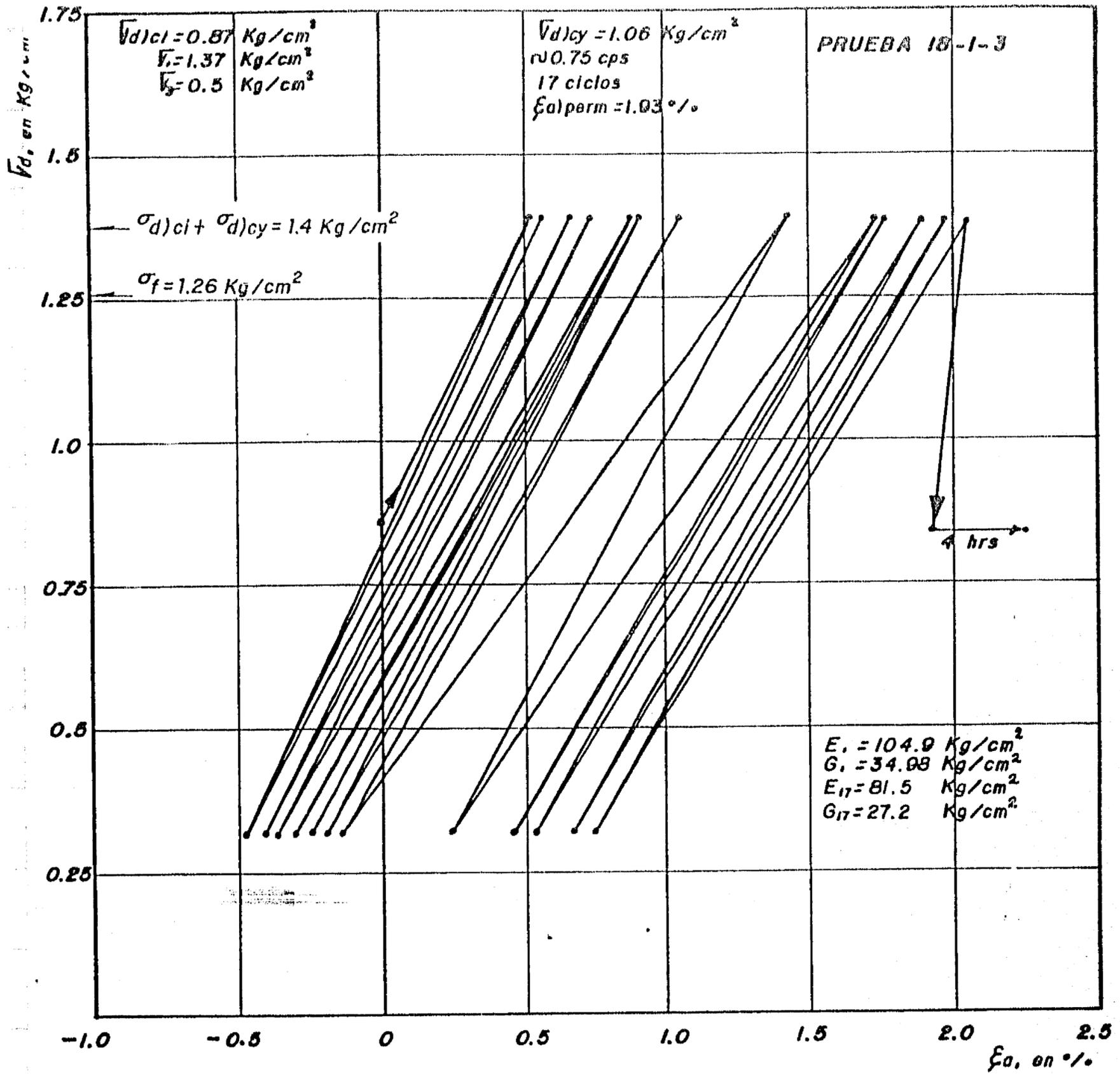
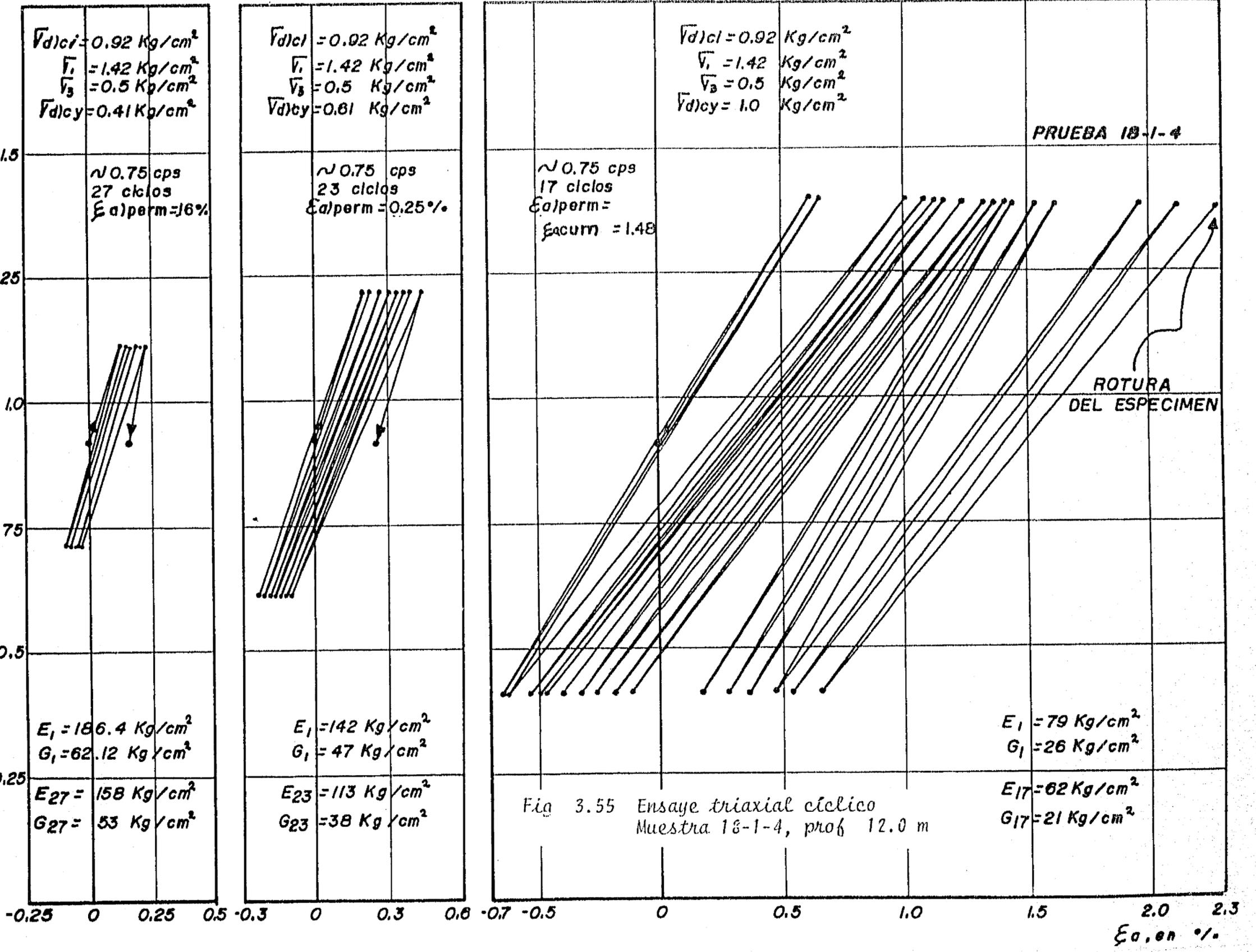


Fig 3.54 b Ensayo triaxial cíclico. Muestra 18-1-3, prof. 12.0 m



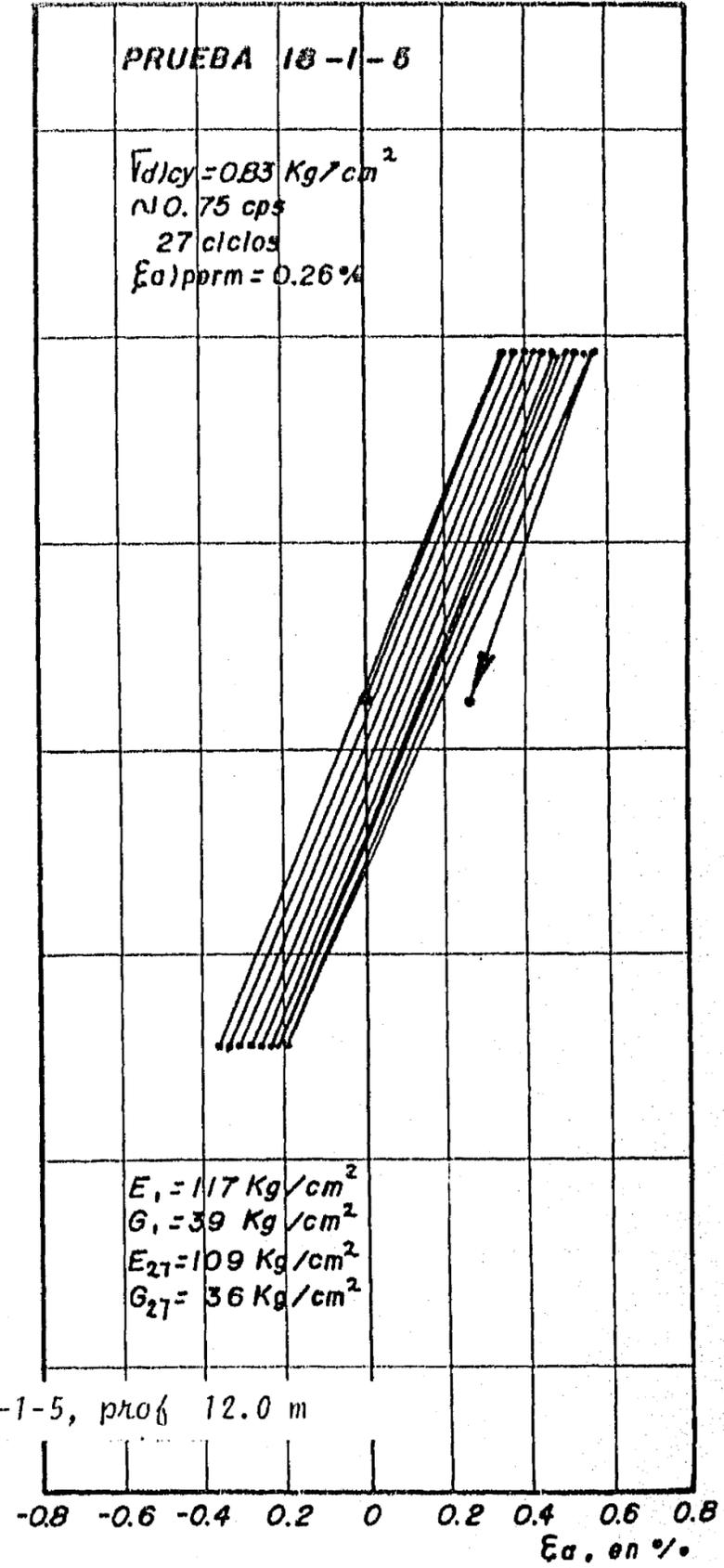
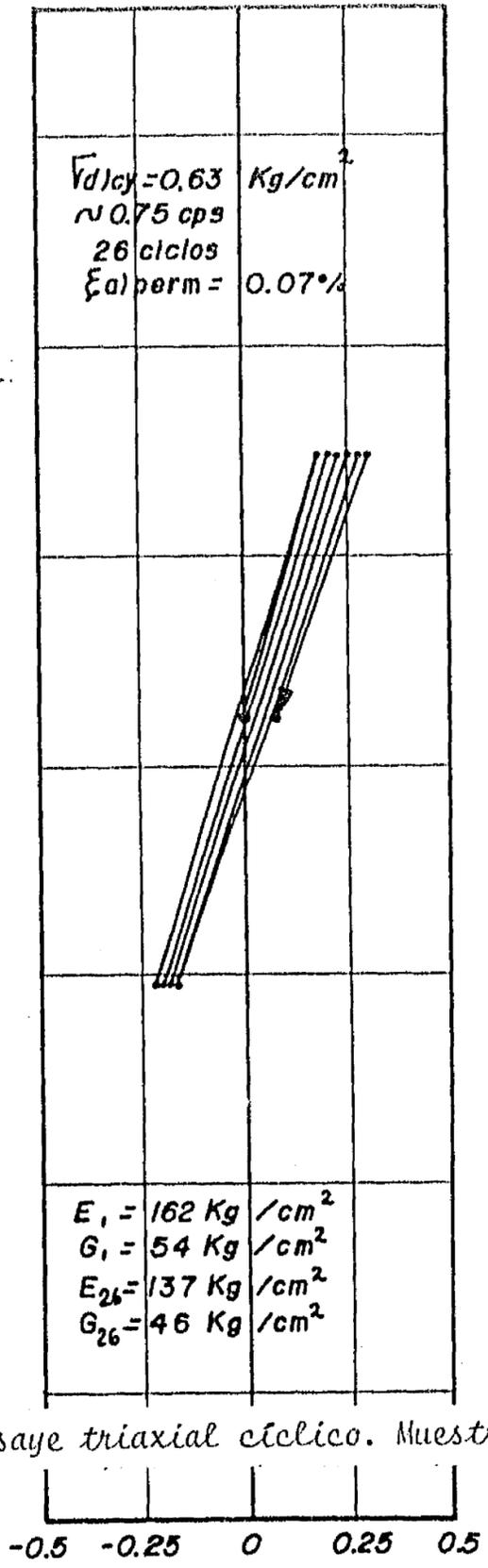
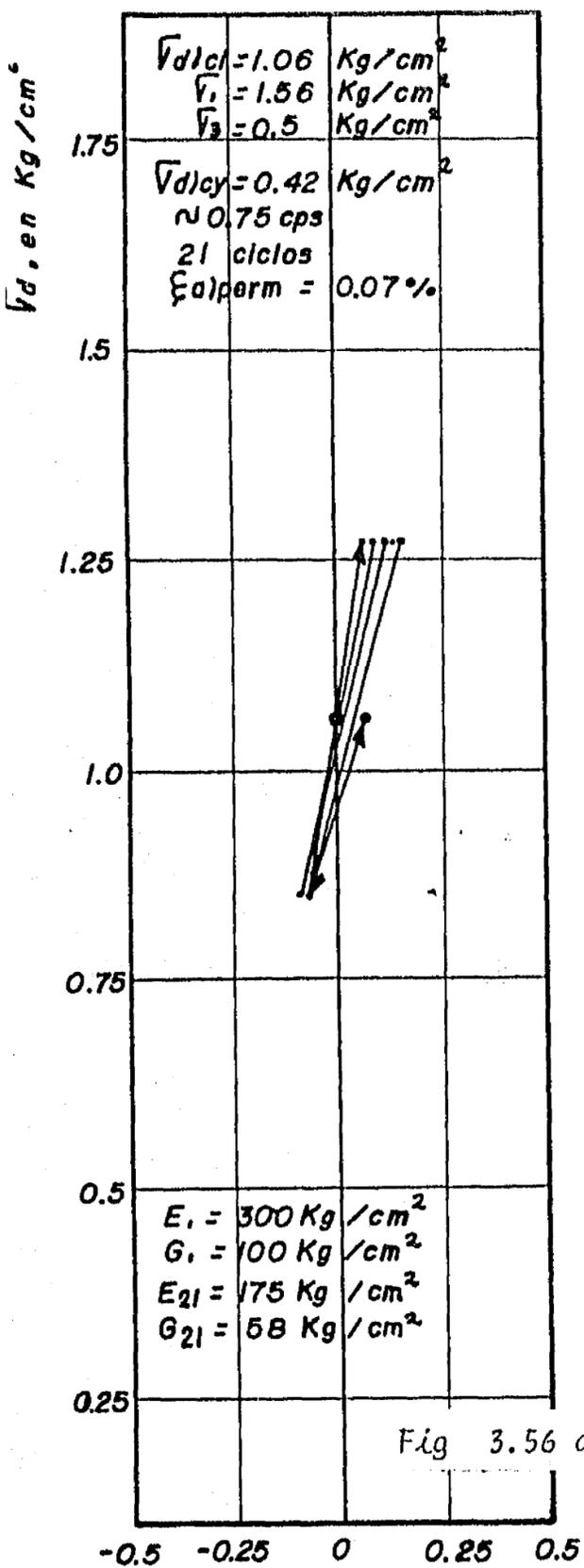


Fig 3.56 a Ensaye triaxial cíclico. Muestra 18-1-5, prof 12.0 m

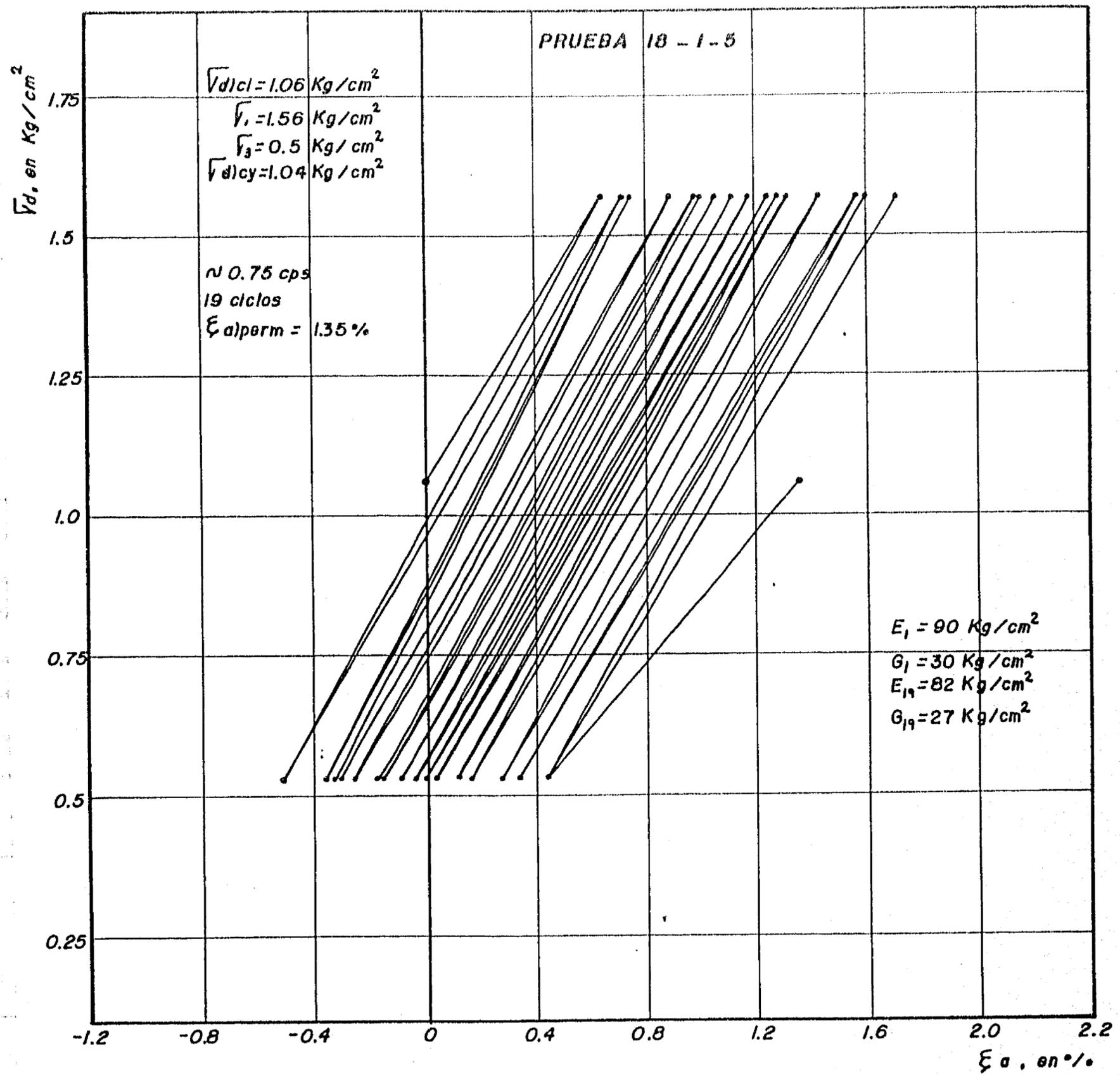


Fig 3.56 b Ensaye triaxial cíclico. Muestra 18-1-5, prof 12.0 m

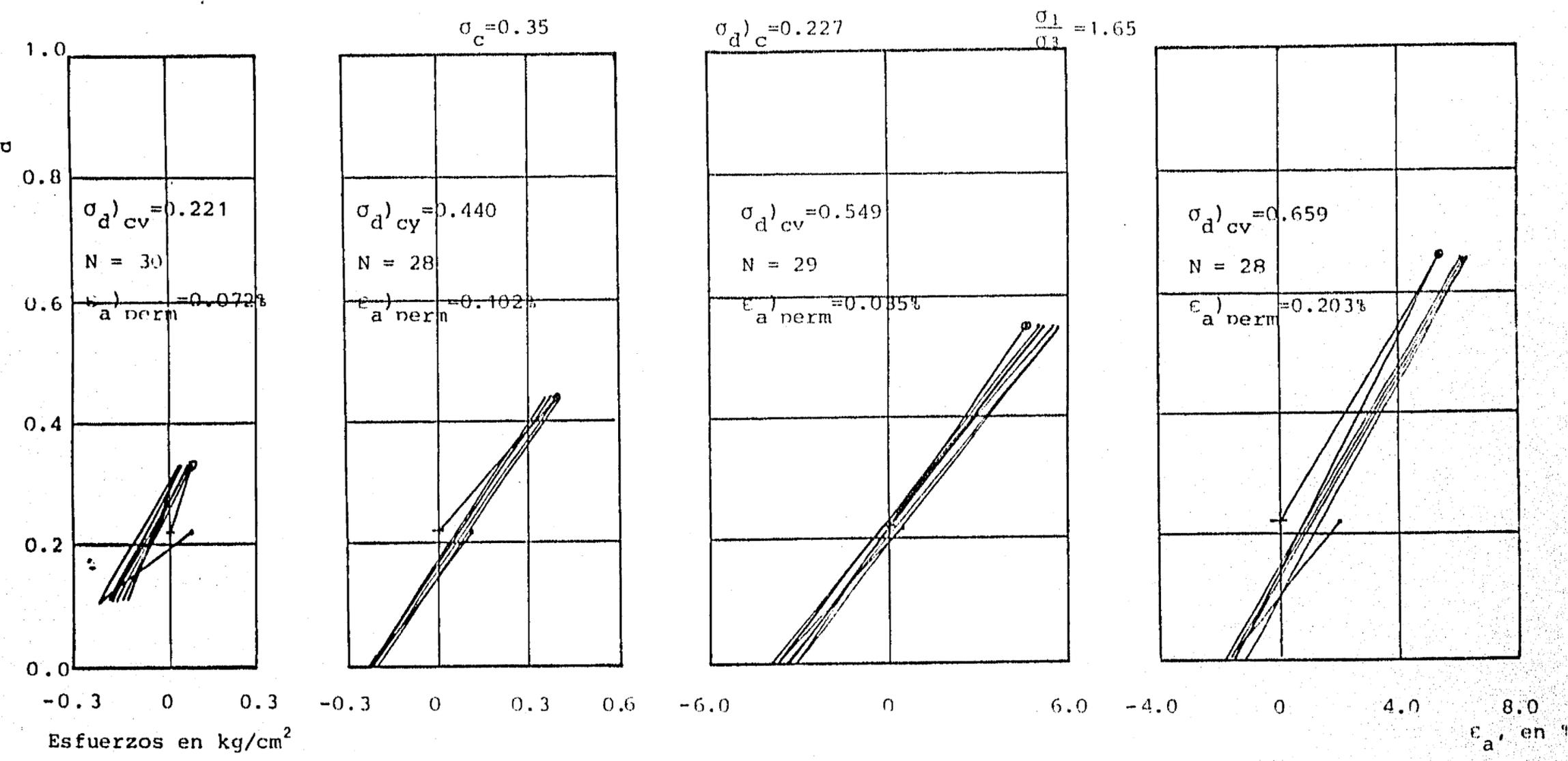


Fig 3.57 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 7-1-1, profundidad 7.12 m.

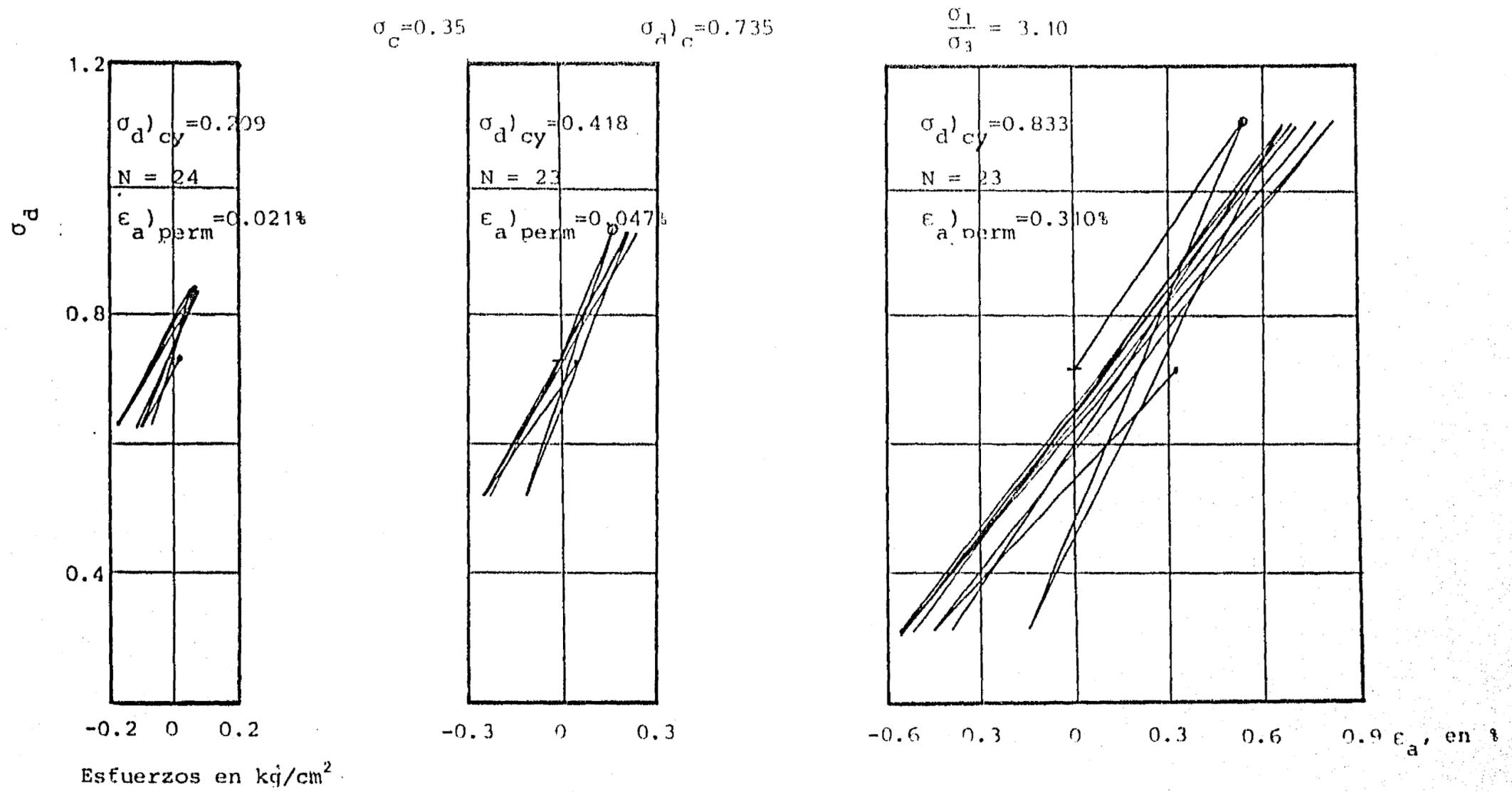


Fig 3.58 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 7-1-2, profundidad 7.12 m.

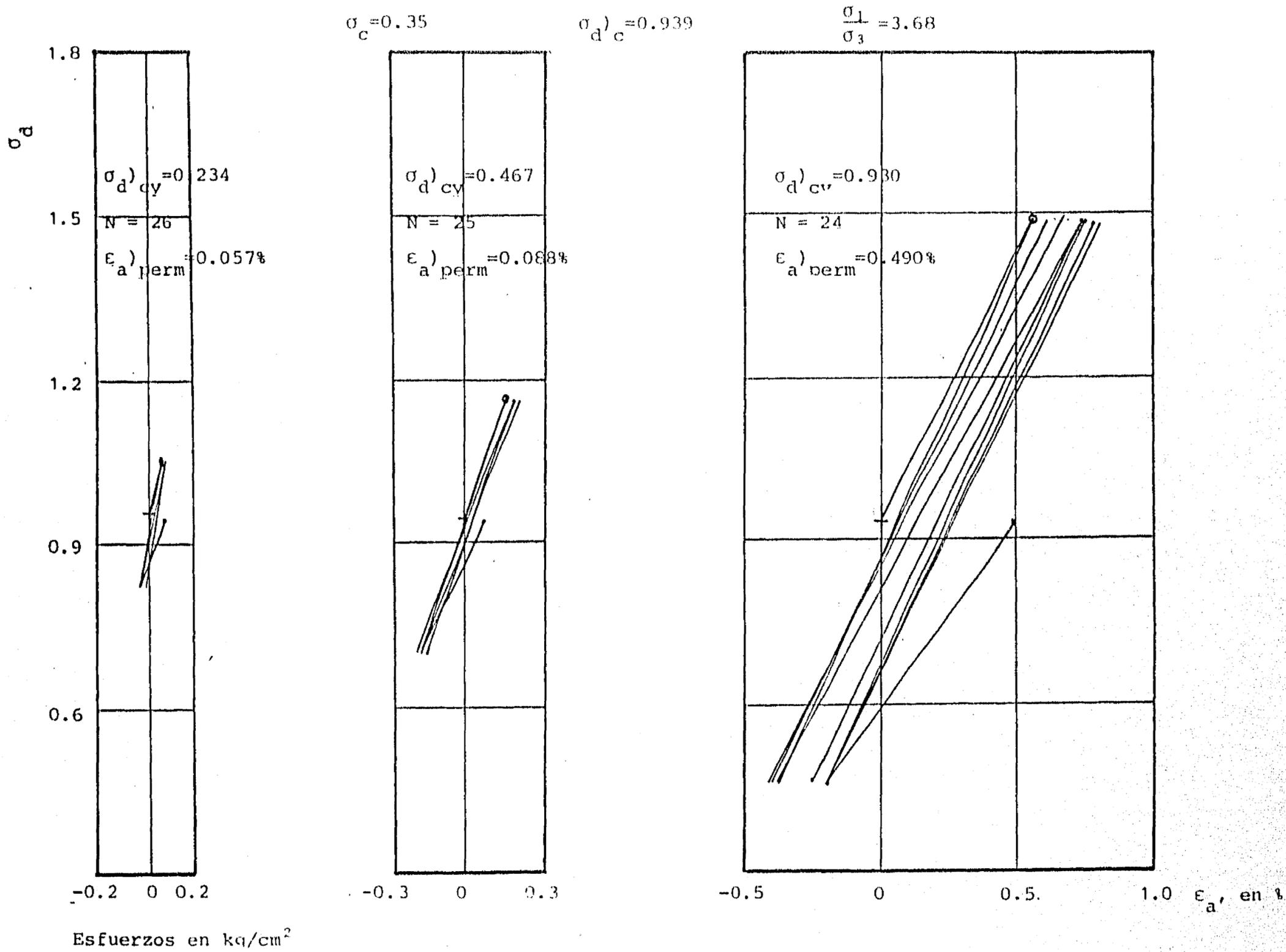


Fig 3.59 a Ensaye triaxial ciclico. Muestra 7-1-3, profundidad 7.12 m

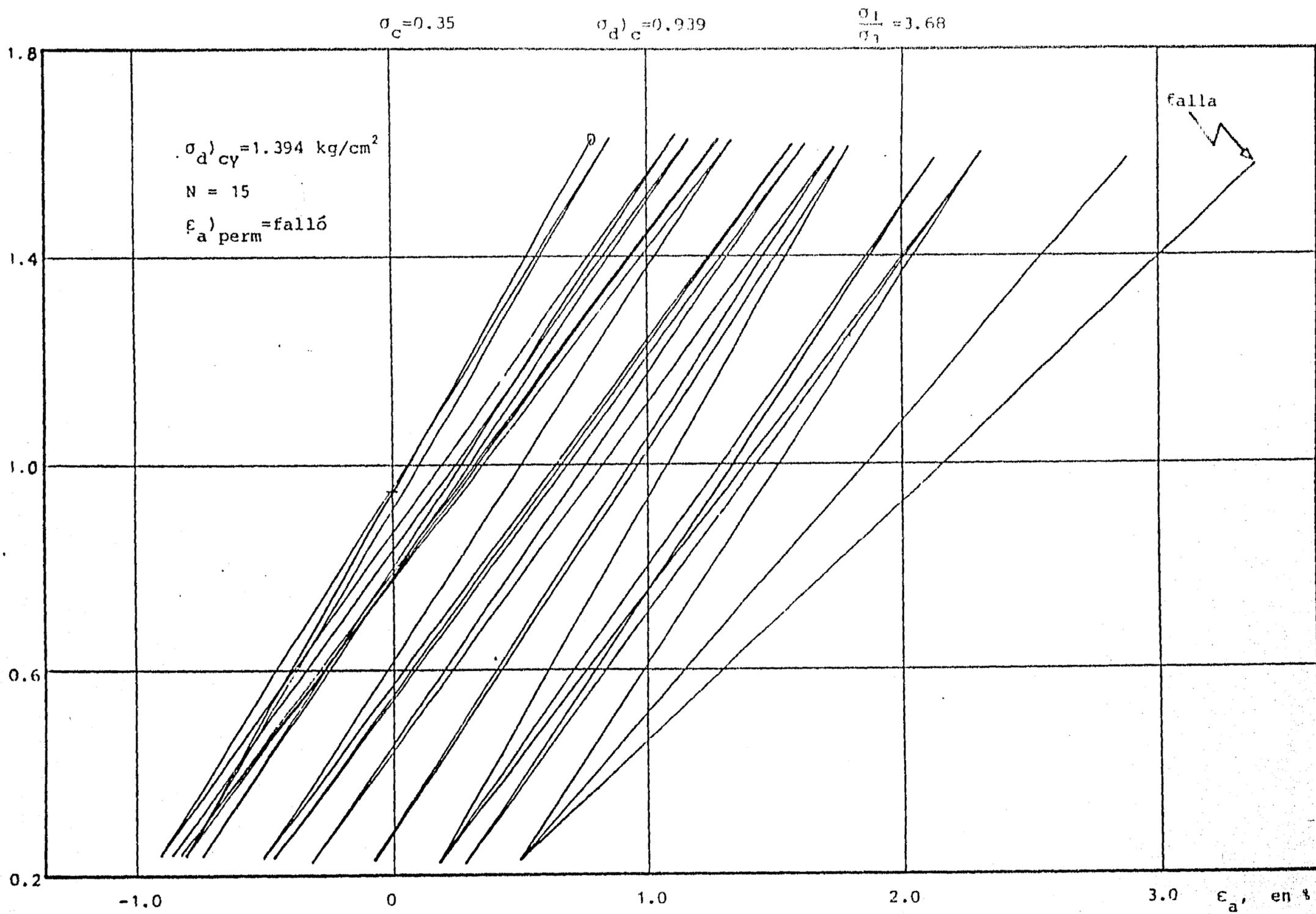


Fig 3.59 b Ensaye triaxial cíclico. Muestra 7-1-3, profundidad 7.12 m

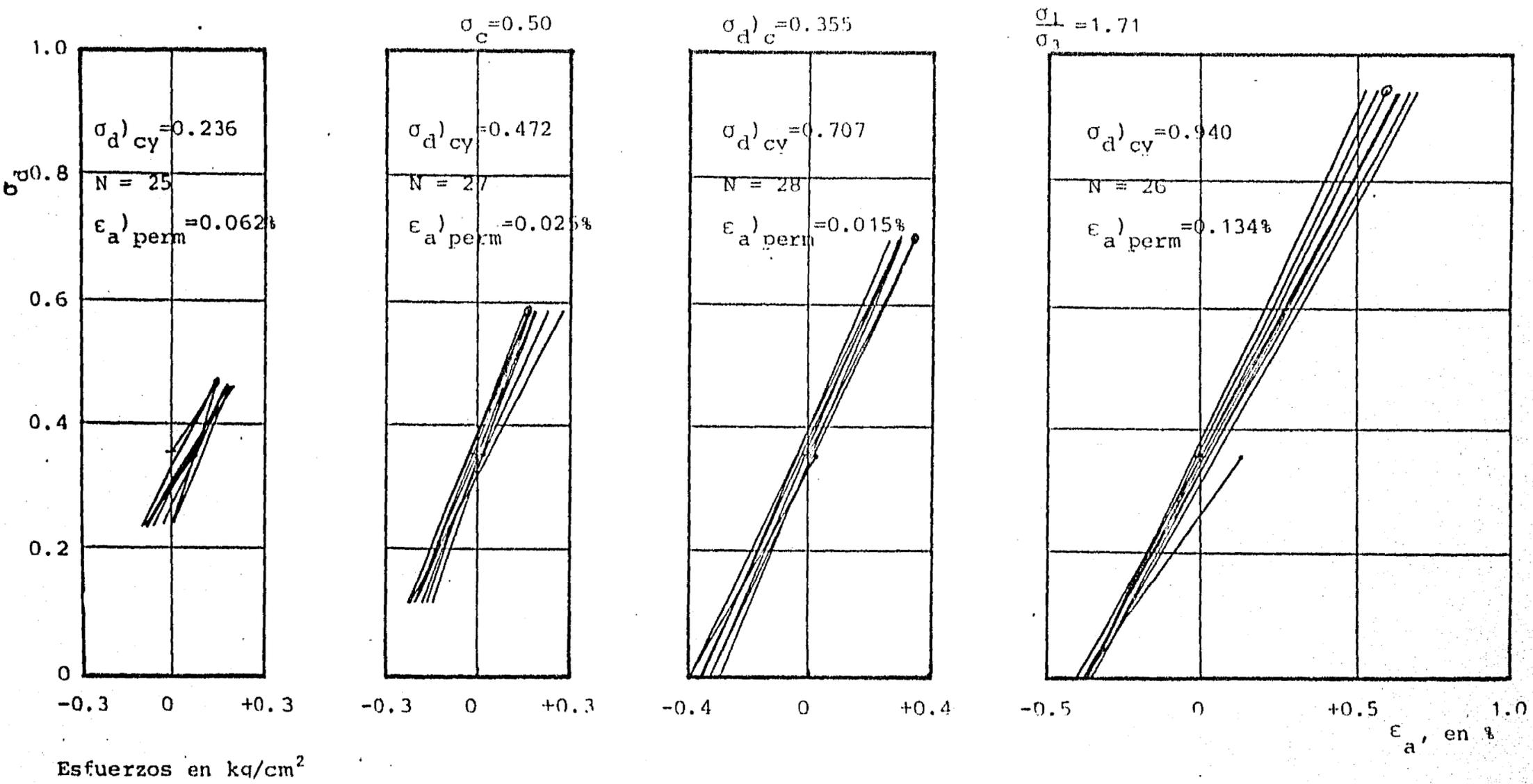


Fig 3.60 a Ensaye triaxial cíclico. Muestra 15-3-1, profundidad 7.12 m

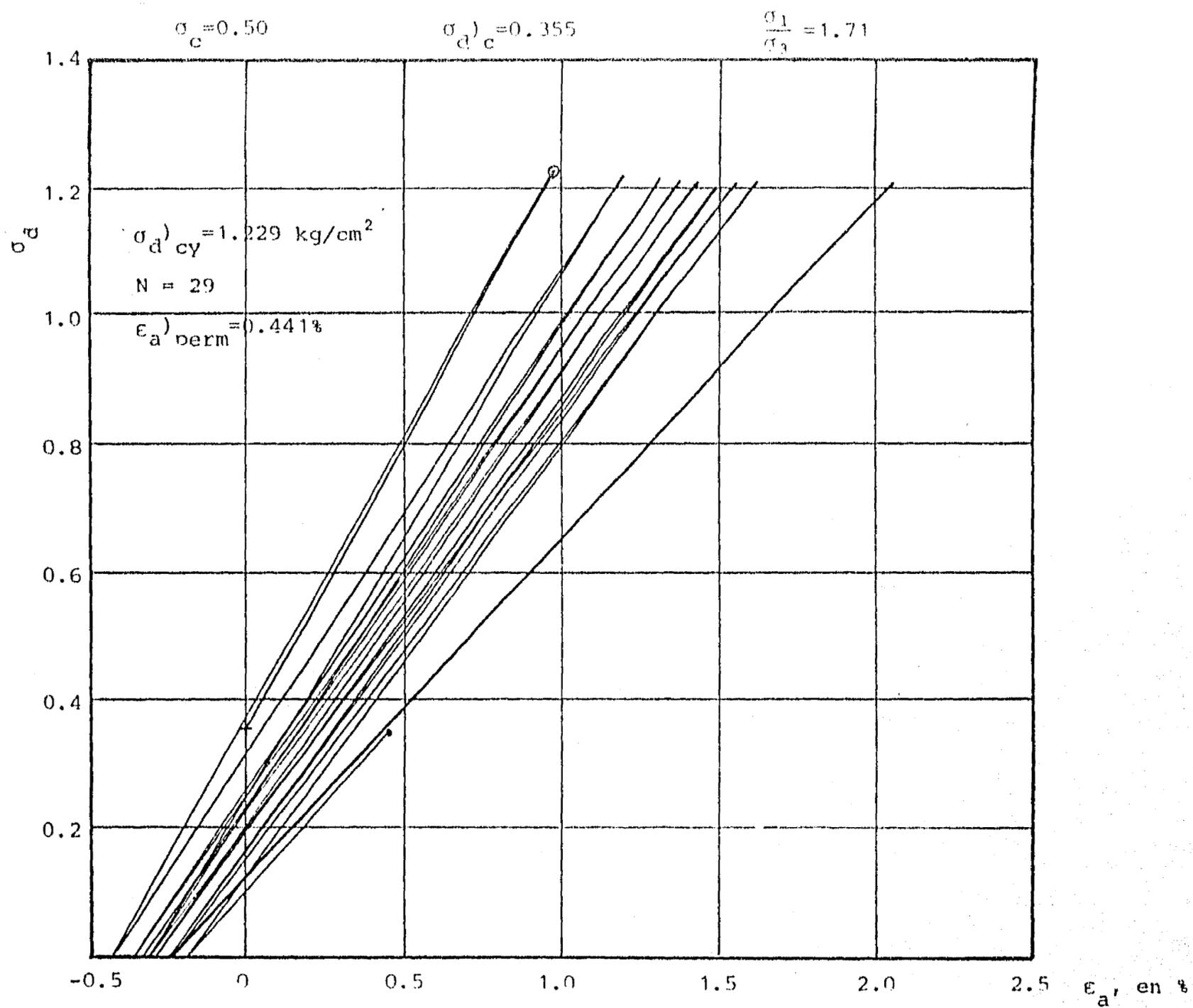


Fig. 3.60 b Ensaye triaxial cíclico, Muestra 15-3-1, profundidad 7.12 m

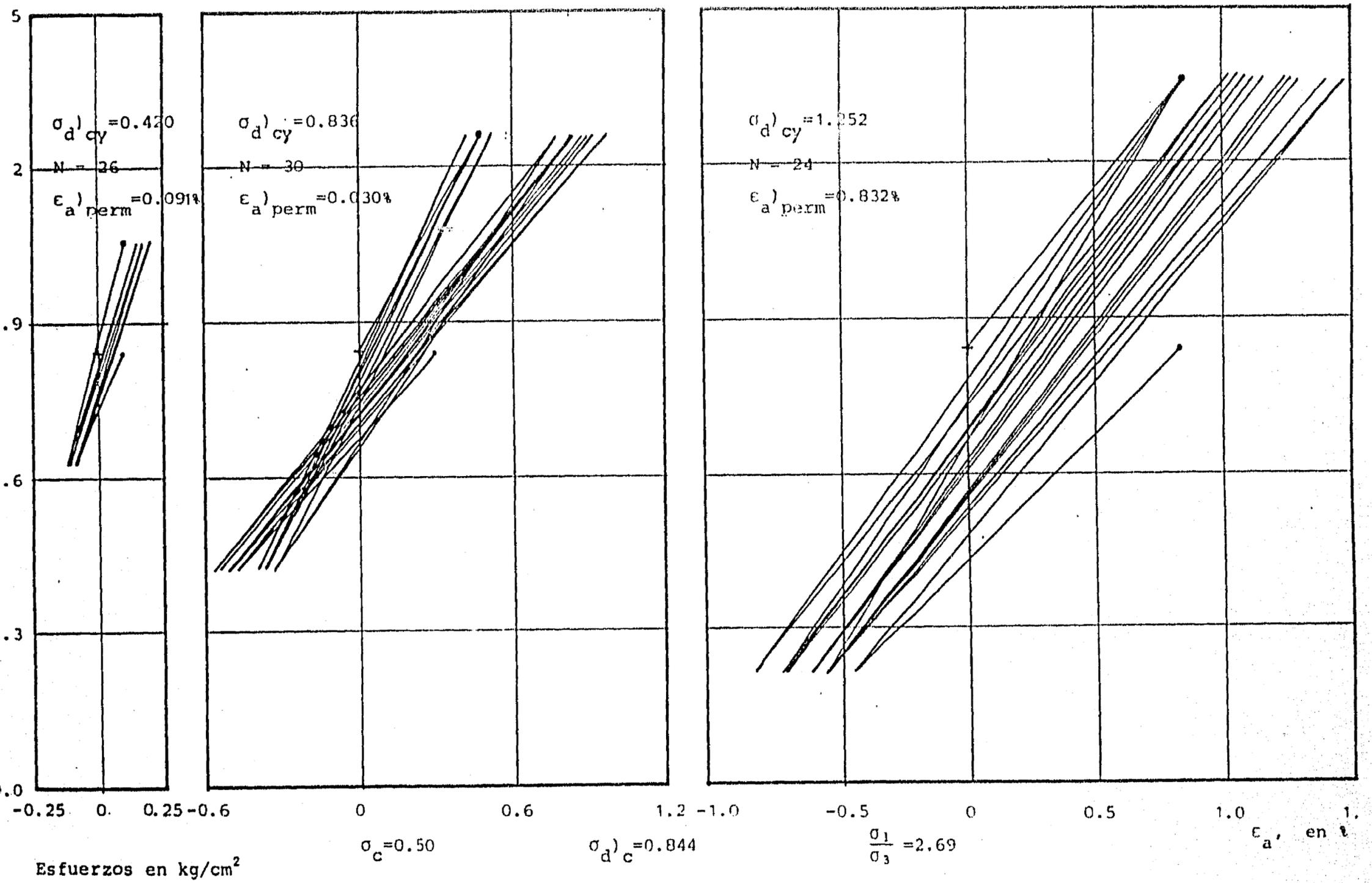


Fig. 3.61 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 15-3-2, profundidad 19.48 m

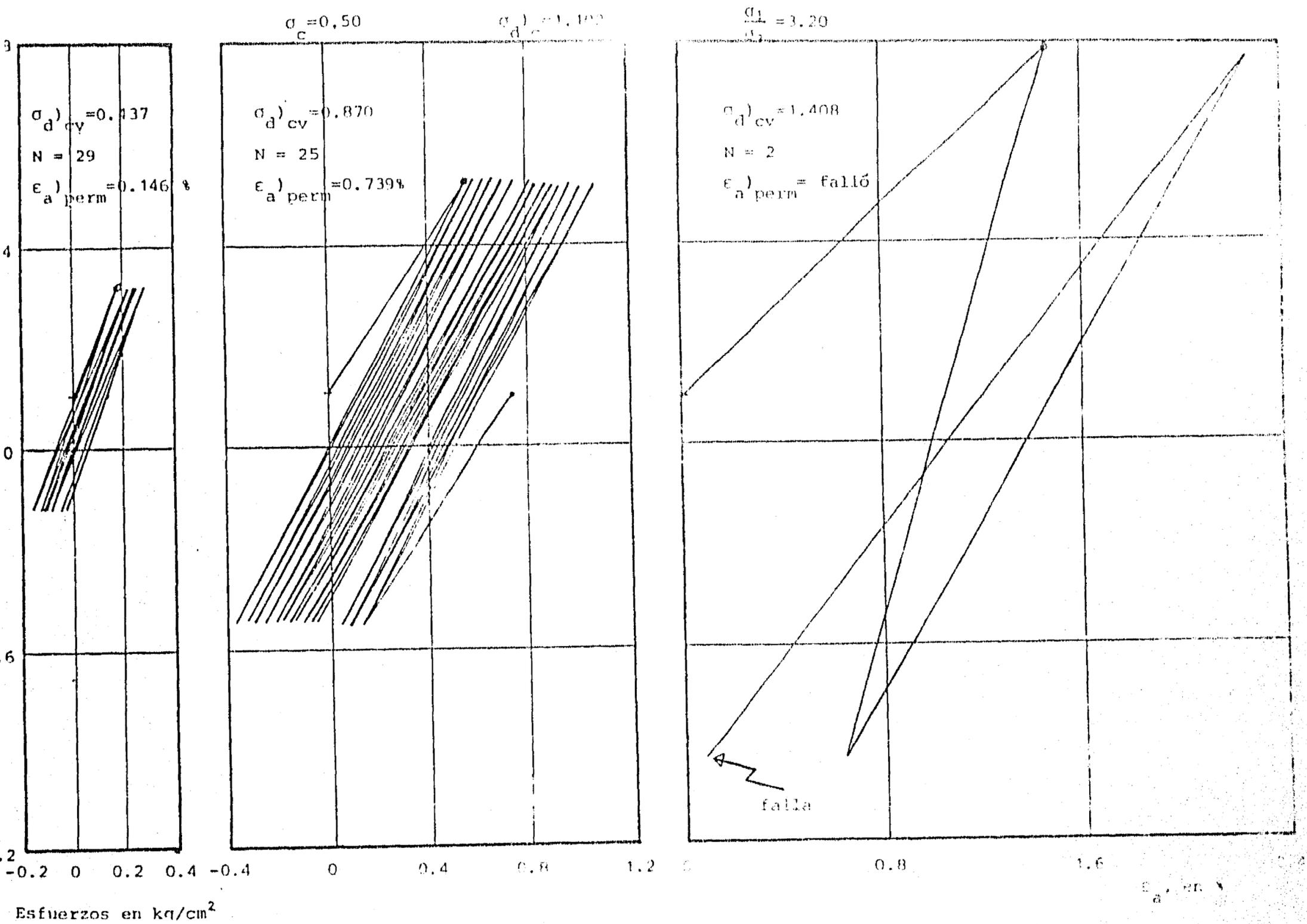


Fig. 3.62 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 15-3-3, profundidad 19,48 m.

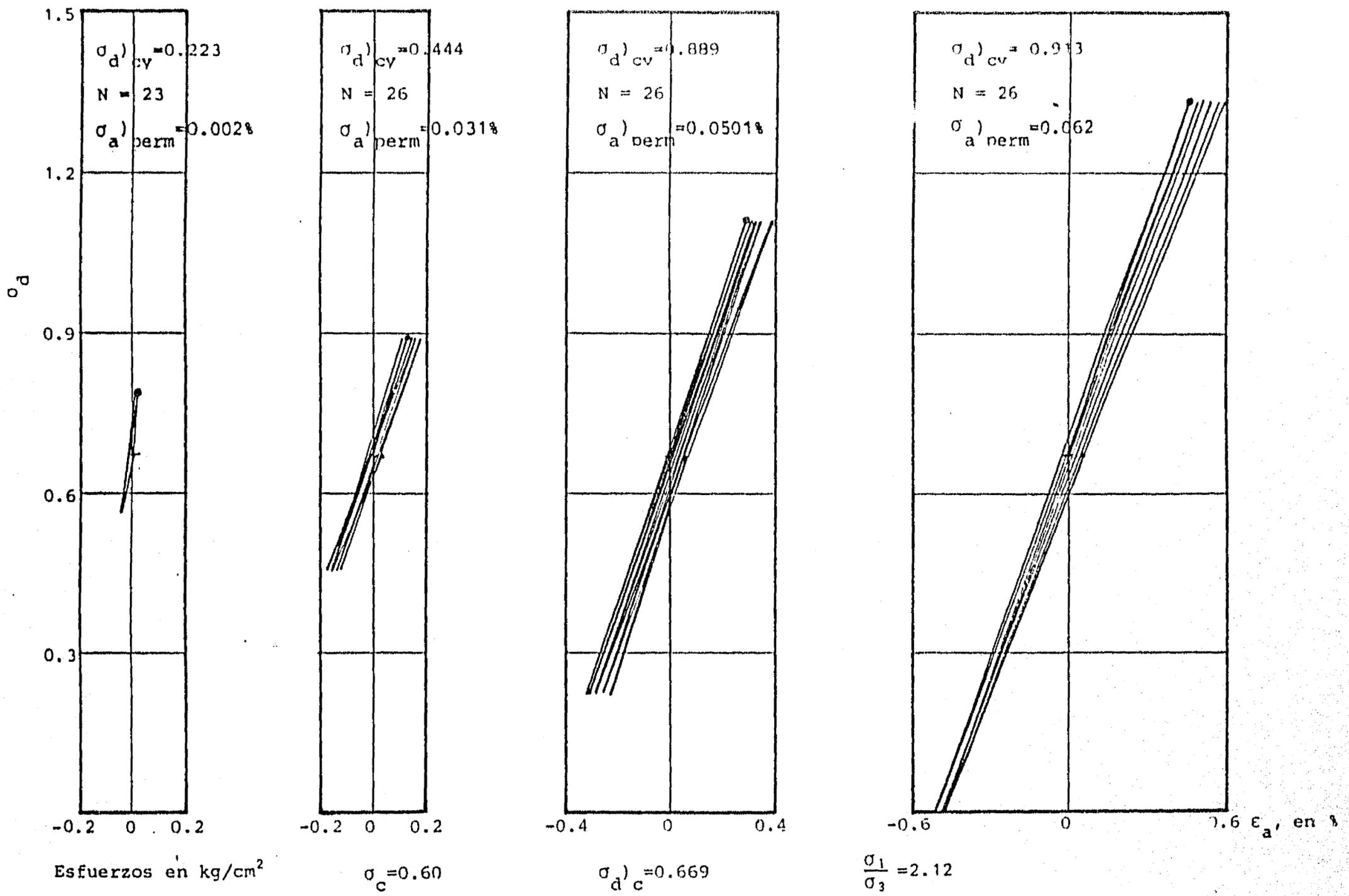


Fig. 3.63 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 18-1-1, profundidad 30.22 m.

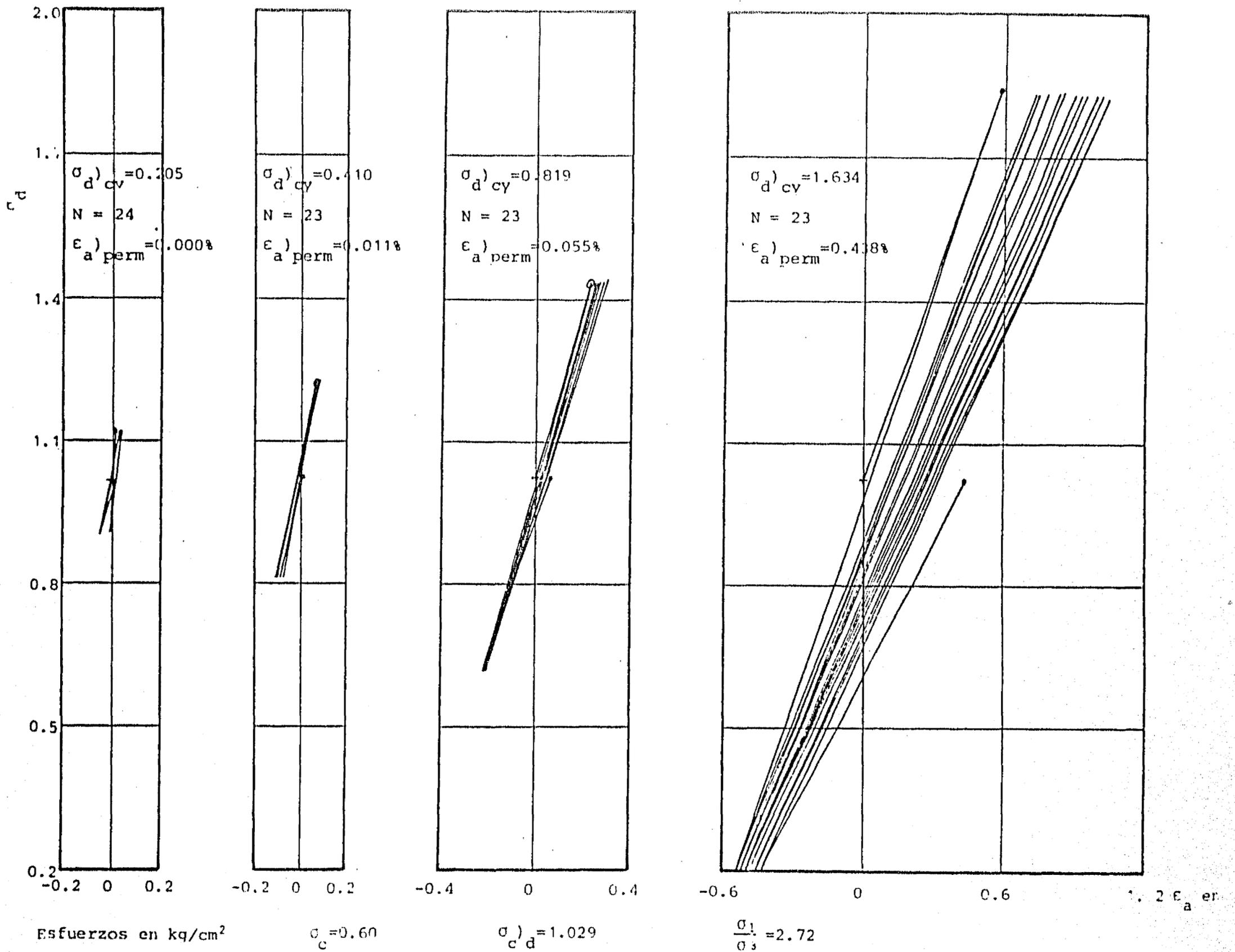


Fig. 3.64 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 18-1-2, profundidad 30.22 m.

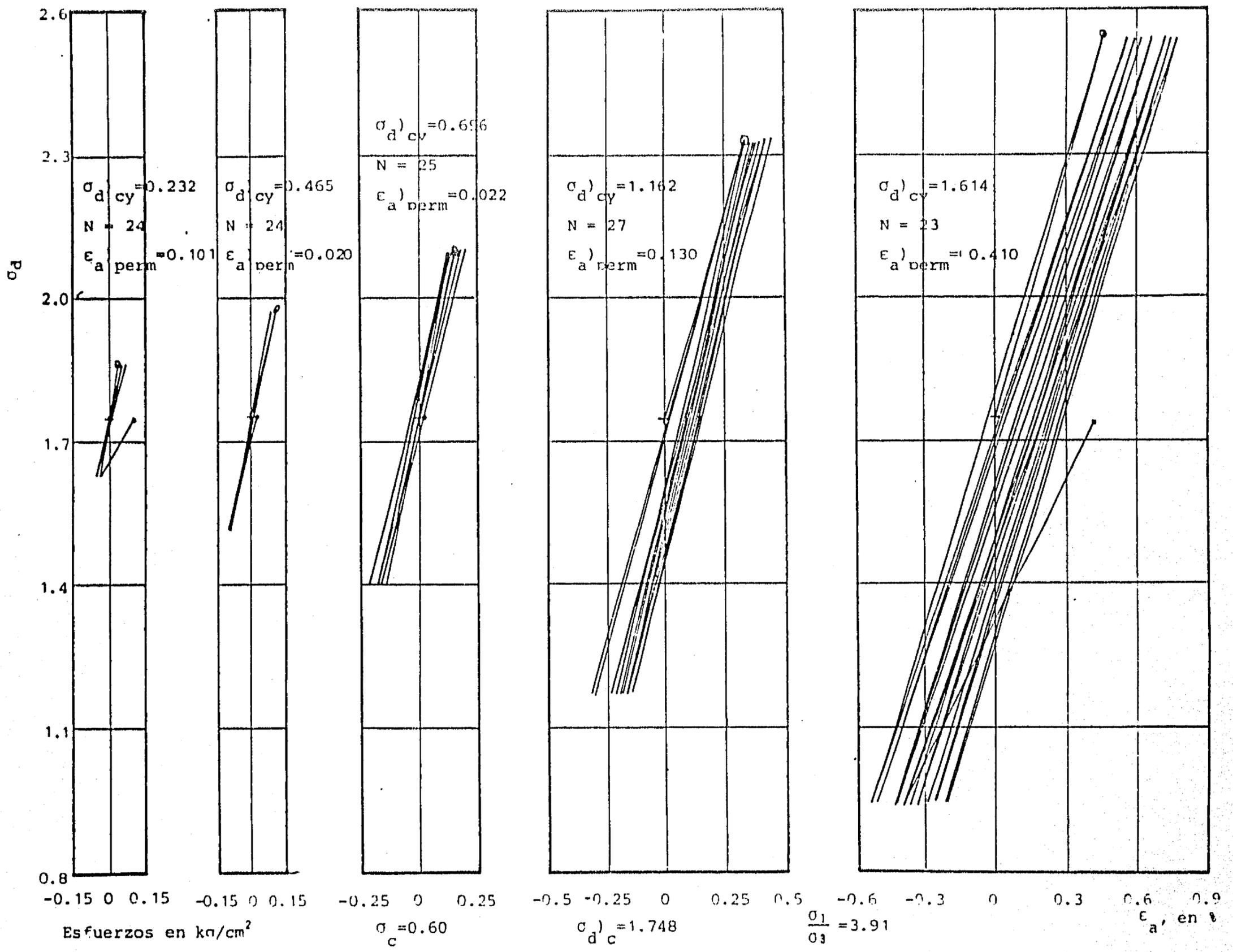


Fig. 3.65 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 18-1-3, profundidad 30.22 m.

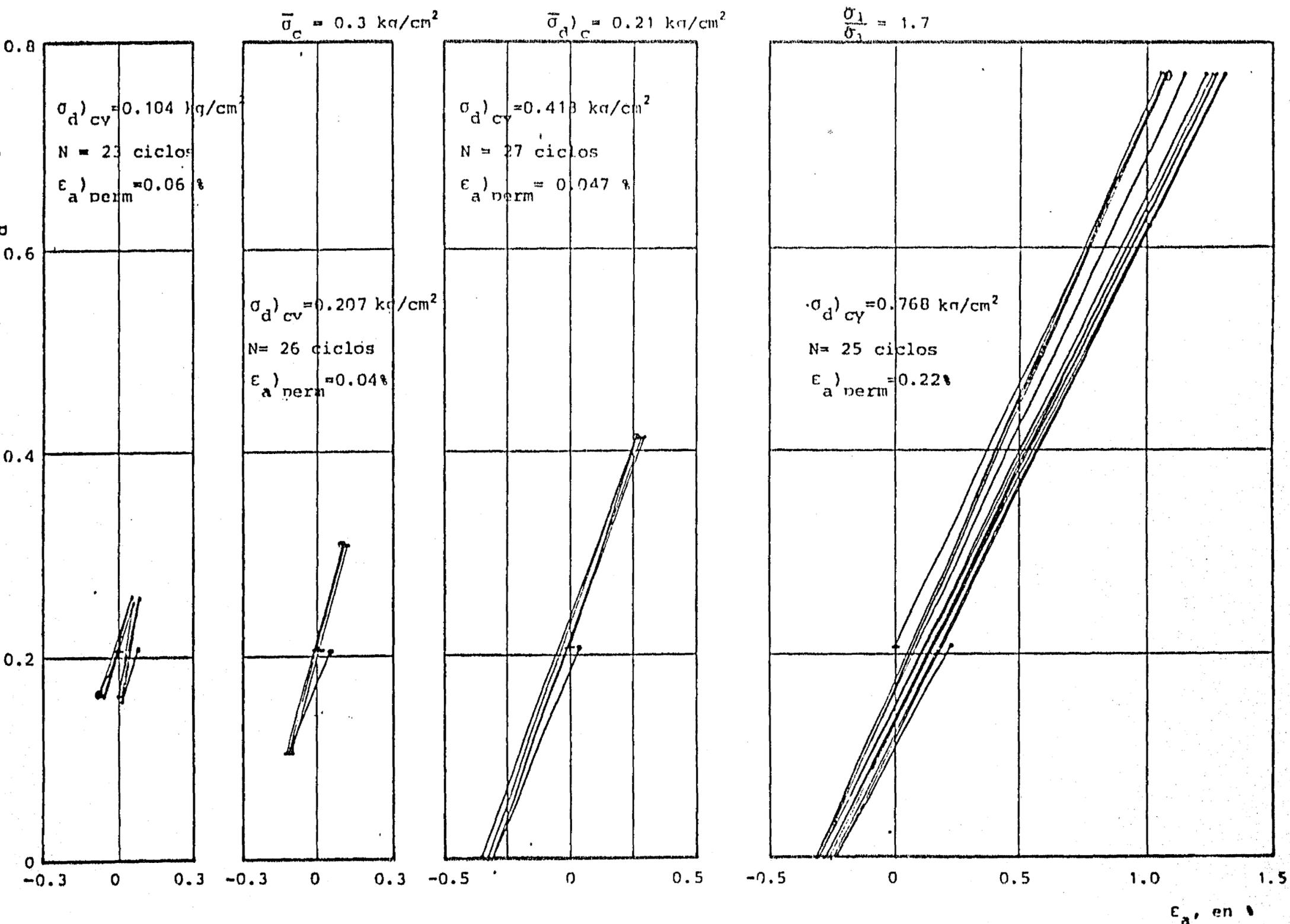


Fig. 3.66 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 13-1'-1, profundidad 7.22 m.

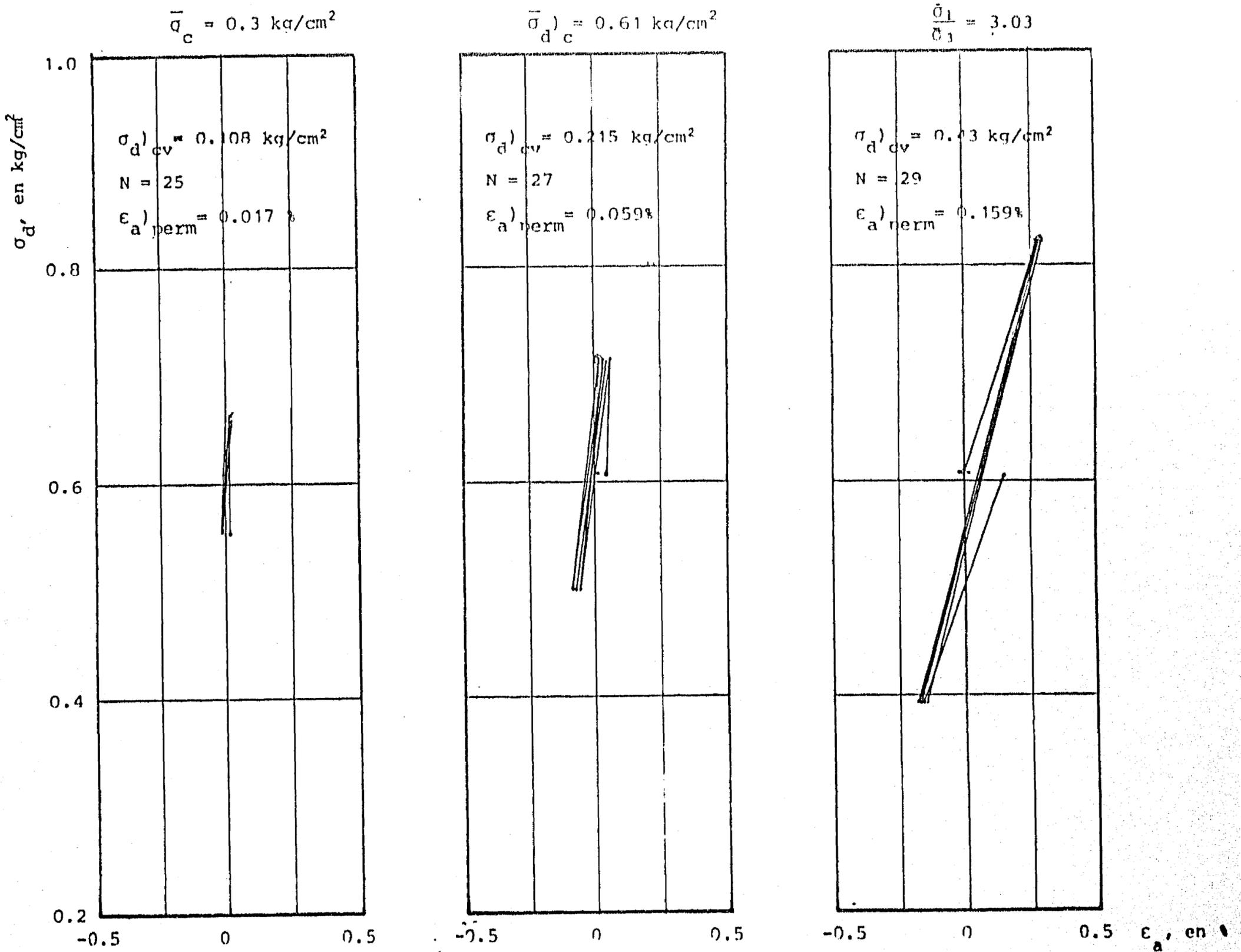


Fig. 3.67 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 13-1'-2, profundidad 7.22 m

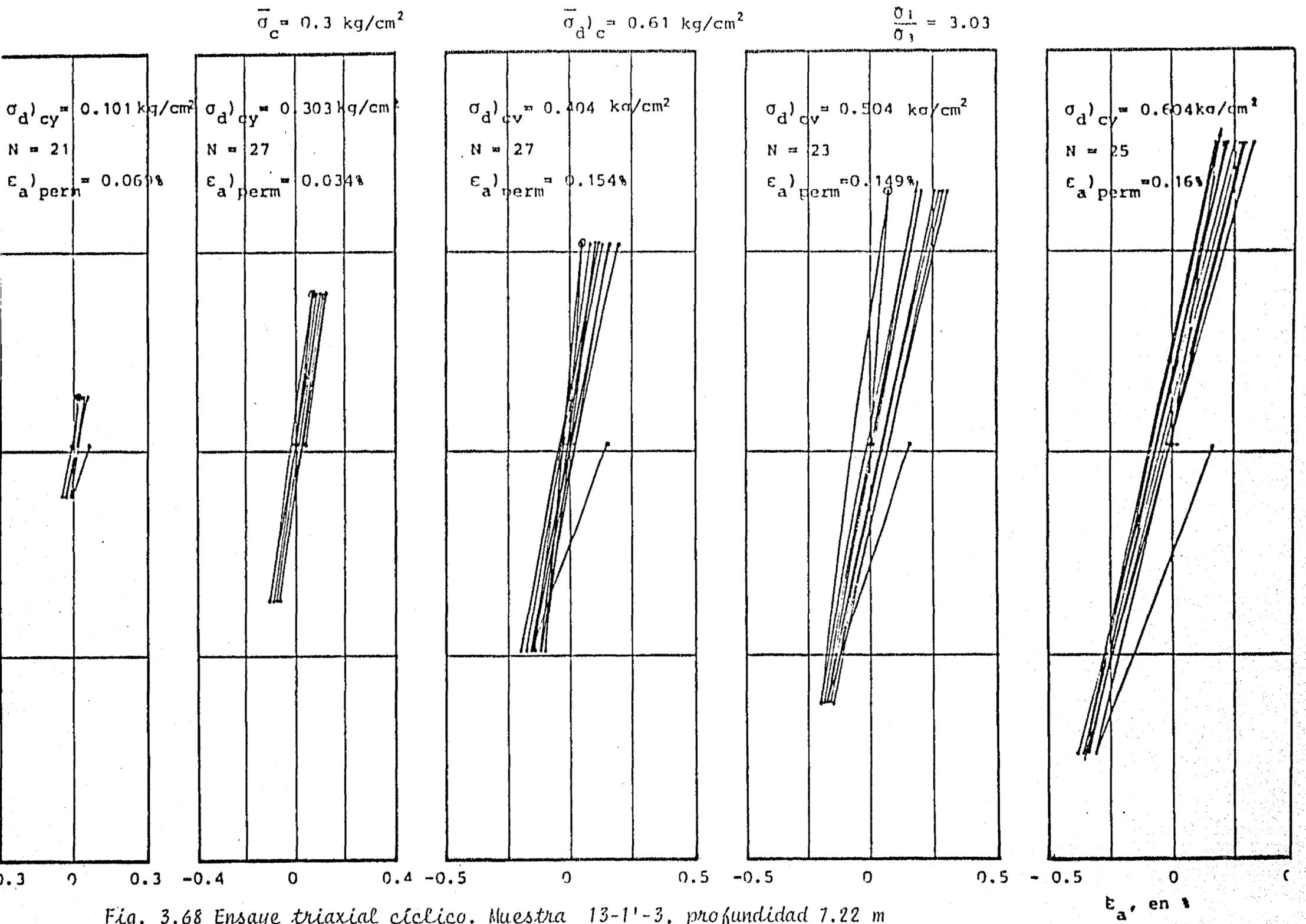


Fig. 3.68 Ensayo triaxial cíclico. Muestra 13-1'-3, profundidad 7.22 m

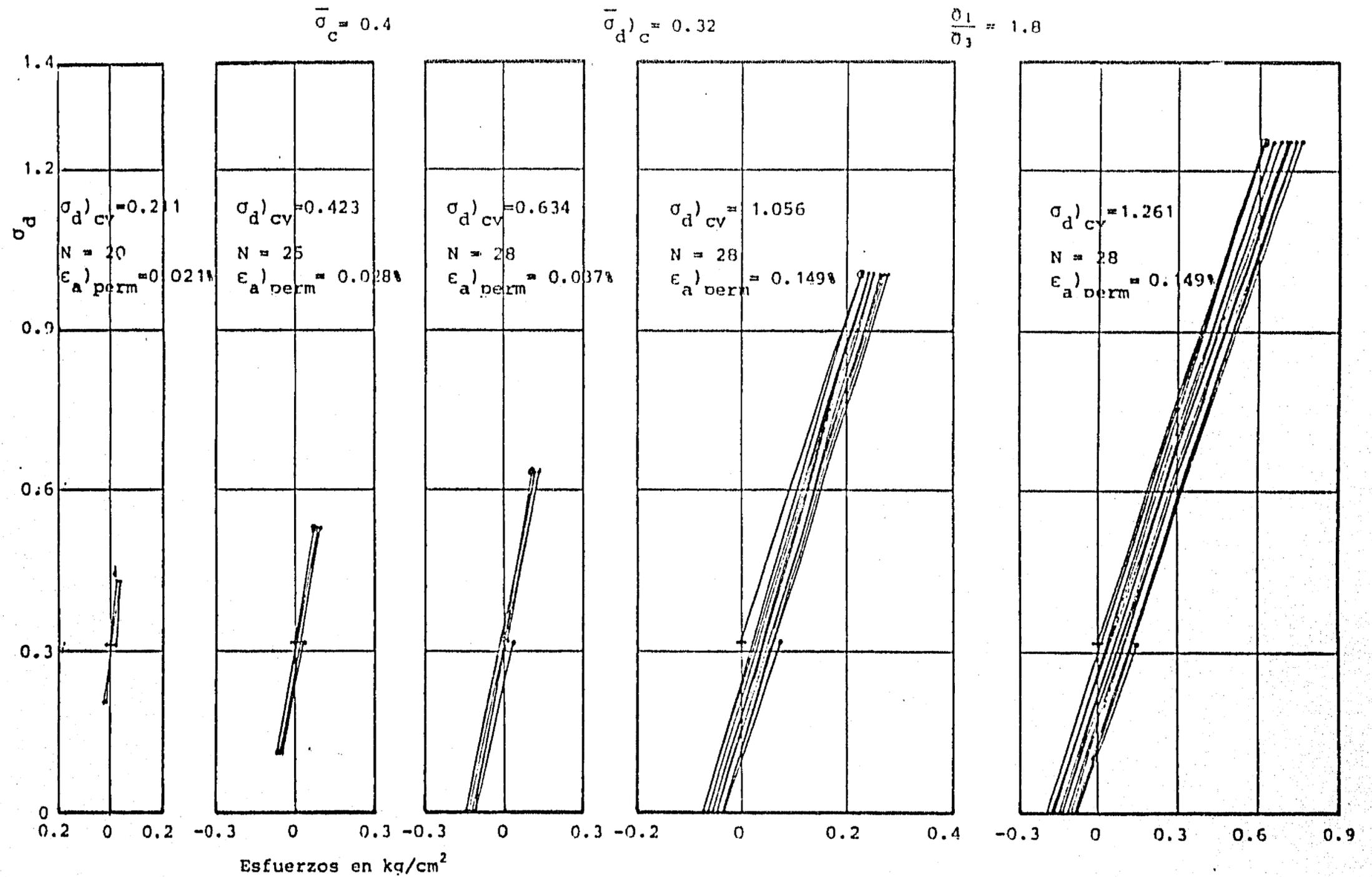


Fig. 3.69 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 32-2'-1. profundidad 19.17 m

ϵ_a , en %

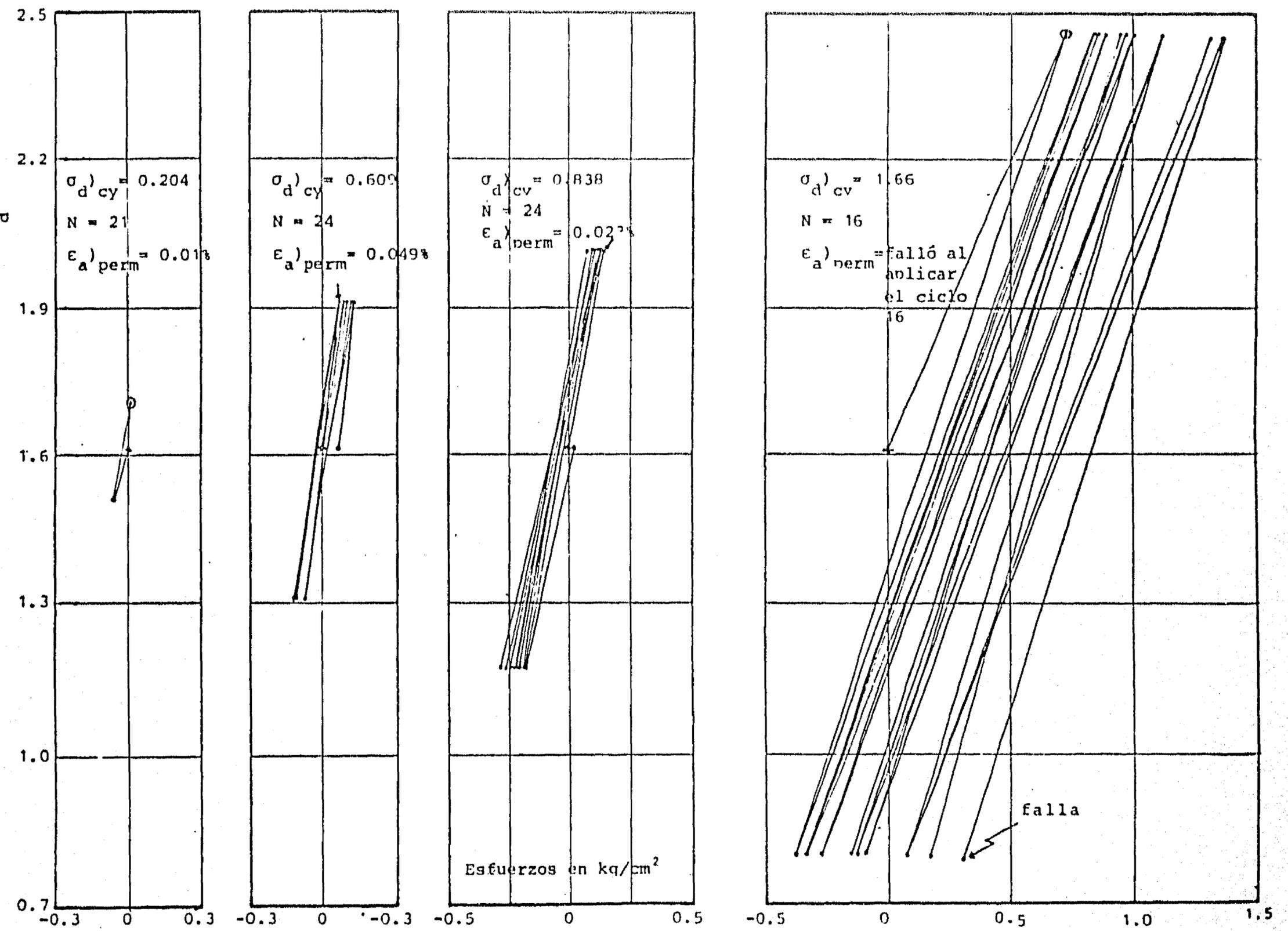
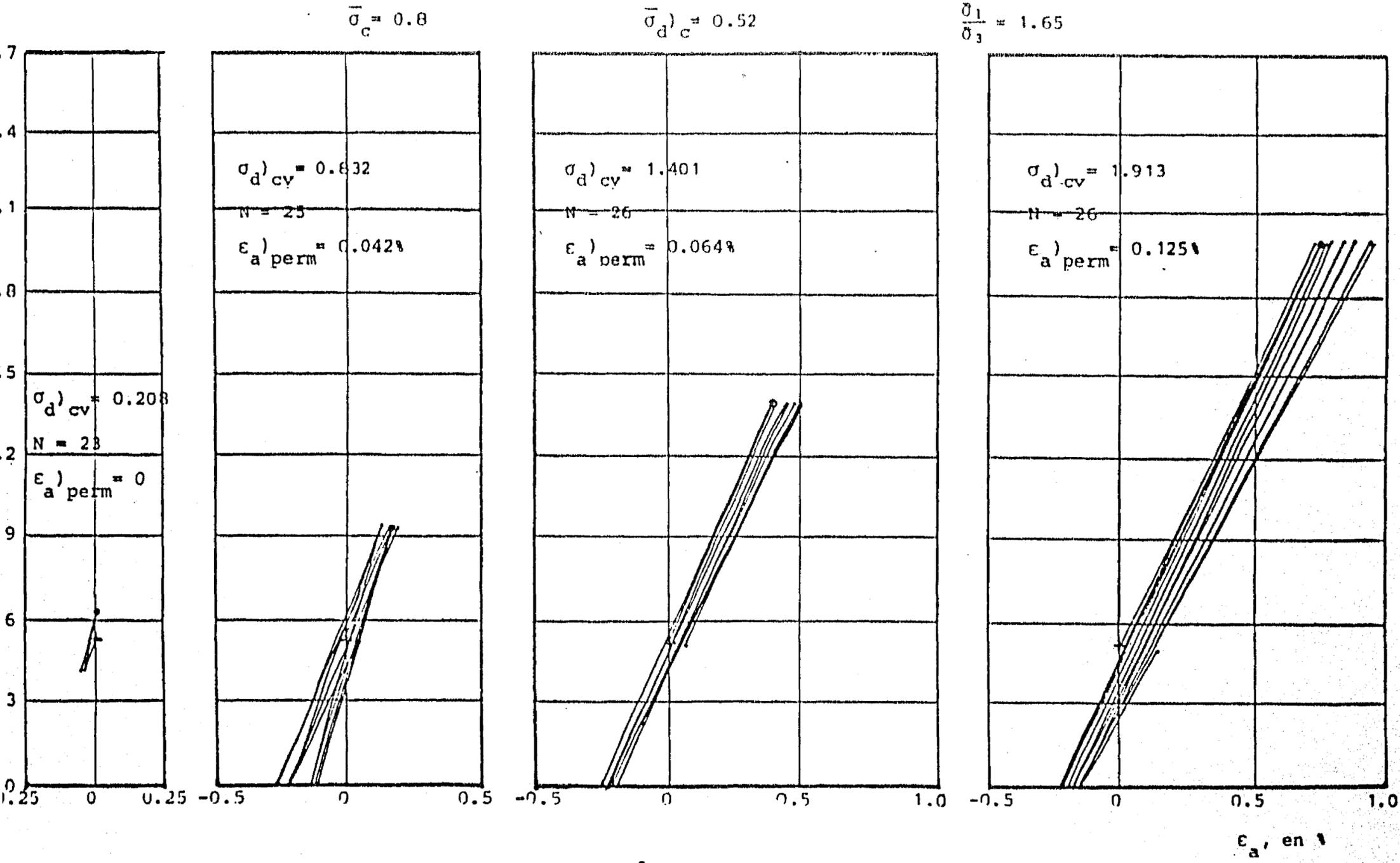


Fig. 3.70 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 32-2'-2, profundidad 18.17 m.



Esfuerzos en kg/cm^2

Fig. 3.71 Ensaye triaxial cíclico: Muestra 51-3-1, profundidad 31.62 m

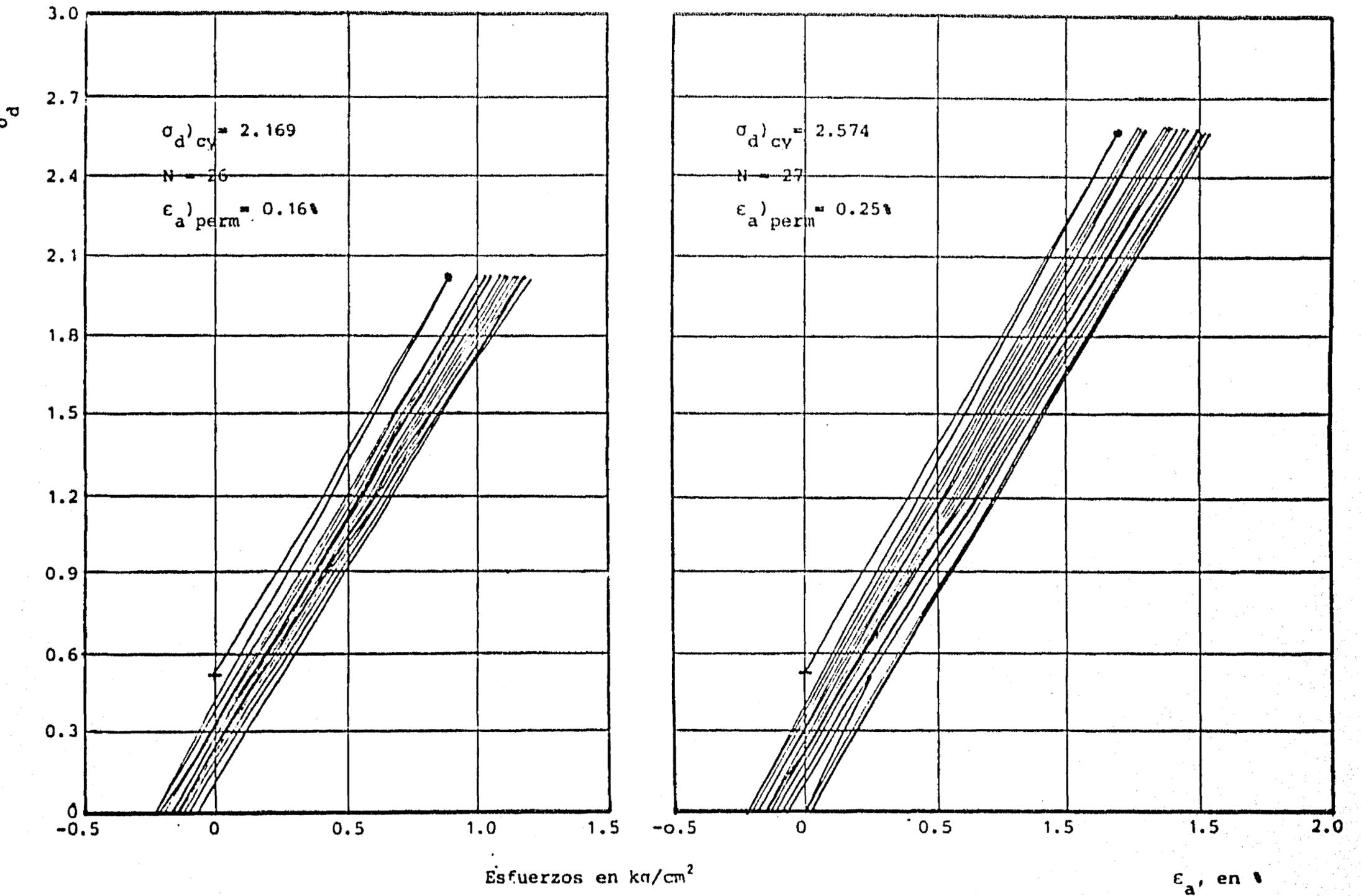


Fig. 3.71 b Ensaye triaxial cíclico. Muestra 51-3-1, profundidad 31.62 m

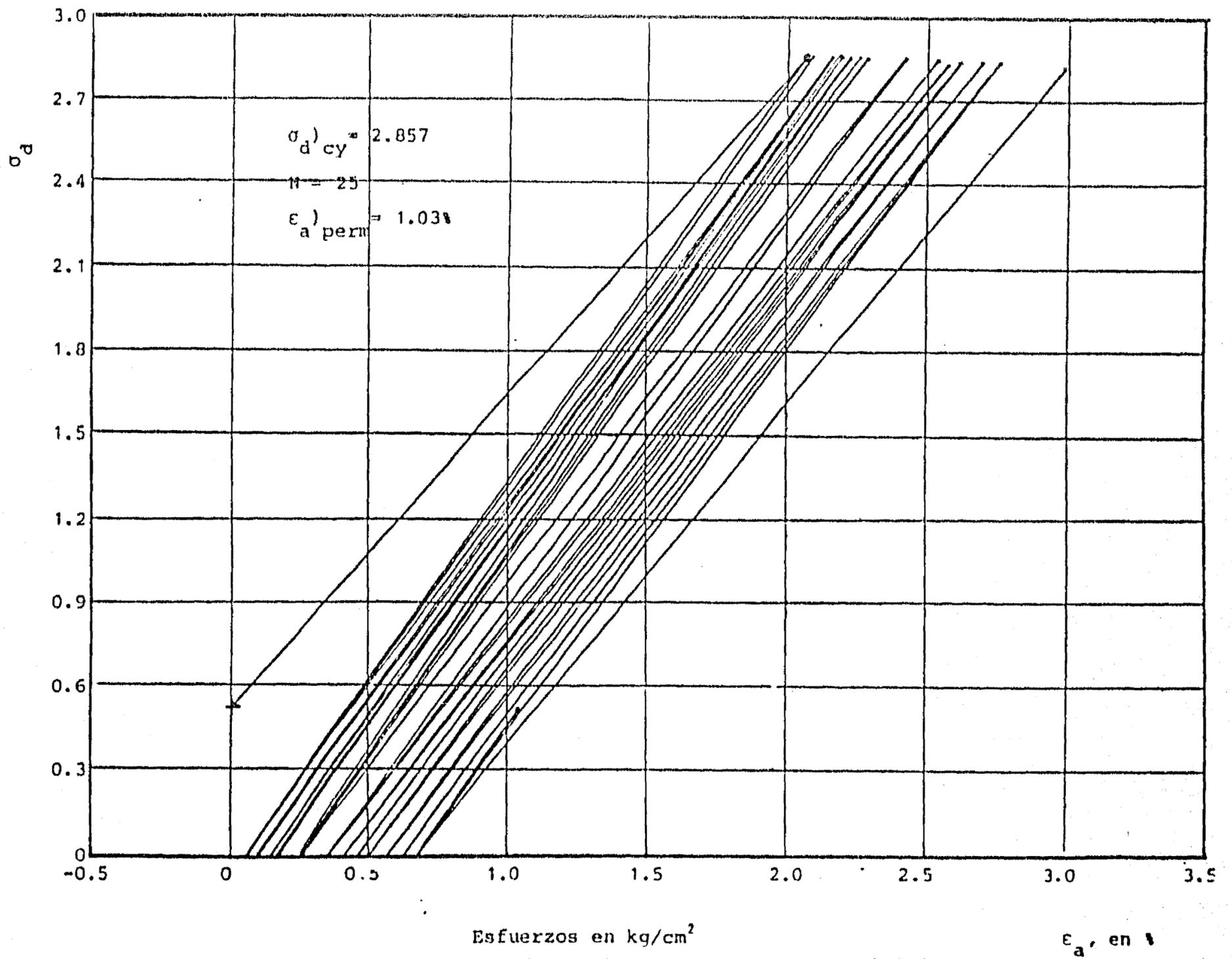


Fig. 3.71 c Ensaye triaxial cíclico. Muestra 51-3-1, profundidad 31.62 m.

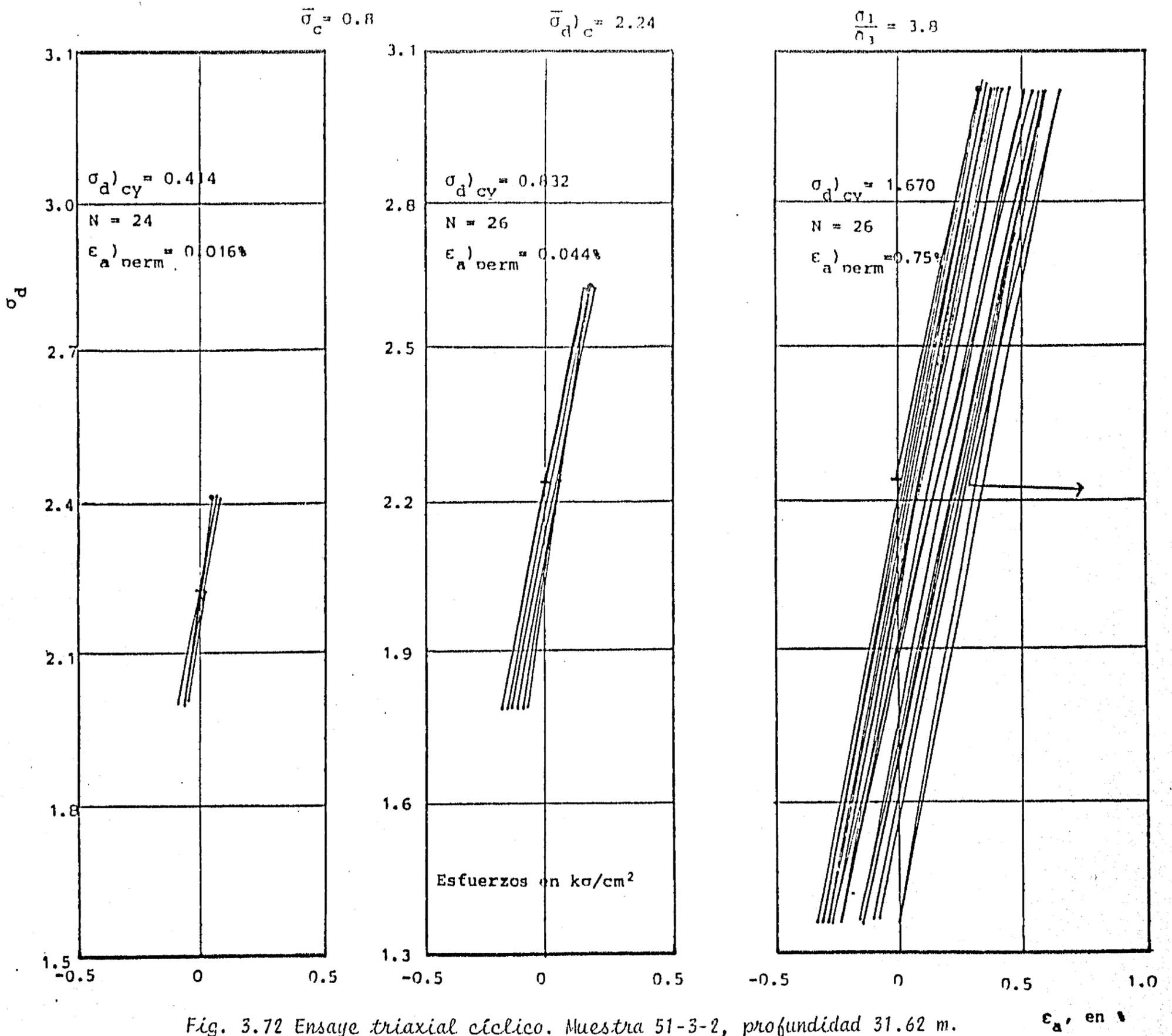


Fig. 3.72 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 51-3-2, profundidad 31.62 m.

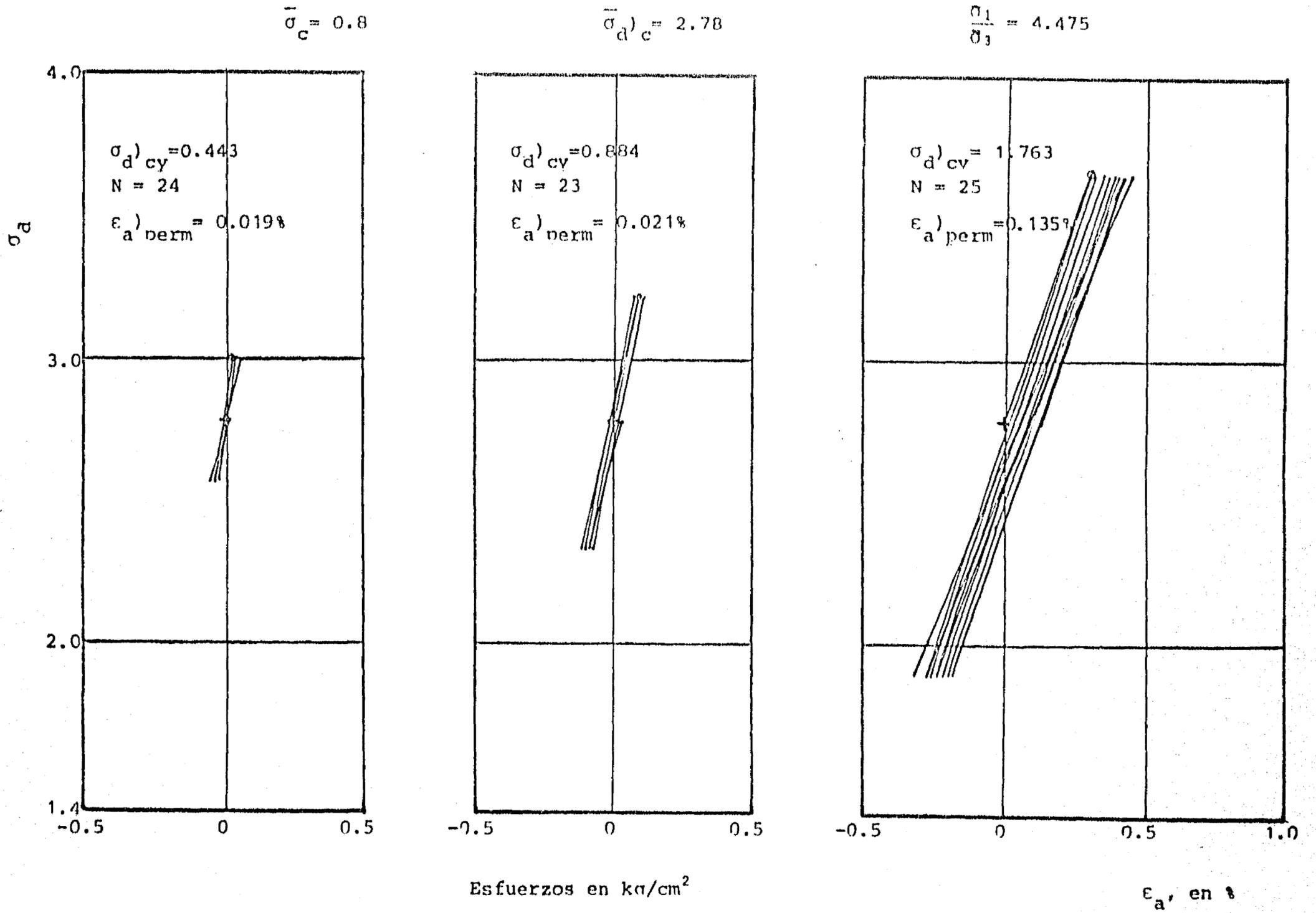


Fig. 3.73 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 51-3-3, profundidad 31.67 m

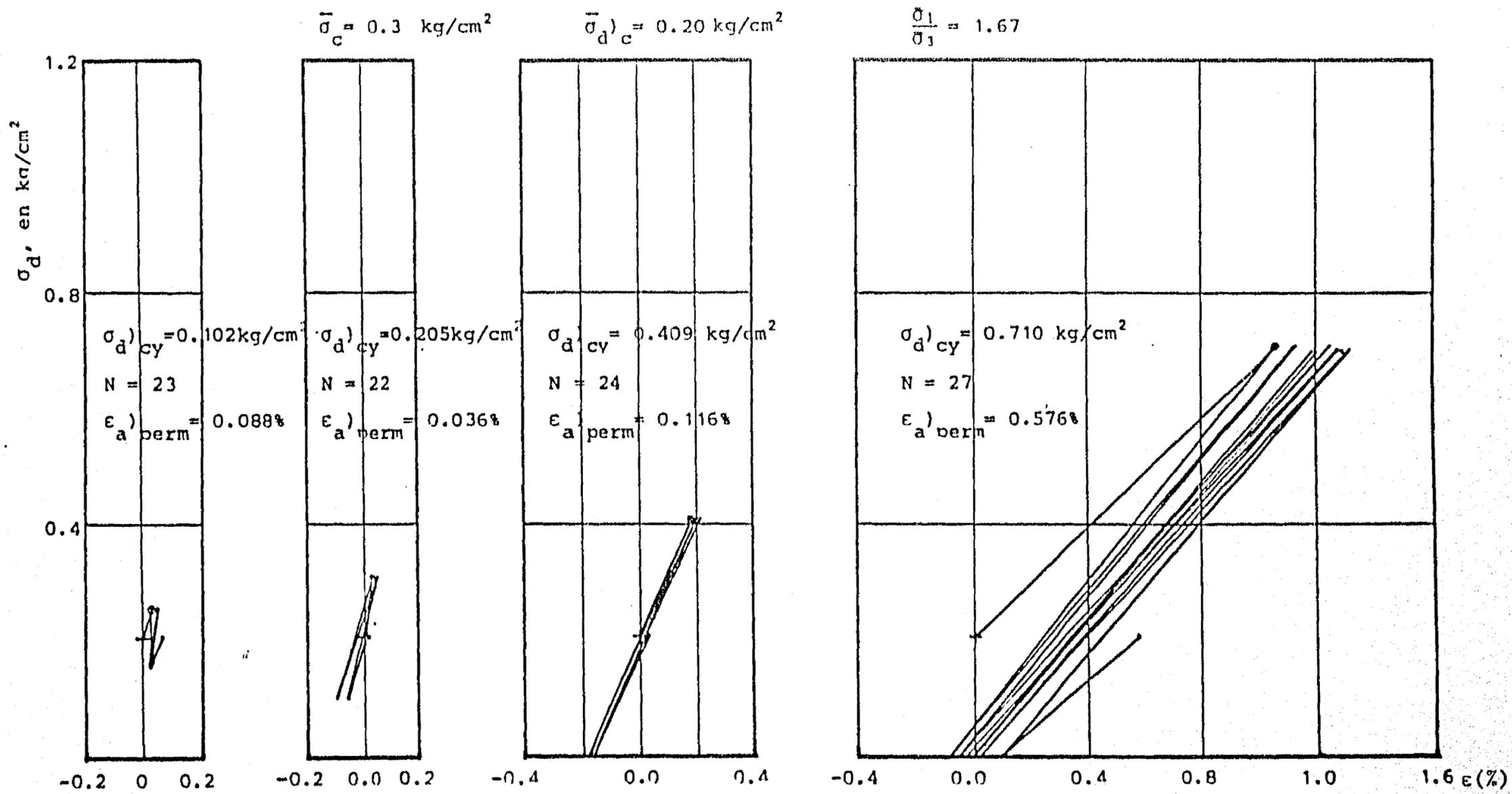


Fig. 3.74 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 13-2'-1

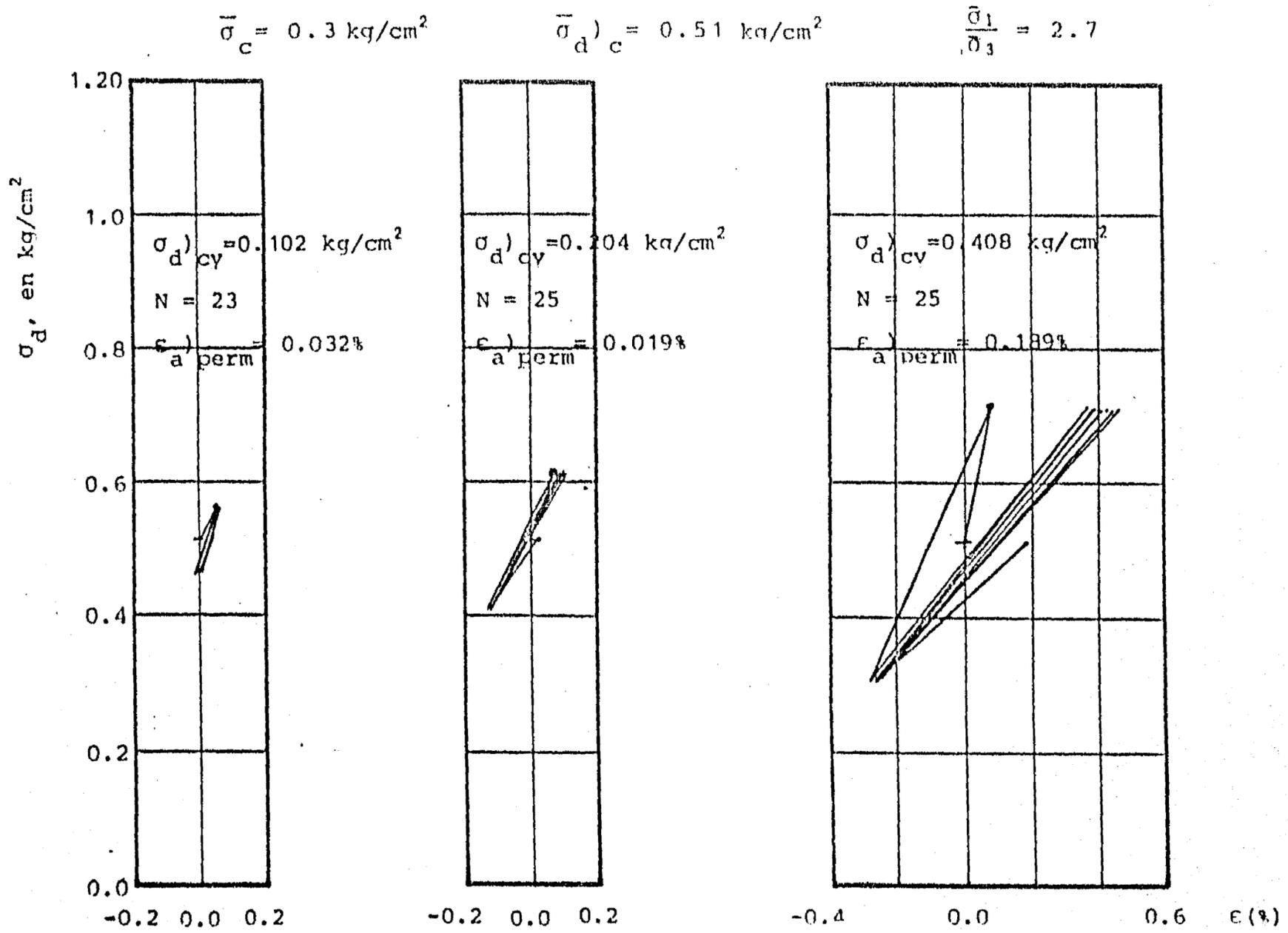


Fig. 3.75-Ensayo triaxial cíclico. Muestra 13-2'-2

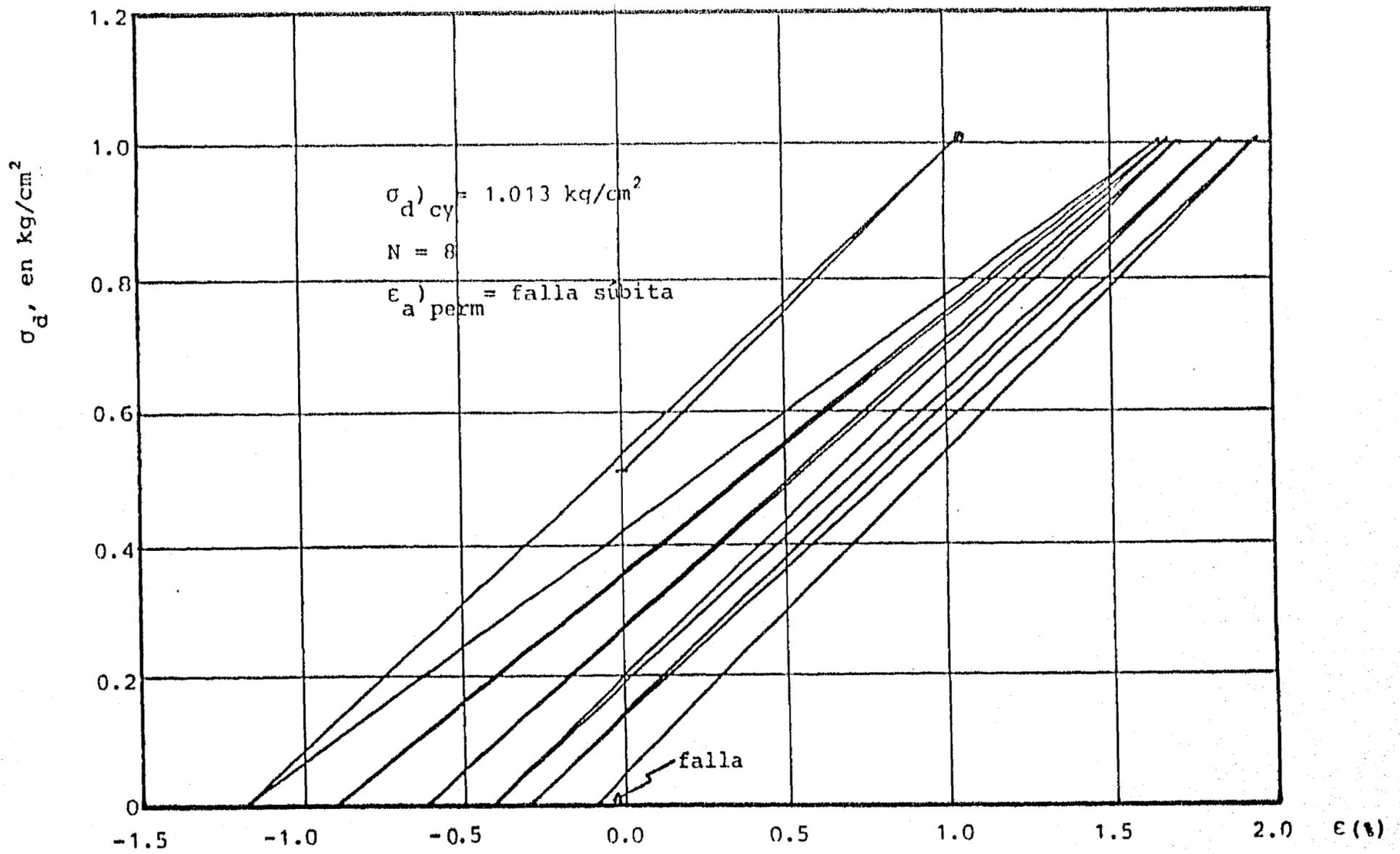


Fig. 3.76 Ensayo triaxial cíclico. Muestra 13-2'-2

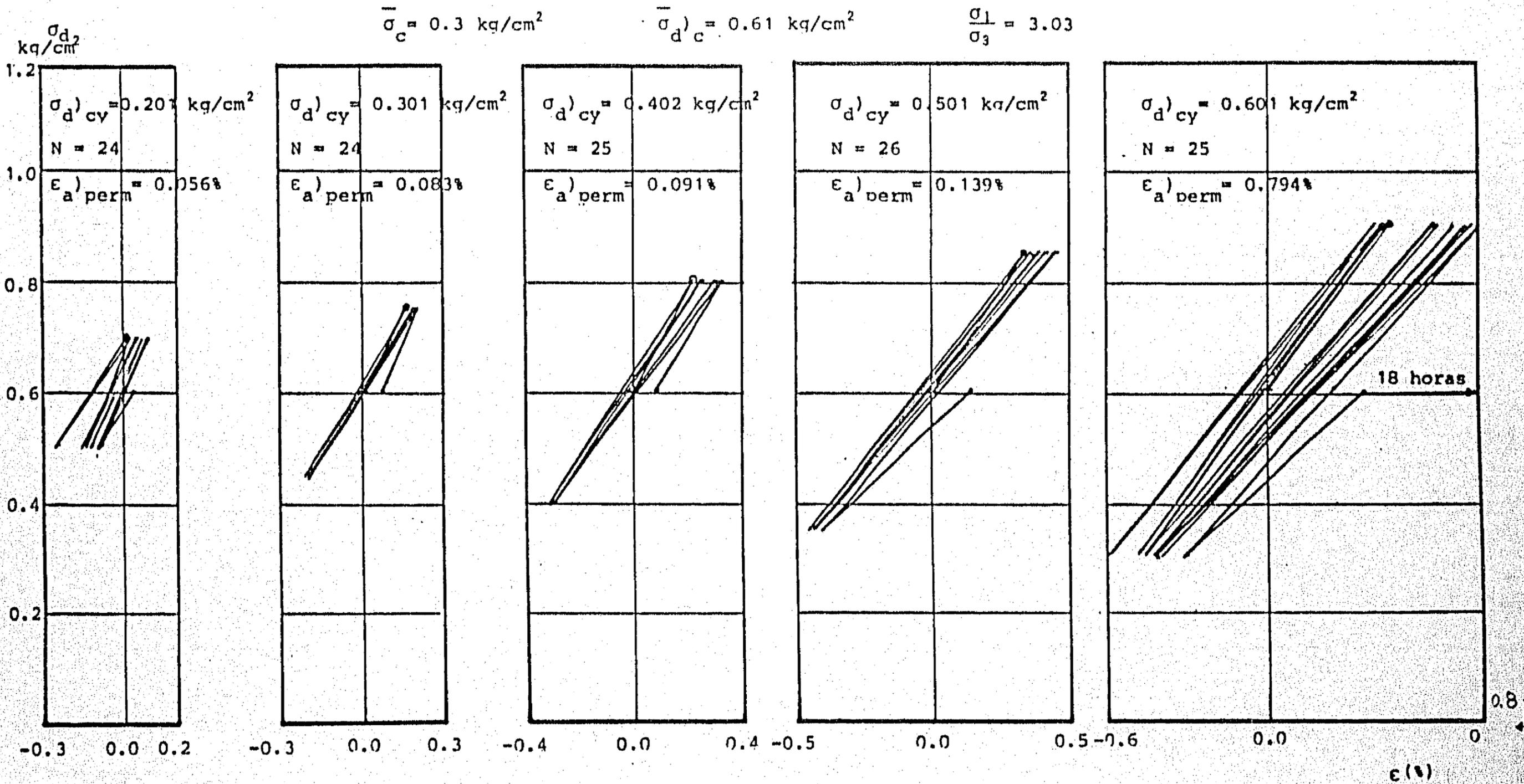


Fig. 3.77 Ensayo triaxial cíclico. Muestra 13-2'-3

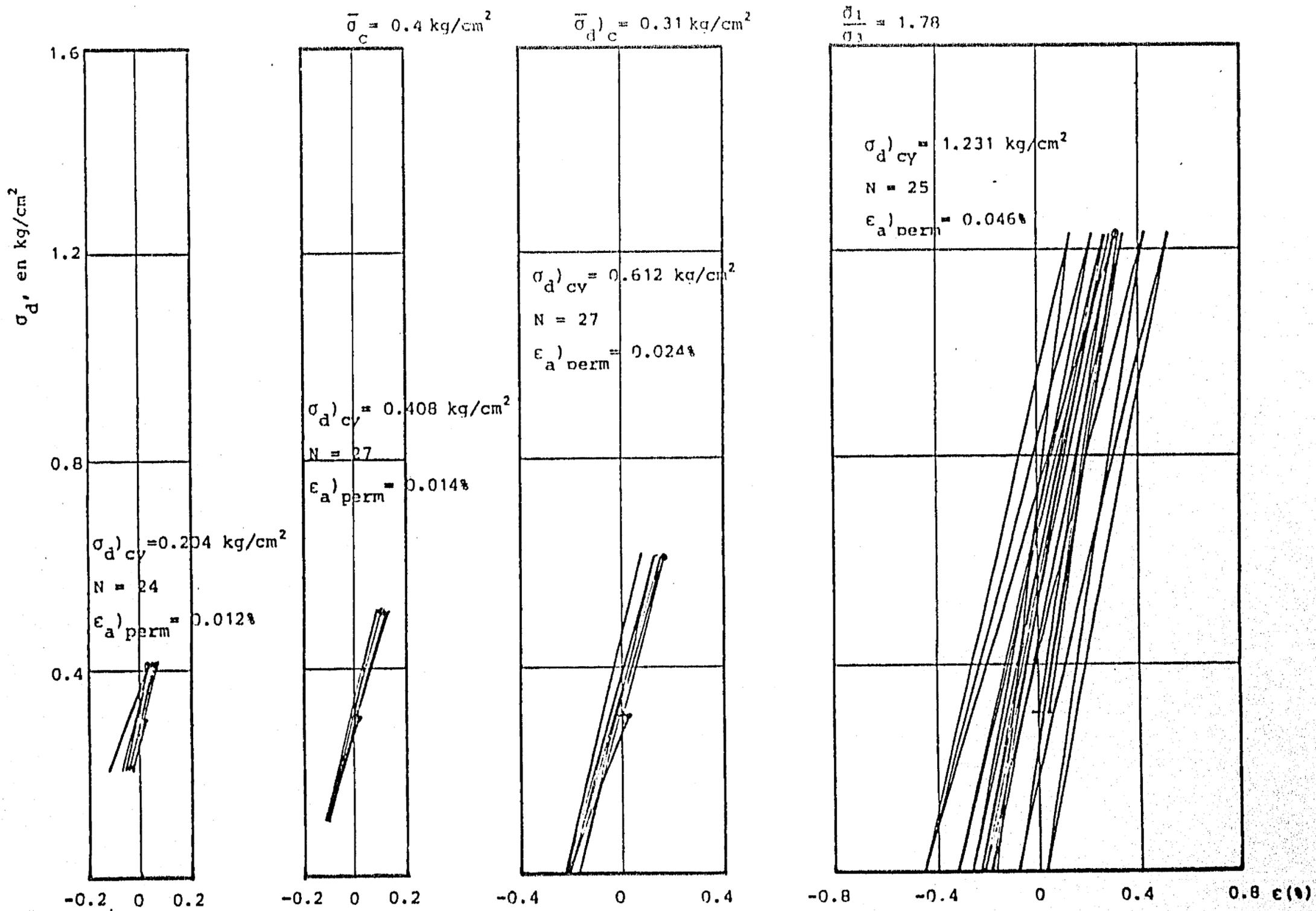


Fig. 3.78 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 32-3-1, profundidad 19.48 m.

$$\bar{\sigma}_c = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d)_c = 1.143 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 3.86$$

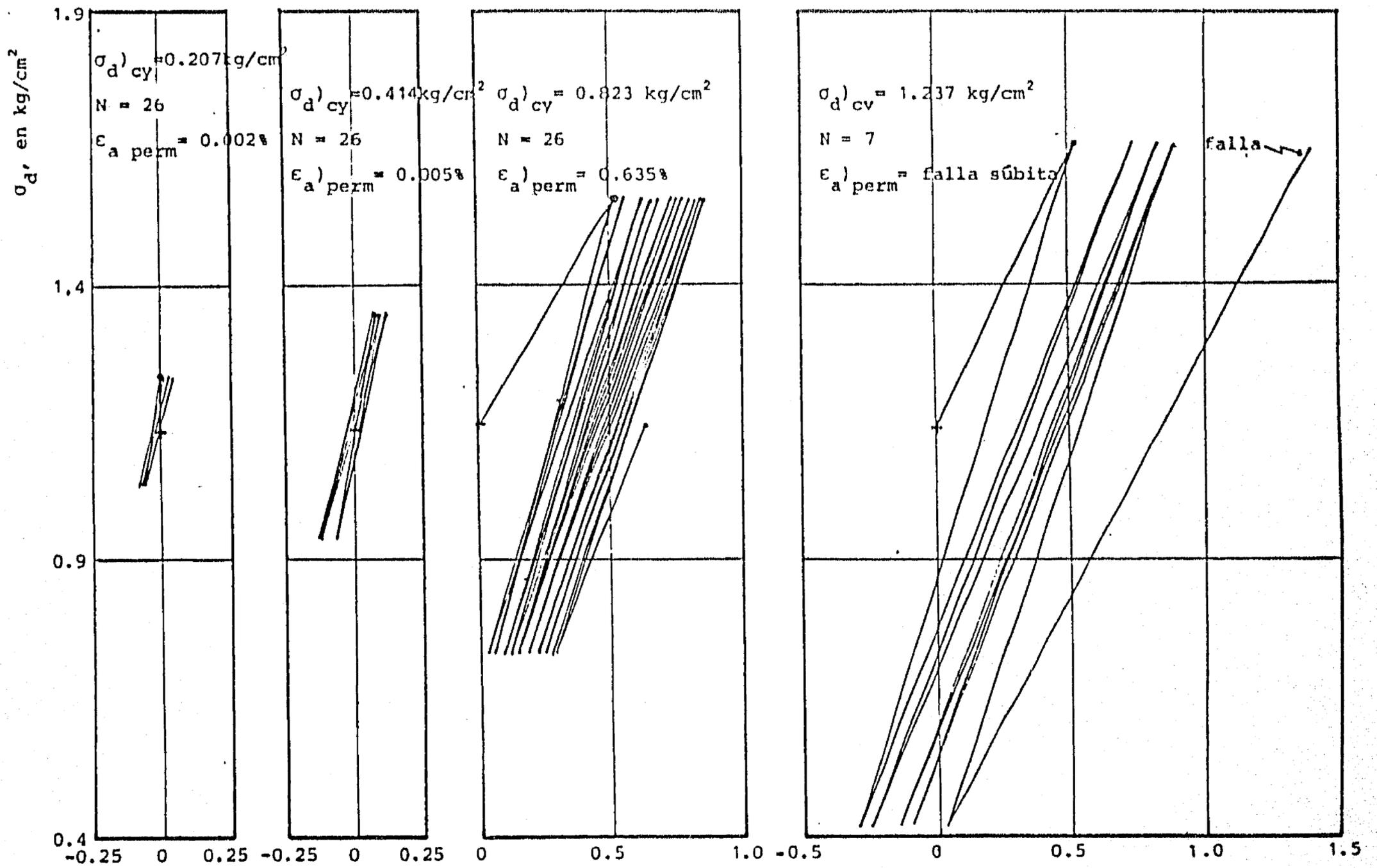


Fig. 3.79 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 32-3-2, profundidad 19.48 m

ϵ_a , en %

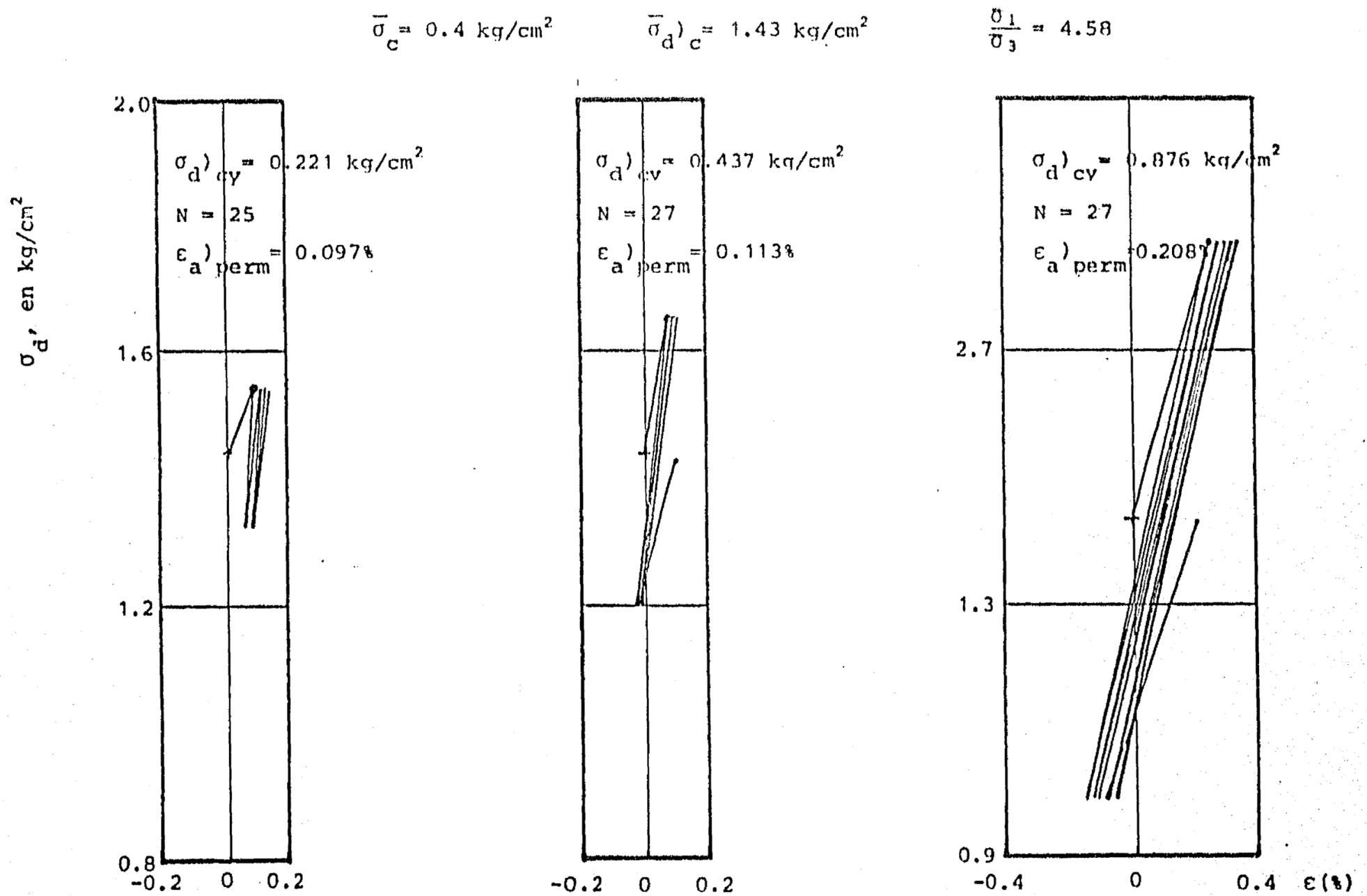


Fig. 3.80 Ensaye triaxial cíclico. Muestra 32-3-3, profundidad 19.48 m

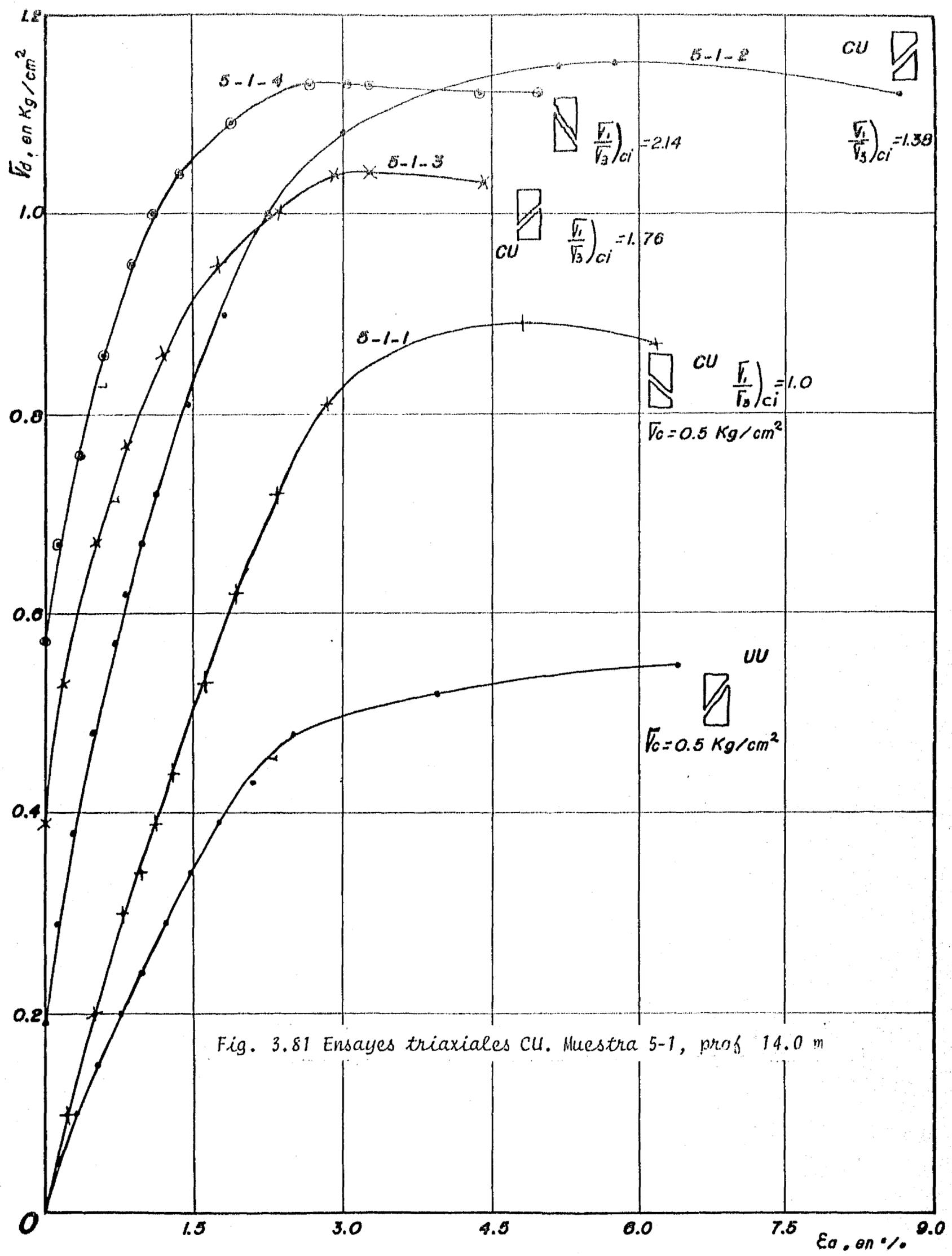


Fig. 3.81 Ensayes triaxiales CU. Muestra 5-1, prof 14.0 m

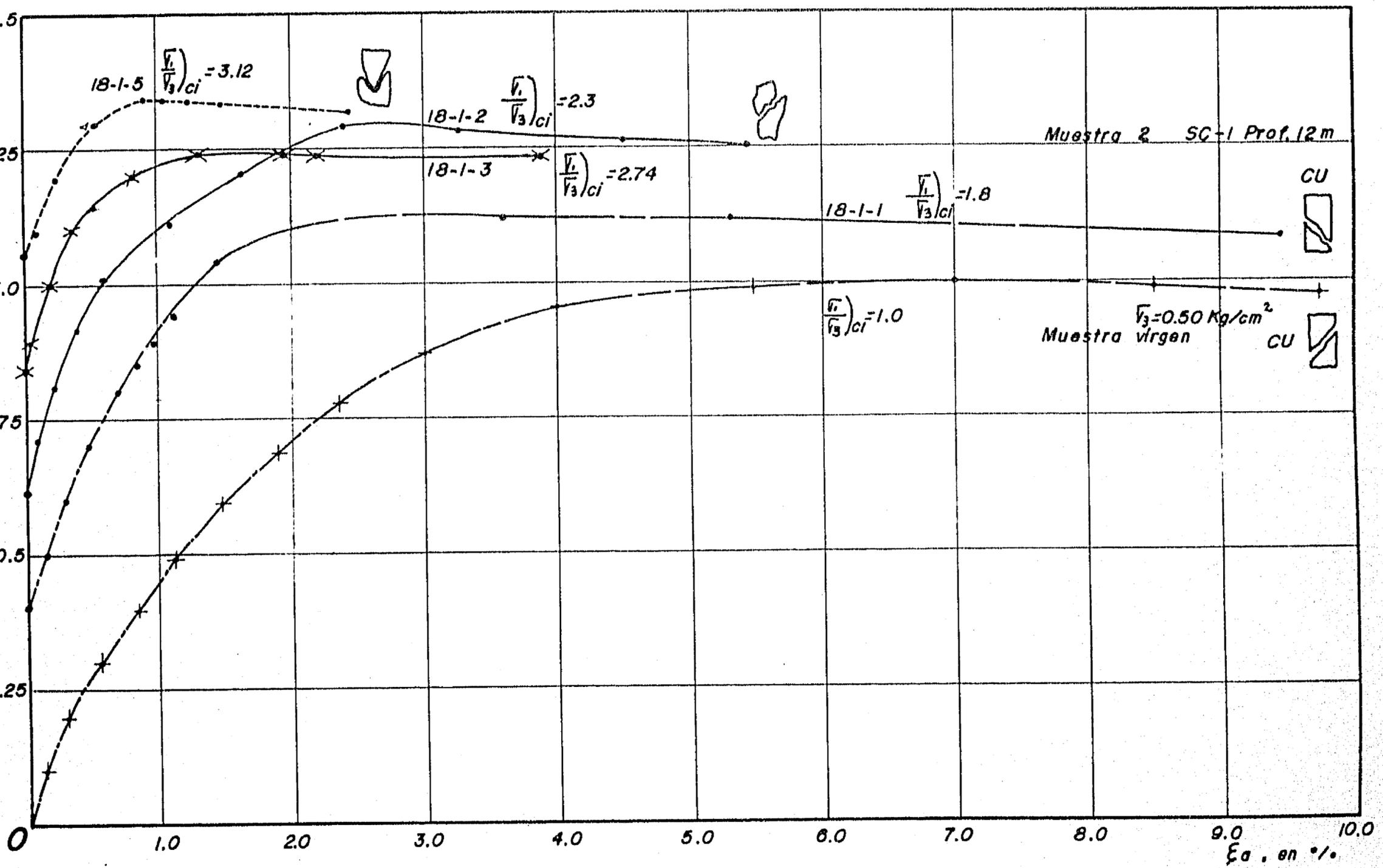
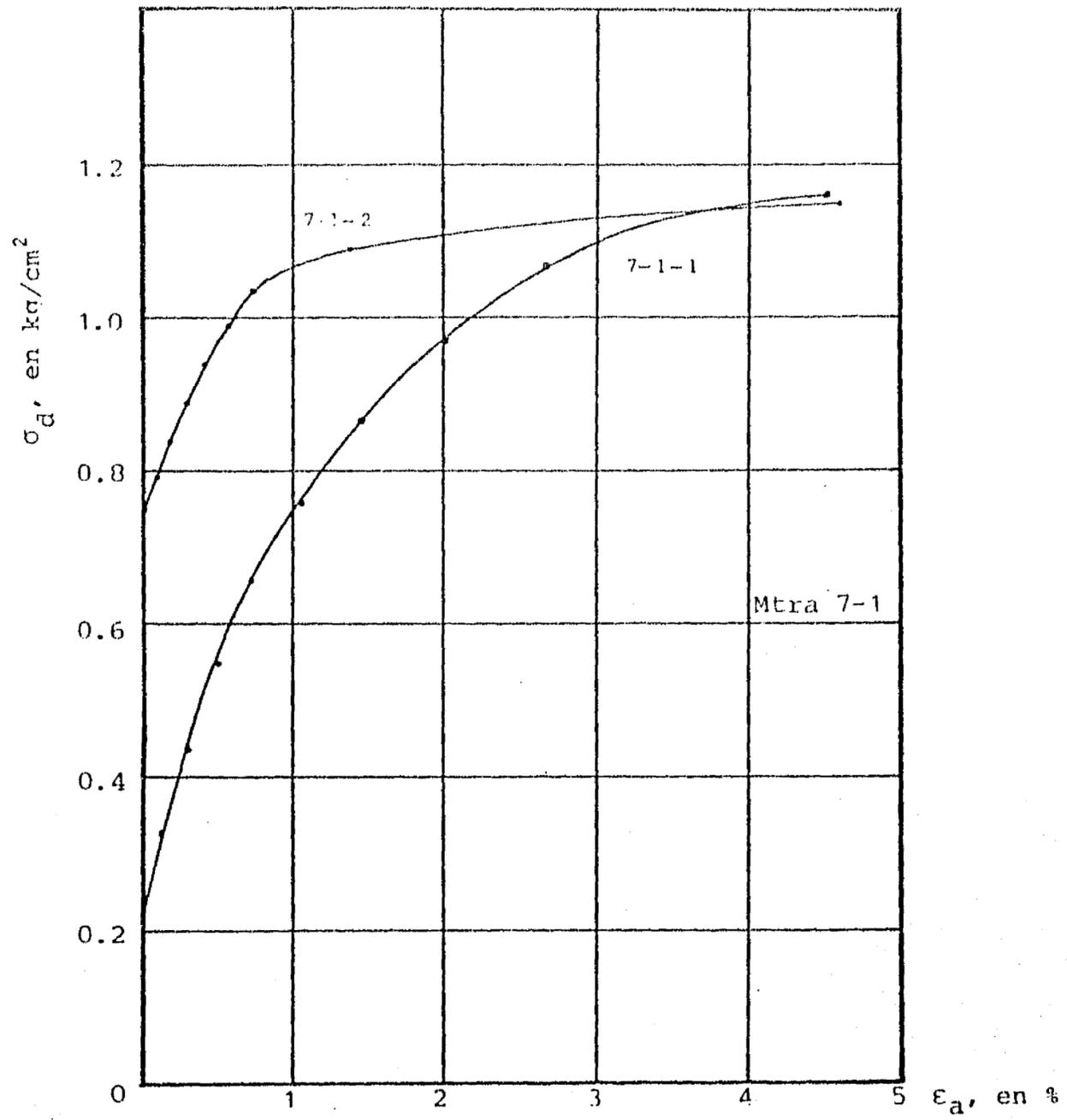


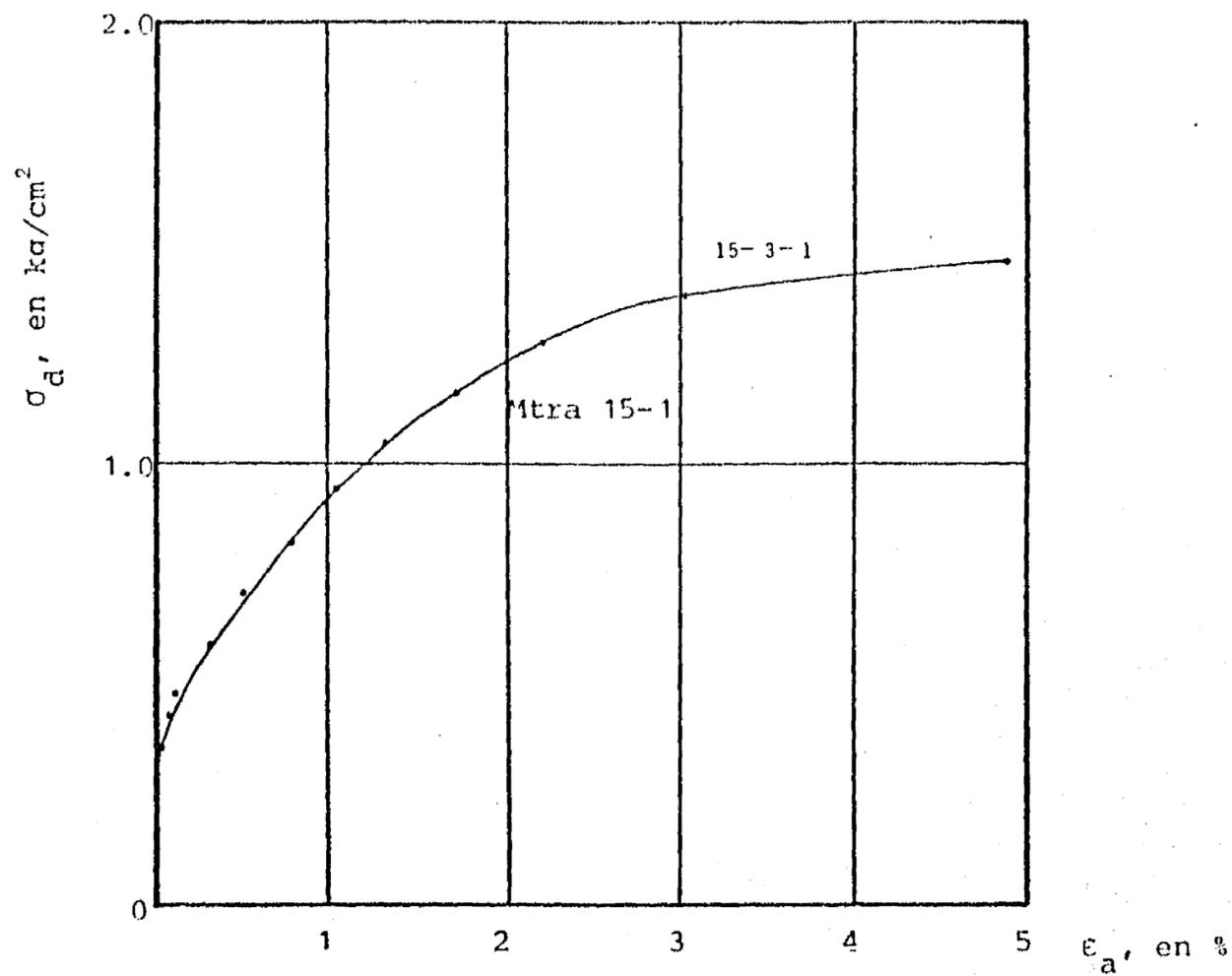
Fig. 3.82. Ensayes triaxiales CU. Muestra 18-1, prof 12.0 m



Nota:

$\epsilon_a=0$ es la deformación acumulada en la etapa de consolidación y de aplicación del es fuerza desviador.

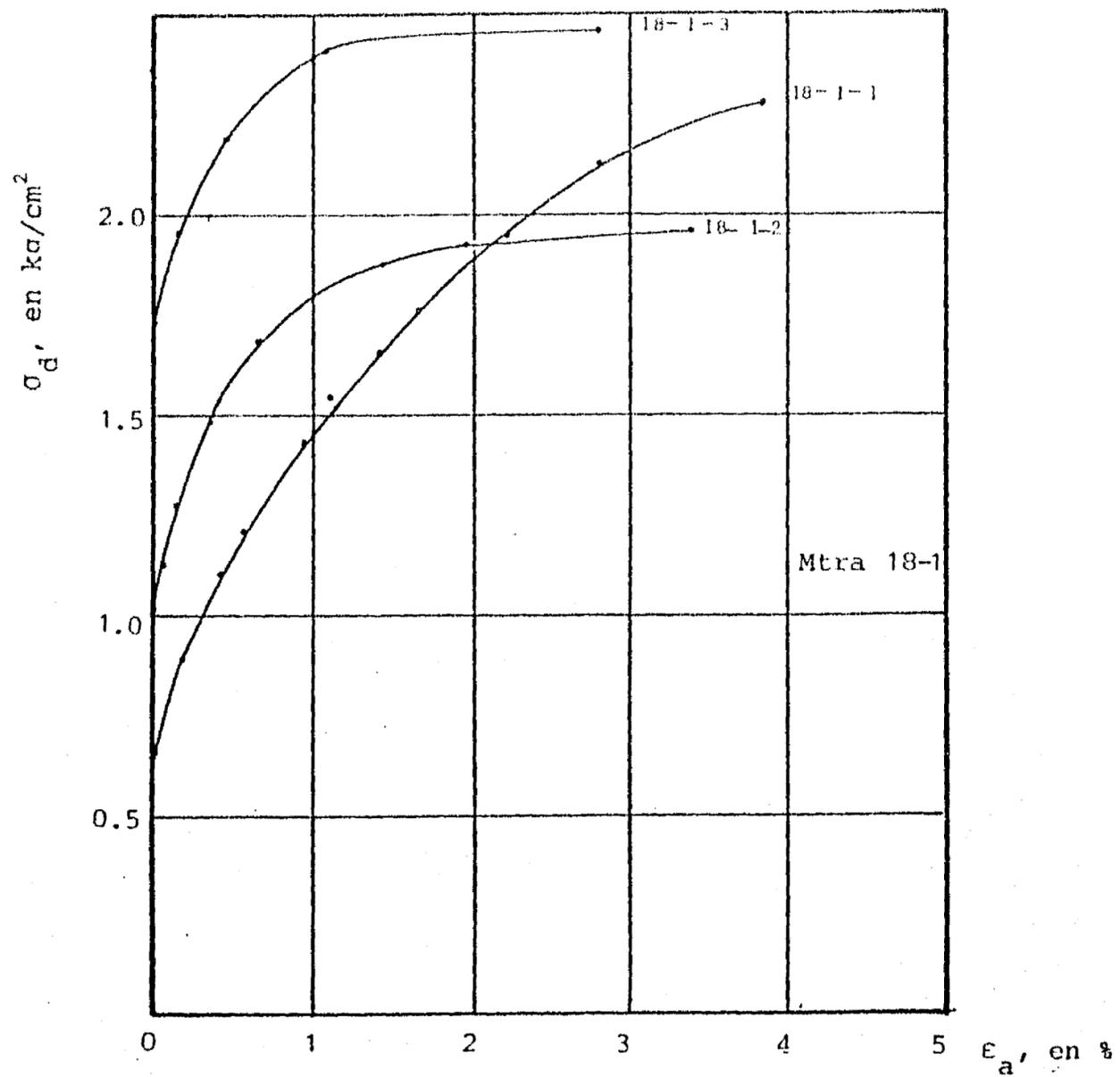
Fig. 3.83 Ensayes triaxiales CU. Muestra 7-1, profundidad 7.12 m, sondeo SS-1



Nota:

$\epsilon_a = 0$ es la deformación acumulada en la etapa de consolidación y de aplicación del es fuerza desviador.

Fig. 3.84 Ensayes triaxiales CU. Muestra 15-1. Profundidad 19.48 m, sondeo SS-1



Nota:

$\epsilon_a = 0$ es la deformación acumulada en la etapa de consolidación y de aplicación del es fuerza desviador.

Fig. 3.85 Ensayes triaxiales CU. Muestra 18-1, profundidad 30.22 m. sondeo SS-1

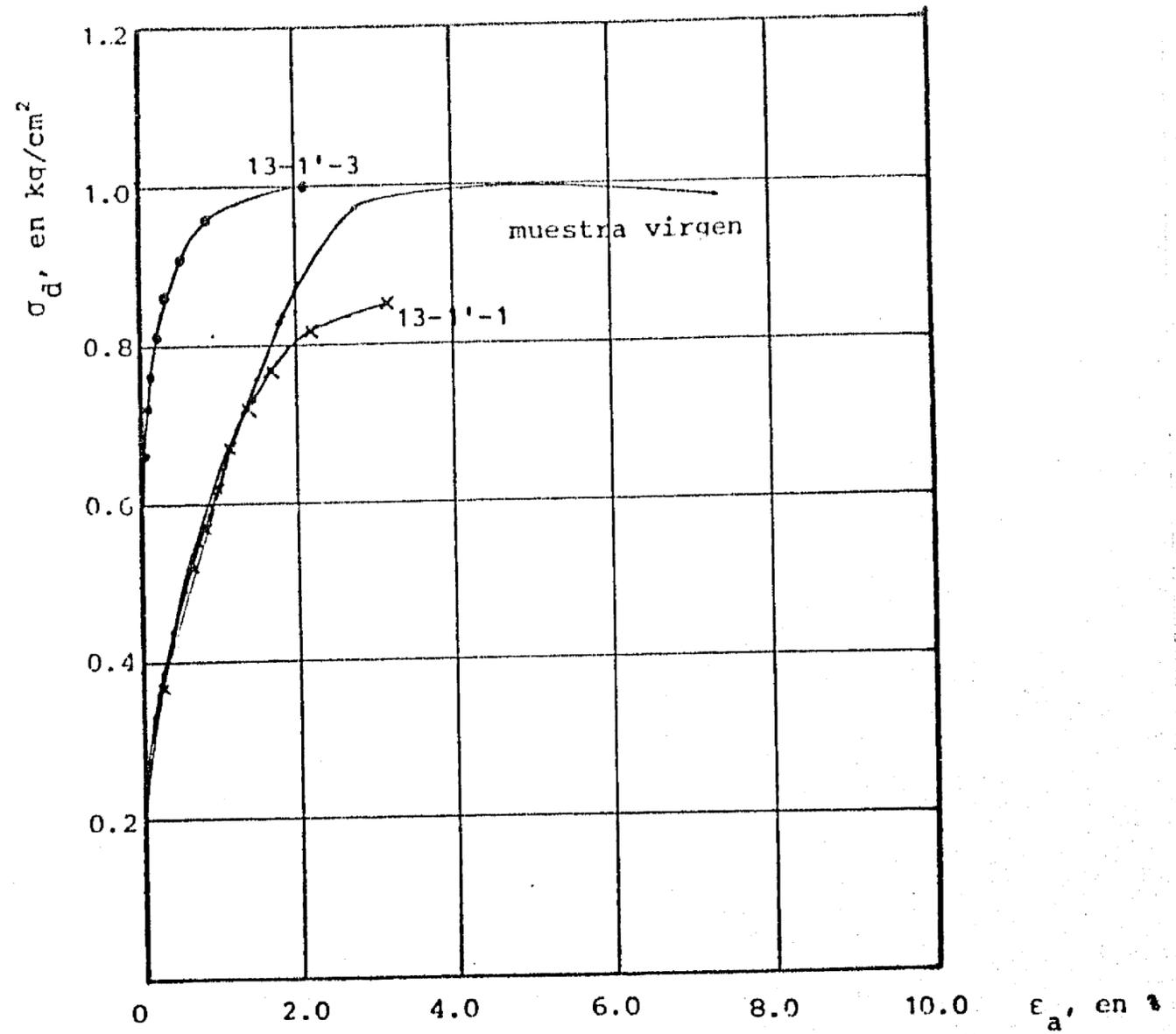


Fig. 3.86. Ensayes triaxiales CU. Muestra 13-1', profundidad 7.22 m

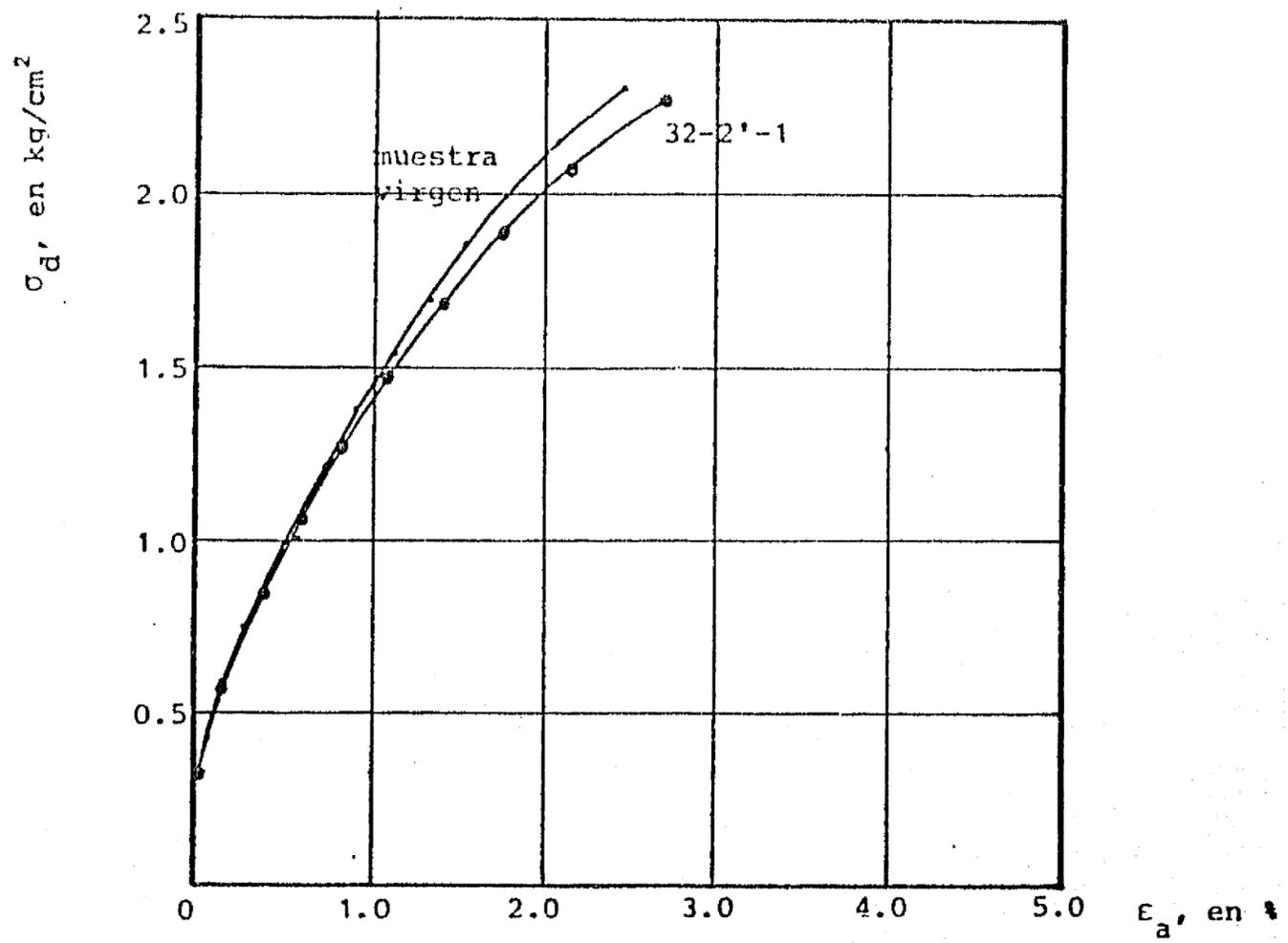


Fig 3.87 Ensayes triaxiales CU. Muestra 32-2', profundidad 19.17 m

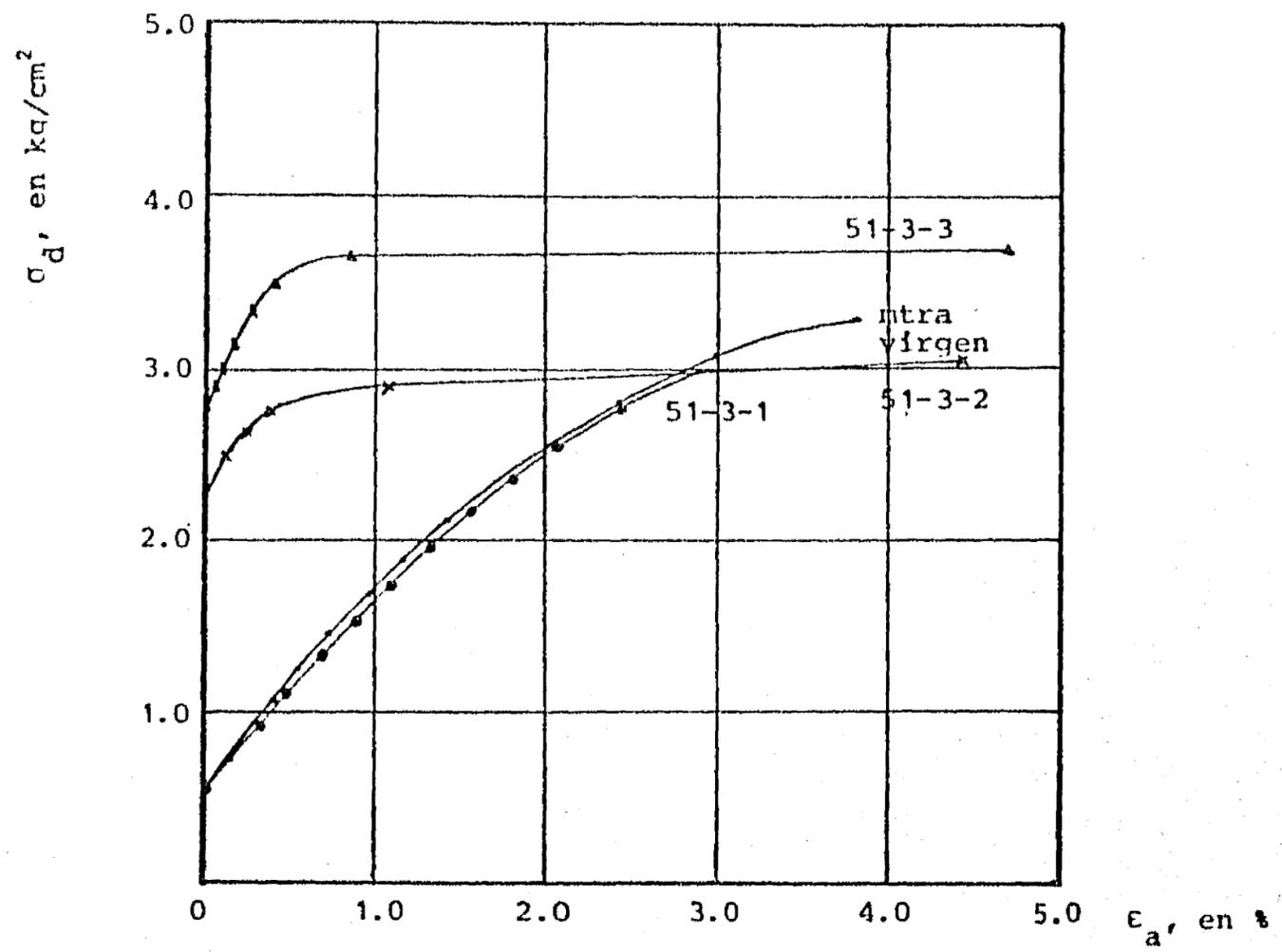


Fig. 3.88 Ensayes triaxiales CU. Muestra 51-3, profundidad 31.62 m

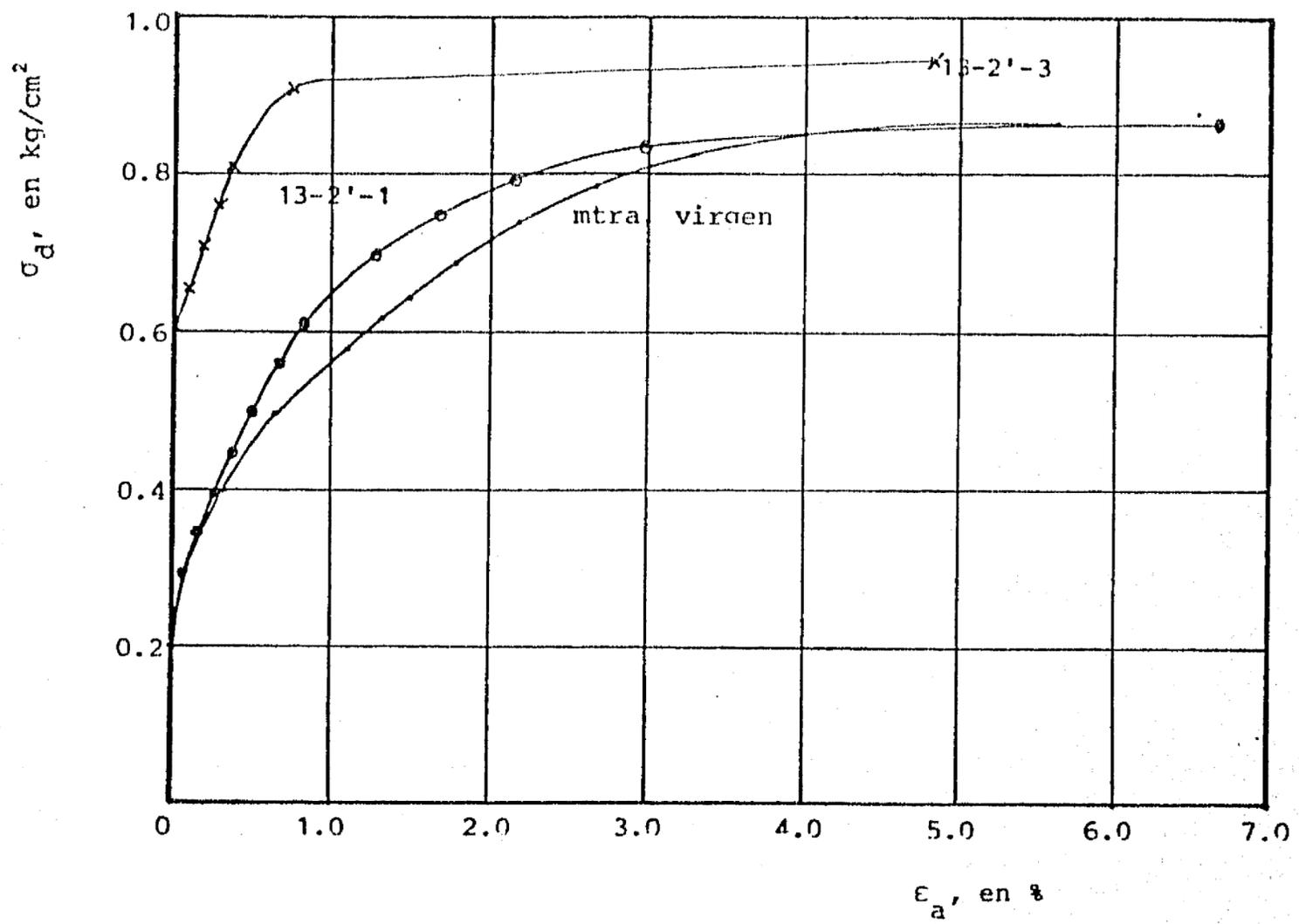


Fig. 3.89 Enayes triaxiales CU. Muestra 13-2'

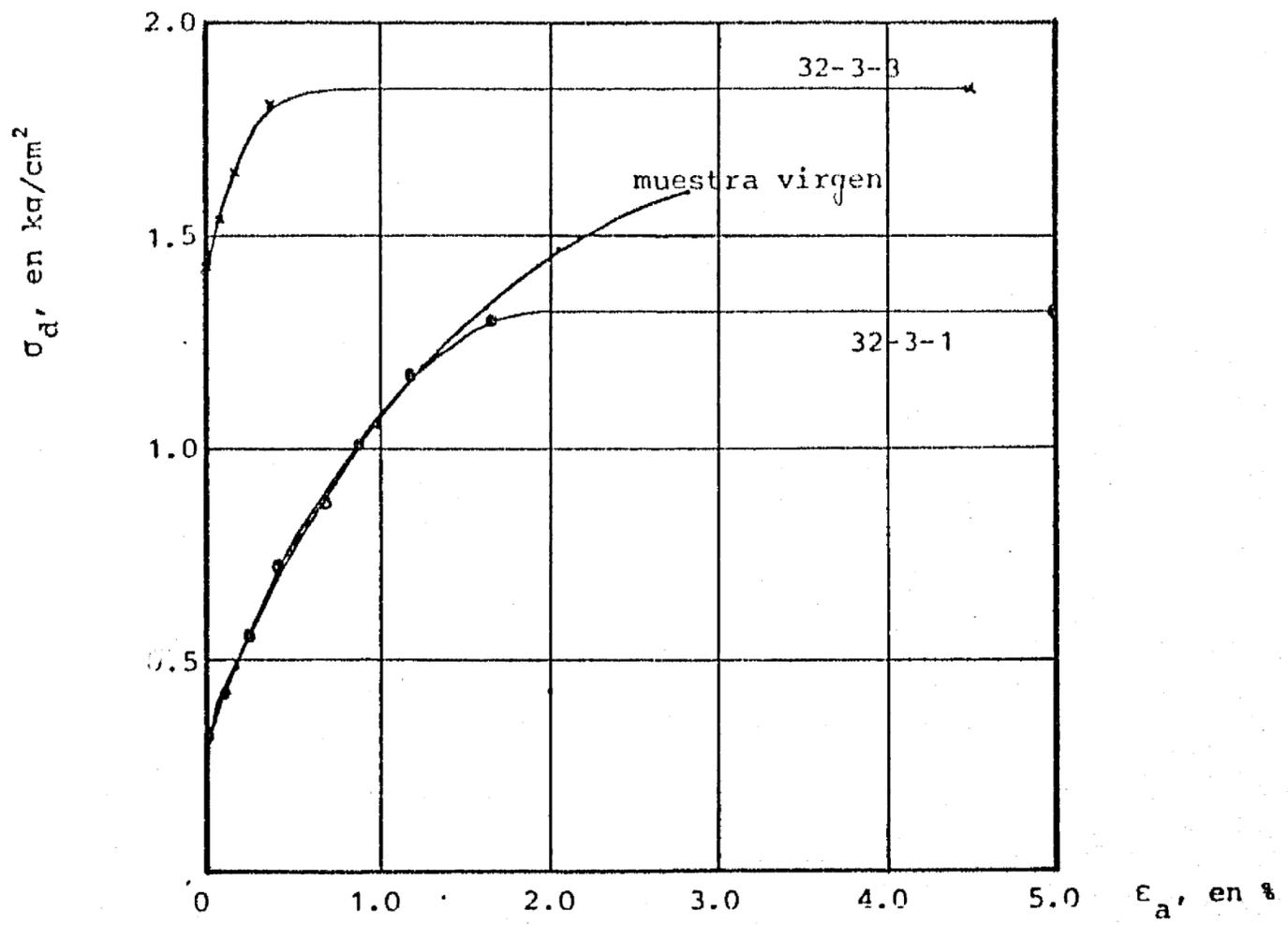


Fig. 3.90 Ensayes triaxiales CU. Muestra 32-3, profundidad 19.48 m

SITIO : SCT

MTRA. : 15-3

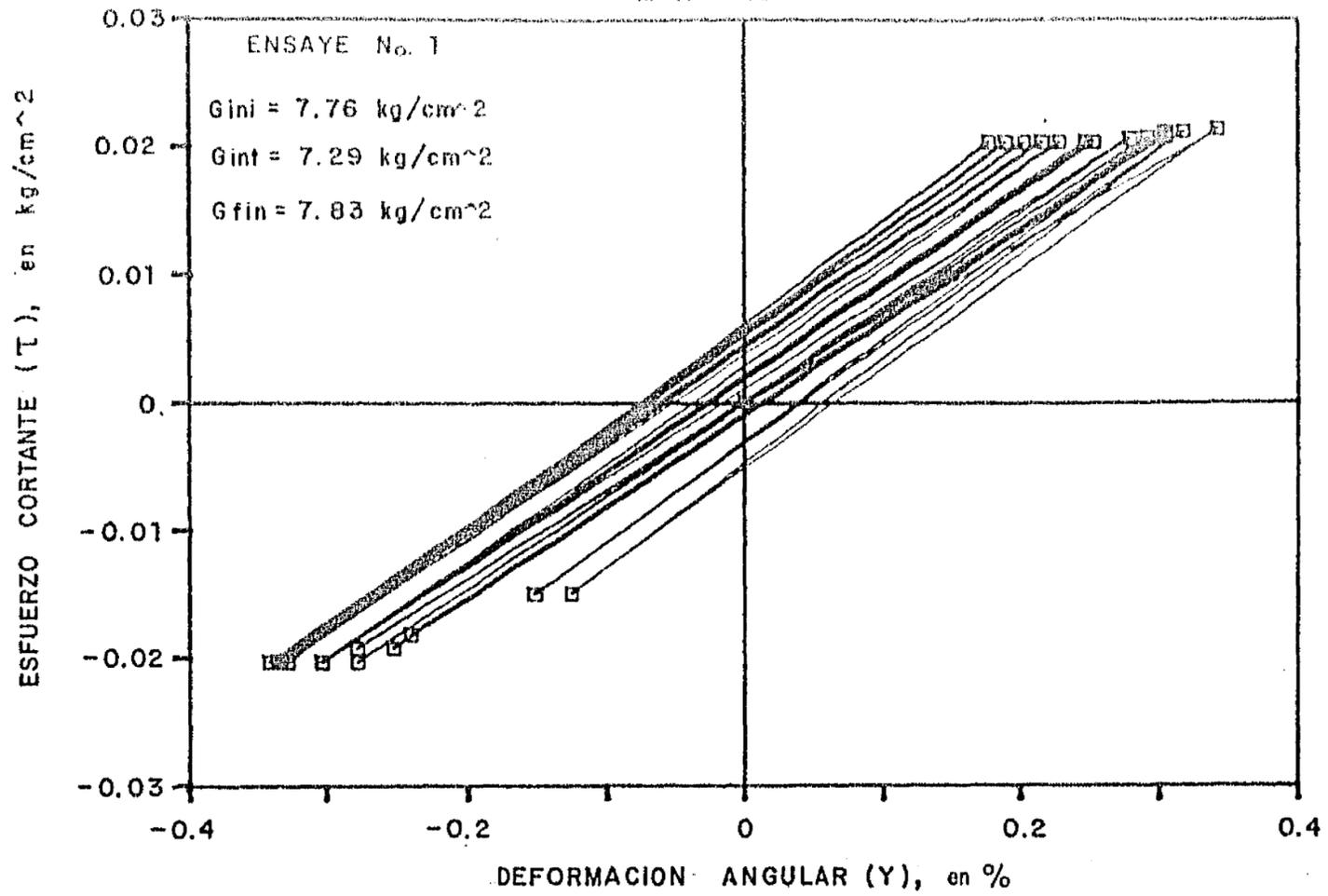


Fig. 3.91 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : SCT

MTRA. : 15-3

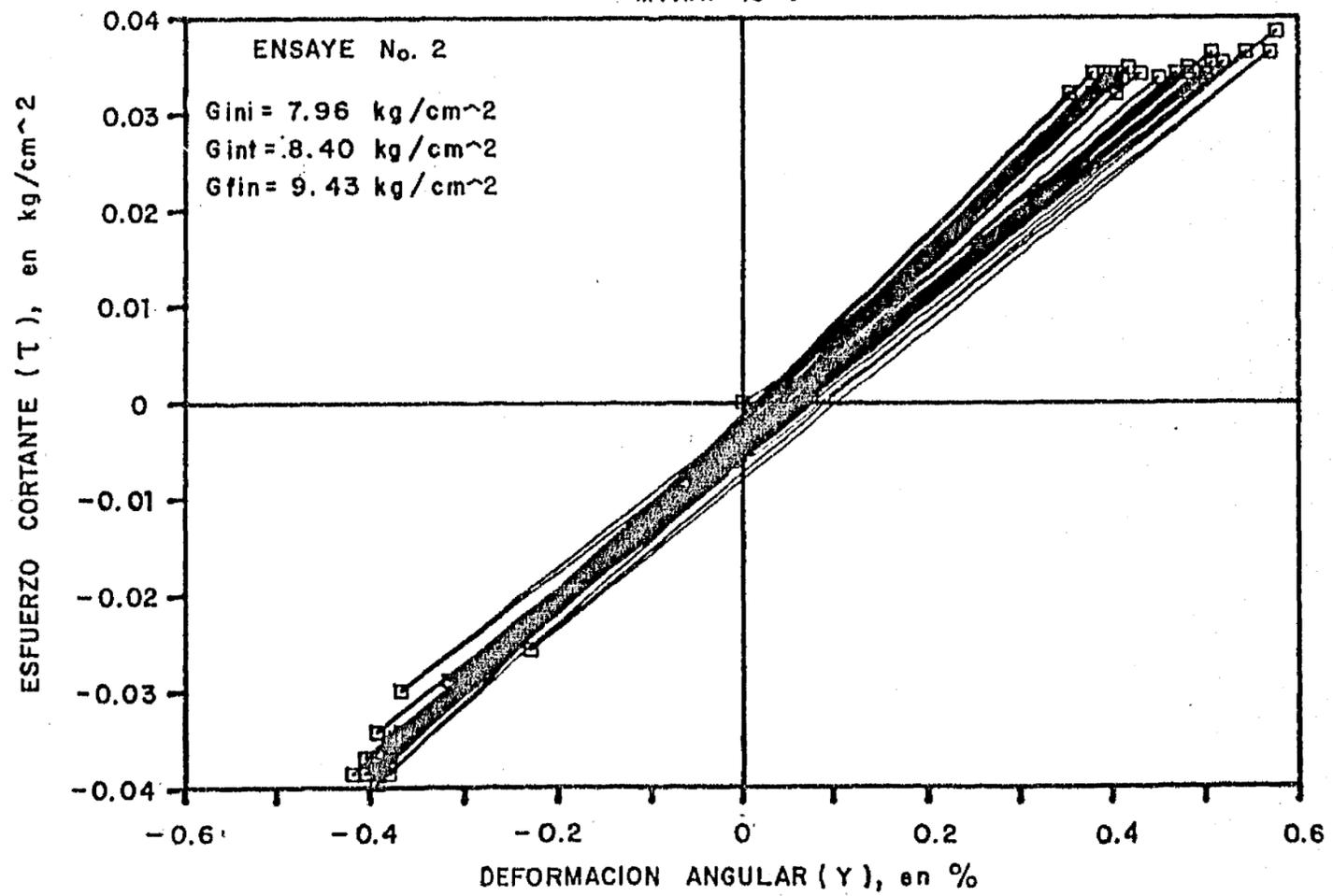
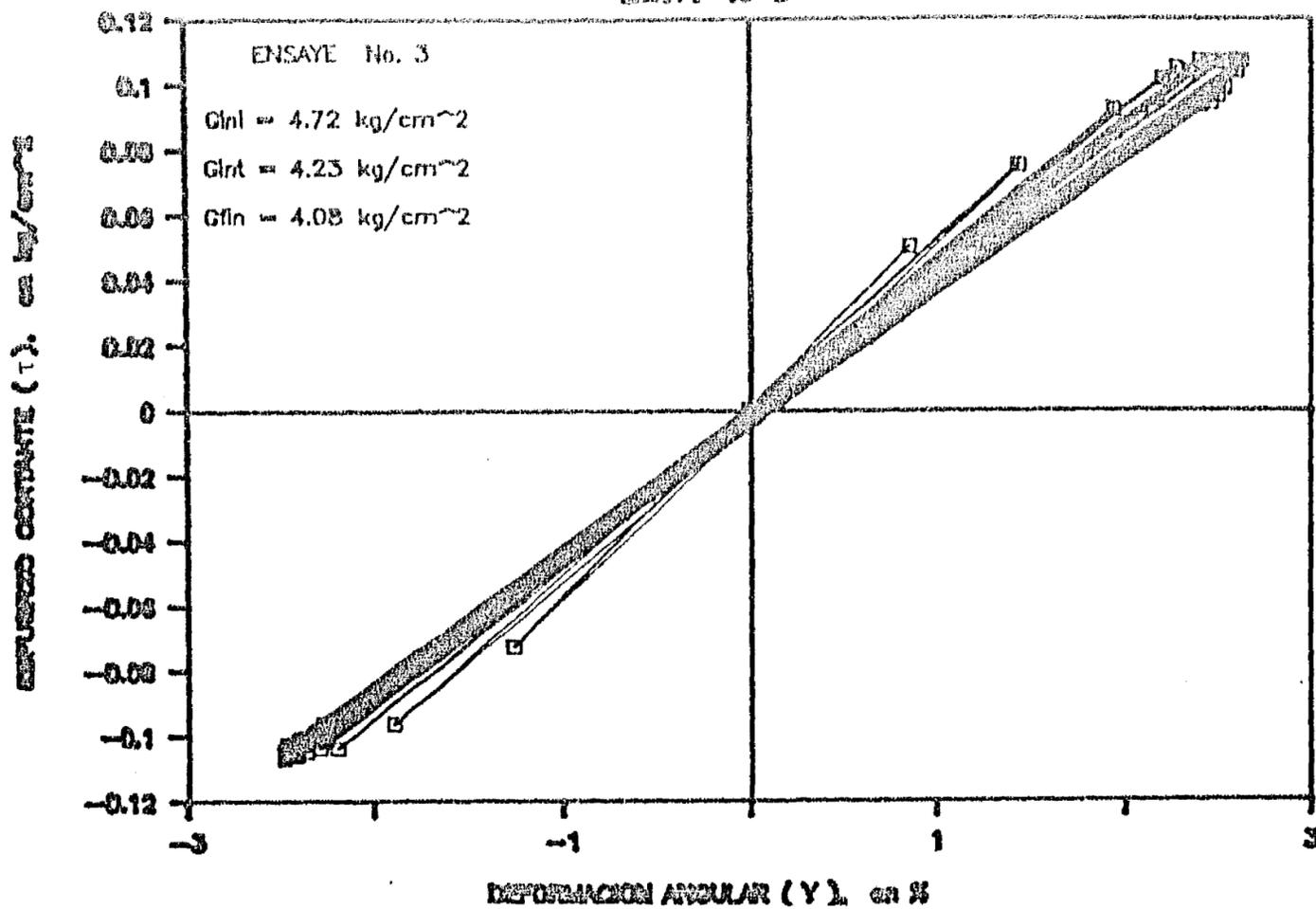


Fig. 3.92 τ vs γ . Corte simple cíclico

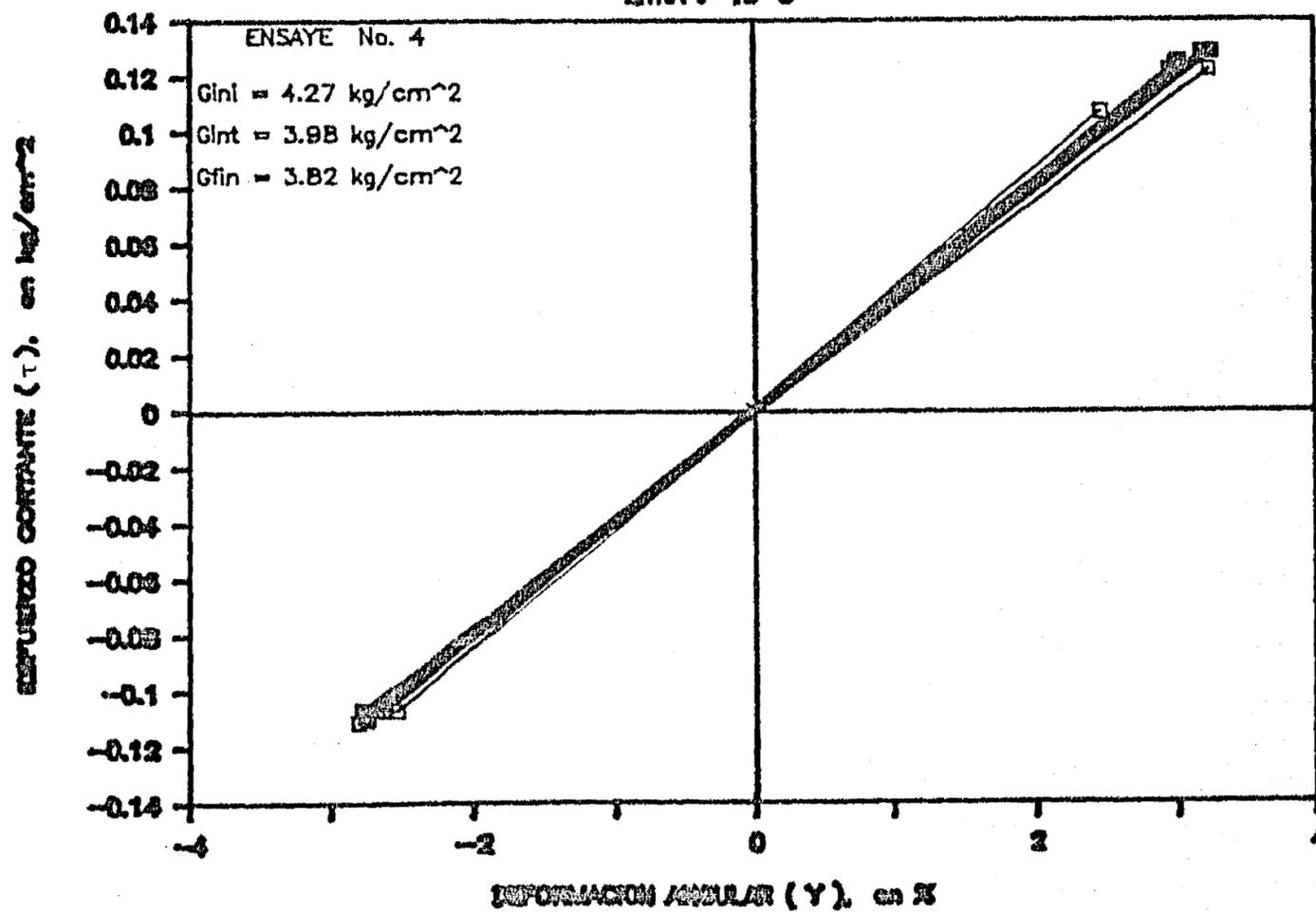
SITIO : SCT

NITRA : 10-3



SITIO : SCT

NITRA : 10-3



SITIO : SCT

MTRA : 15-3

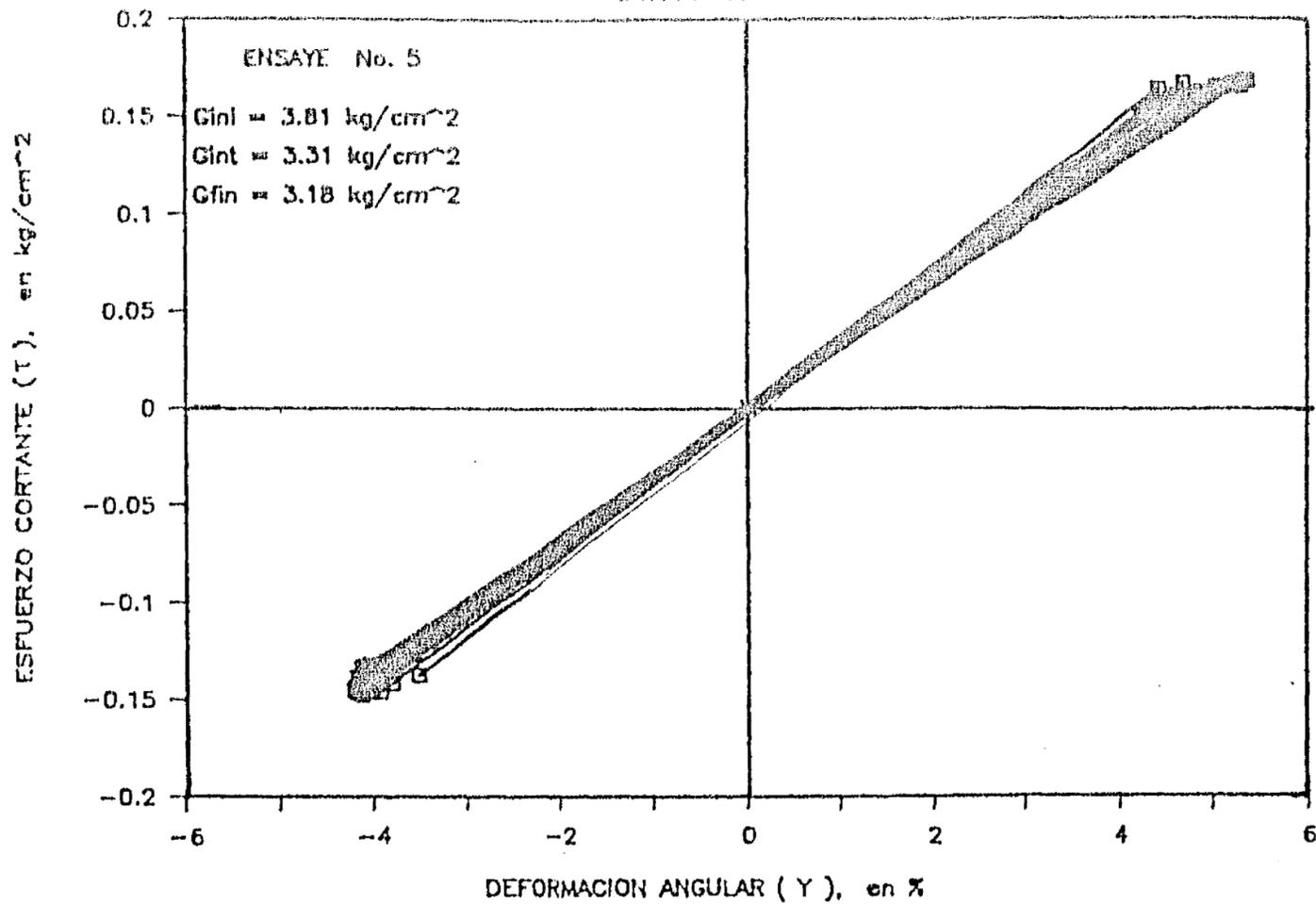


Fig. 3.95 τ vs γ . Corte simple cíclico.

SITIO : SCT

MTRA : 18-3

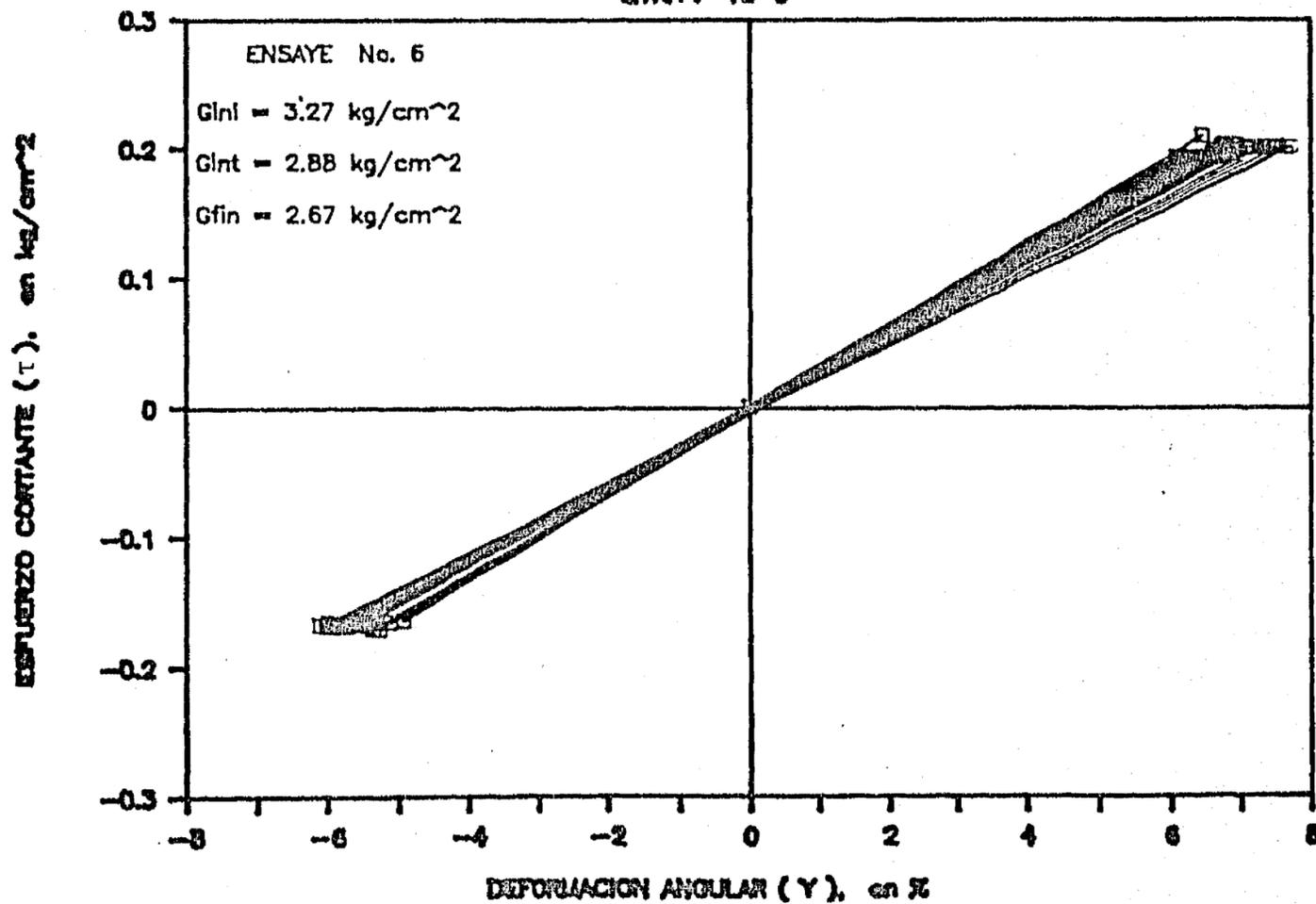


Fig. 3.96 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : SCT

LITRA : 18-3

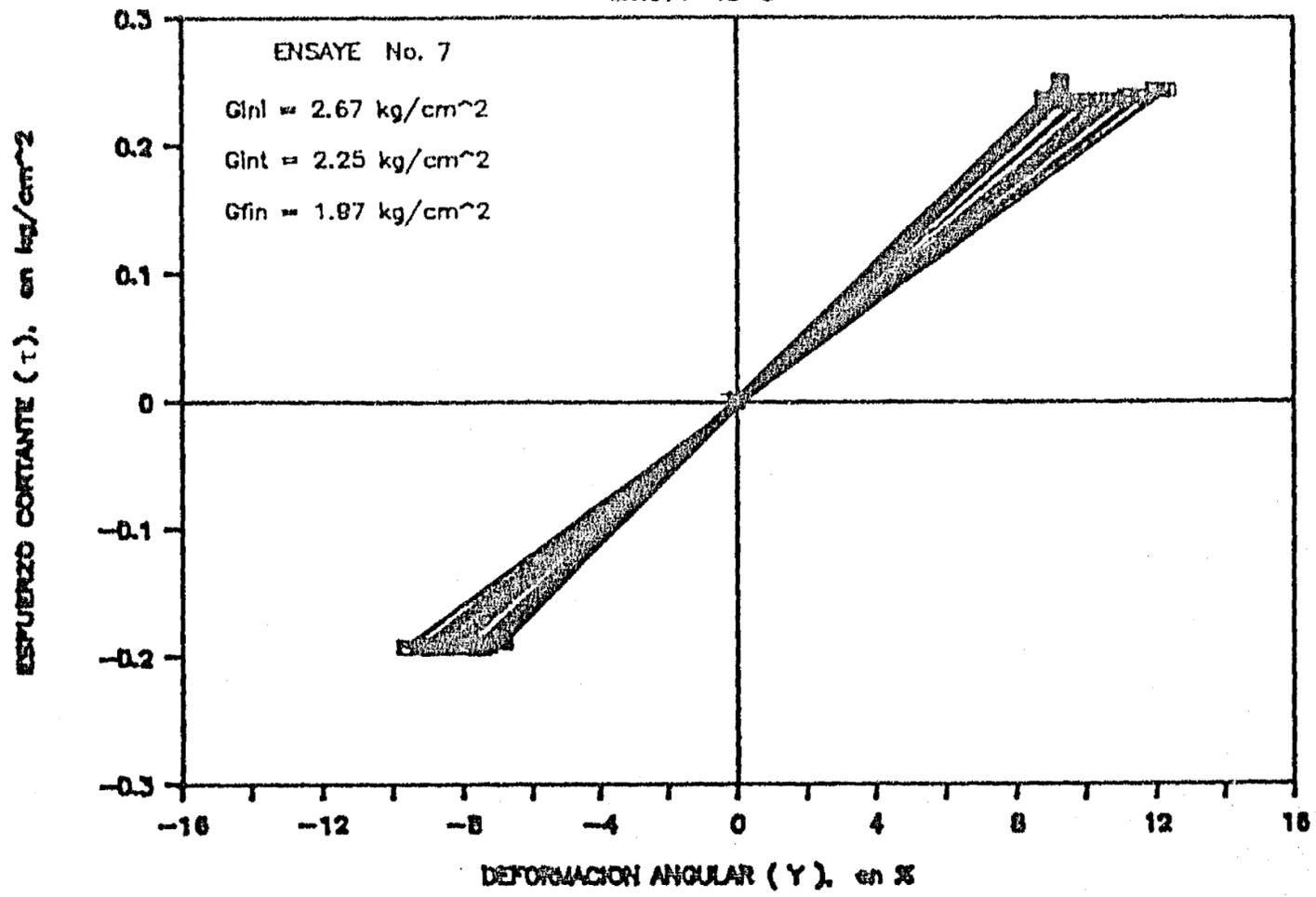


Fig. 3.97 τ vs γ . Corte simple cíclico.

SITIO : SCT

MTRA : 26-1

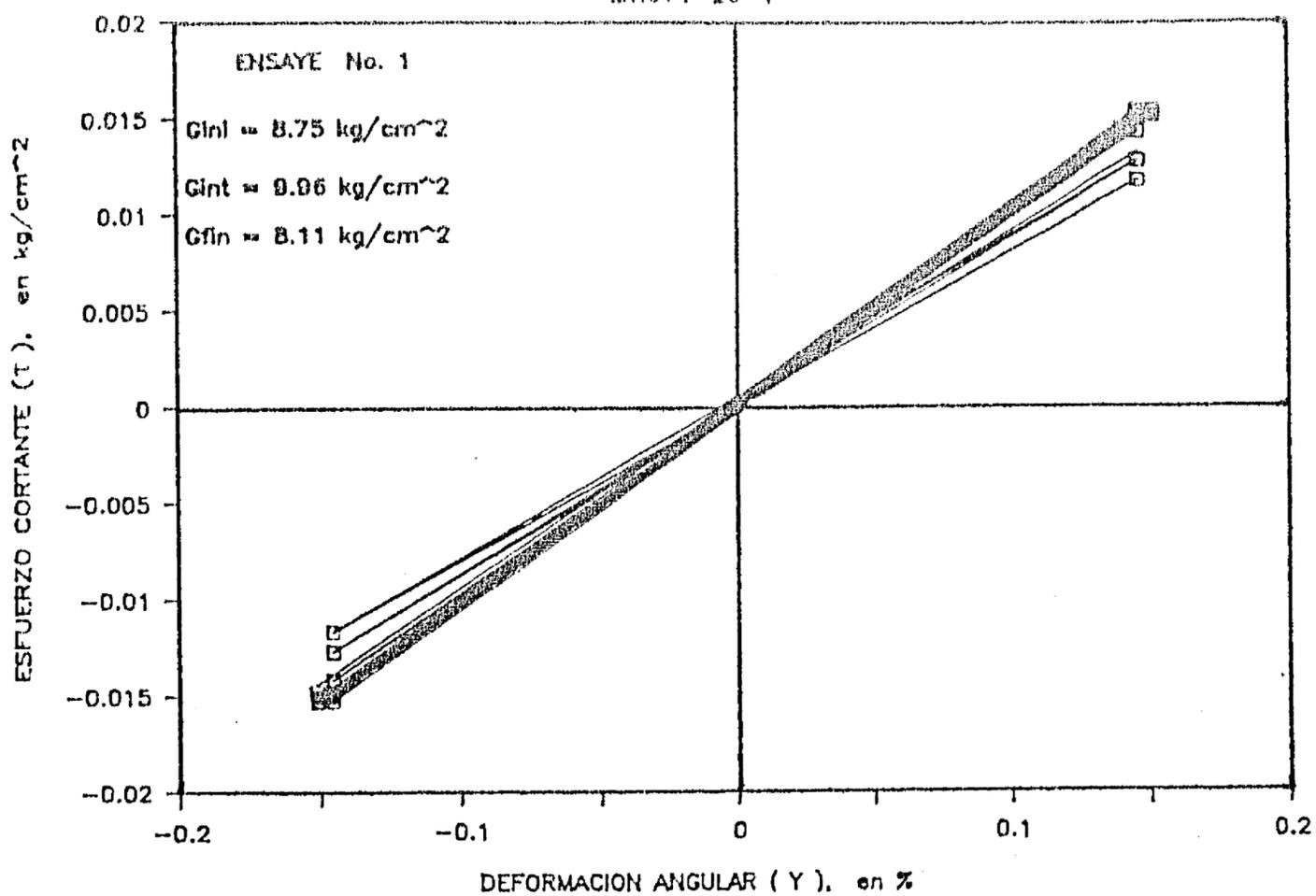


Fig. 3.98 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : SCT

MTRA : 26-1

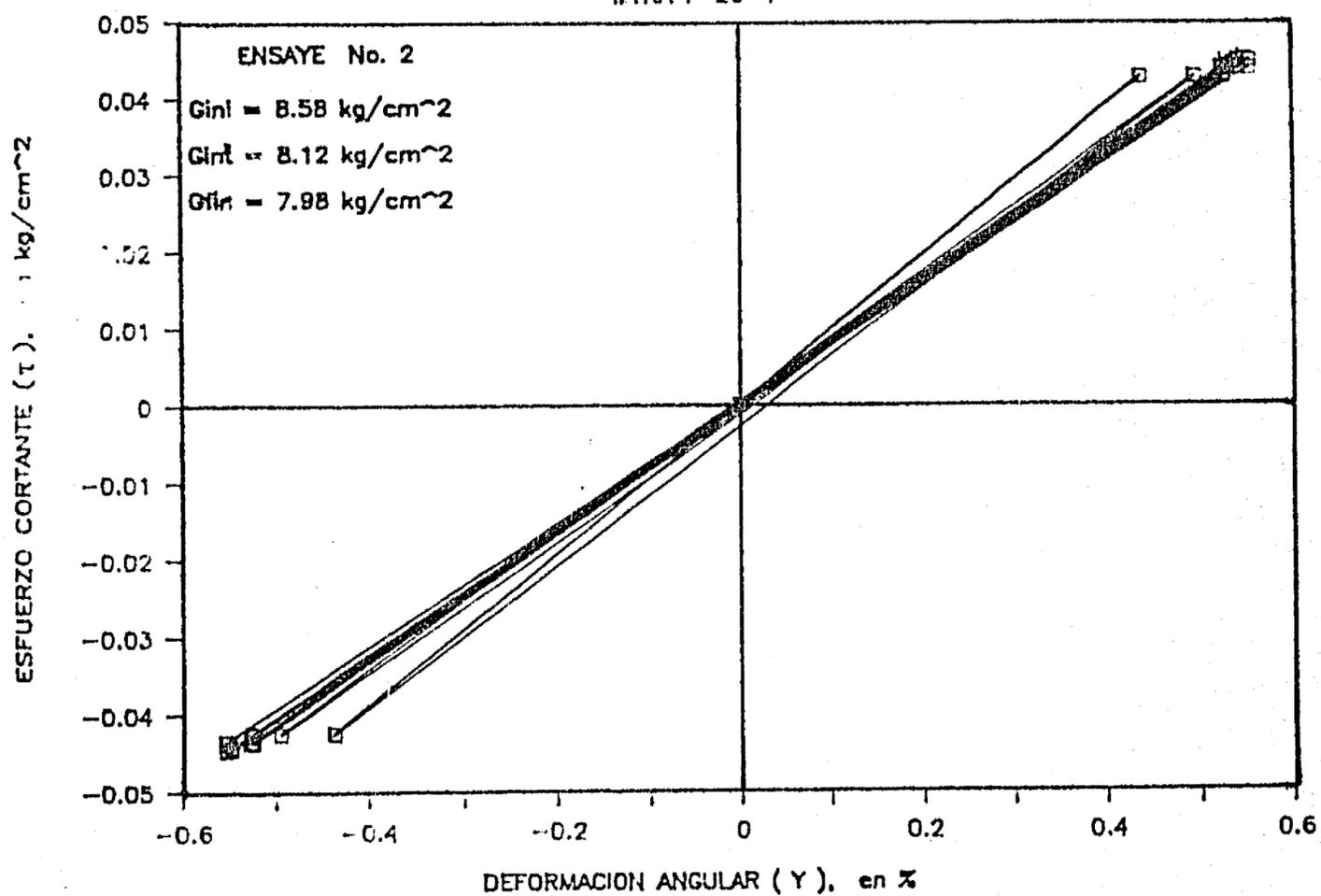


Fig. 3.99 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : SCT

MTRA : 26-1

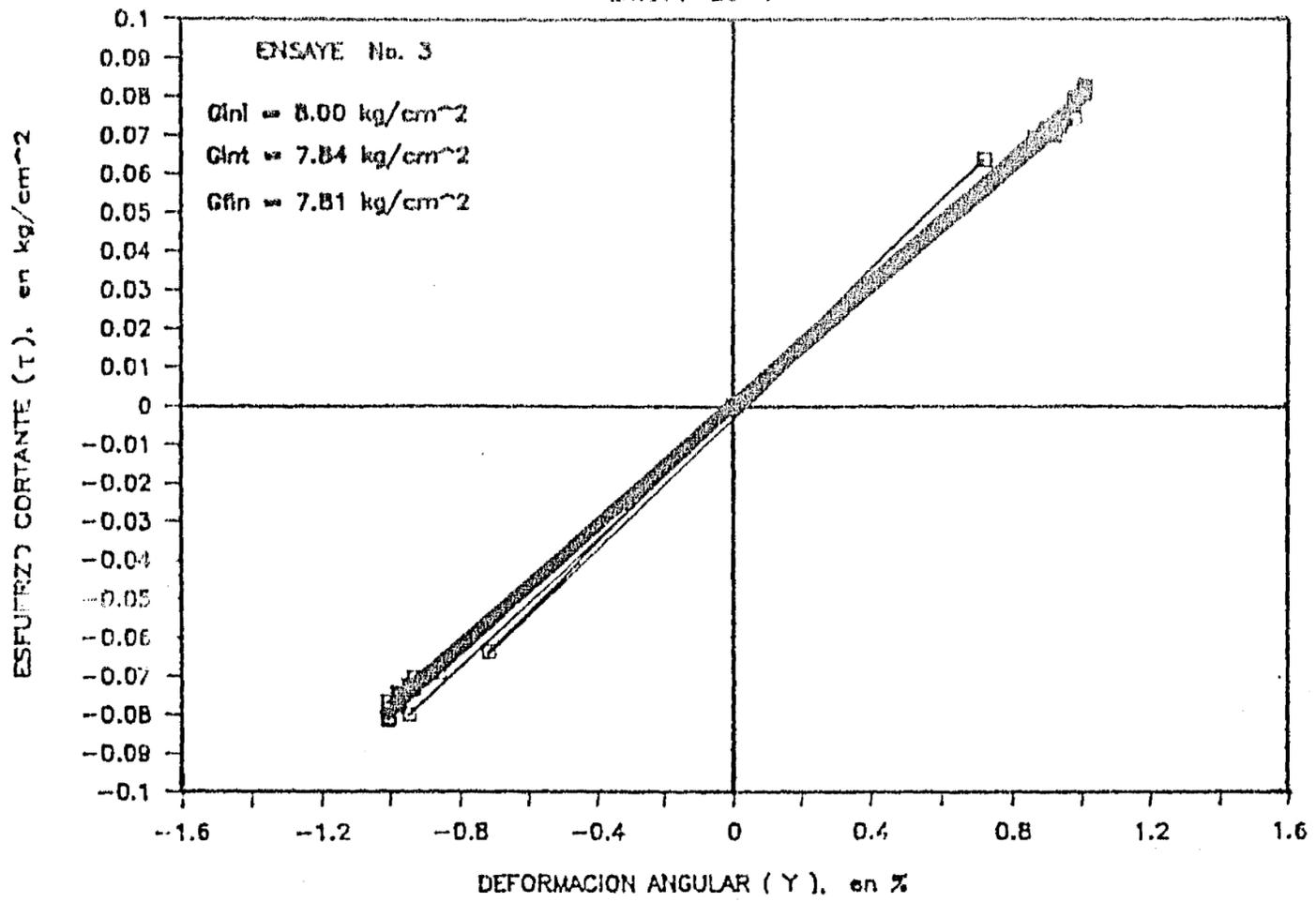


Fig. 3.100 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : SCT

MTRA : 26-1

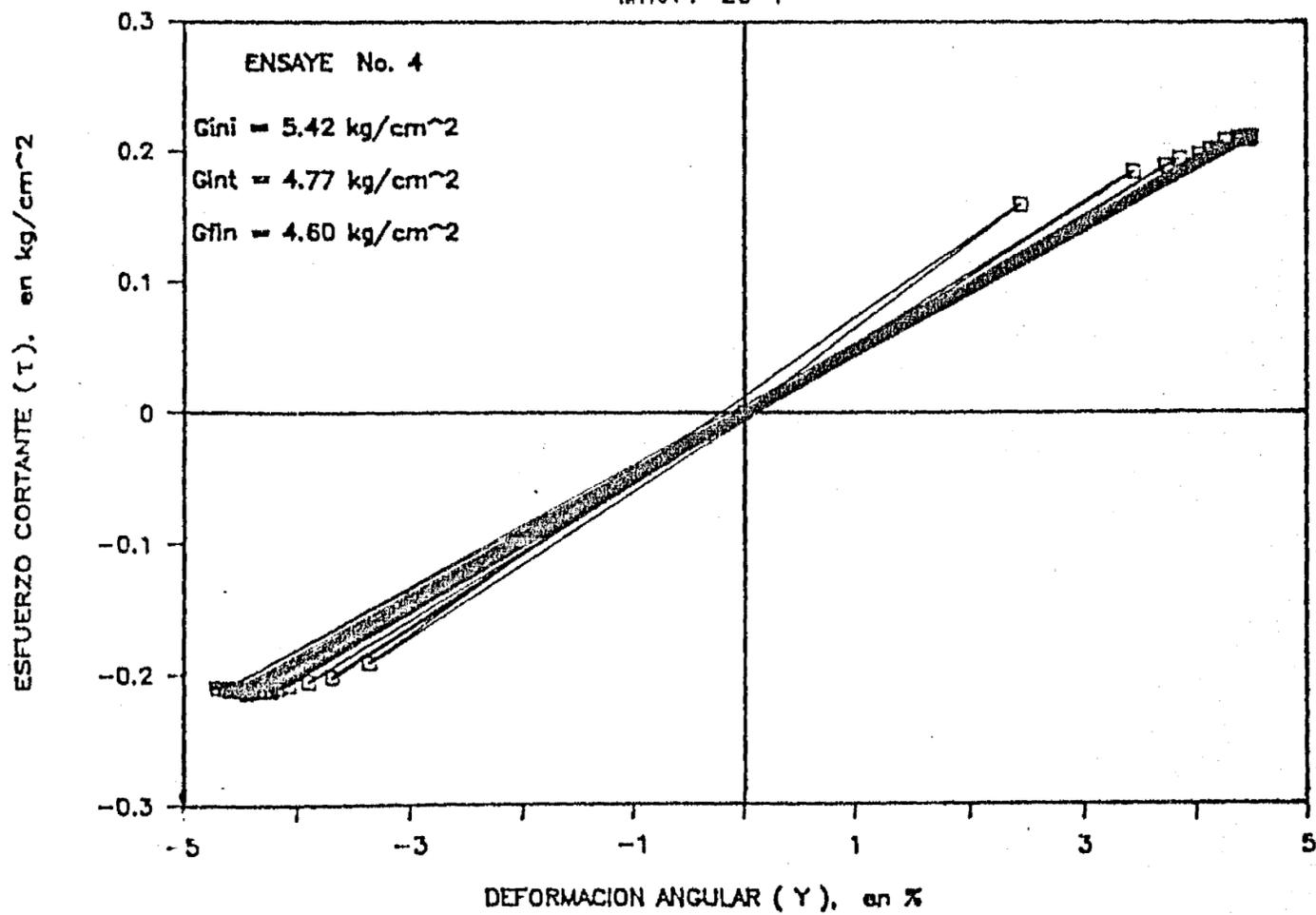


Fig. 3.101 τ vs γ . Corte simple cíclico

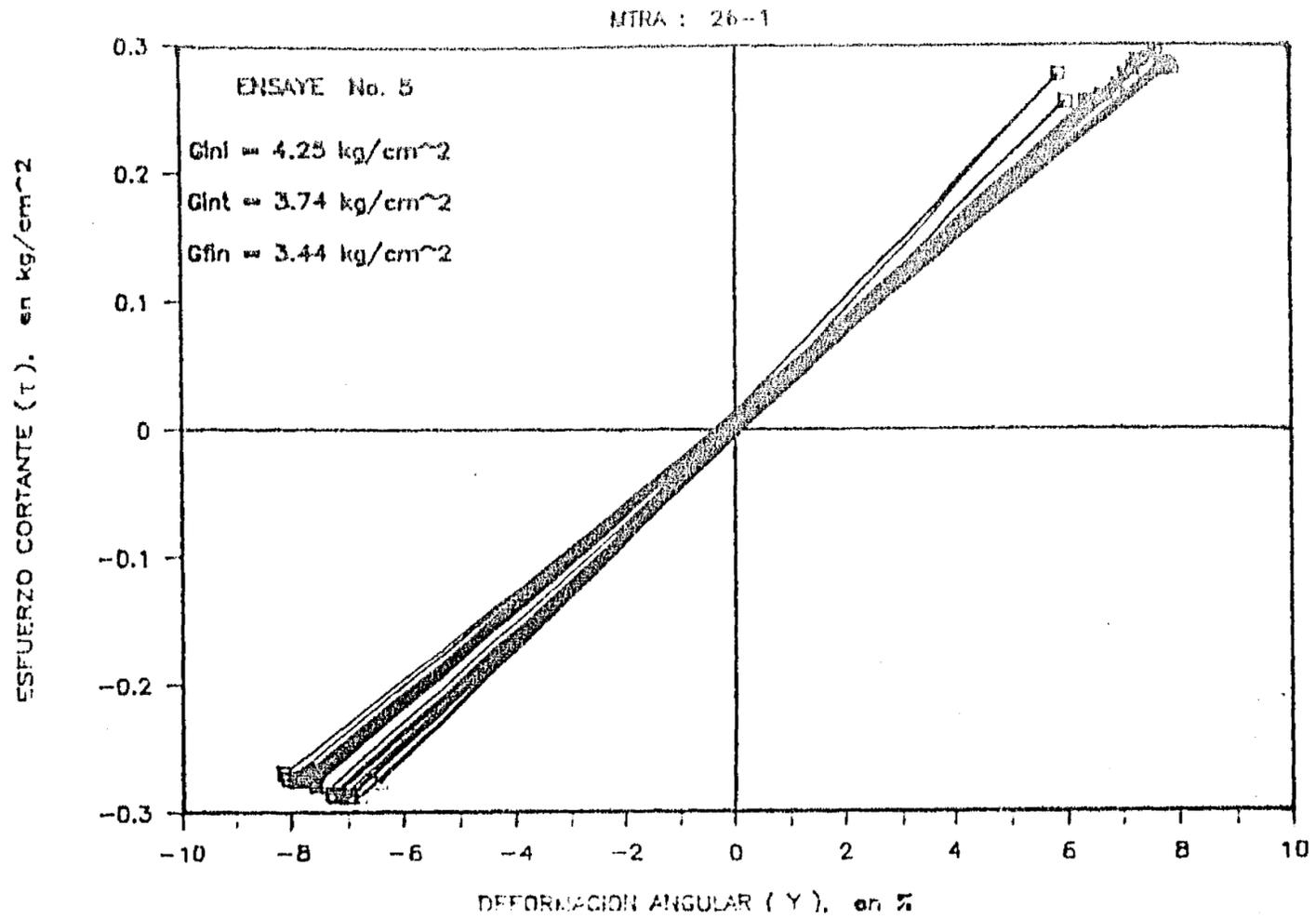


Fig. 3.102 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : SCT

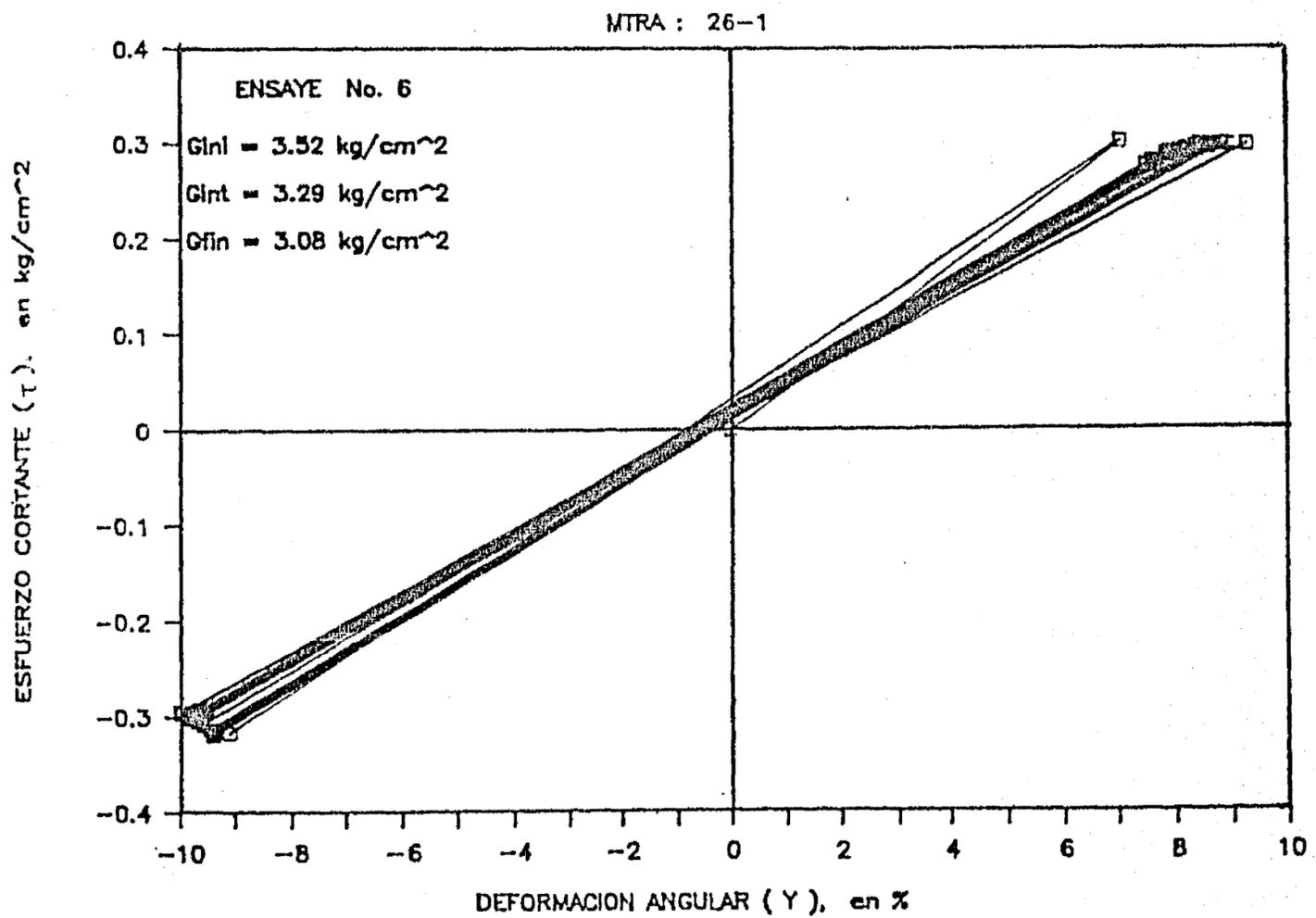


Fig. 3.103 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : RDJ

MTRA : 14-2

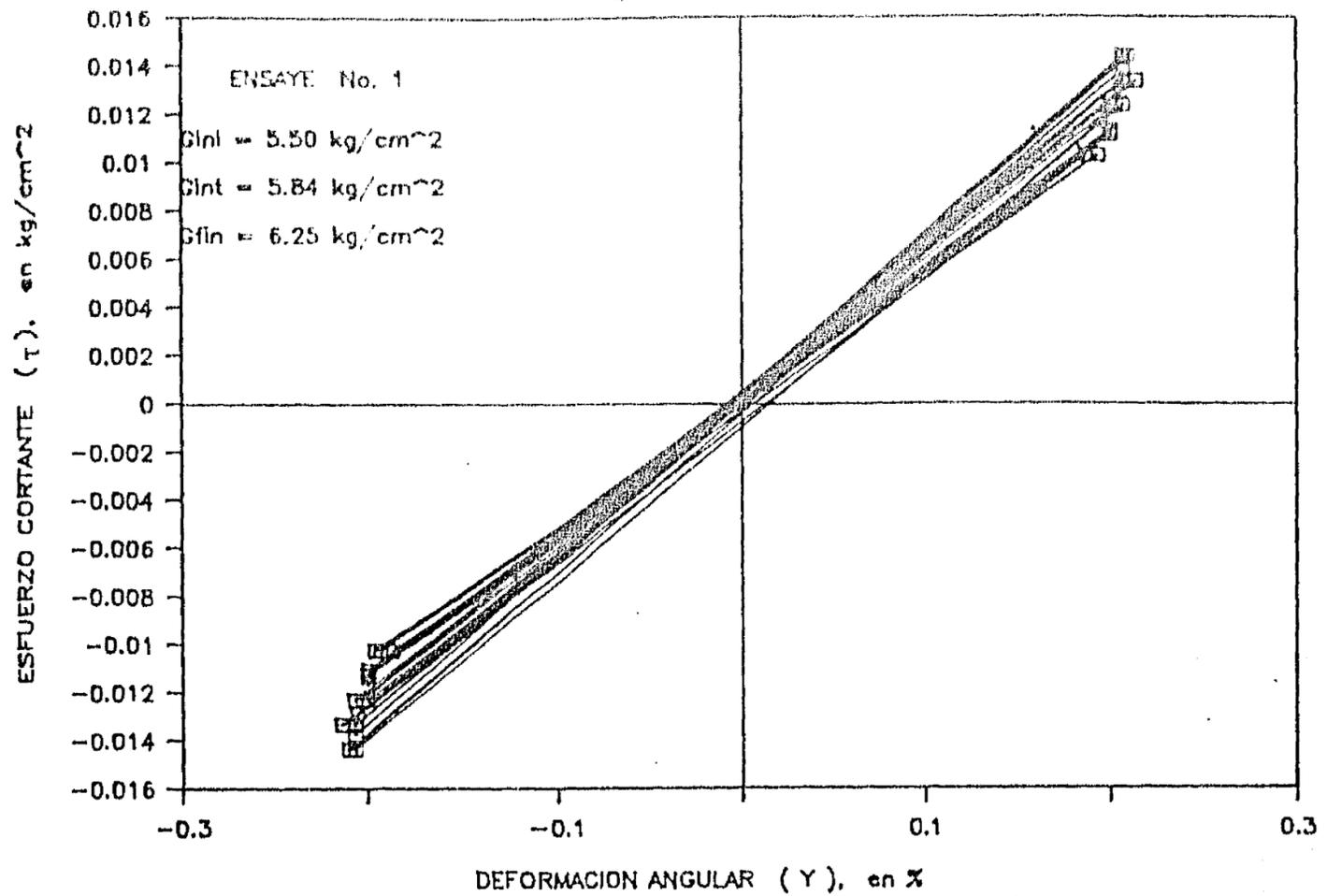


Fig. 3.104 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : RDJ

MTRA : 14-2

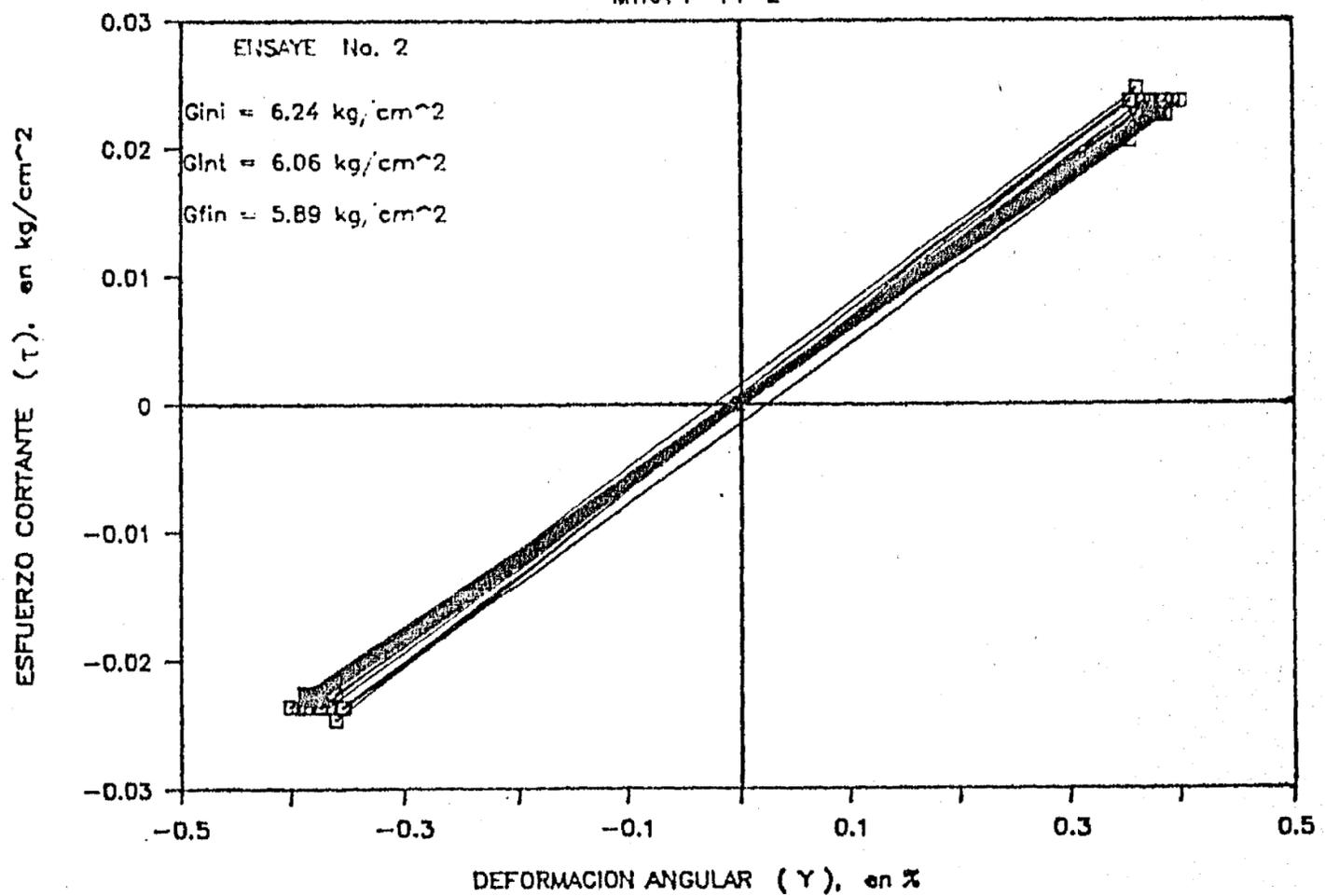


Fig. 3.105 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : RDJ

MTRA : 14-2

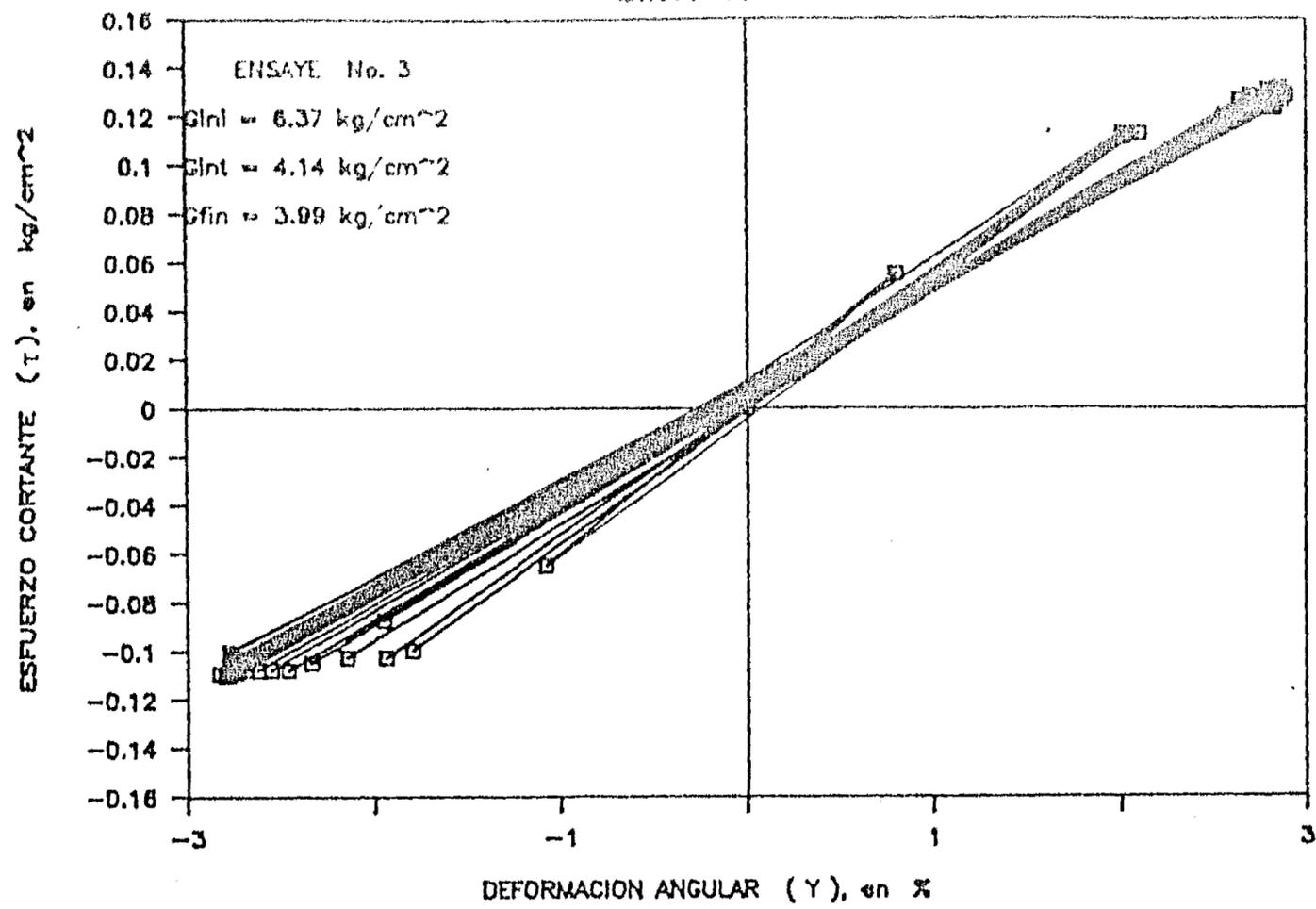


Fig. 3.106 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : RDJ

MTRA : 14-2

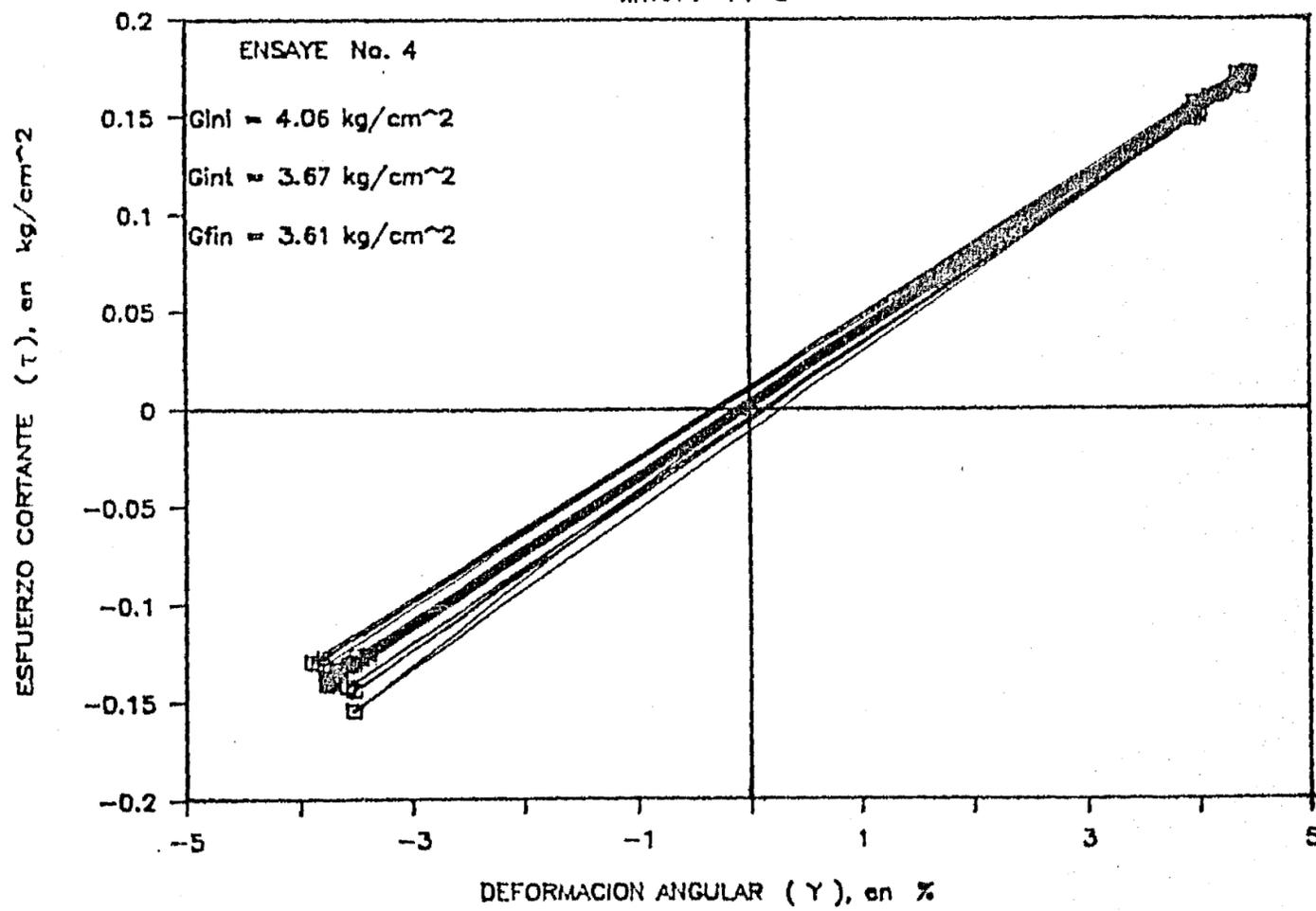


Fig. 3.107 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : RDJ

MTRA : 14-2

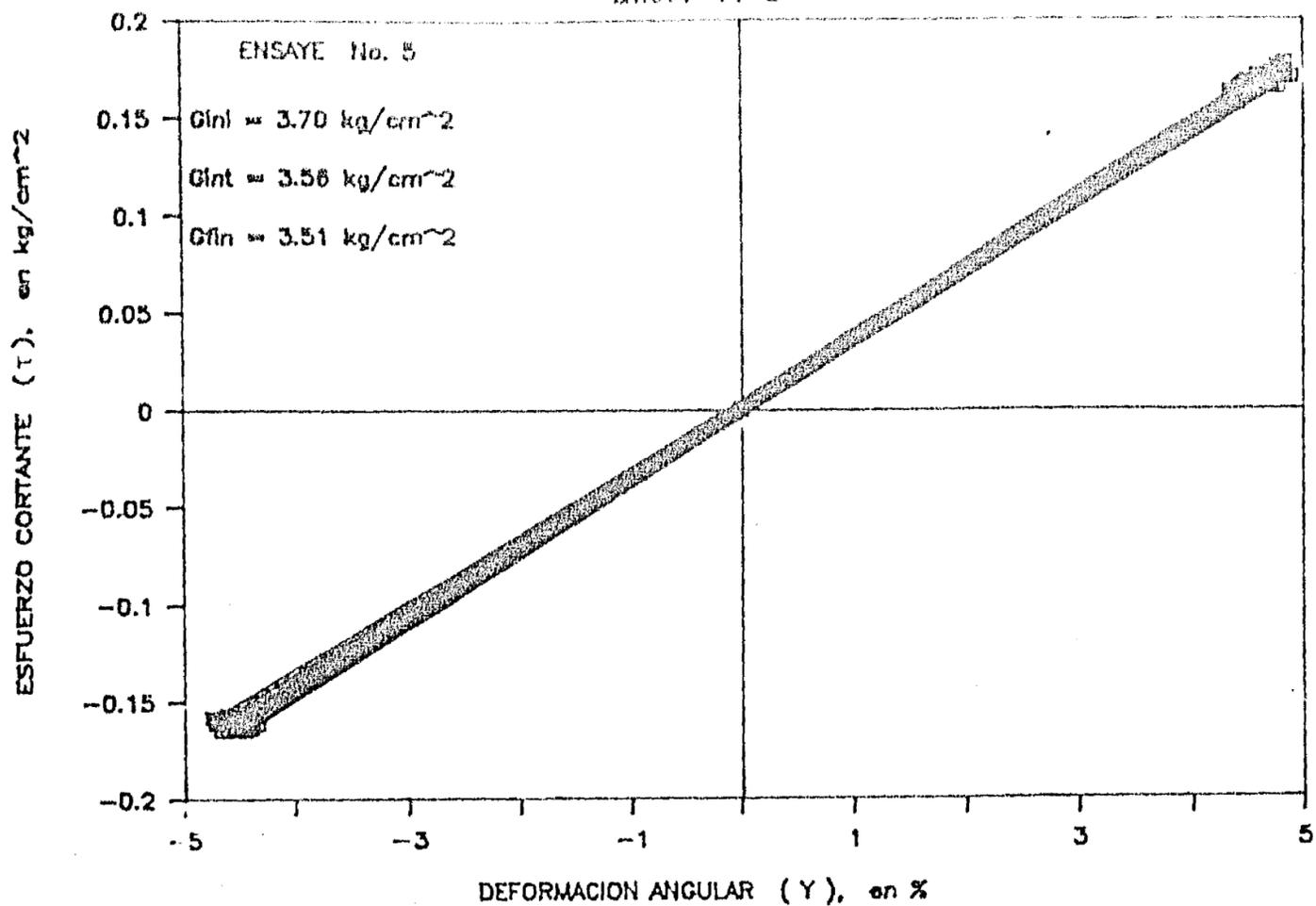


Fig. 3.168 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : RDJ

MTRA : 14-2

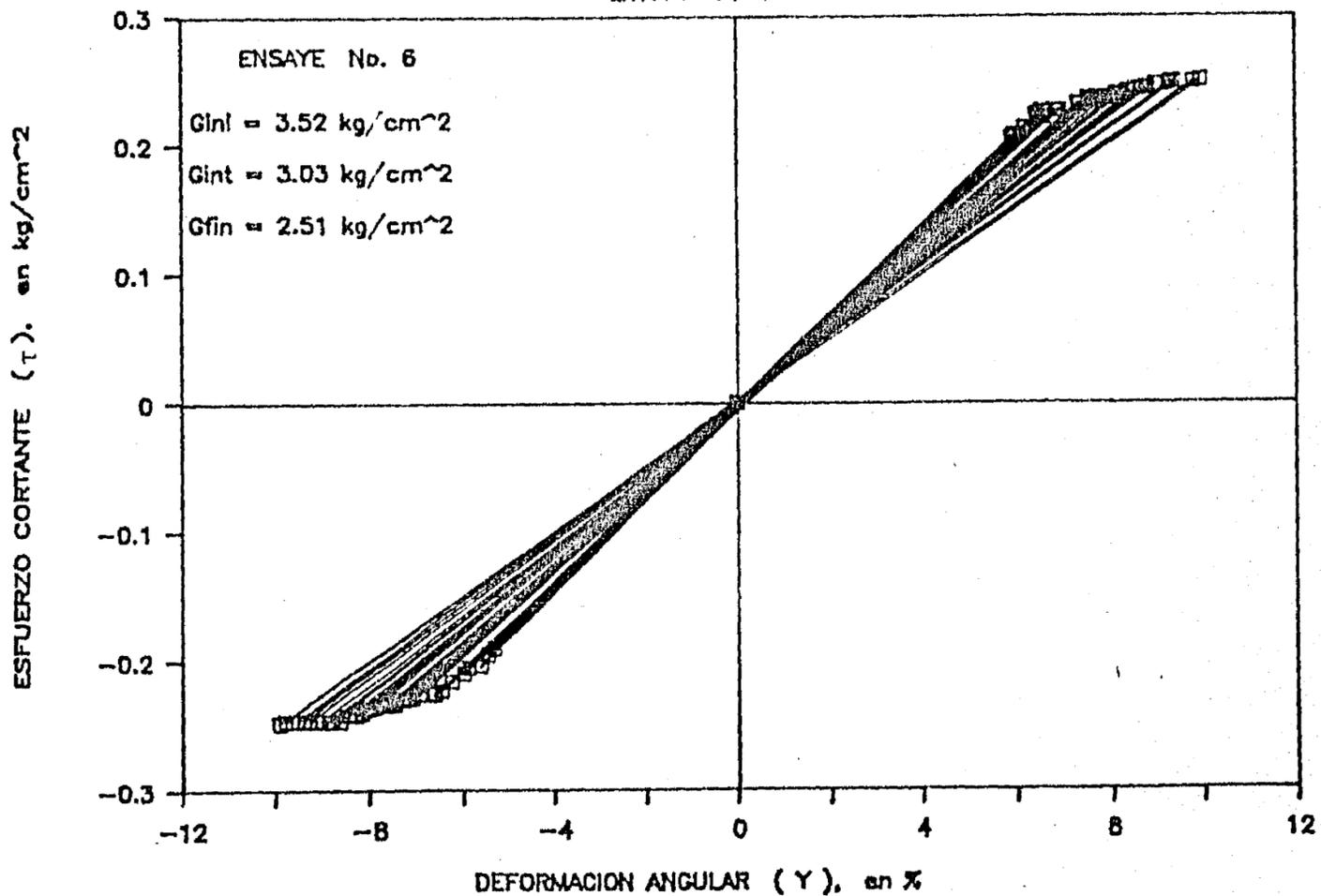


Fig. 3.109 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CUPJ

MTRA : 13-2

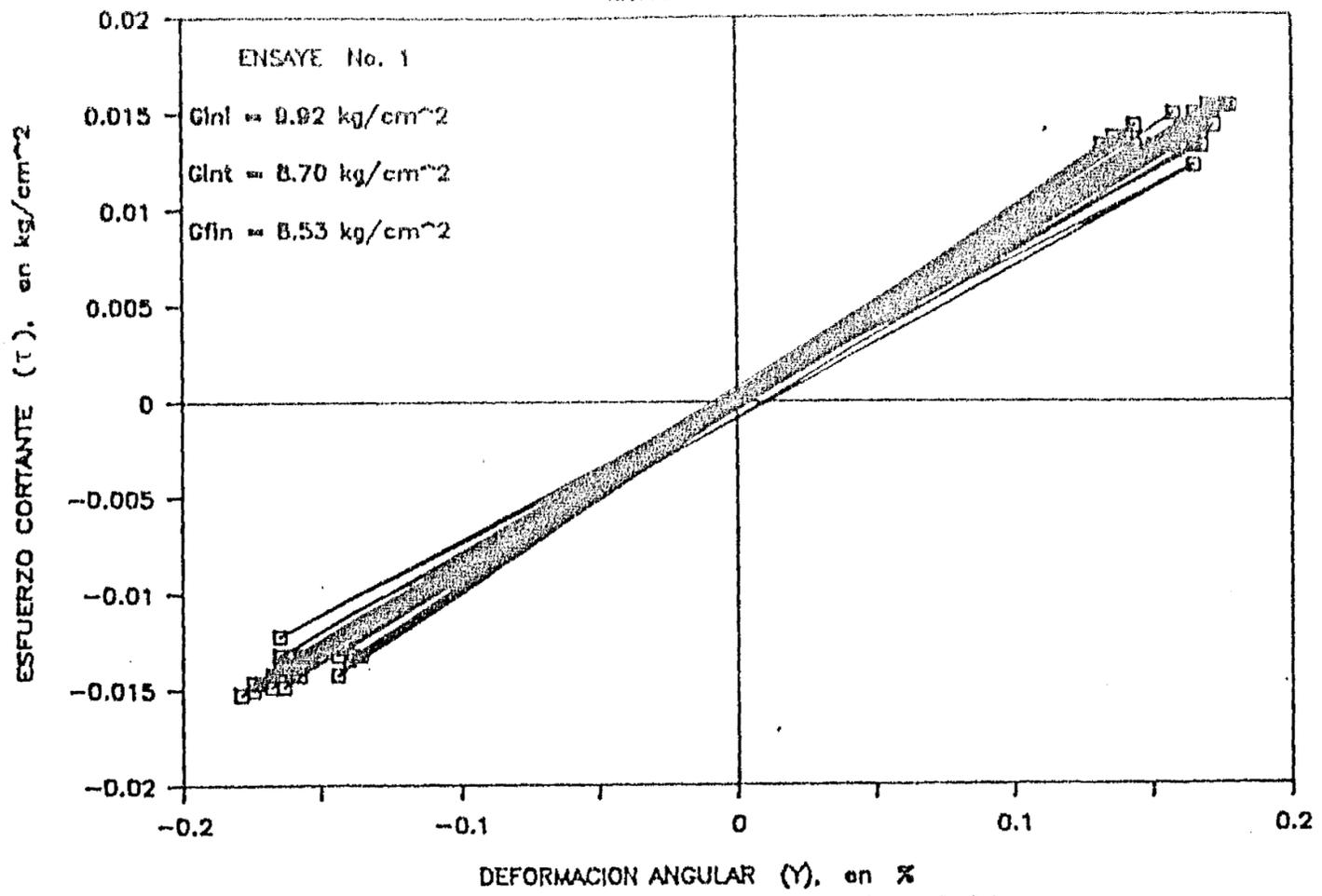


Fig. 3.110 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CUPJ

MTRA : 13-2

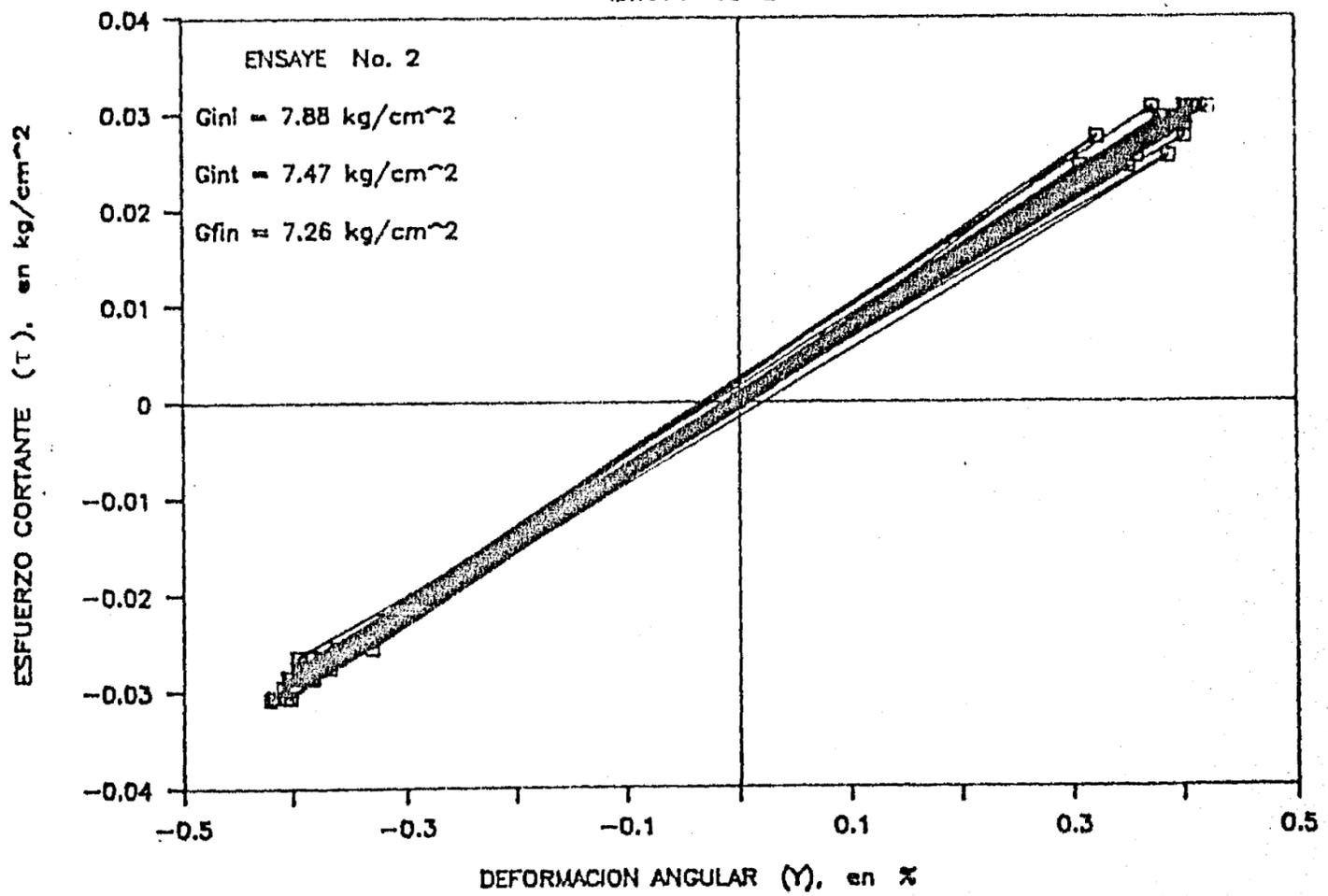


Fig. 3.111 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CUPJ

MTRA : 13-2

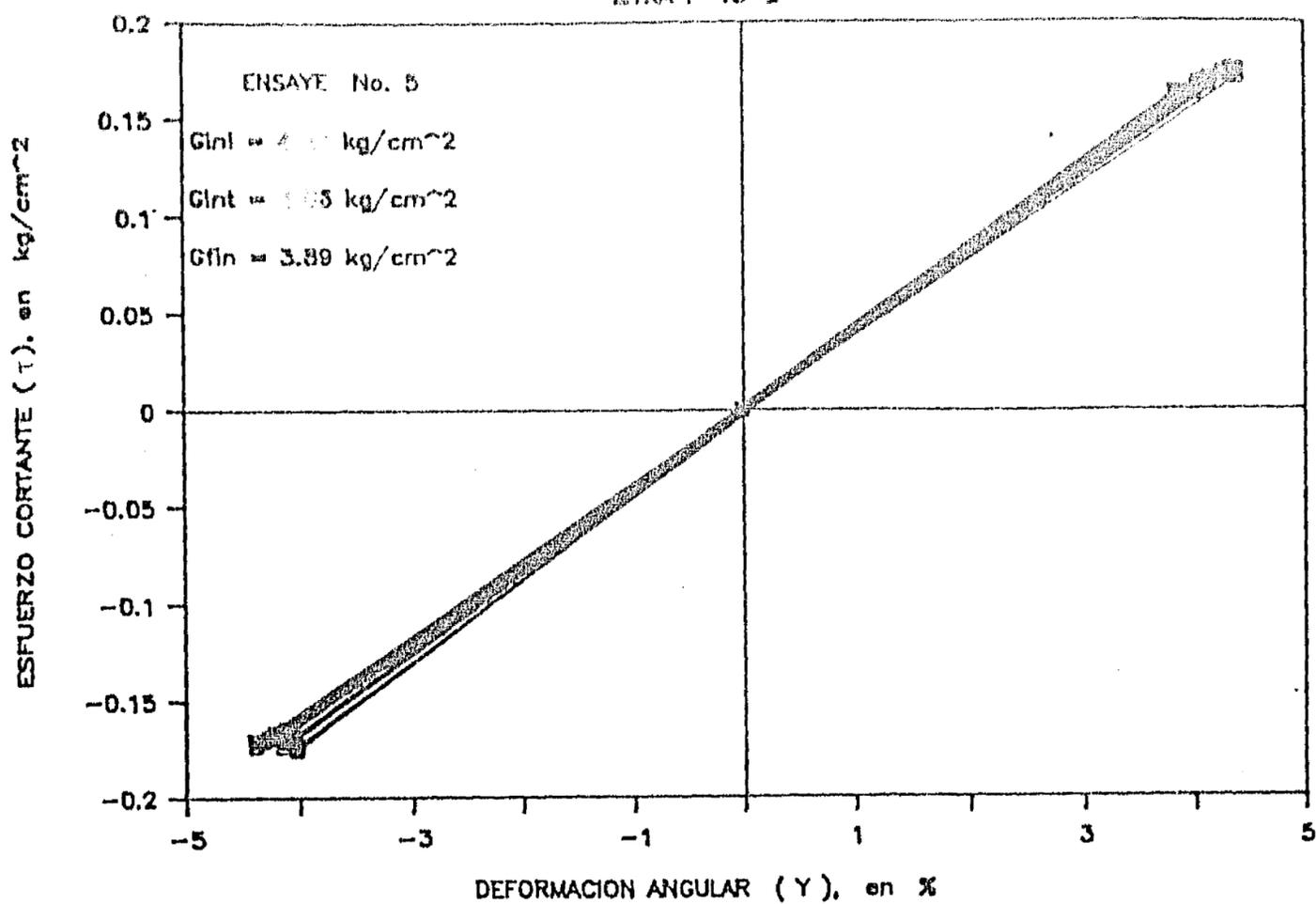


Fig. 3.112 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CUPJ

MTRA : 13-2

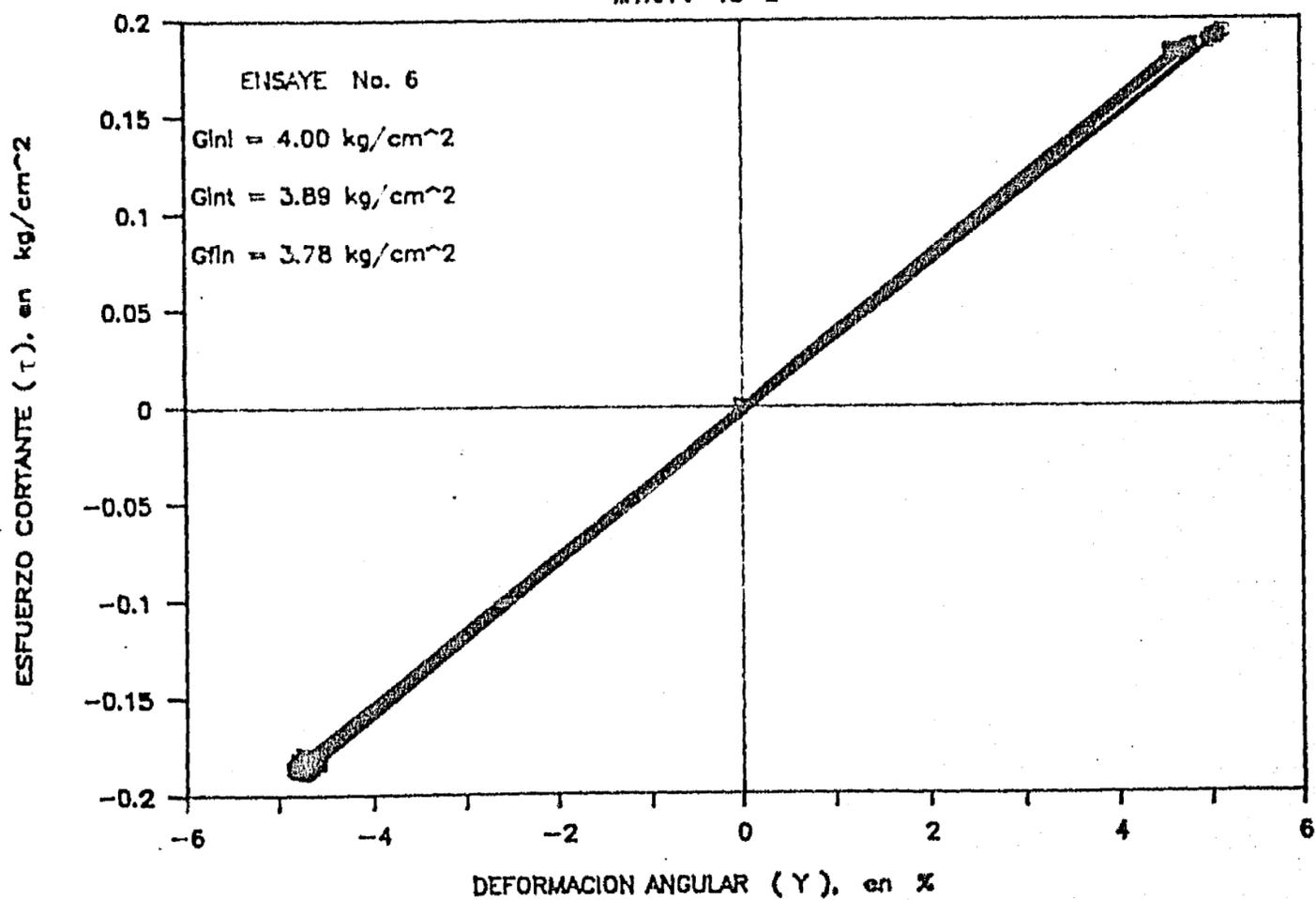


Fig. 3.113 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CUPJ

MTRA : 13-2

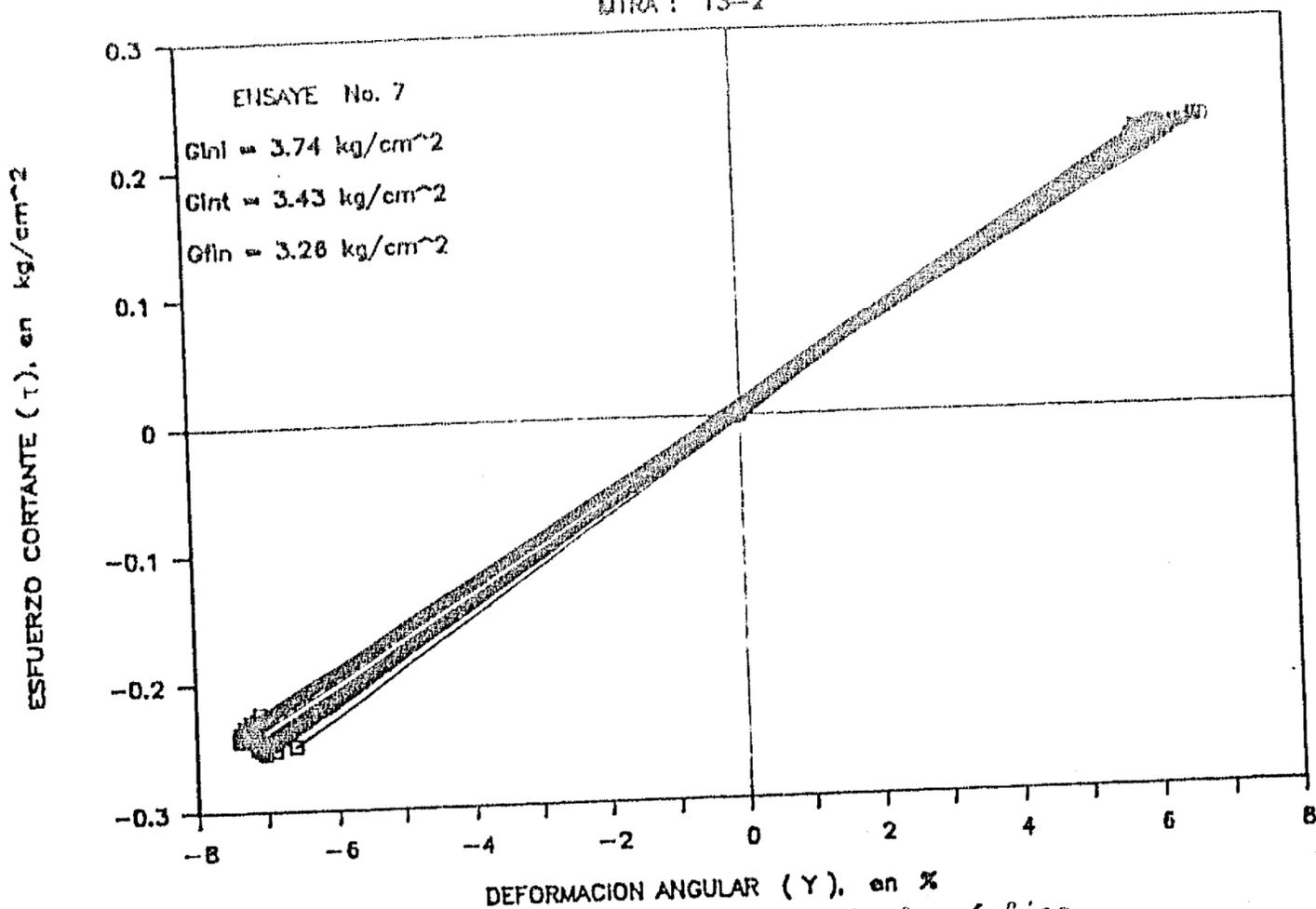


Fig. 3.114 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CUPJ

MTRA : 13-2

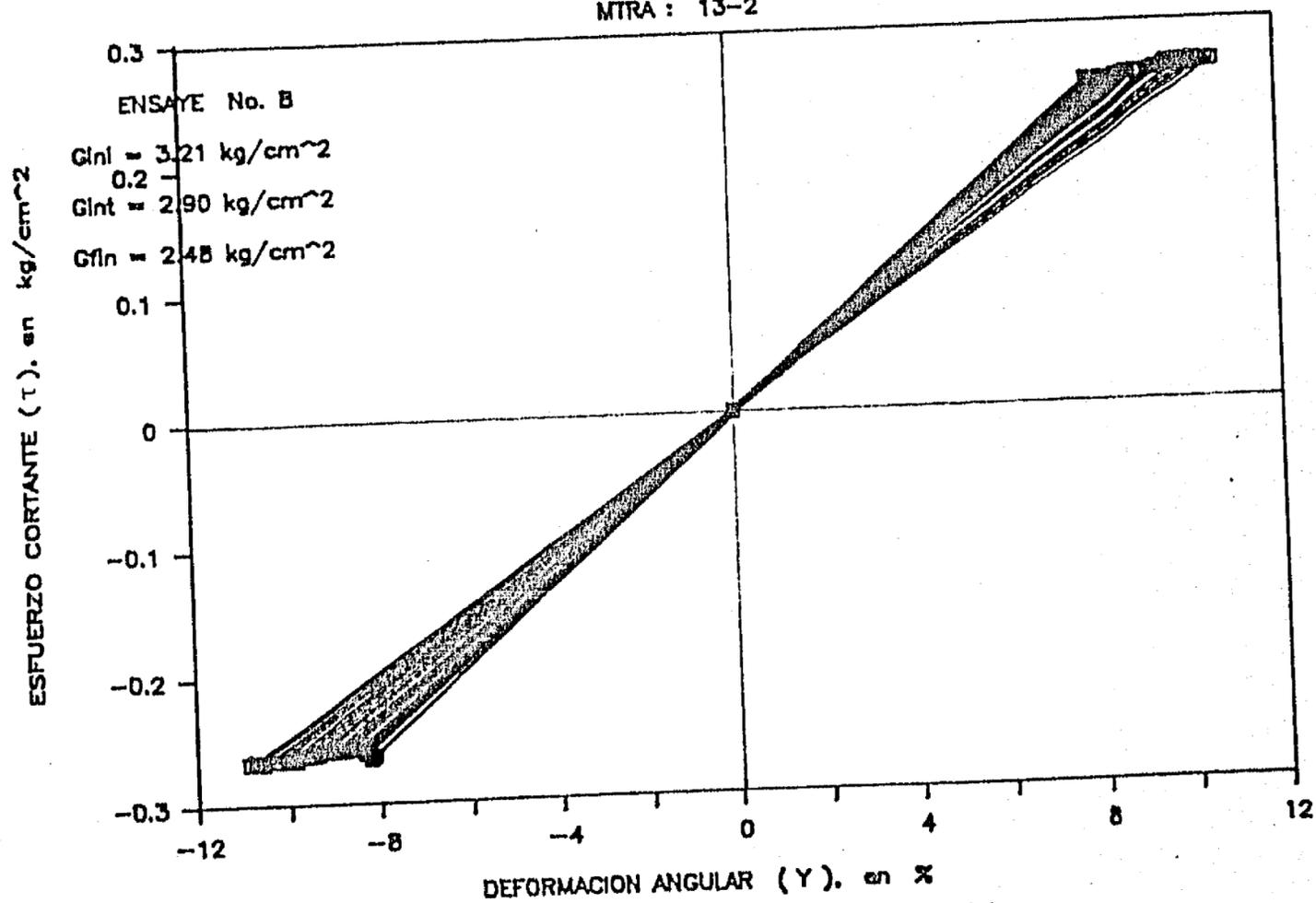


Fig. 3.115 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

LETRA : 13-1

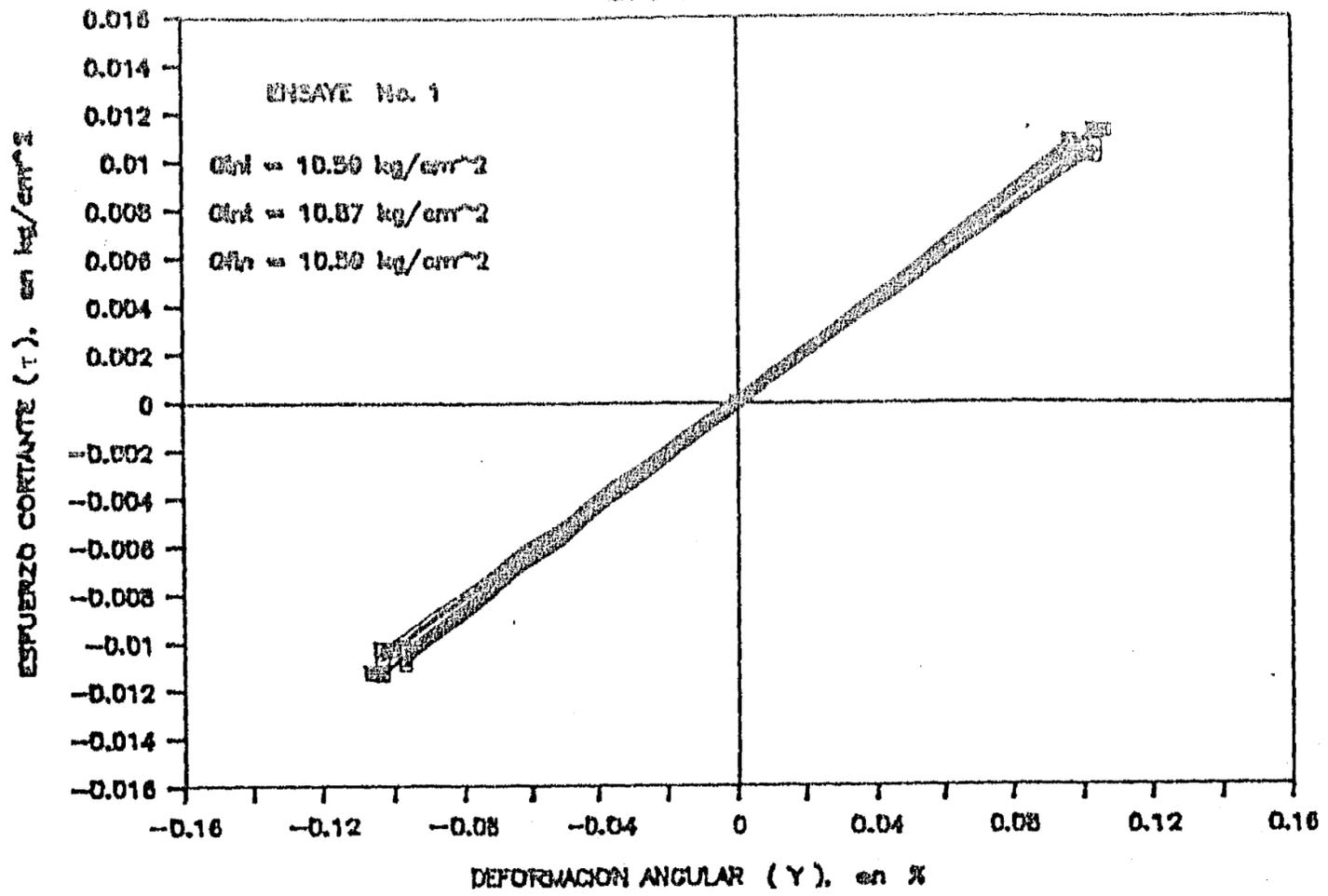


Fig. 3.116 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

LETRA : 13-1

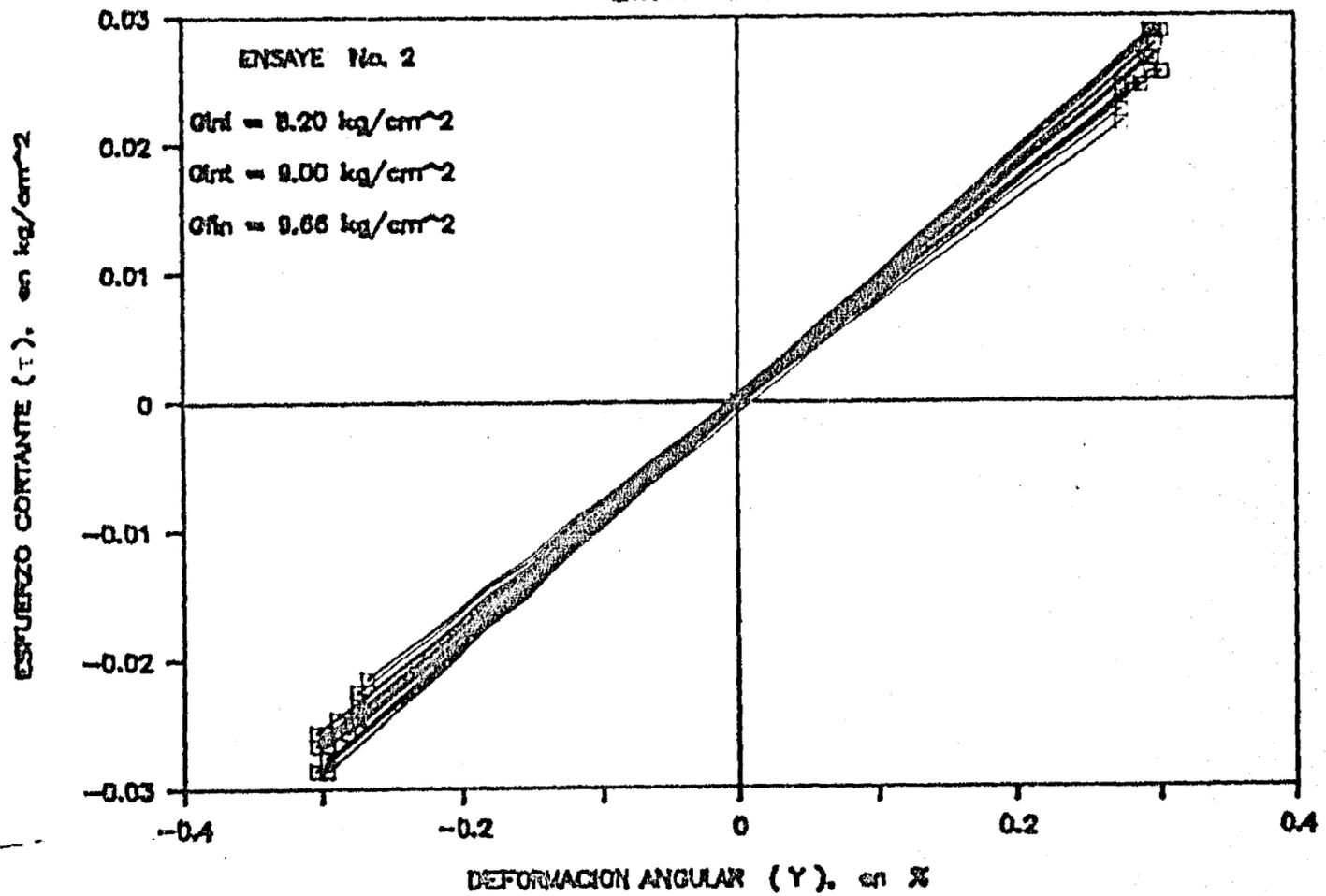
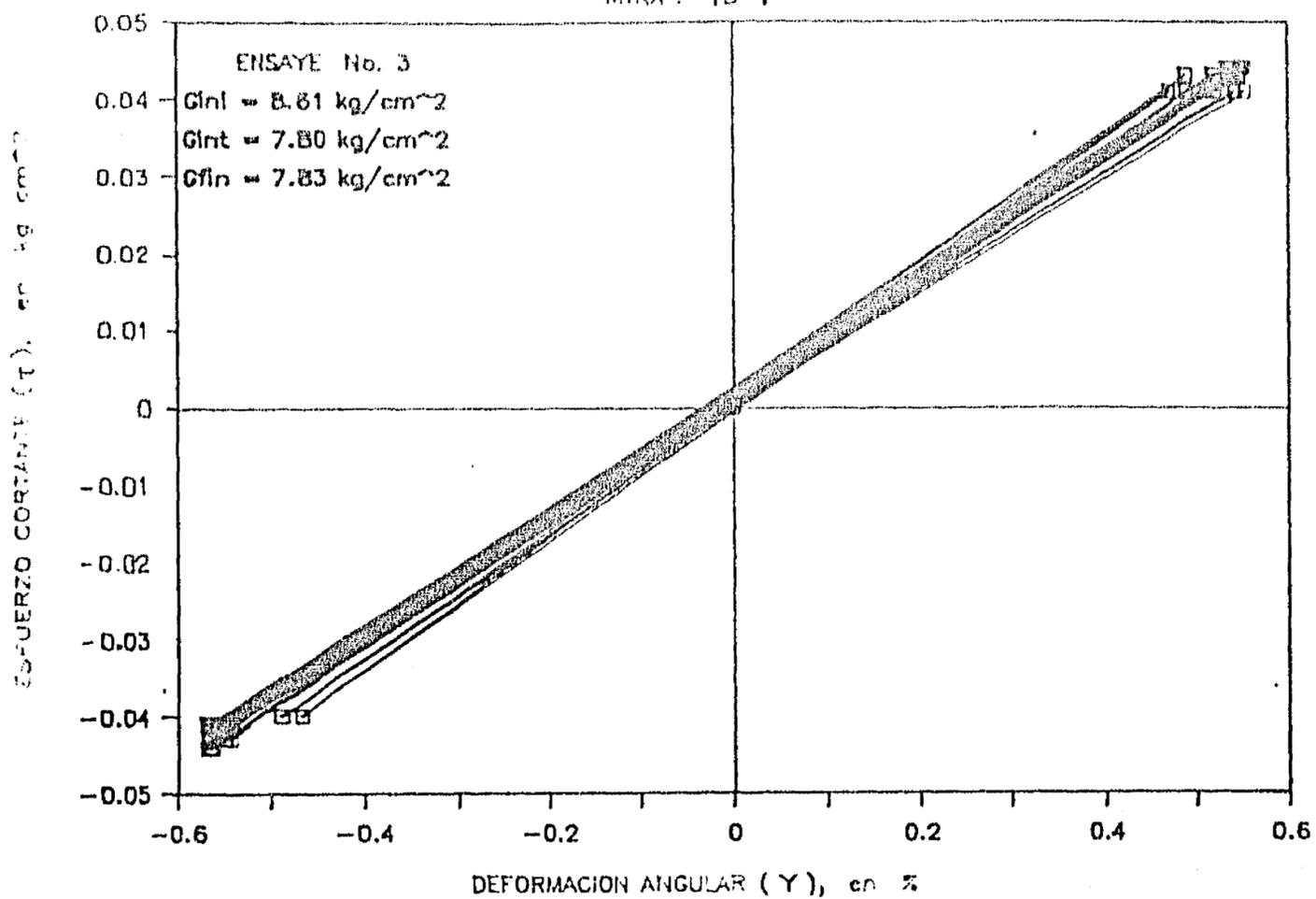


Fig. 3.117 τ vs γ . Corte simple cíclico

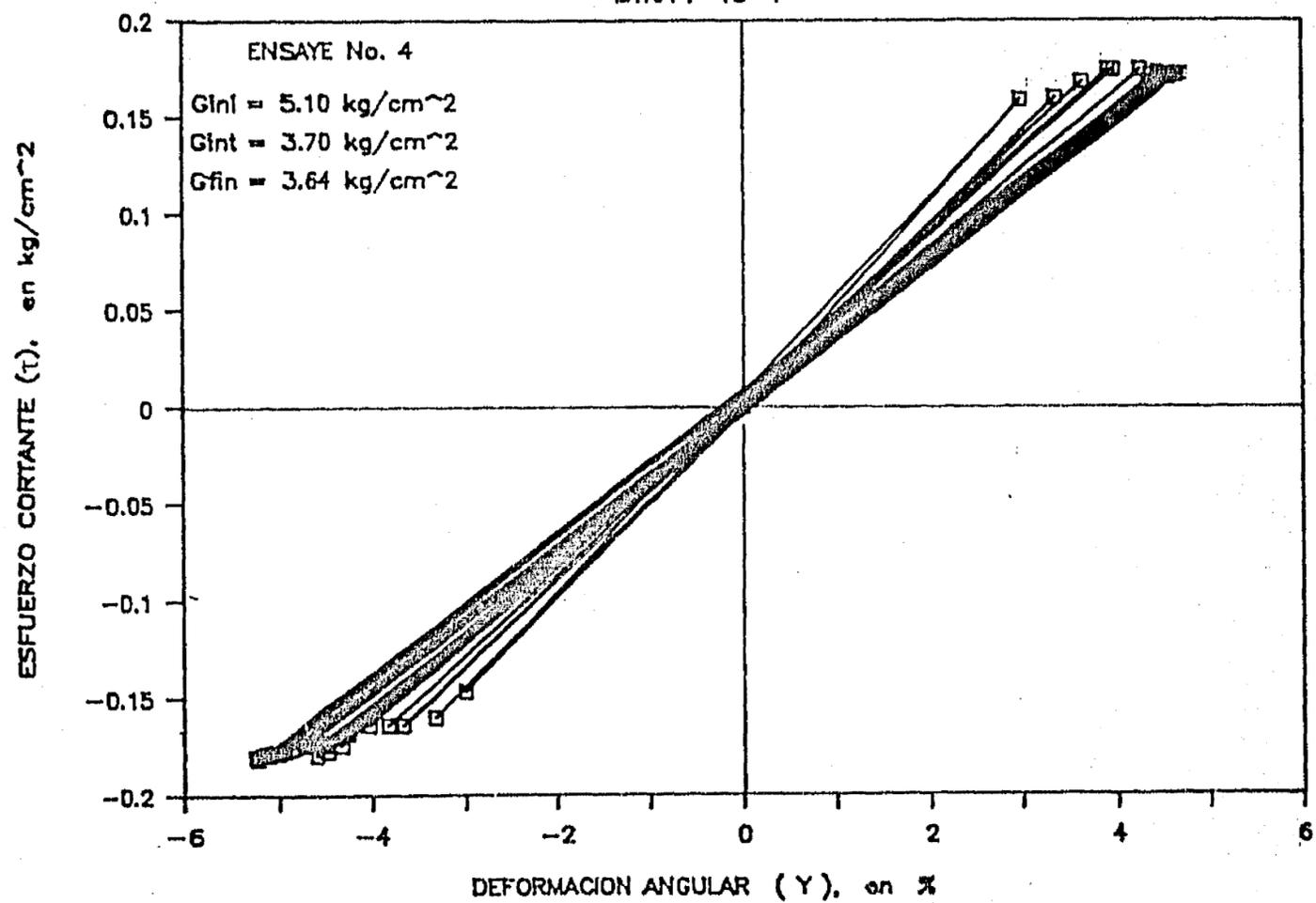
SITIO : EUVI

MTRA : 13-1



SITIO : EUVI

MTRA : 13-1



SITIO : EUVI

MTRA : 13-1

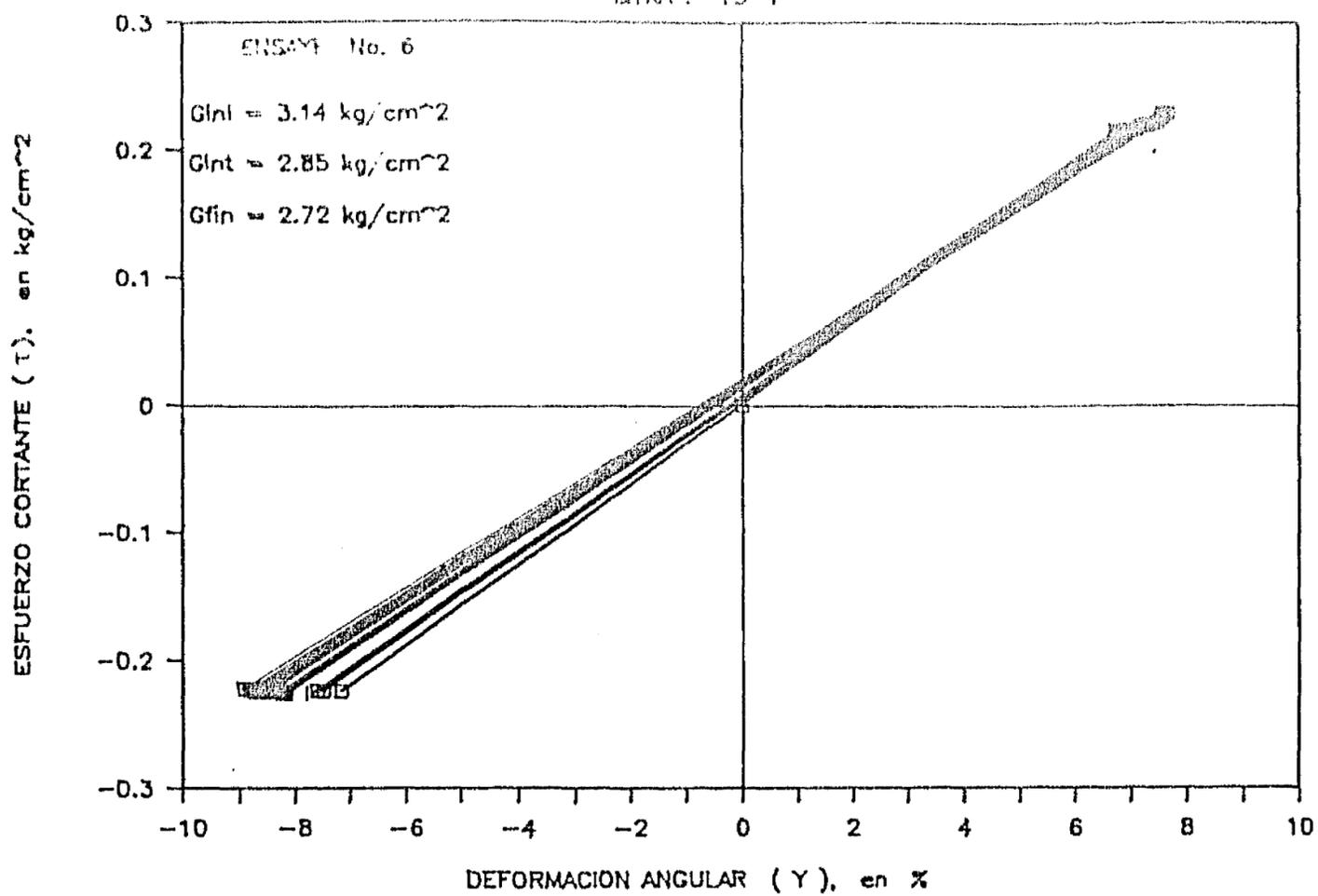


Fig. 3.120 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

MTRA : 13-1

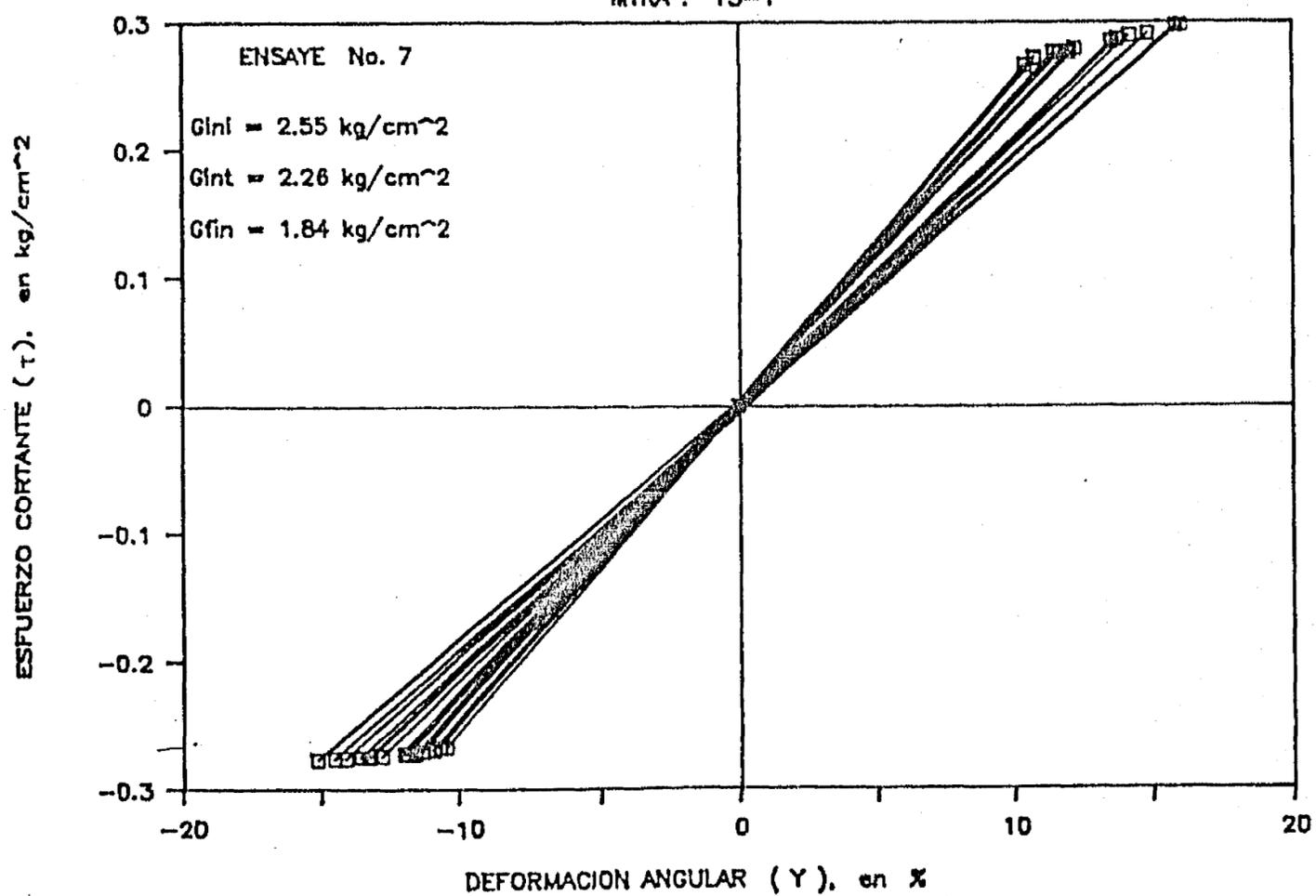


Fig. 3.121 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

MTRA : 25-3

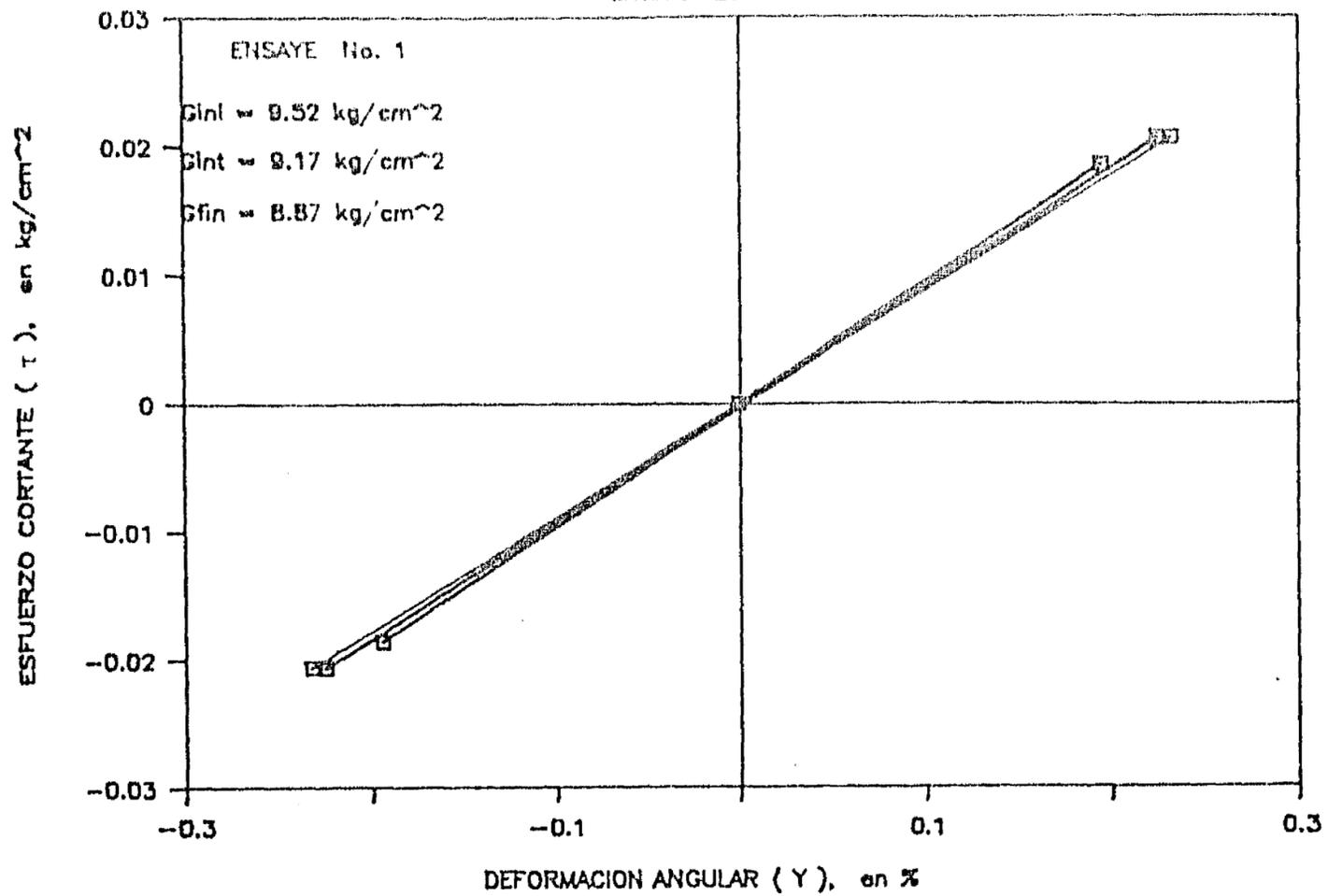


Fig. 3.122 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

MTRA : 25-3

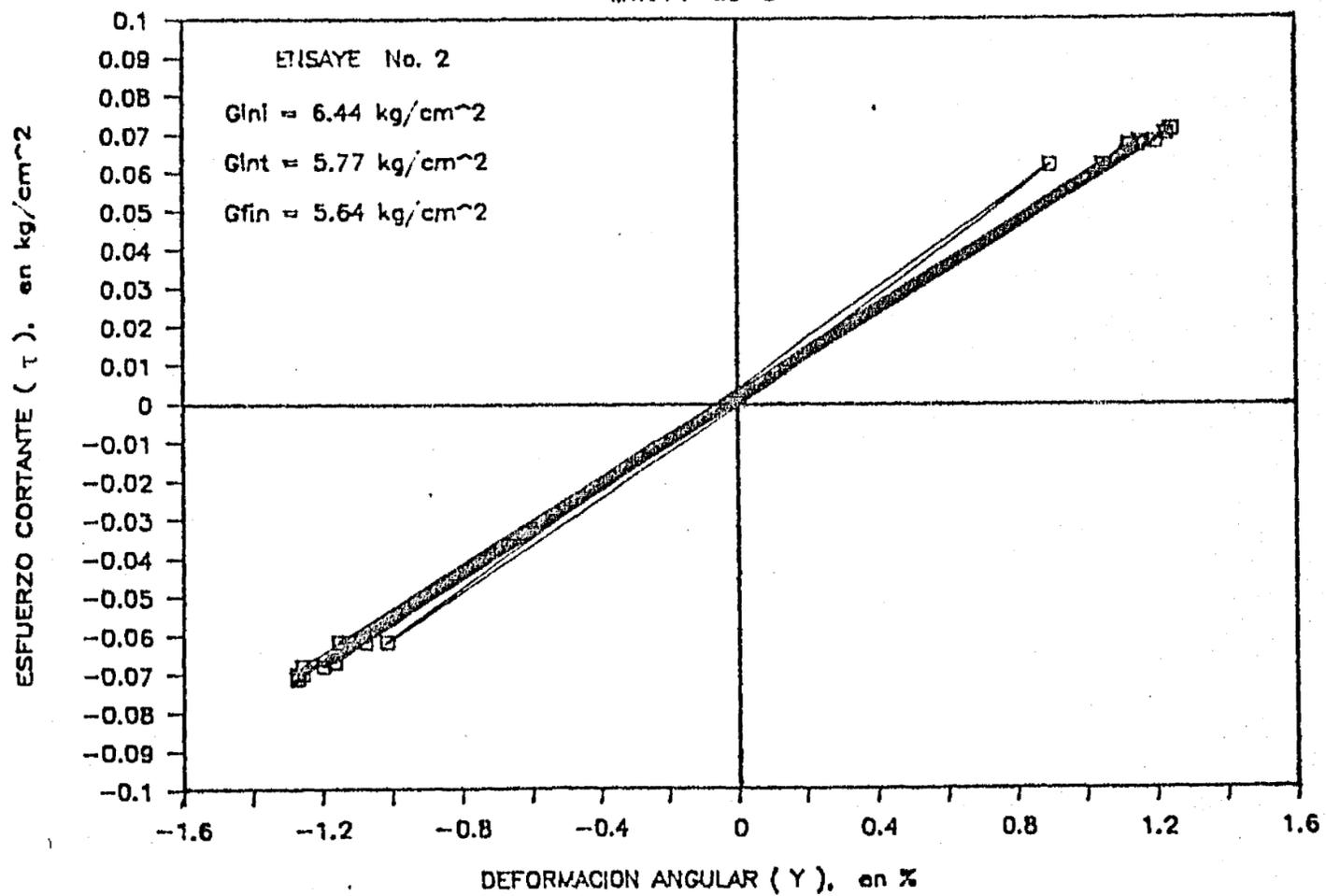


Fig. 3.123 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

MTRA : 25-3

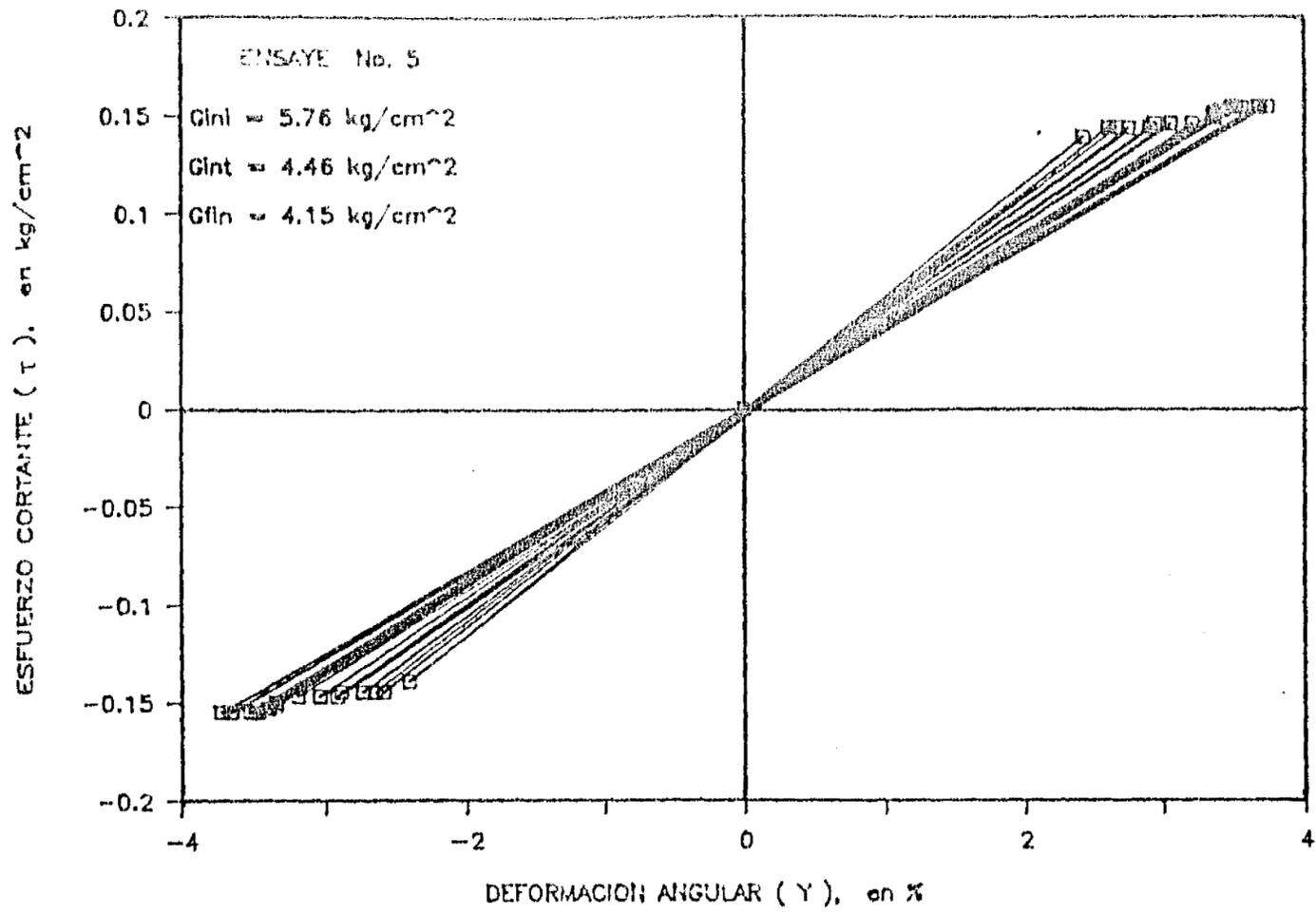


Fig. 3.124 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

MTRA : 25-3

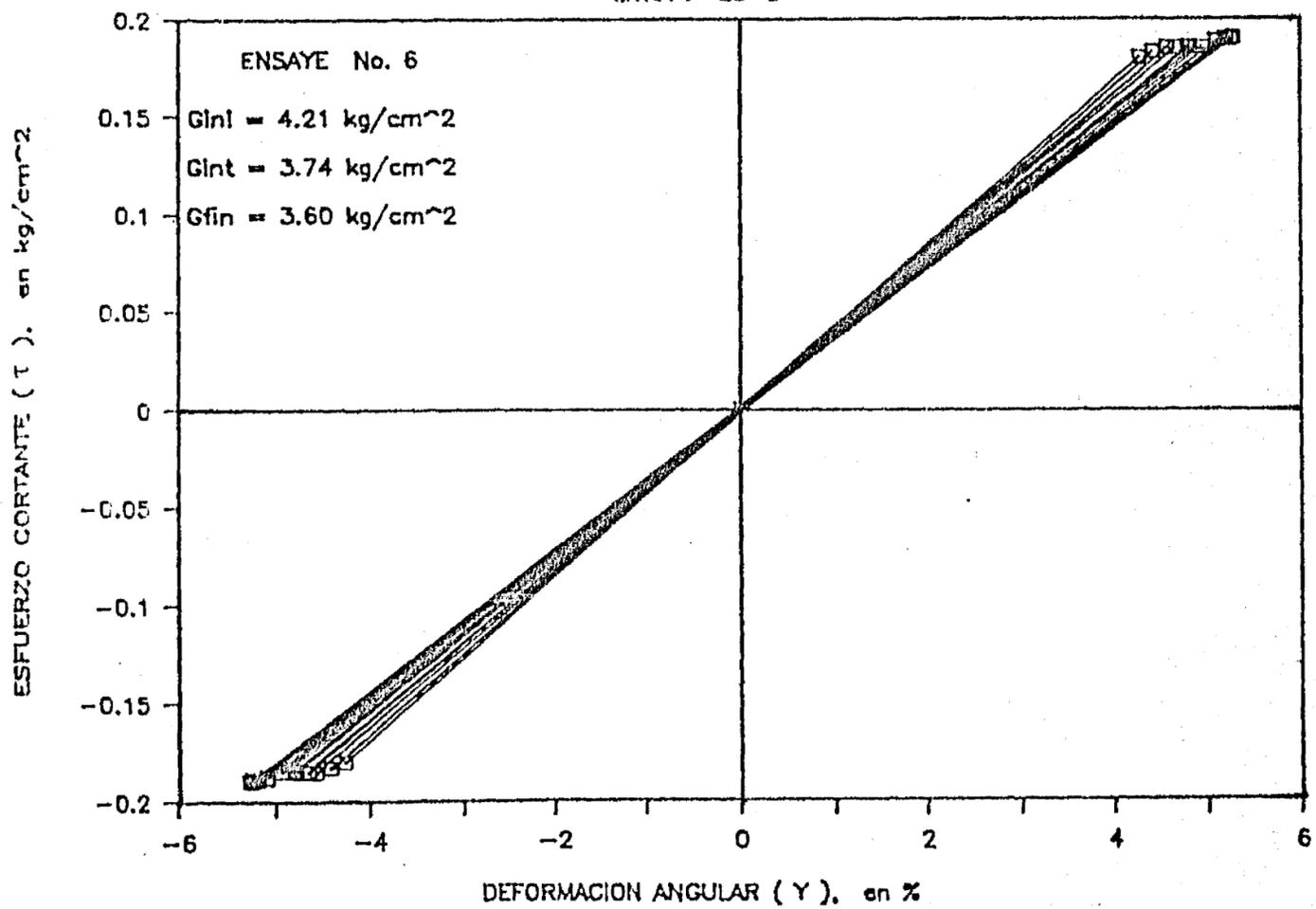


Fig. 3.125 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

MTRA : 25-3

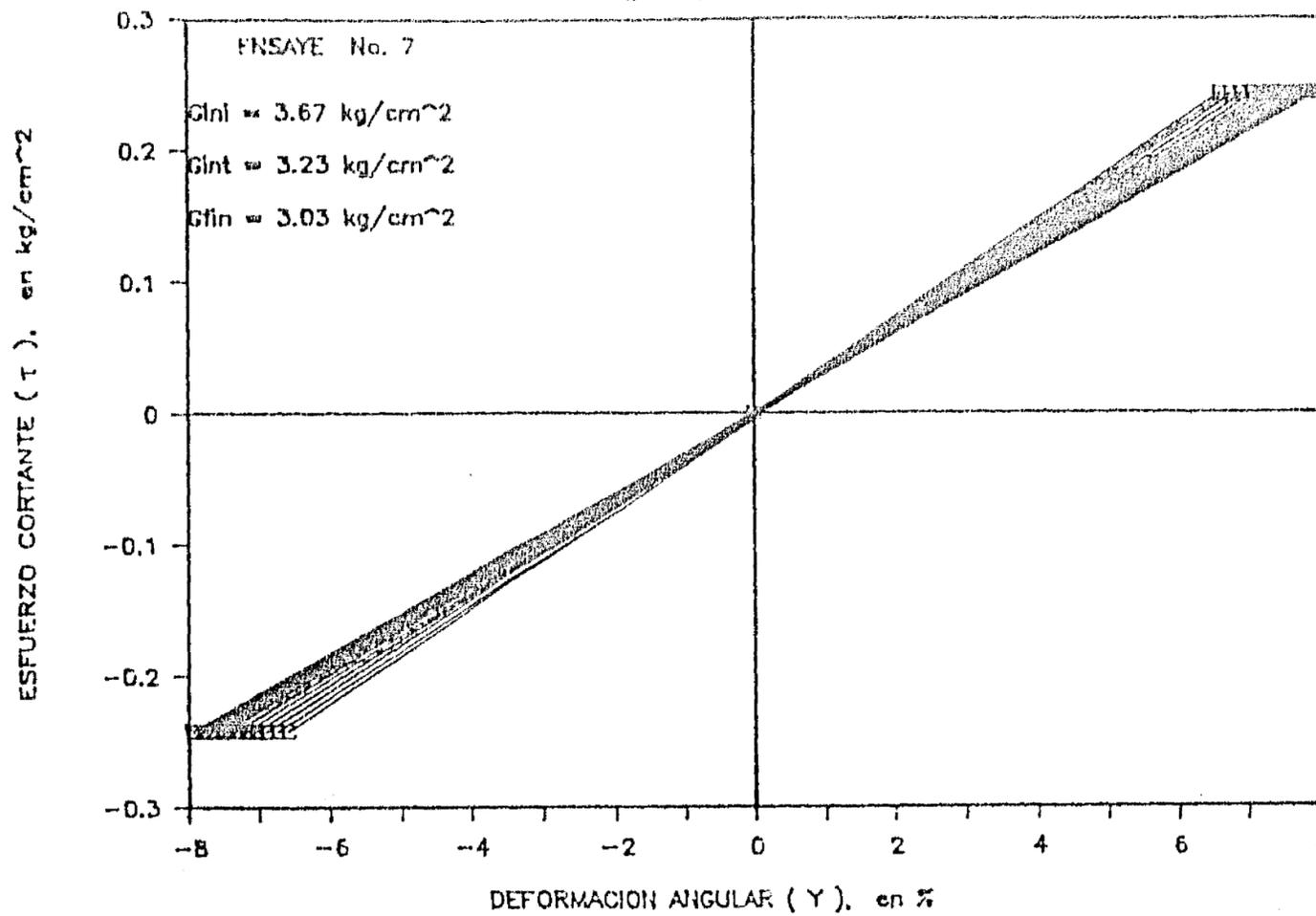


Fig. 3.126 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : EUVI

MTRA : 25-3

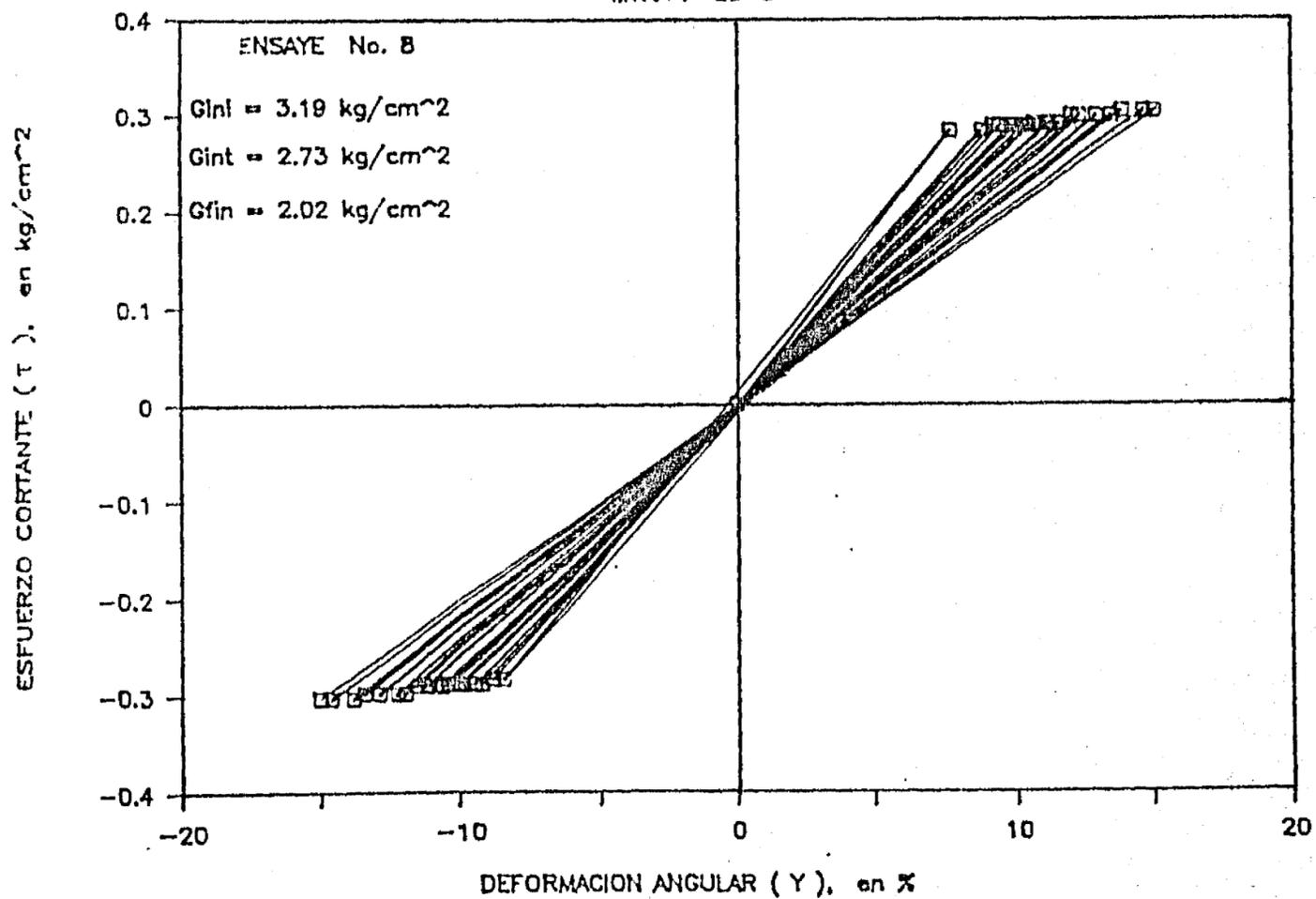


Fig. 3.127 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 15-1

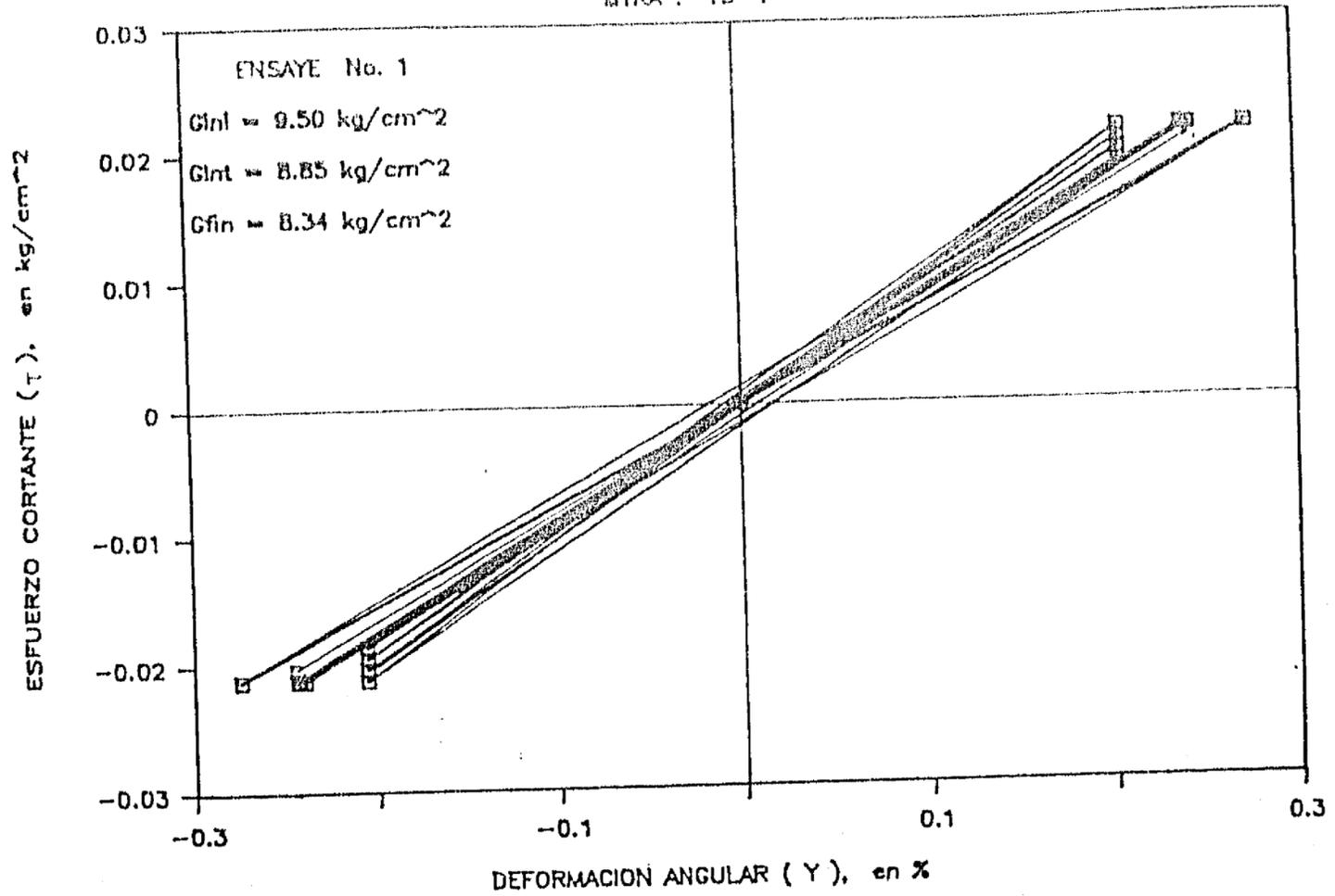


Fig. 3.128 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 15-1

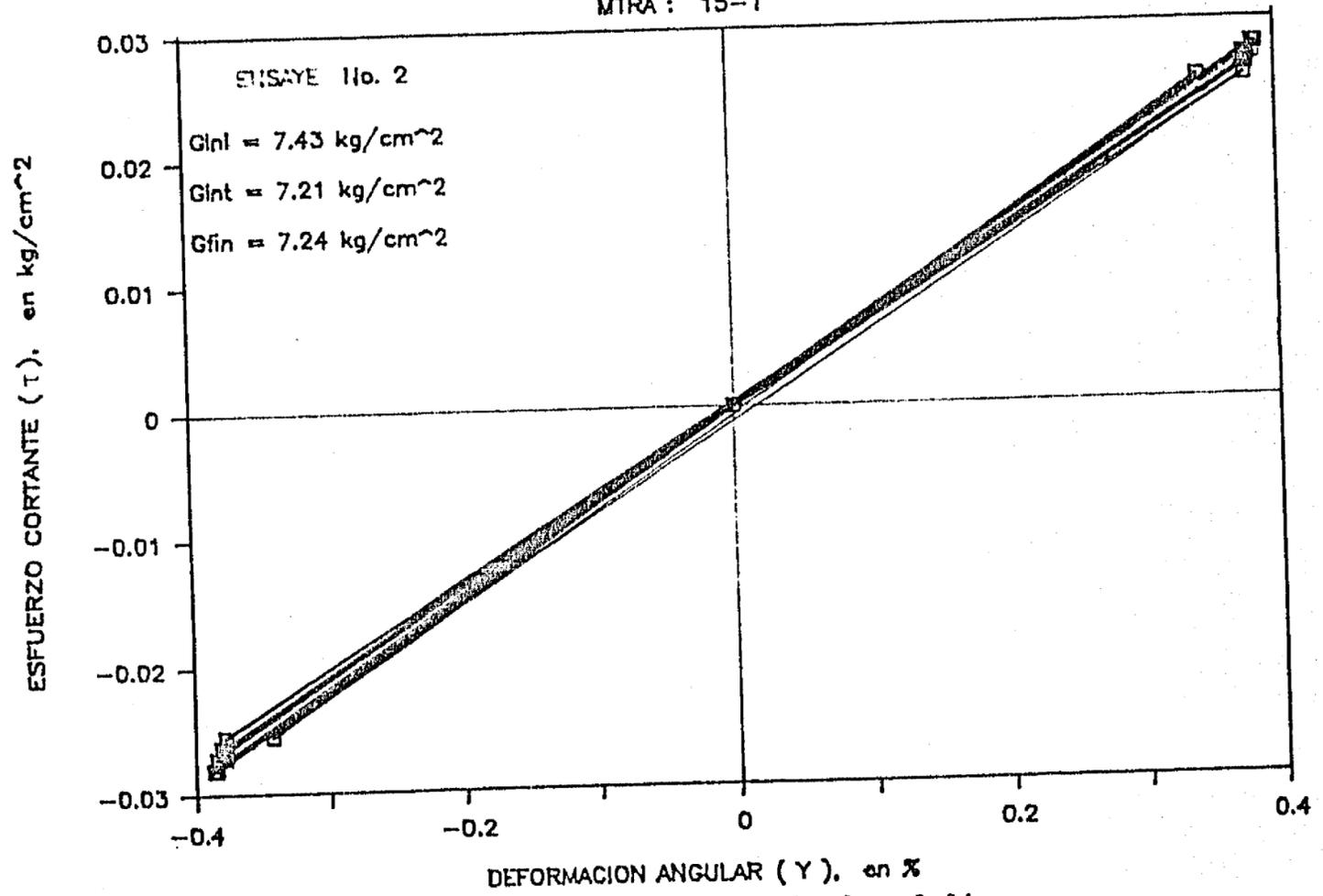


Fig. 3.129 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 15-1

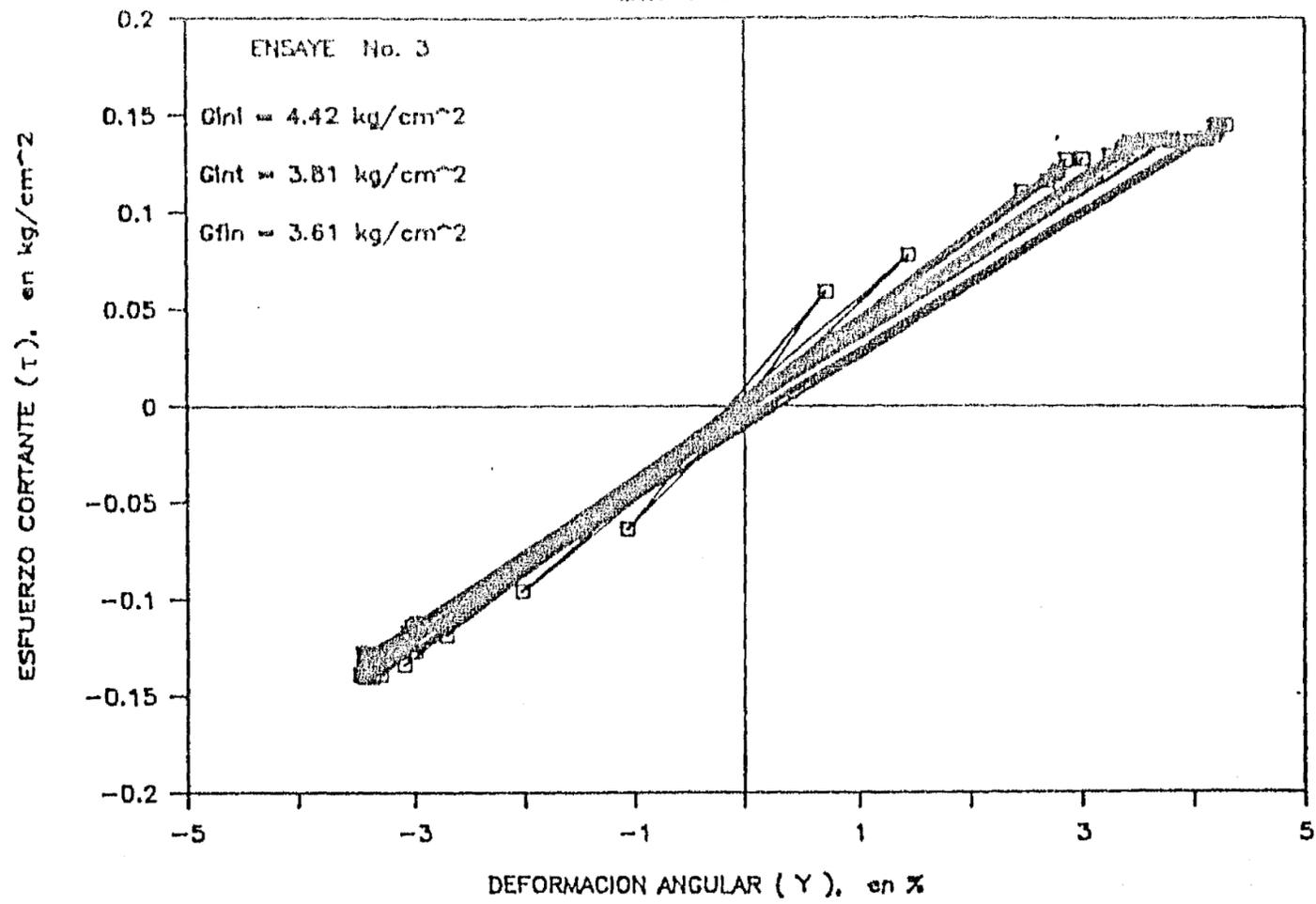


Fig. 3.130 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 15-1

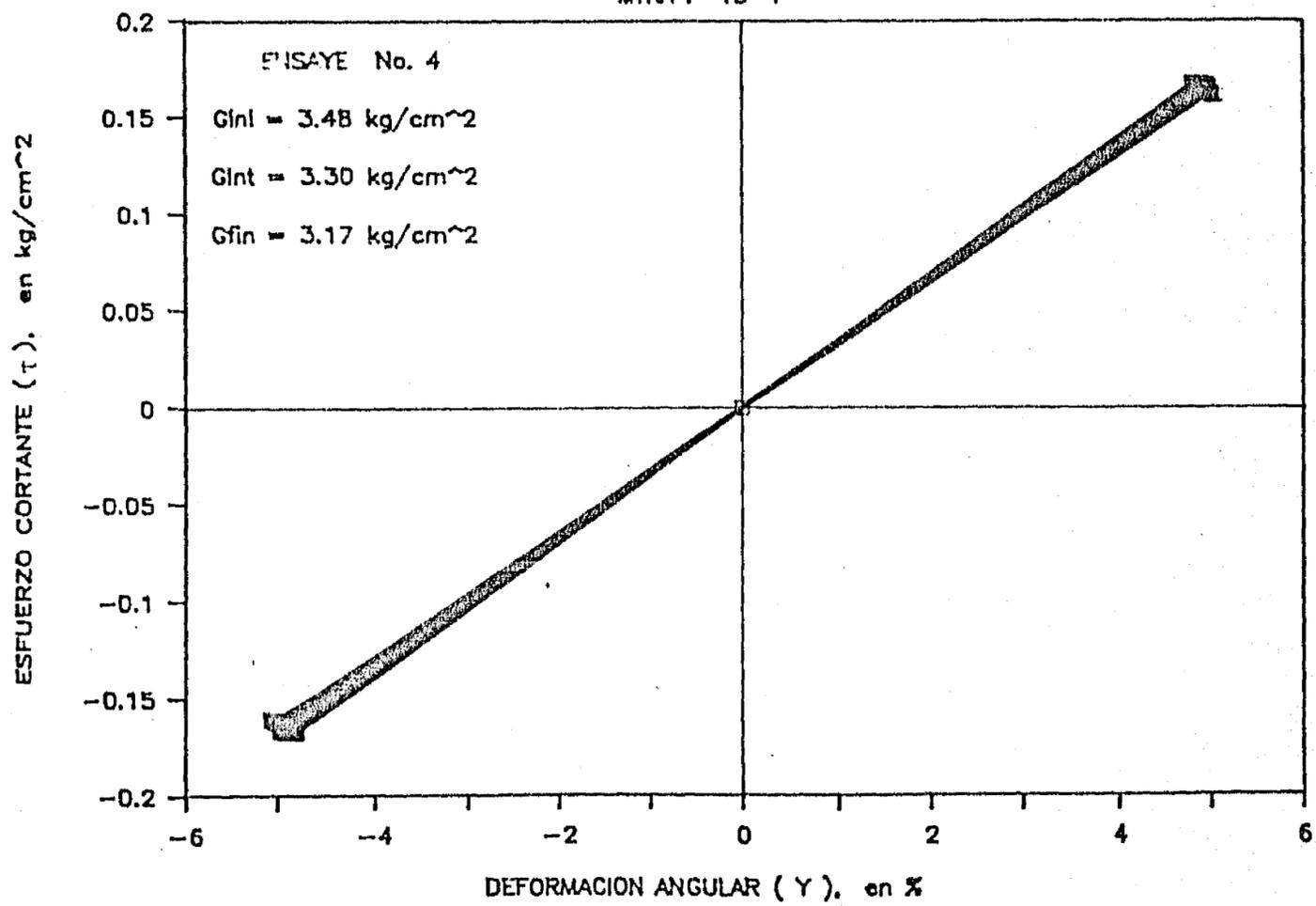


Fig. 3.131 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 15-1

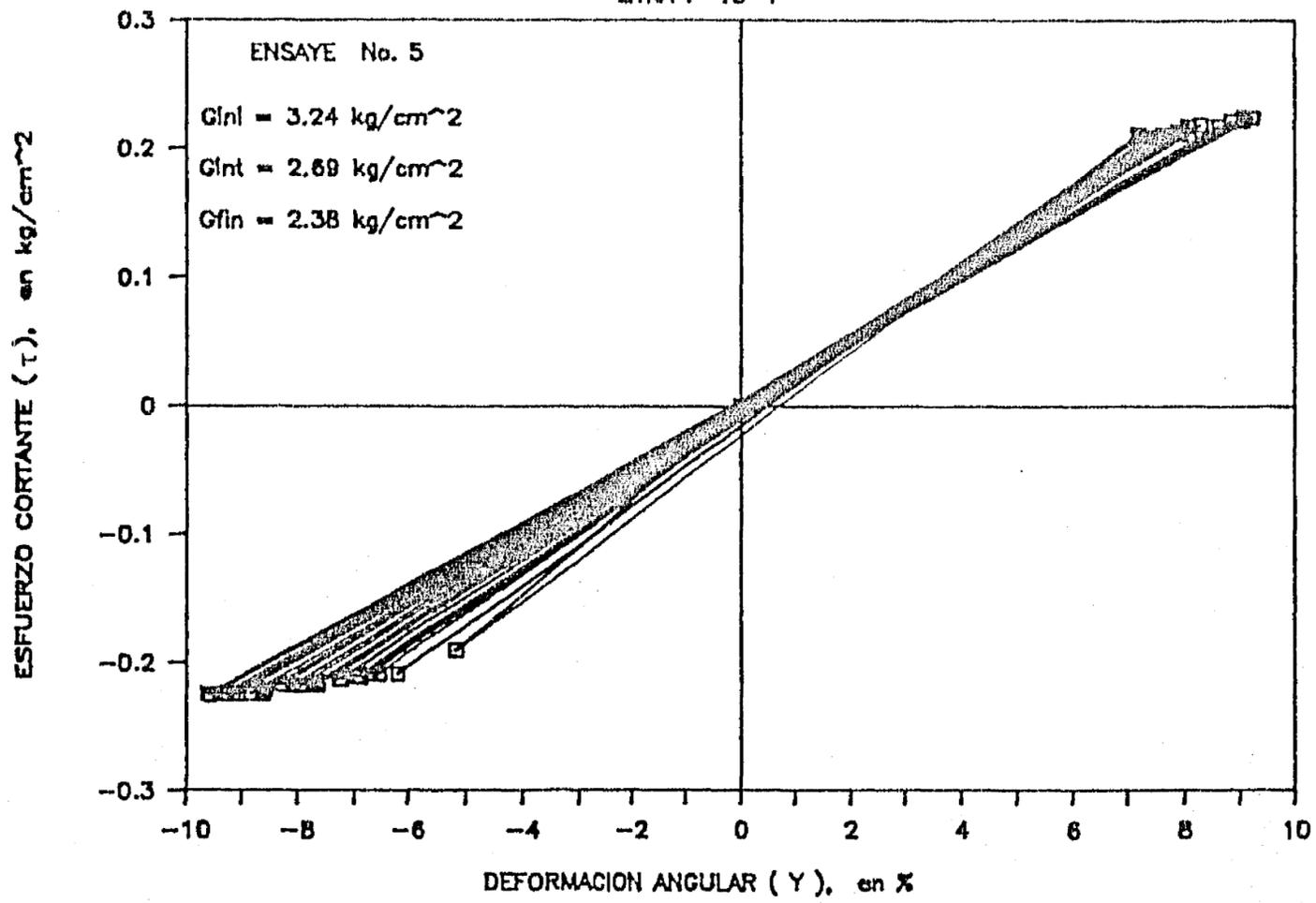


Fig. 3.132 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 38-2

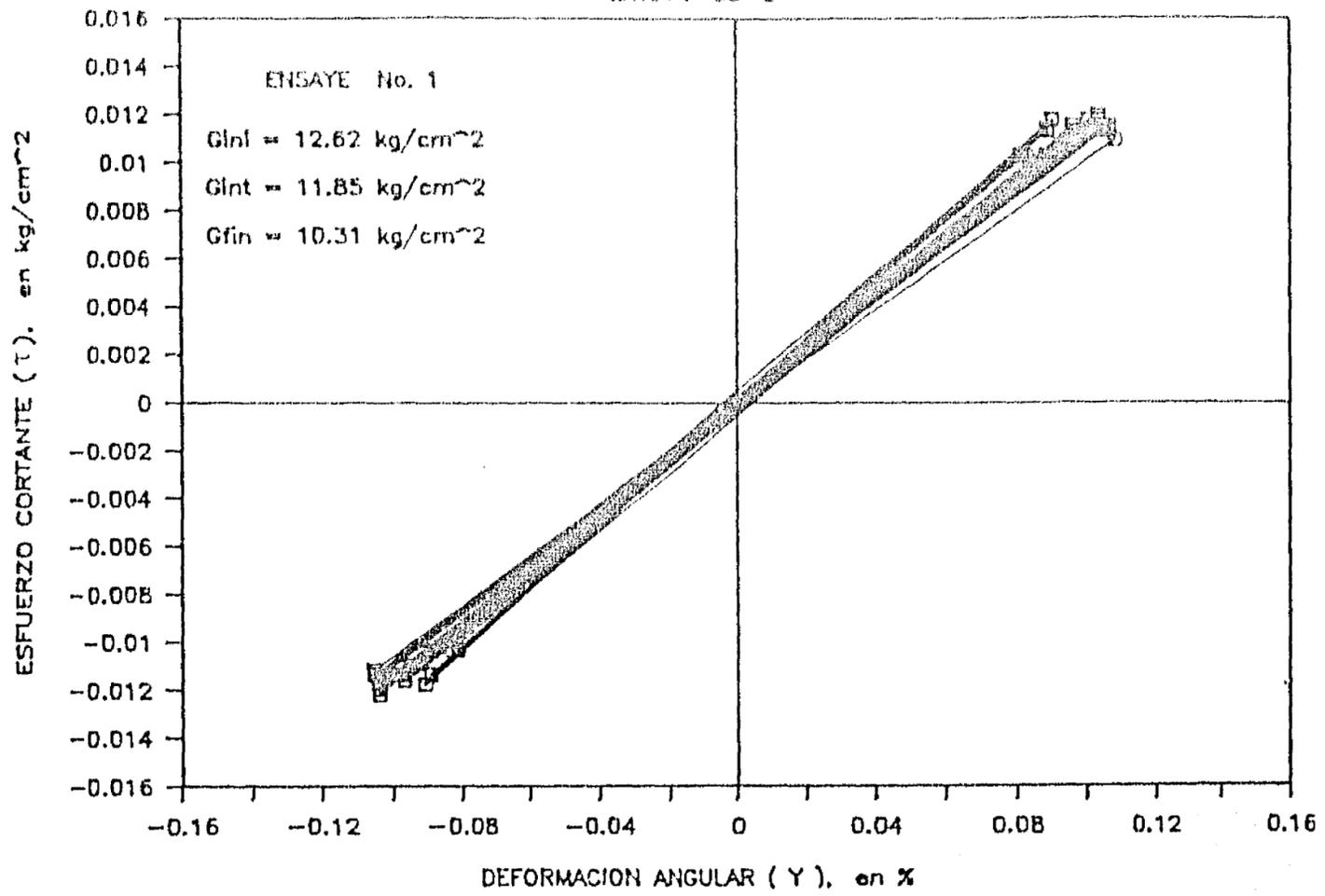


Fig. 3.133 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 38-2

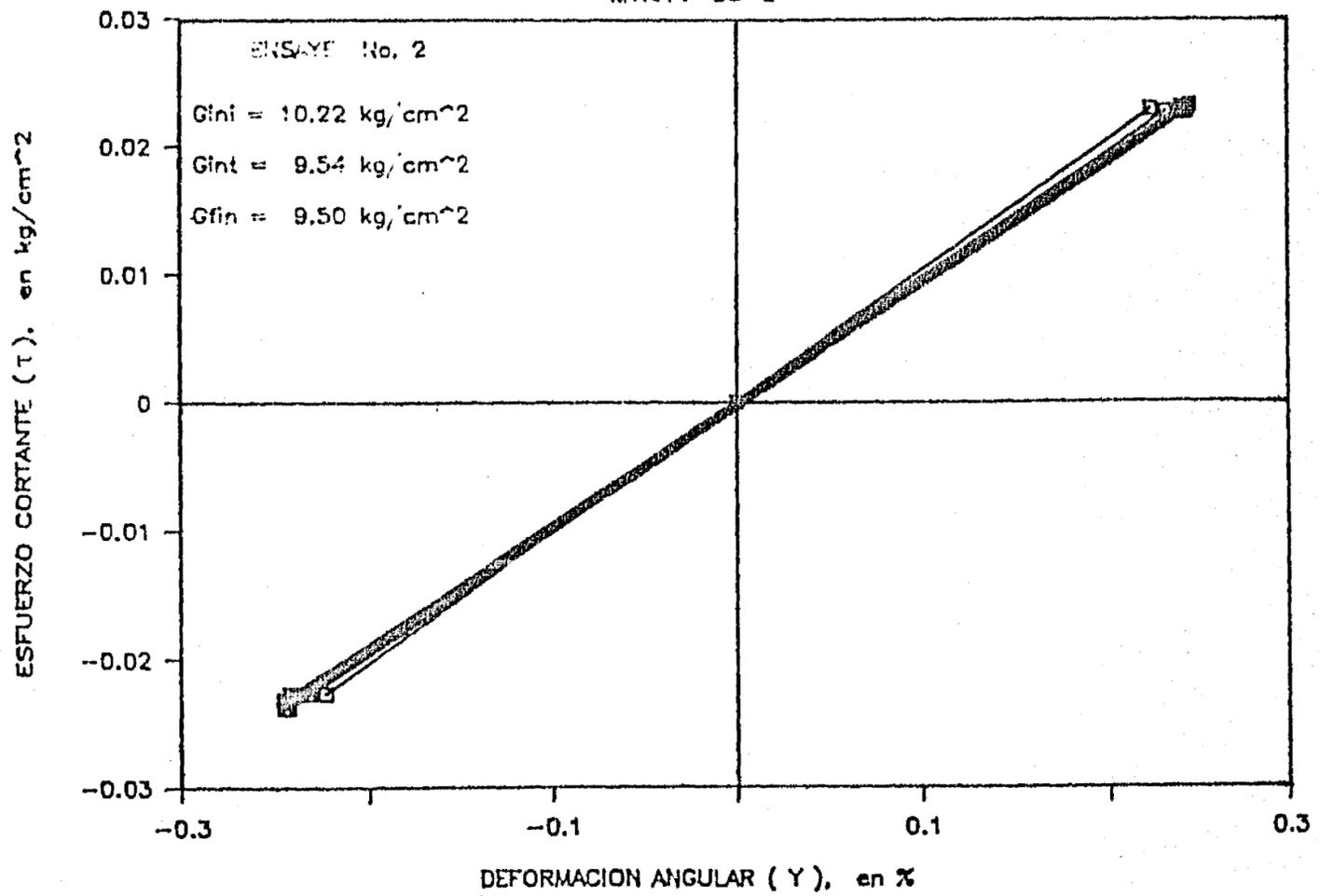


Fig. 3.134 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 3B-2

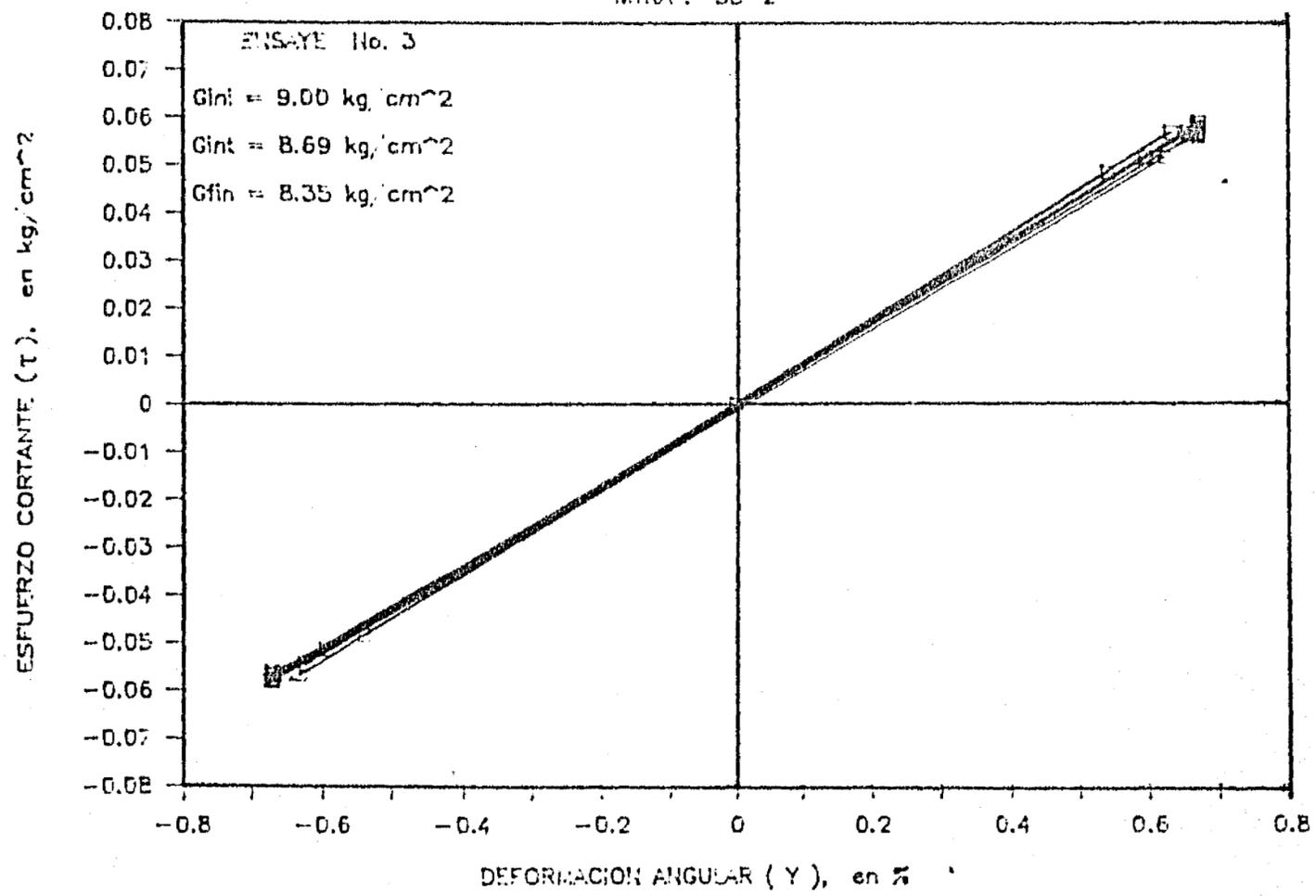


Fig. 3.135 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 38-2

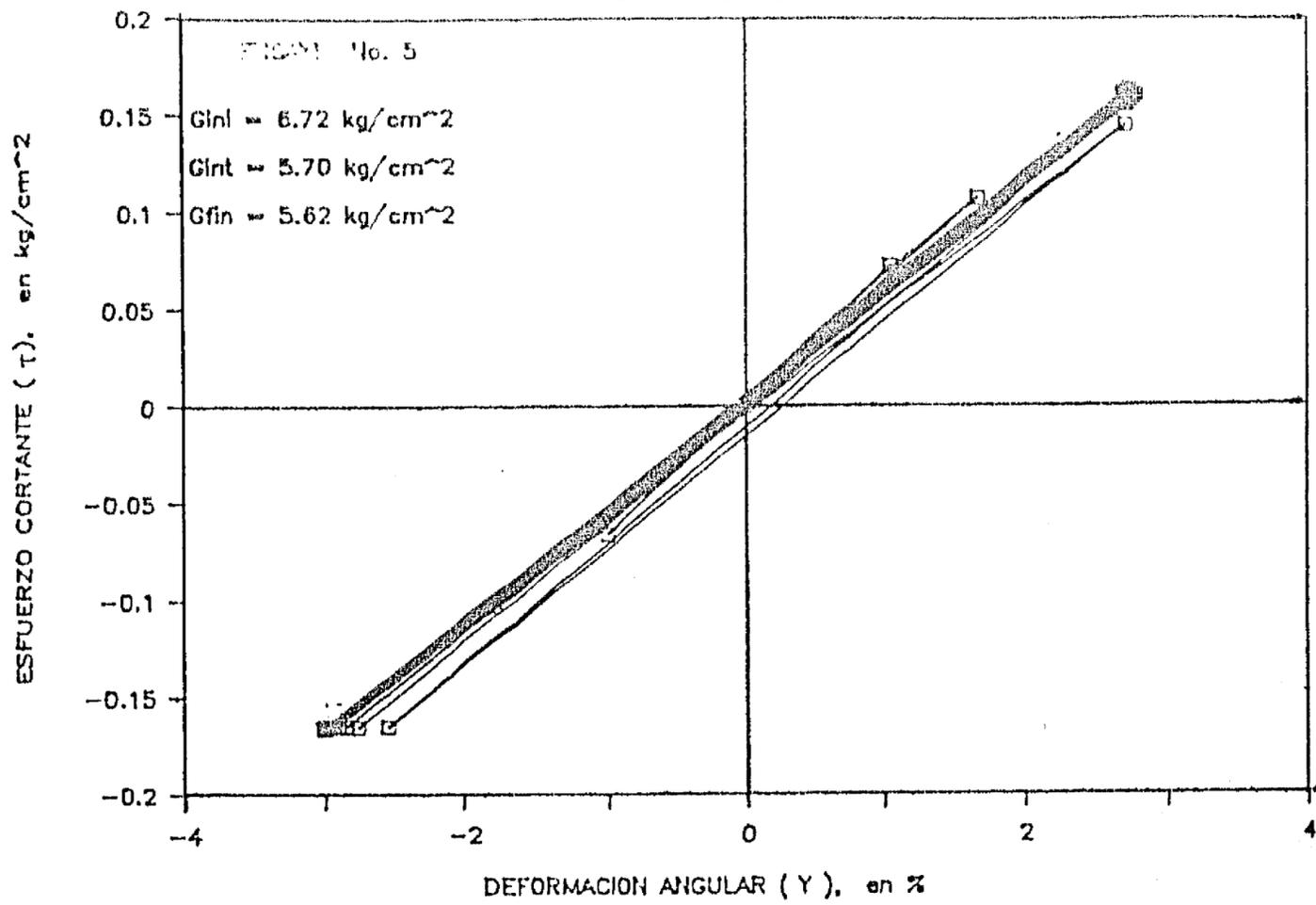


Fig. 3.136 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 38-2

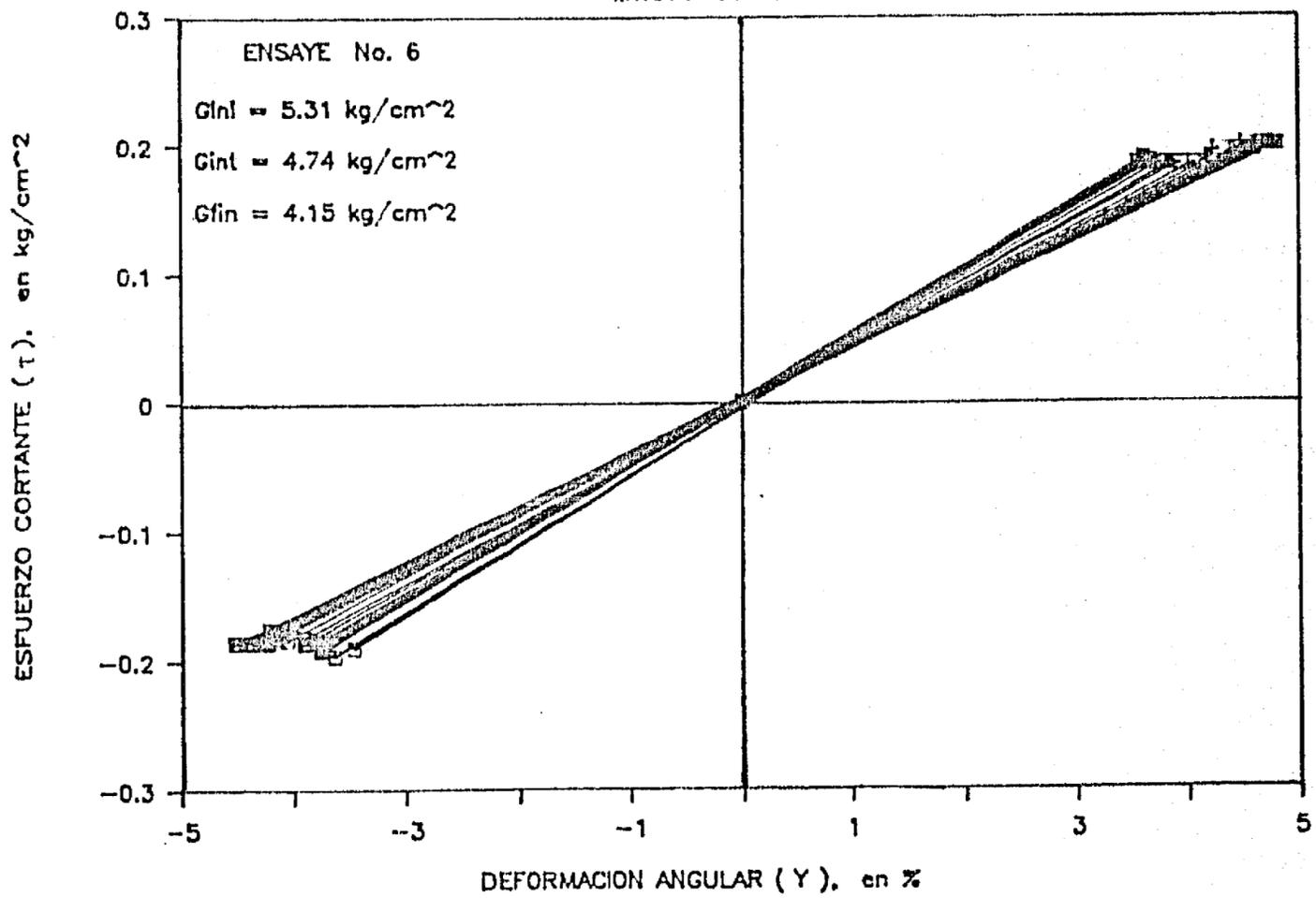


Fig. 3.137 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 38-2

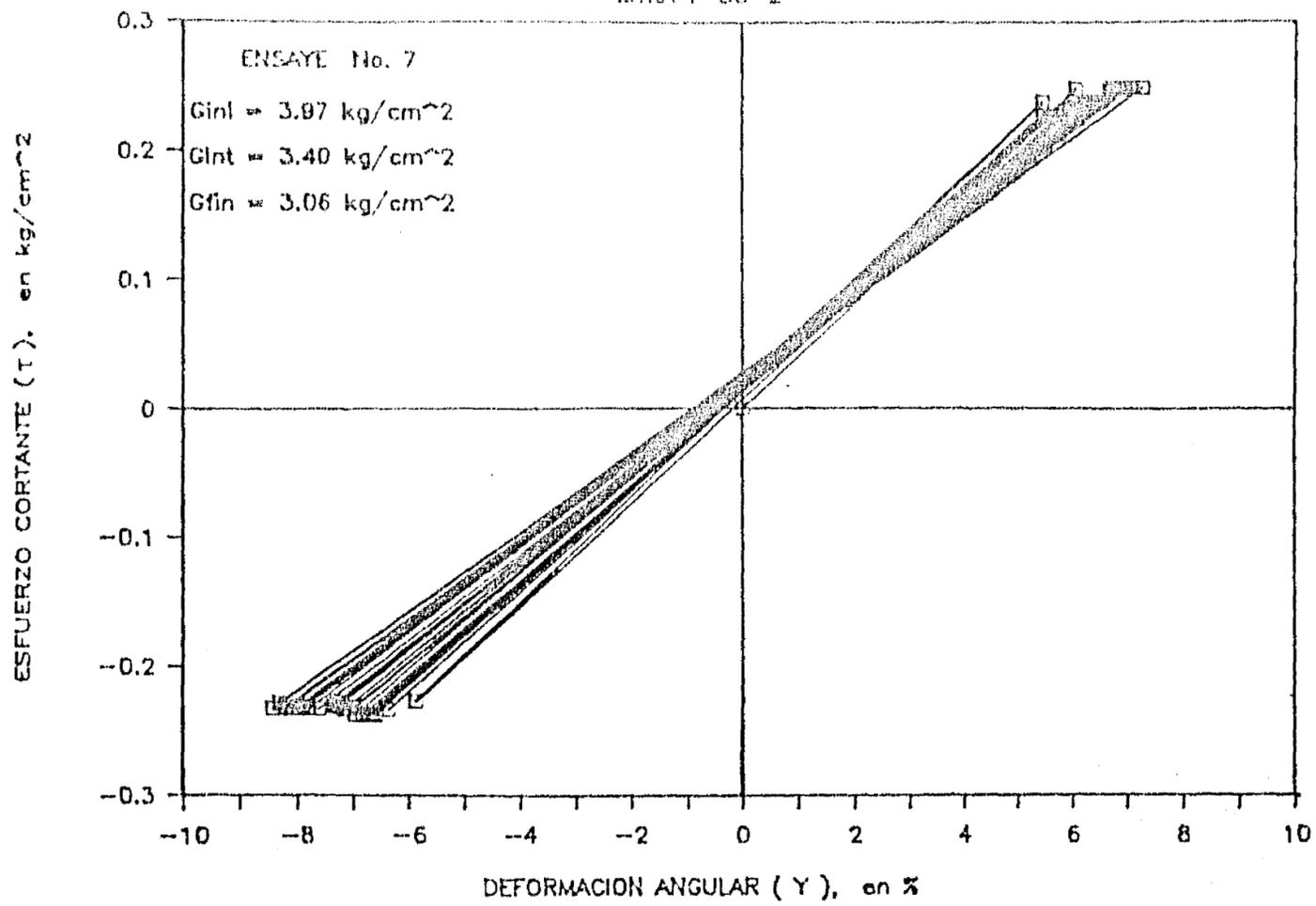


Fig. 3.138 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : CAO

MTRA : 38-2

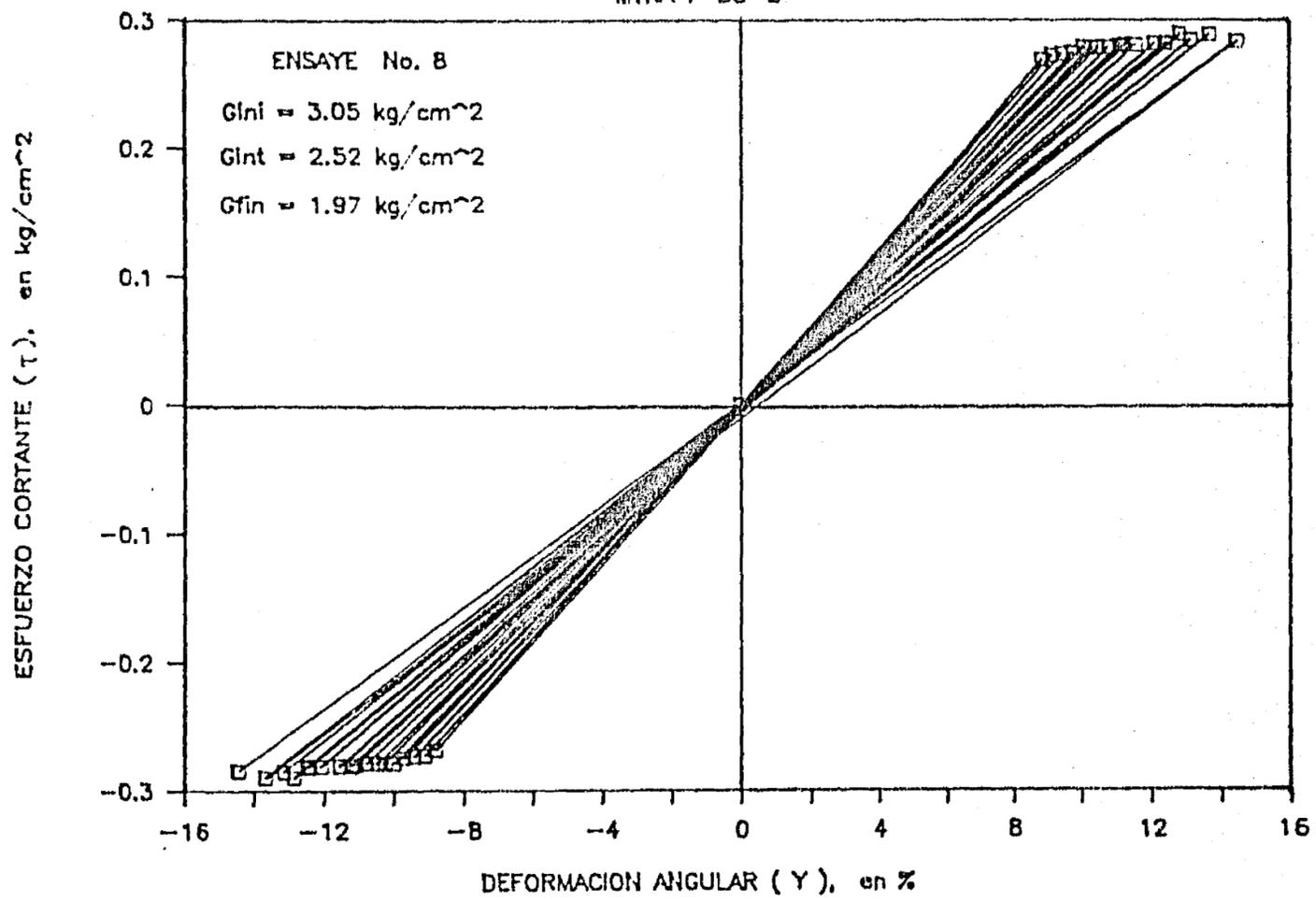
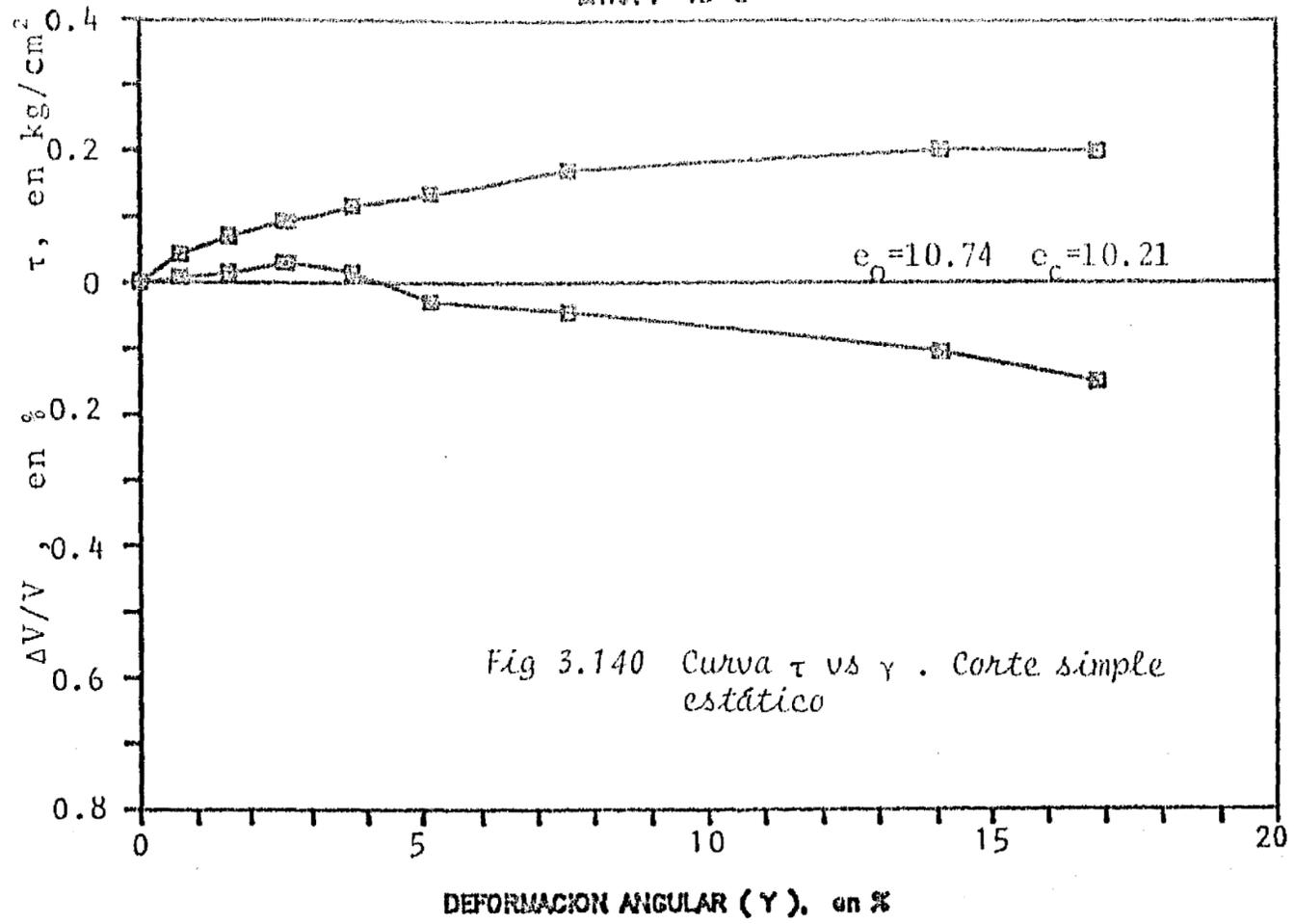


Fig. 3.139 τ vs γ . Corte simple cíclico

SITIO : SCT

MTRA : 18-3



SITIO : SCT

MTRA : 26-1

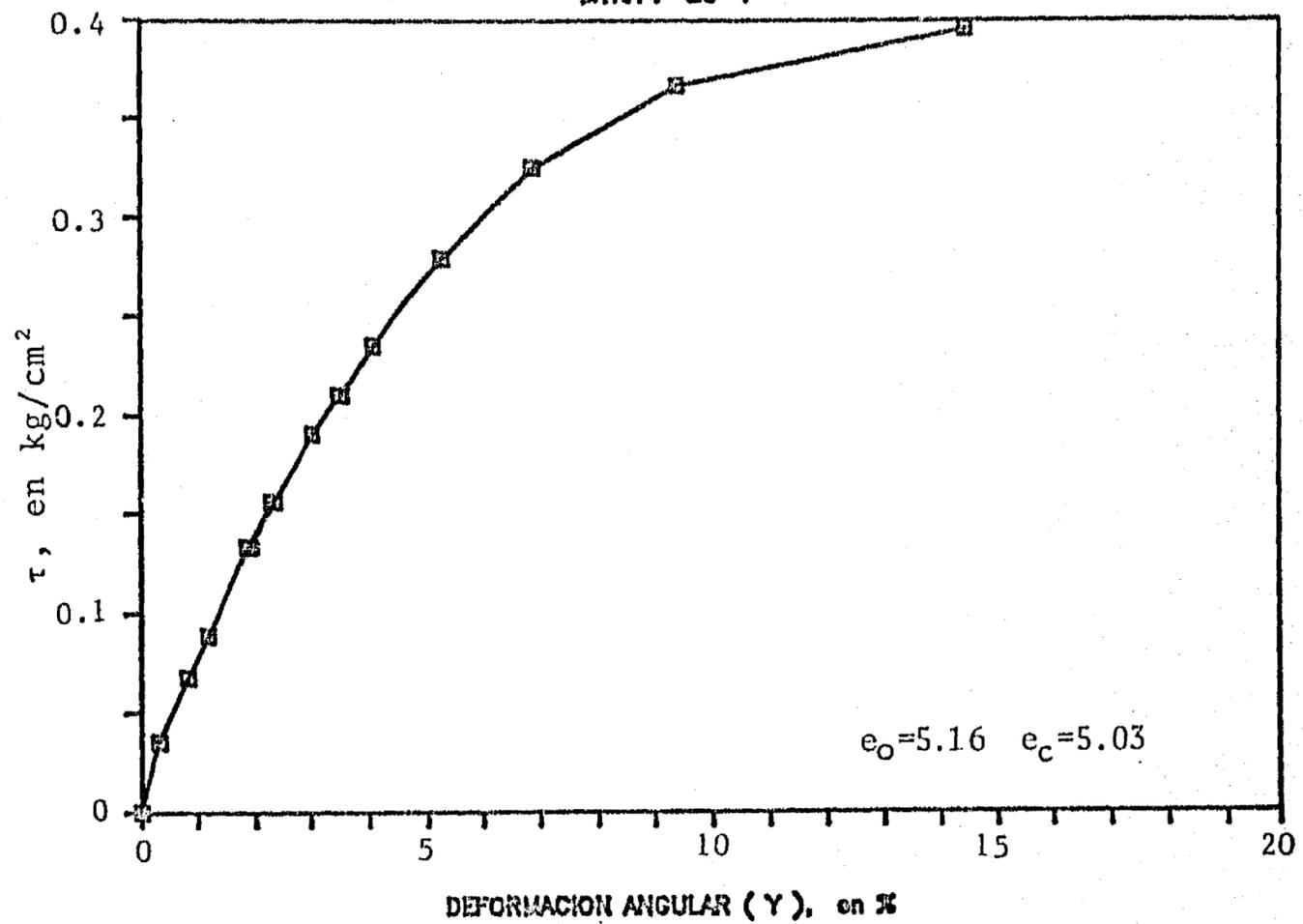
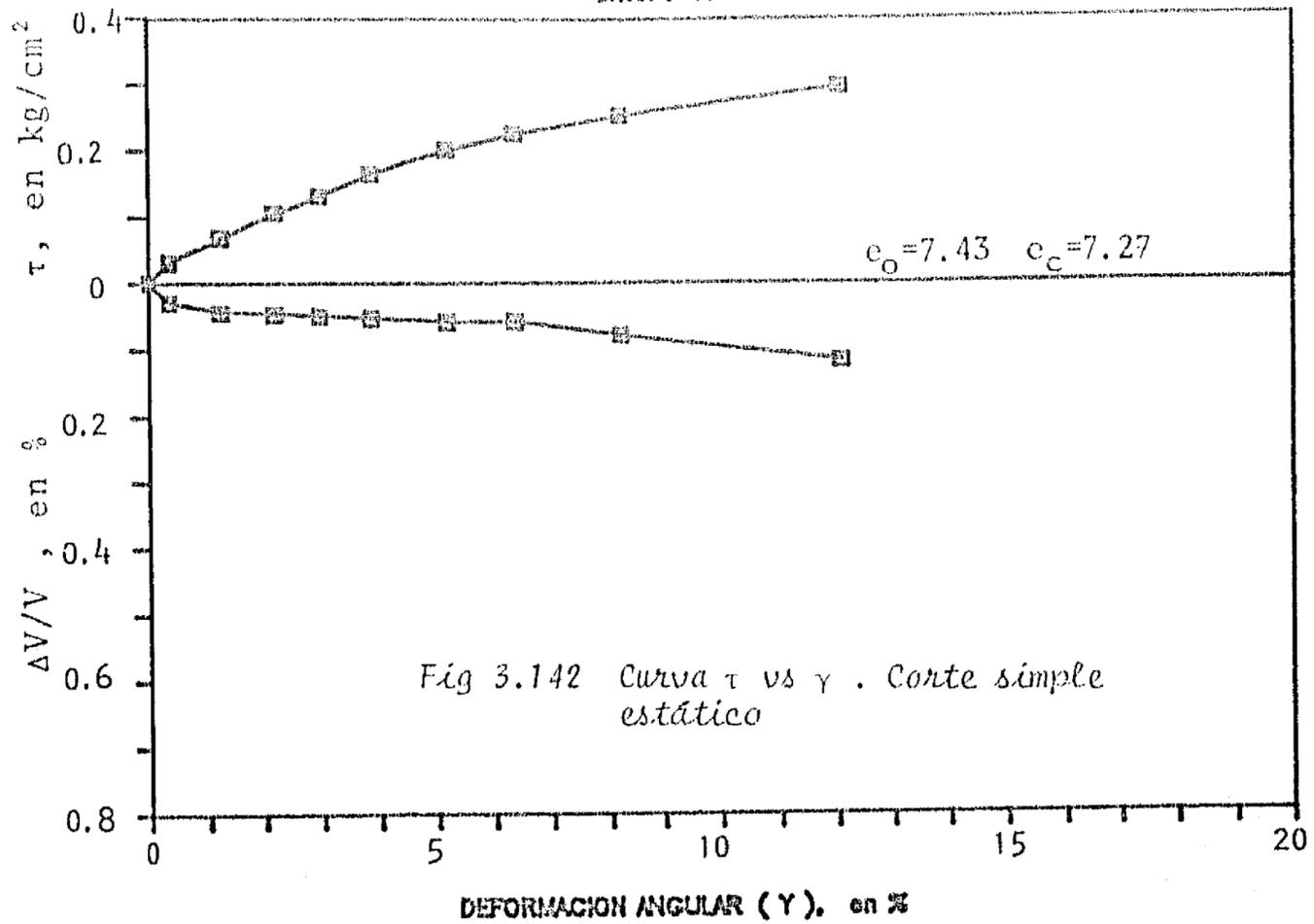


Fig 3.141 Curva τ vs γ . Corte simple estático

SITIO : CUPJ

MTRA : 13-2



SITIO : RDJ

MTRA : 14-2

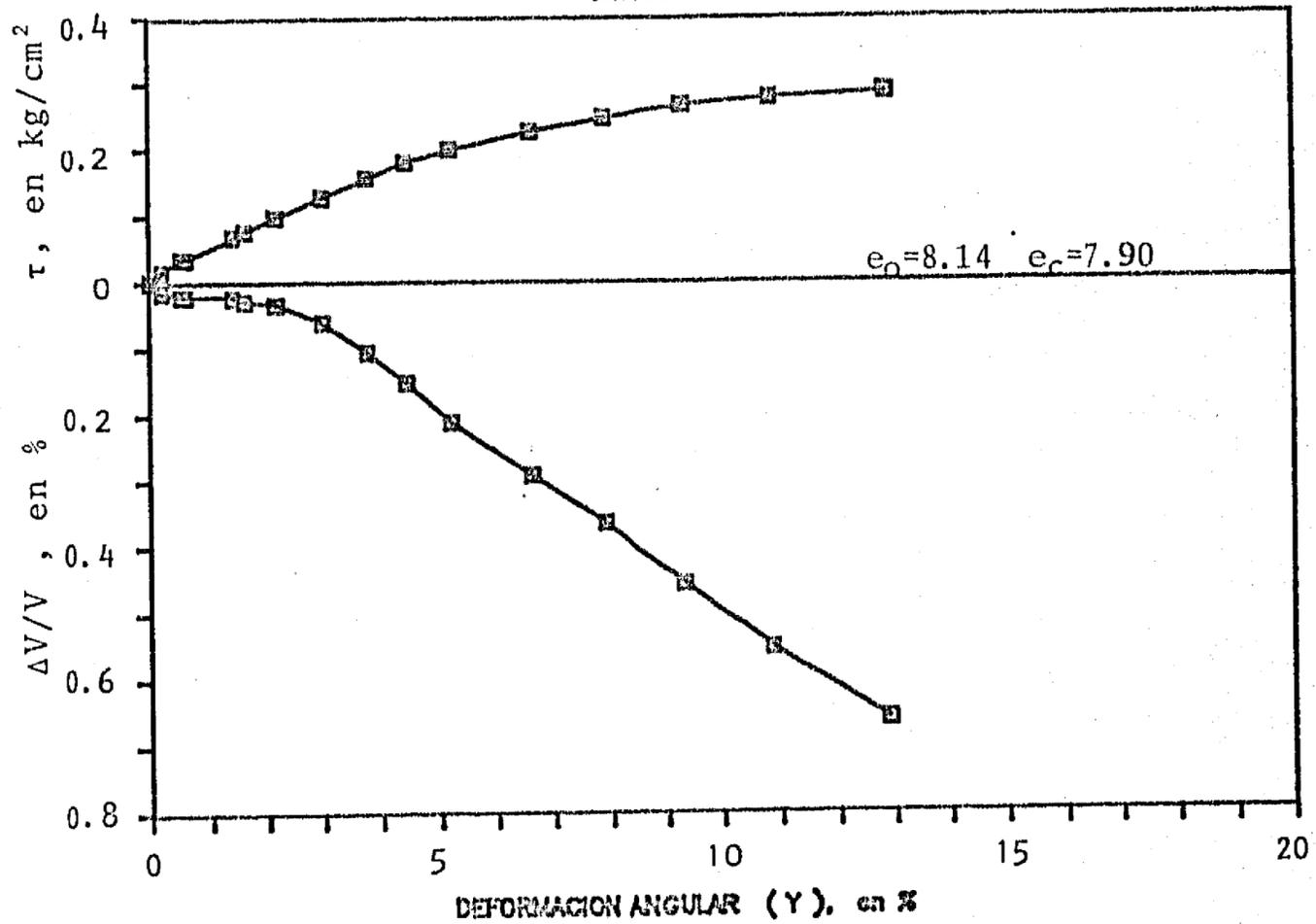
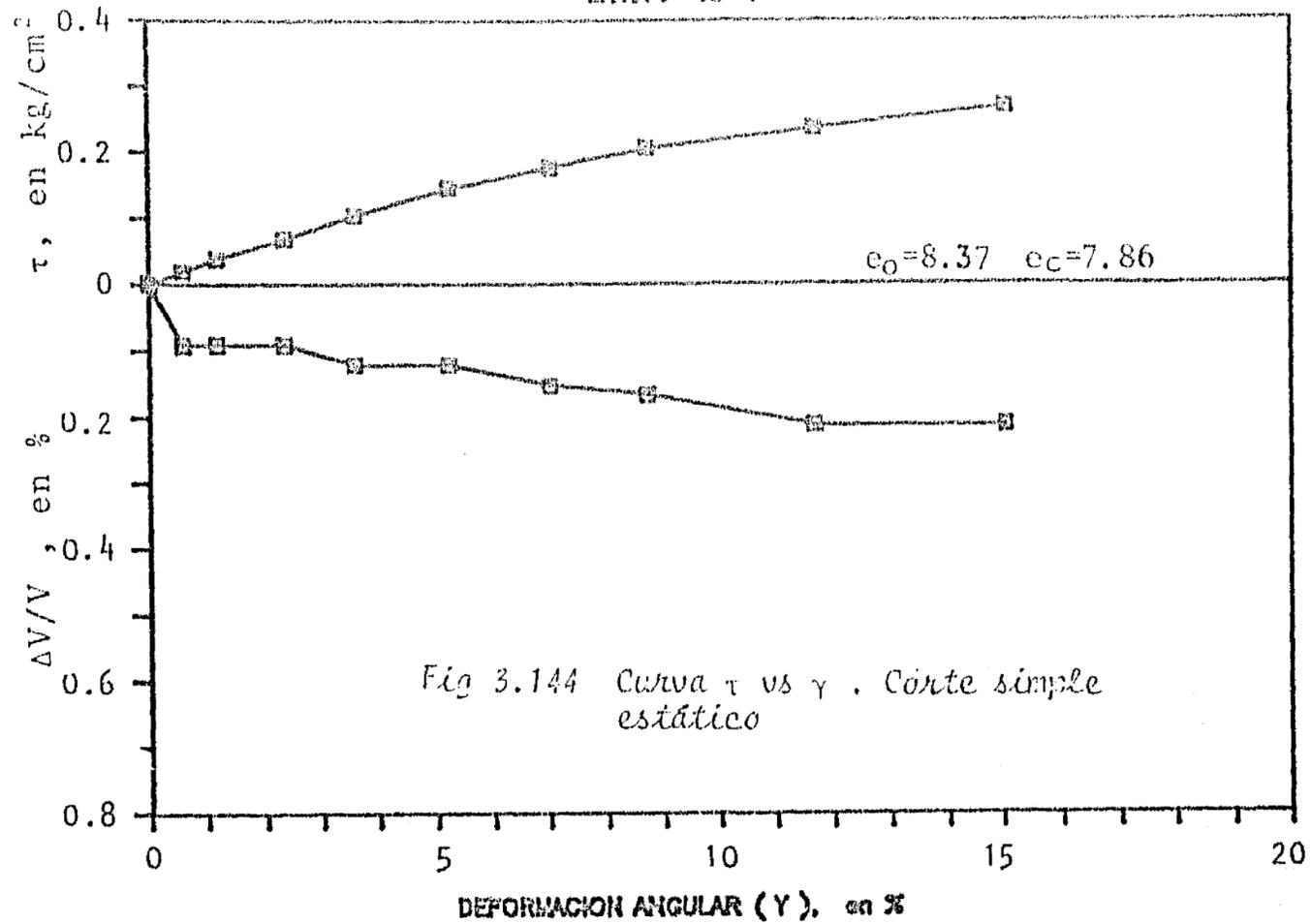


Fig 3.143 Curva τ vs γ . Corte simple estático

SITIO : EUVI

MTRA : 13-1



SITIO : EUVI

MTRA : 23-3

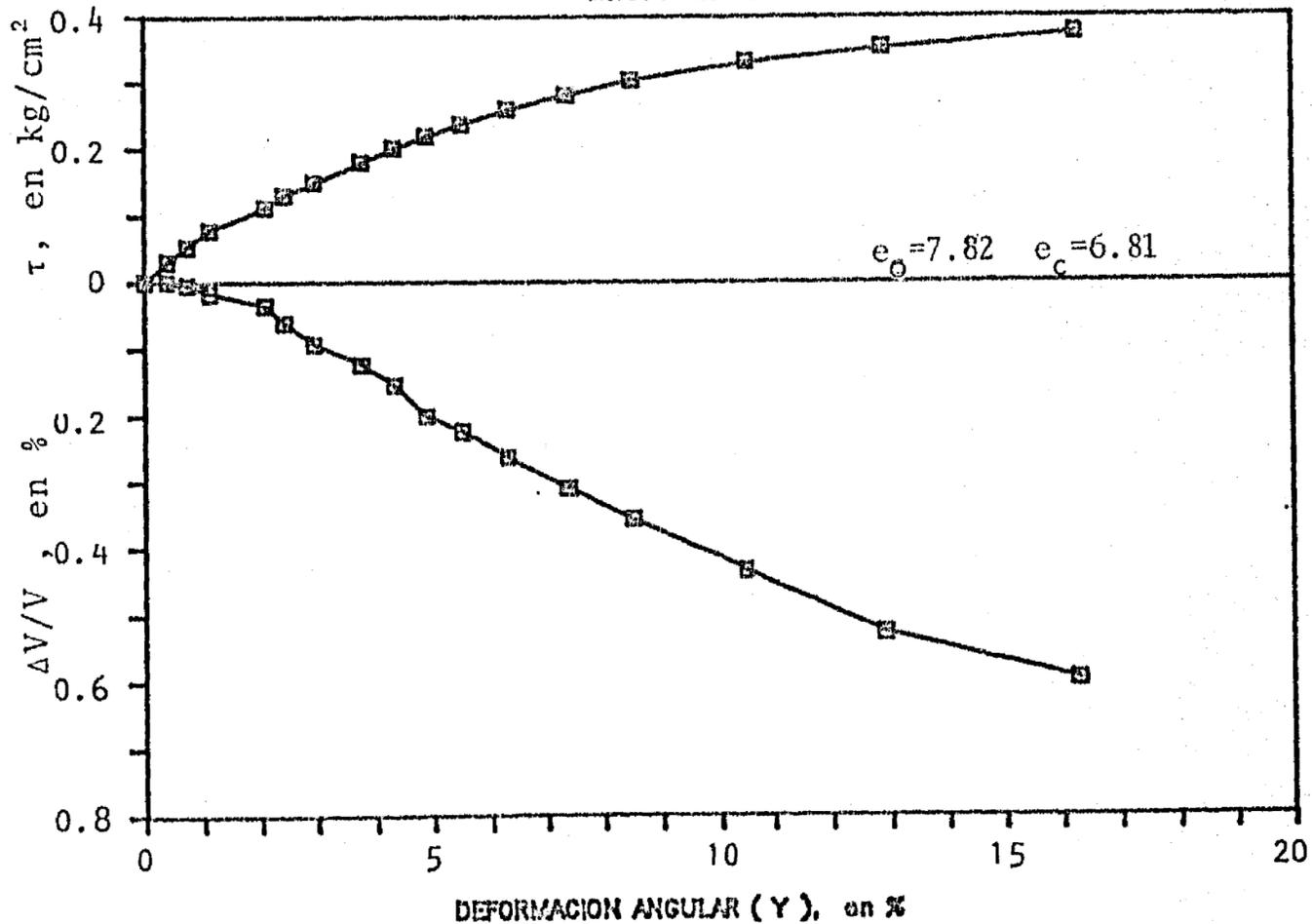
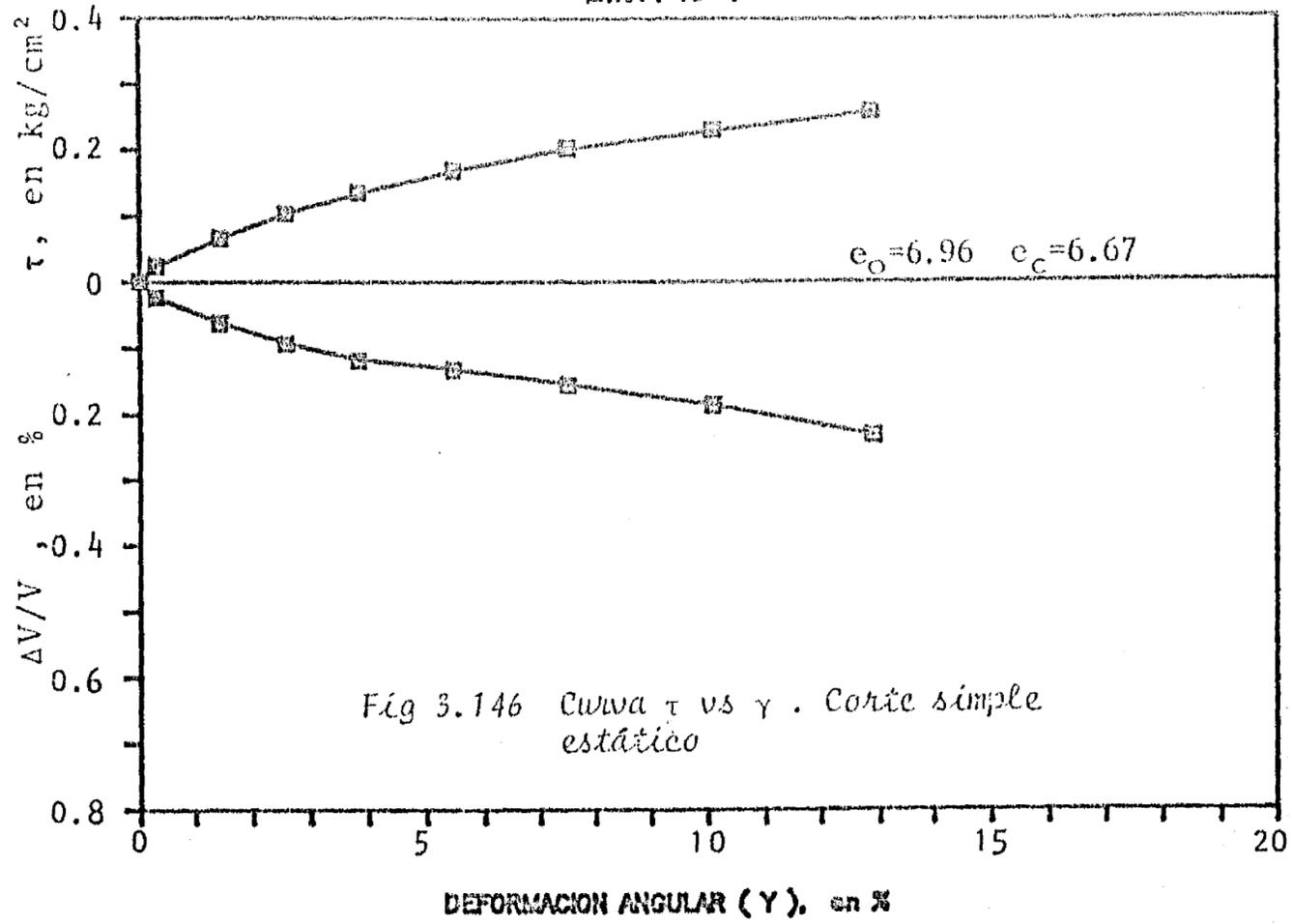


Fig 3.145 Curva τ vs γ . Corte simple estático

SITIO : CAO

MTRA : 15-1



SITIO : CAO

MTRA : 38-2

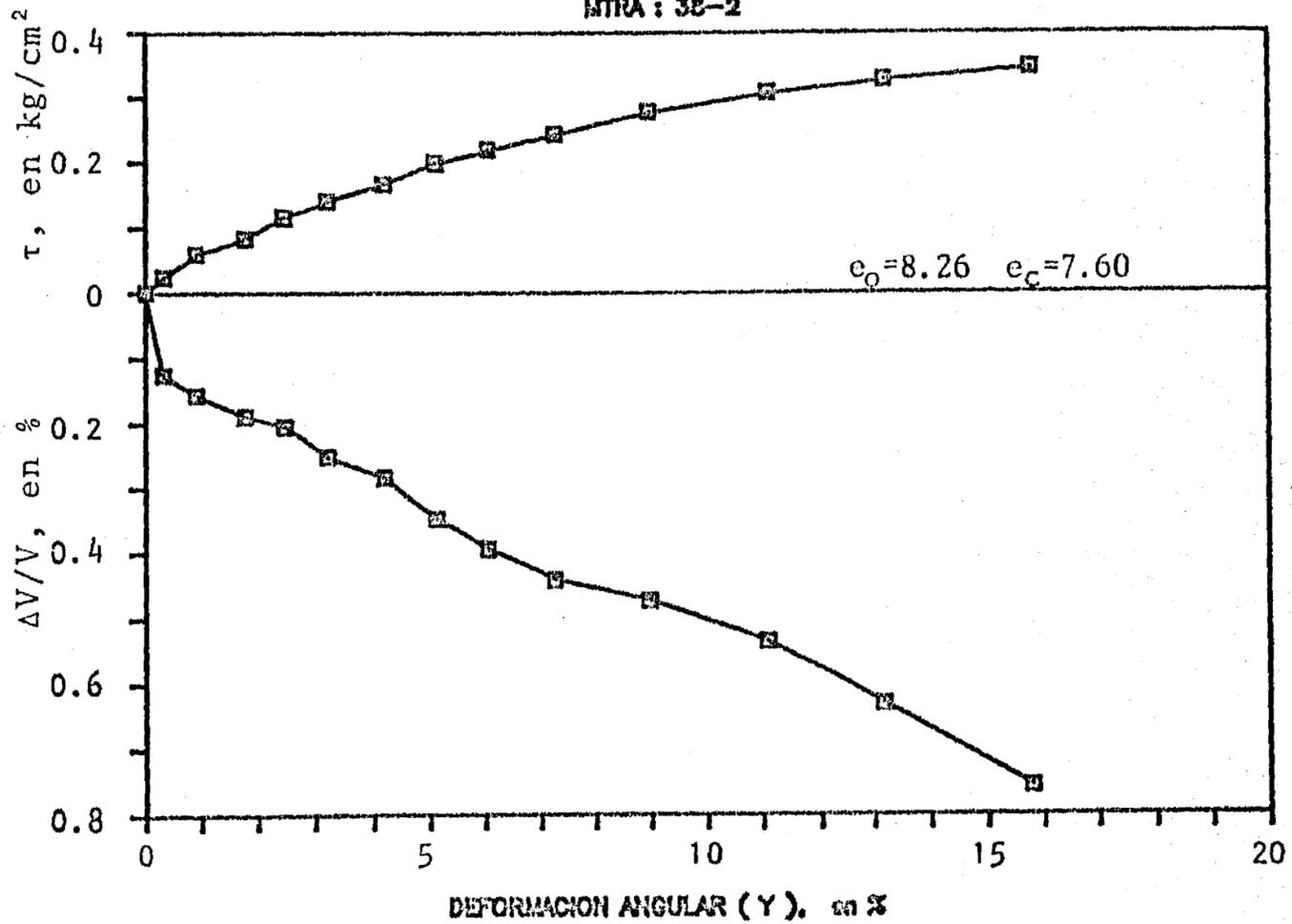


Fig 3.147 Curva τ vs γ . Corte simple estático

LAGO DE TEXCOCO PRECONSOLIDADO

CORTE SIMPLE CICLICO

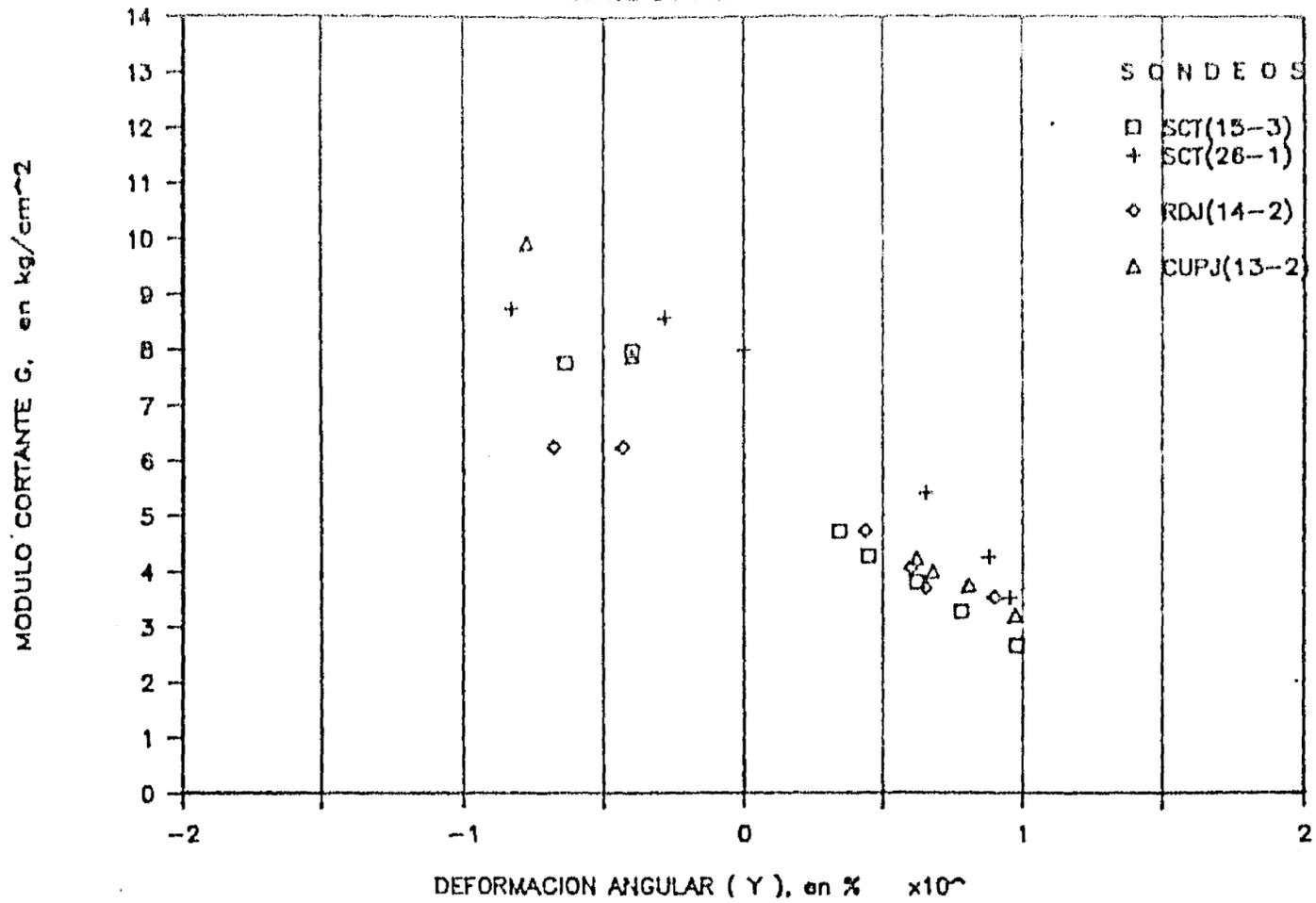


Fig. 3.148 Variación de G vs γ . Corte simple cíclico. Lago de Texcoco preconsolidado

LAGO DE TEXCOCO VIRGEN

CORTE SIMPLE CICLICO

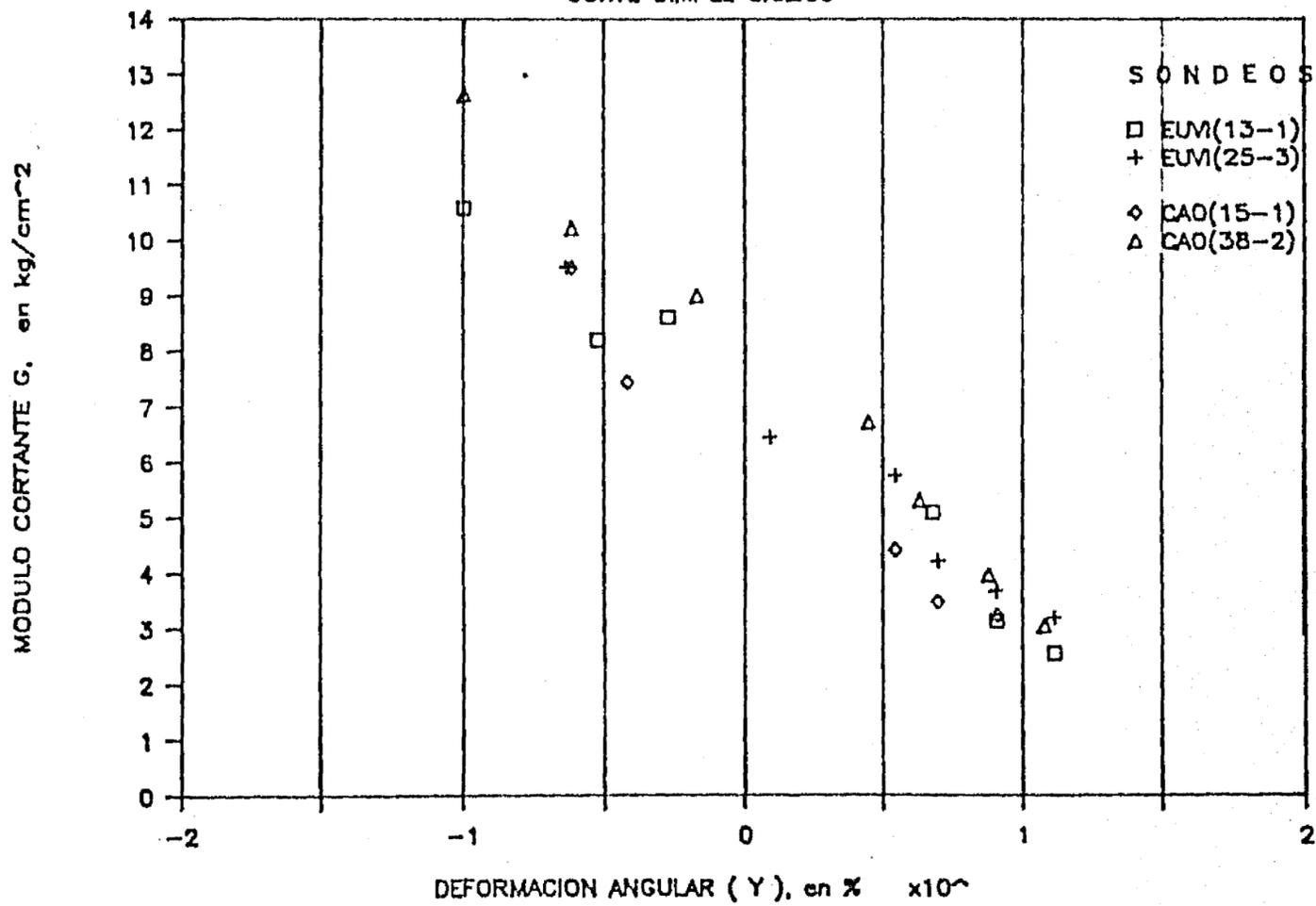


Fig. 3.149 Variación de G vs γ . Corte simple cíclico. Lago de Texcoco virgen

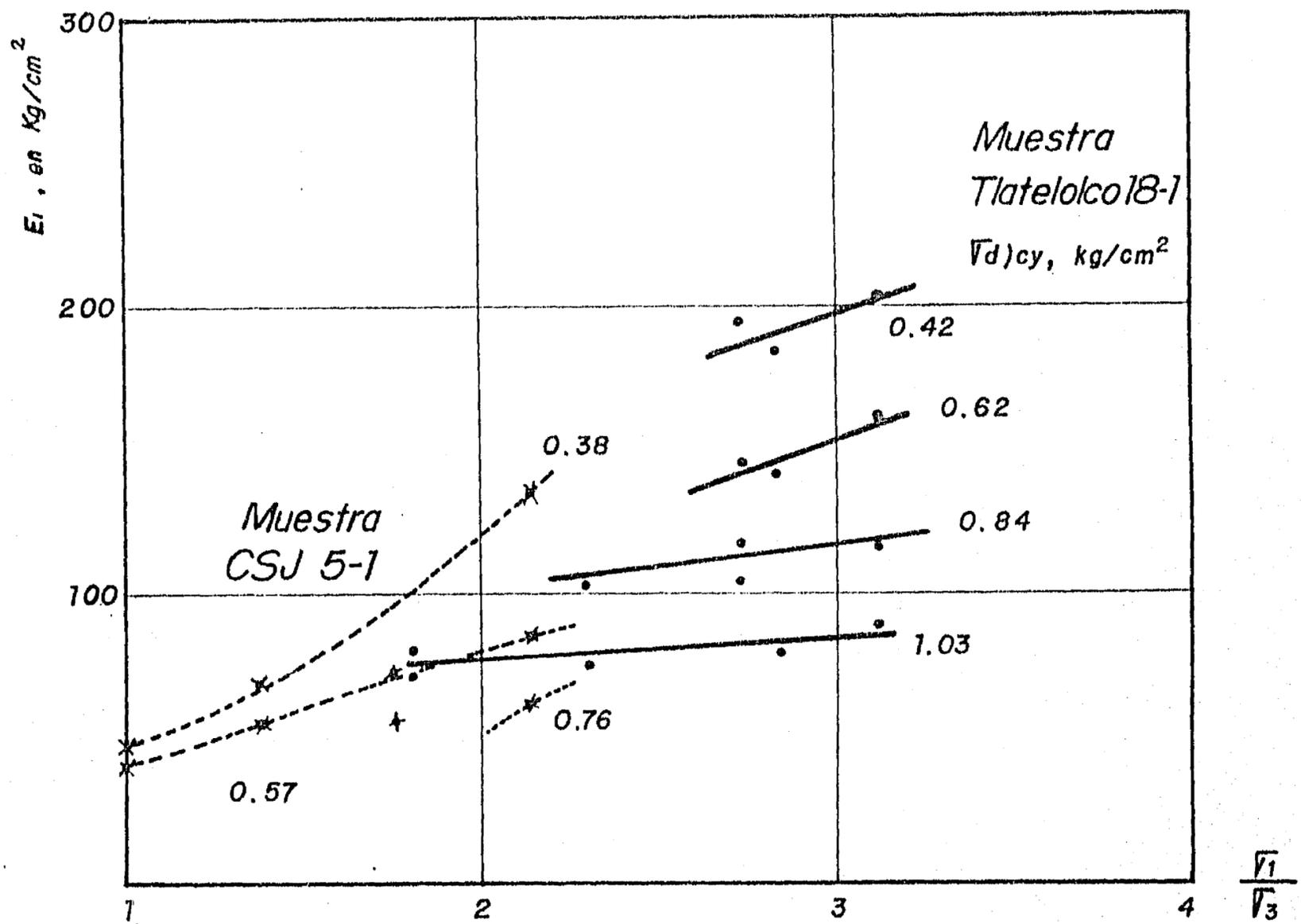


Fig 3.150 Variación de E en función de la relación $\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_3}$ y de $\sigma_d)_{cy}$

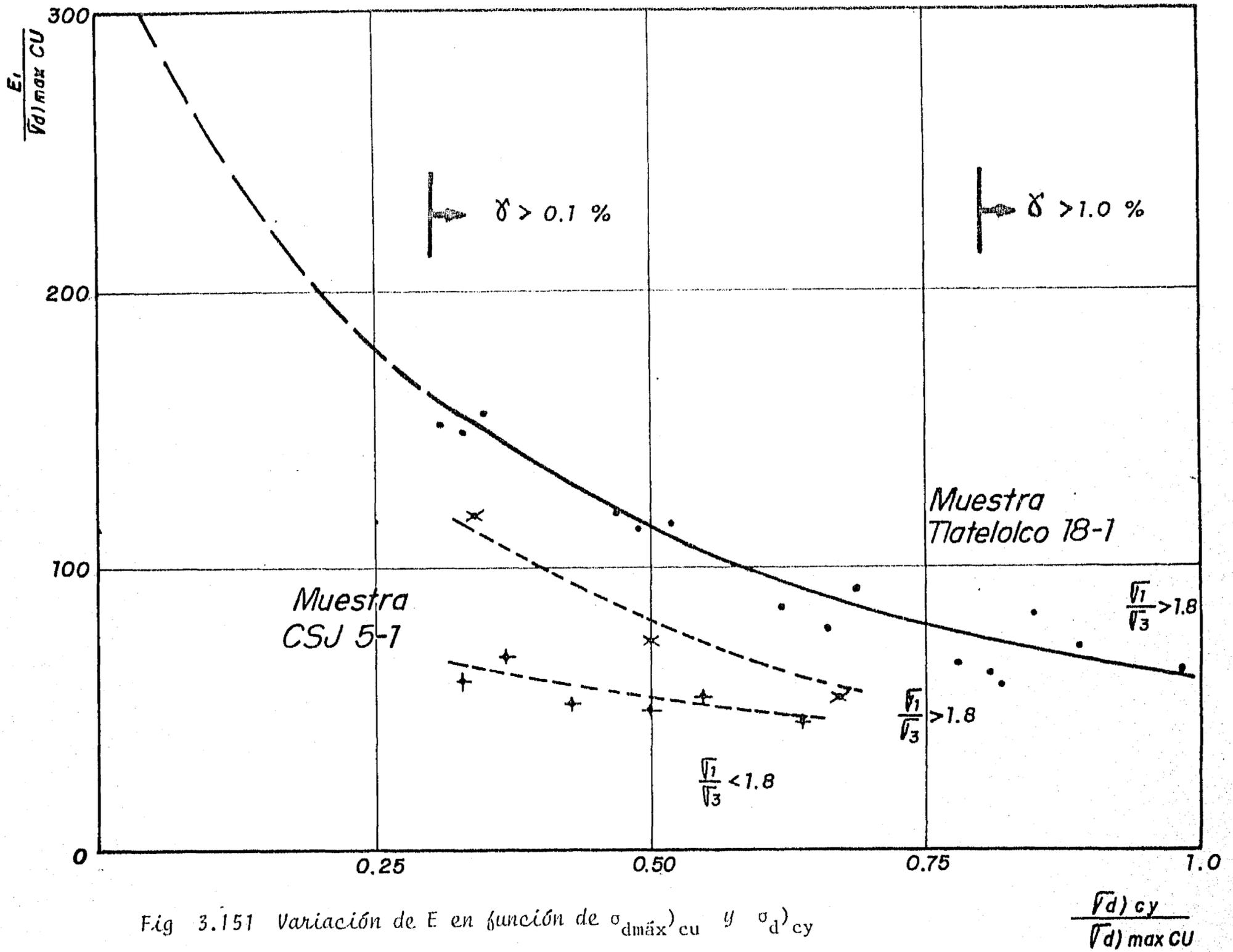


Fig 3.151 Variación de E en función de σ_{dmax}^{cu} y σ_d^{cy}

SONDEOS : SCT, CUPJ, SAA, ZOCALO
 Lago de Texcoco preconsolidado

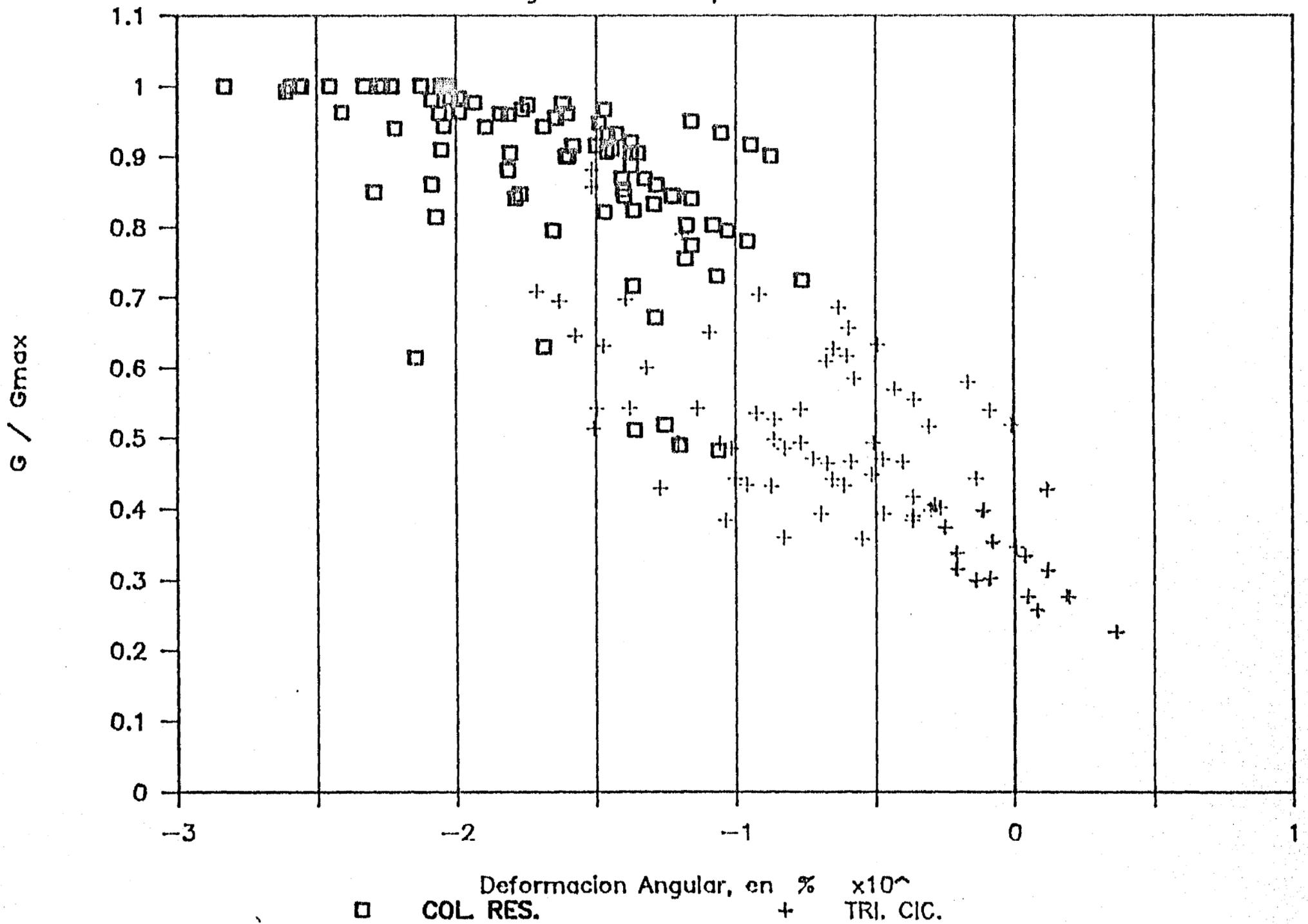


Fig. 3.152 Variación de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ . Lago de Texcoco preconsolidado

SONDEOS : CAO, CAF
LAGO DE TEXCOCO VIRGEN

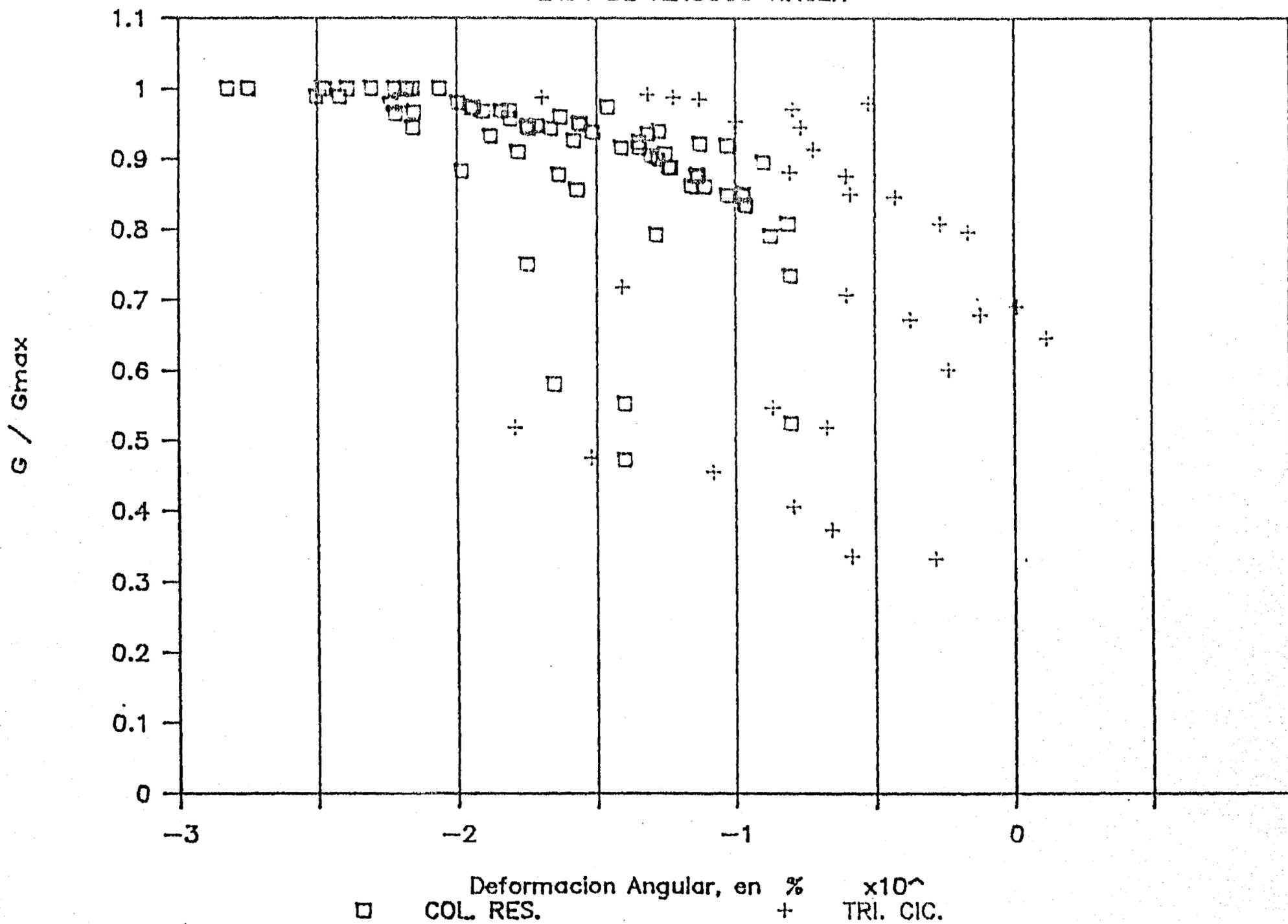


Fig. 3.153 Variación de $G/G_{máx}$ vs γ . Lago de Texcoco virgen

SONDEOS : TLD, TLB, PRCH
LAGO XOCHIMILCO-CHALCO

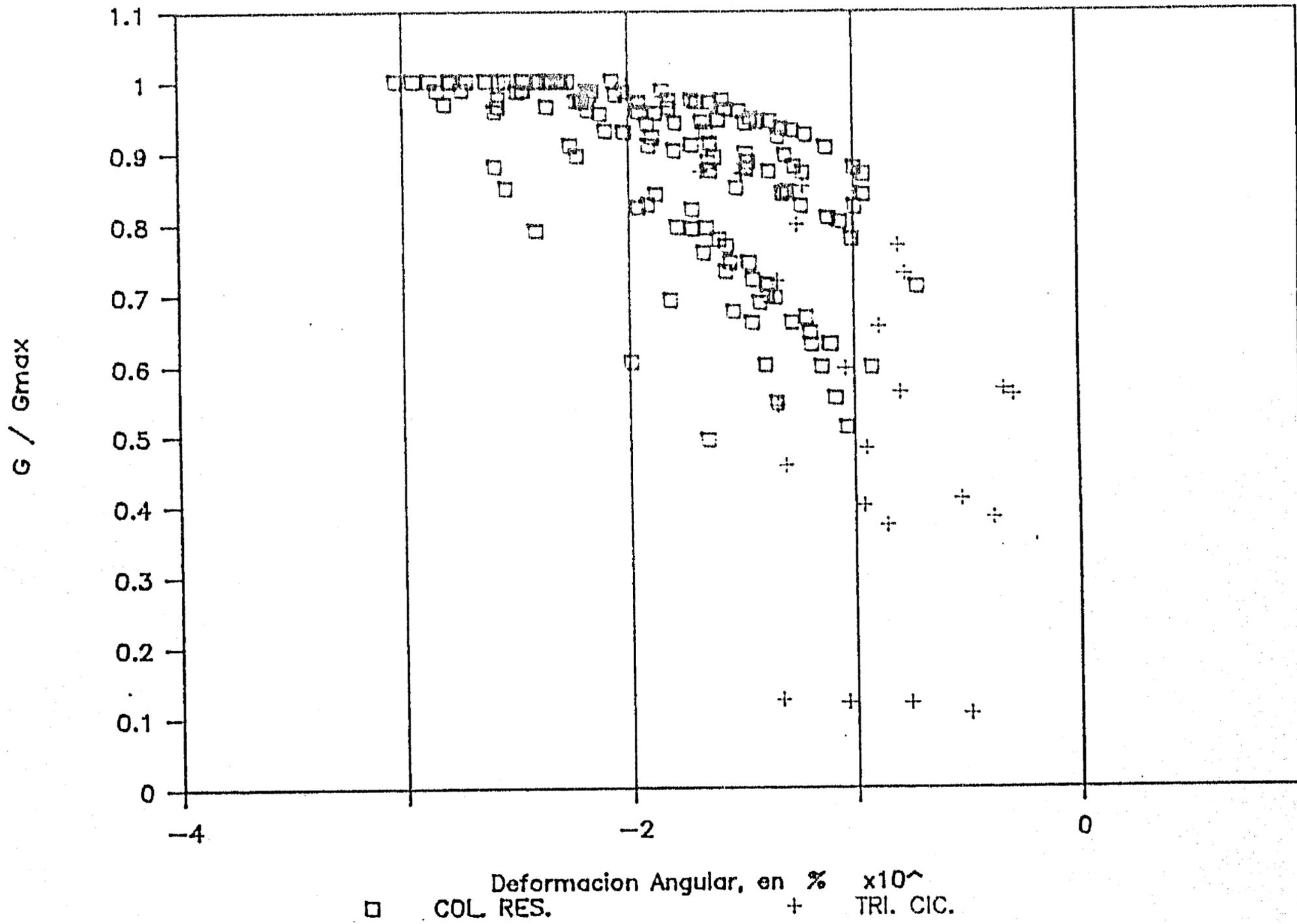


Fig. 3.154 Variación de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ . Lago Xochimilco-Chalco

SONDEO : TLATELOLCO

TX. CIG. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

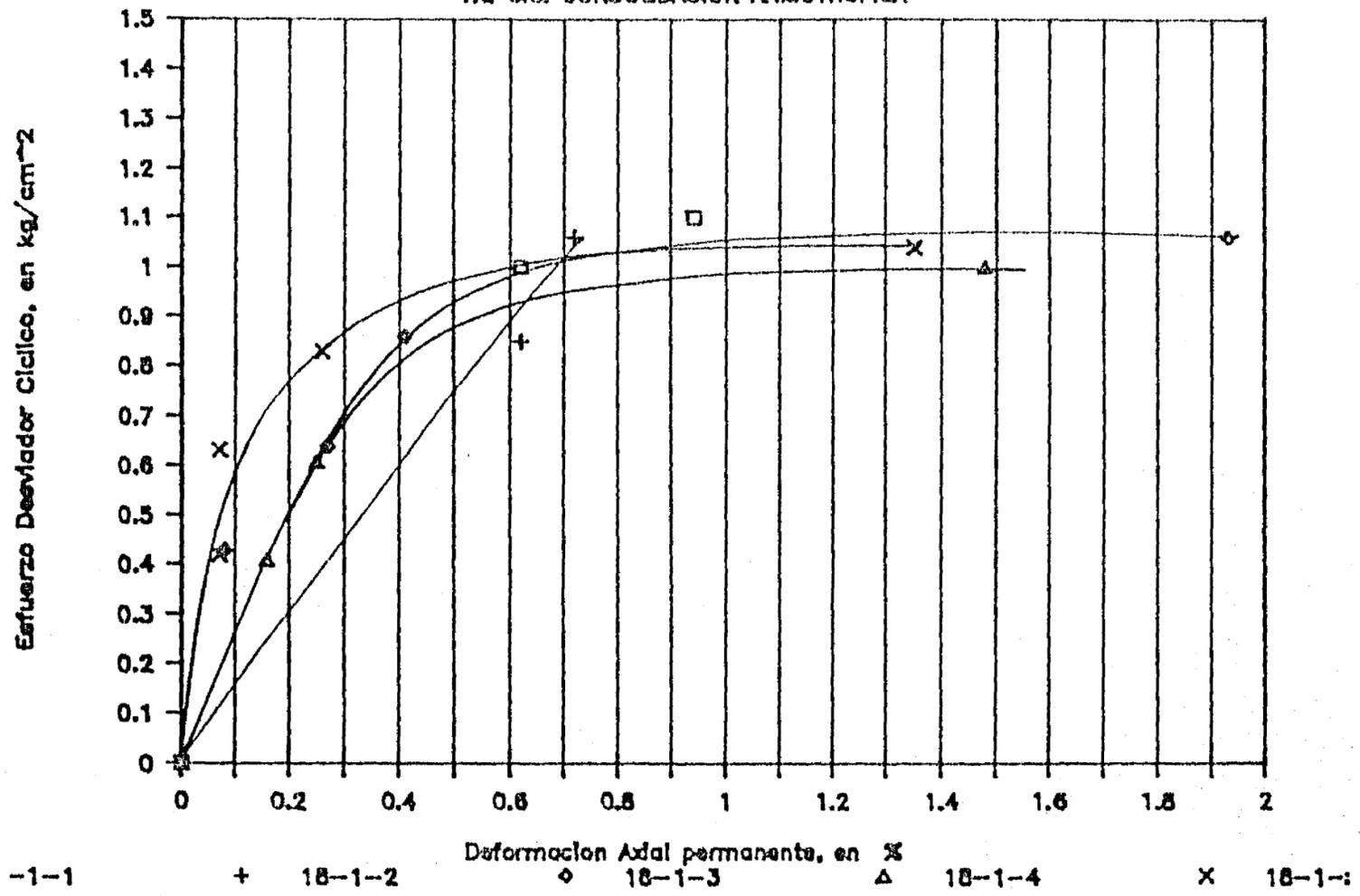
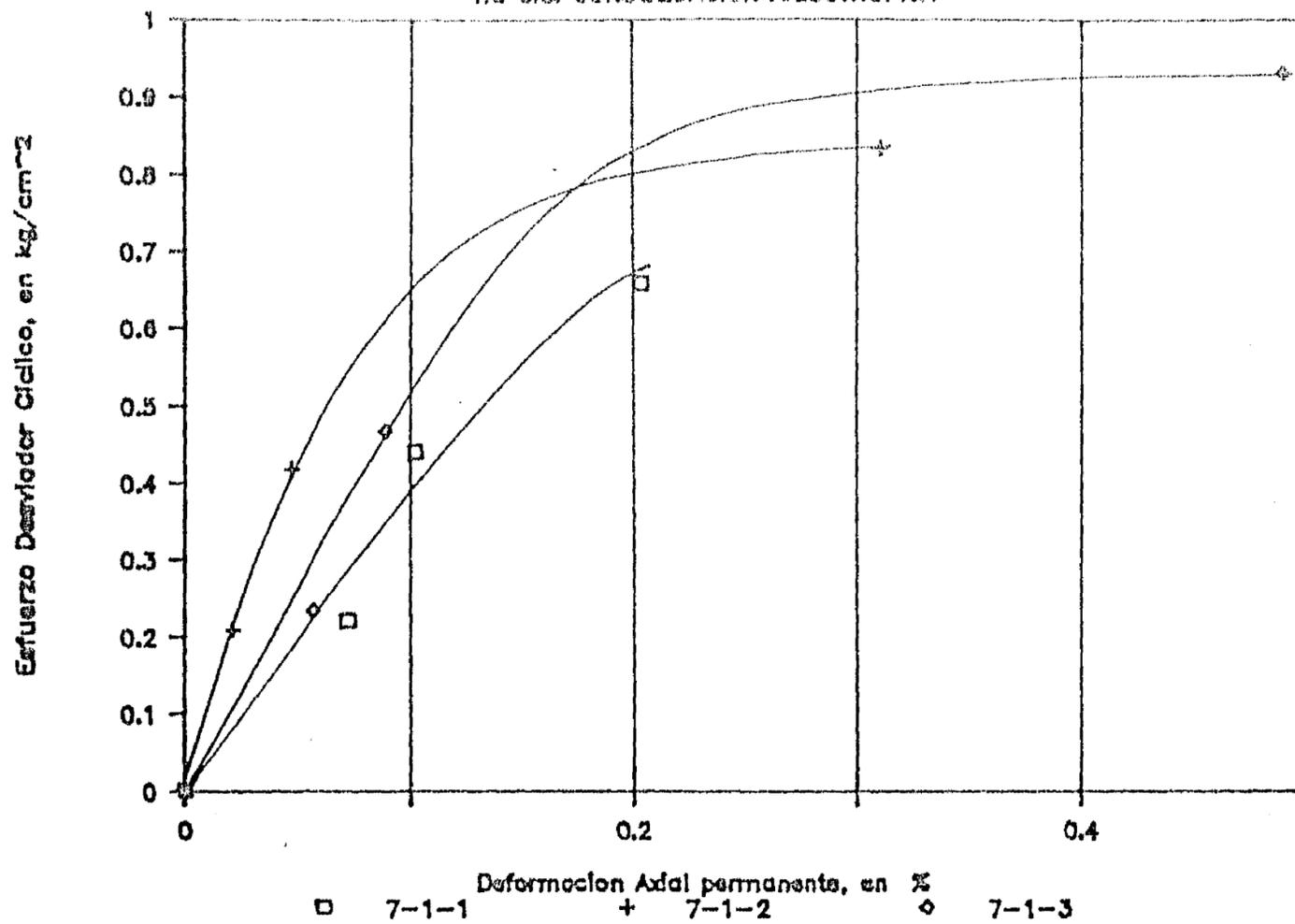


Fig. 3.155 Esfuerzo desviador cíclico vs deformación axial permanente

SONDEO : SAA

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



SONDEO : SAA

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

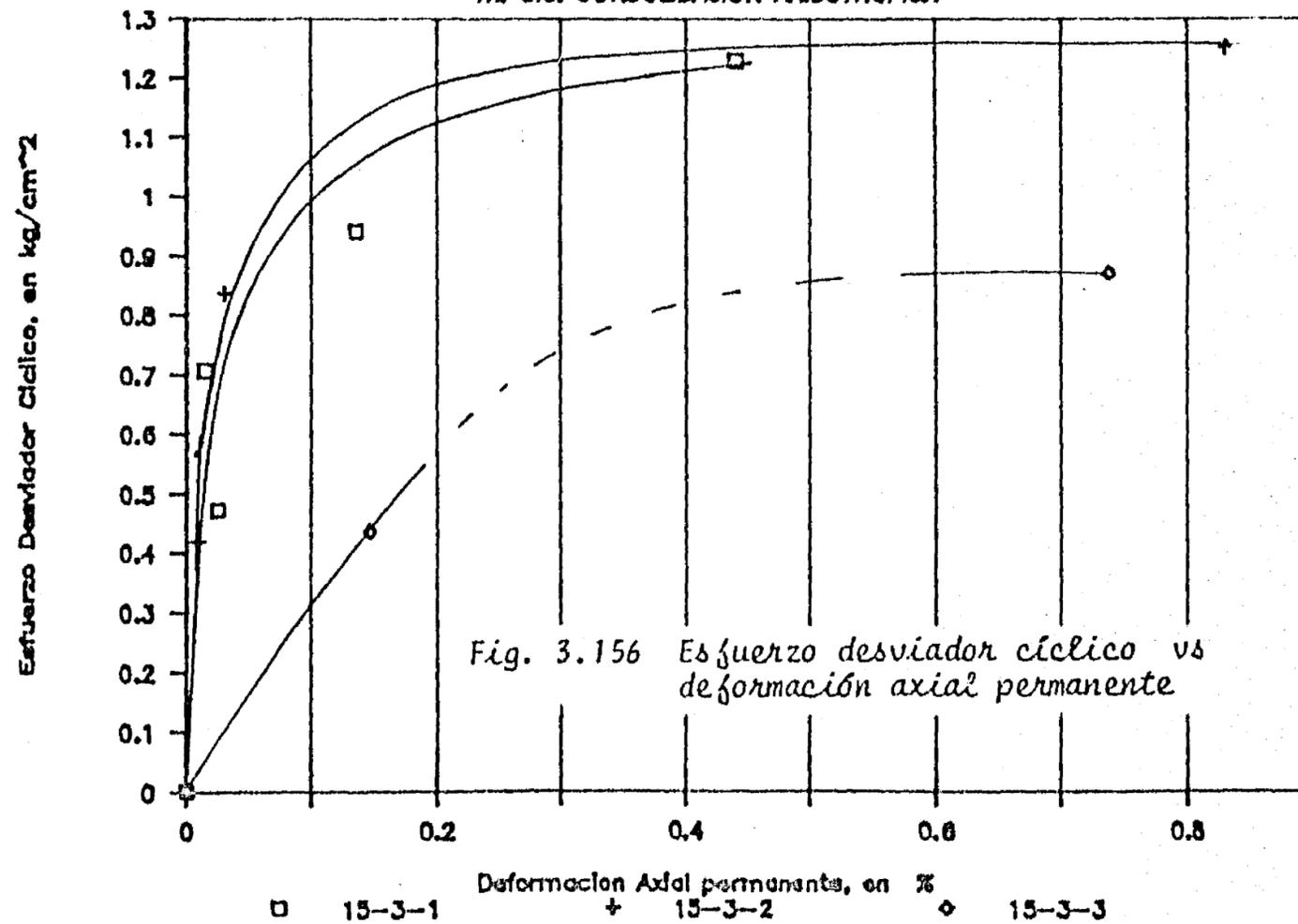
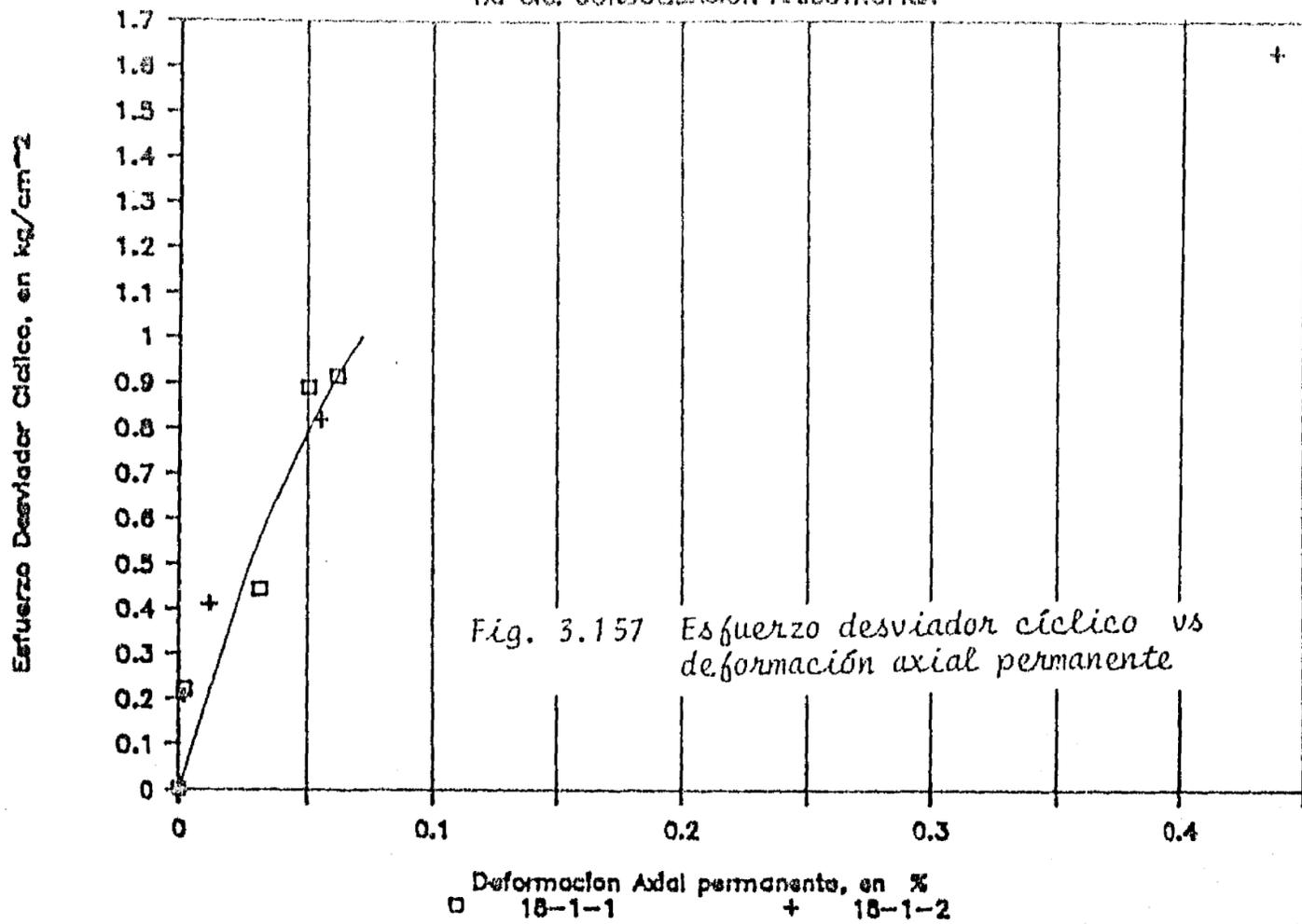


Fig. 3.156 Esfuerzo desviador cíclico vs deformación axial permanente

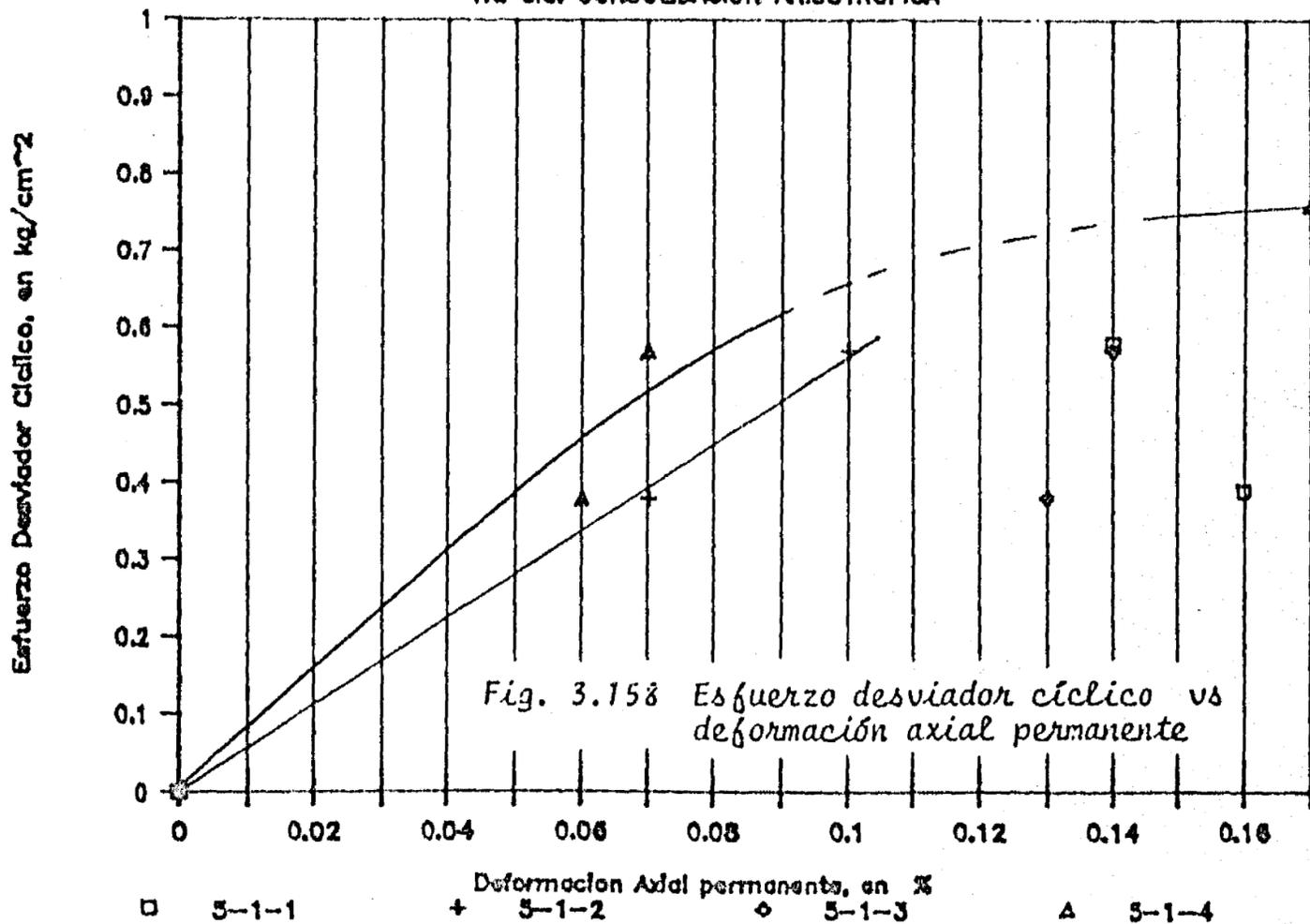
SONDEO : SAA

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



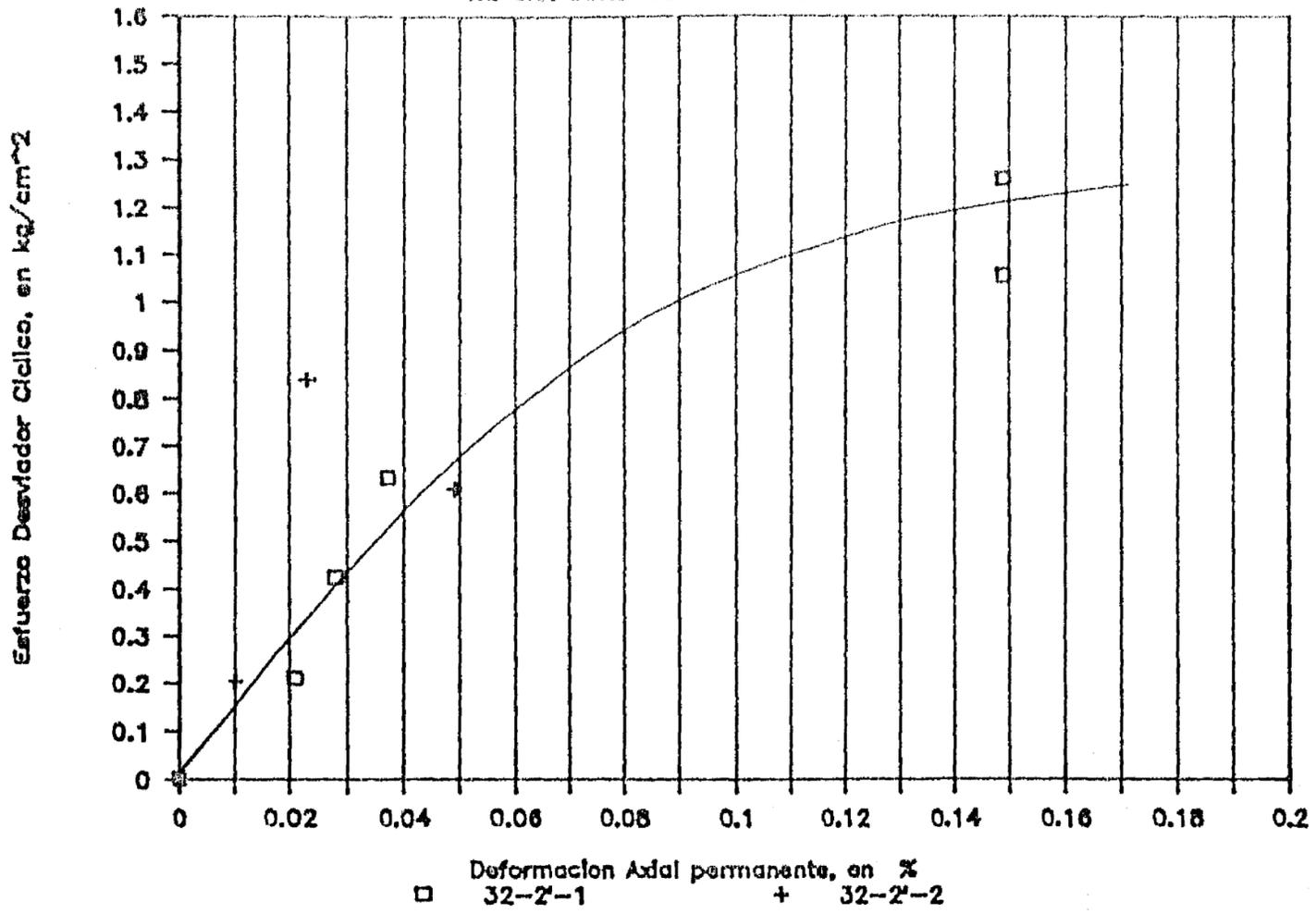
SONDEO : CSJ

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



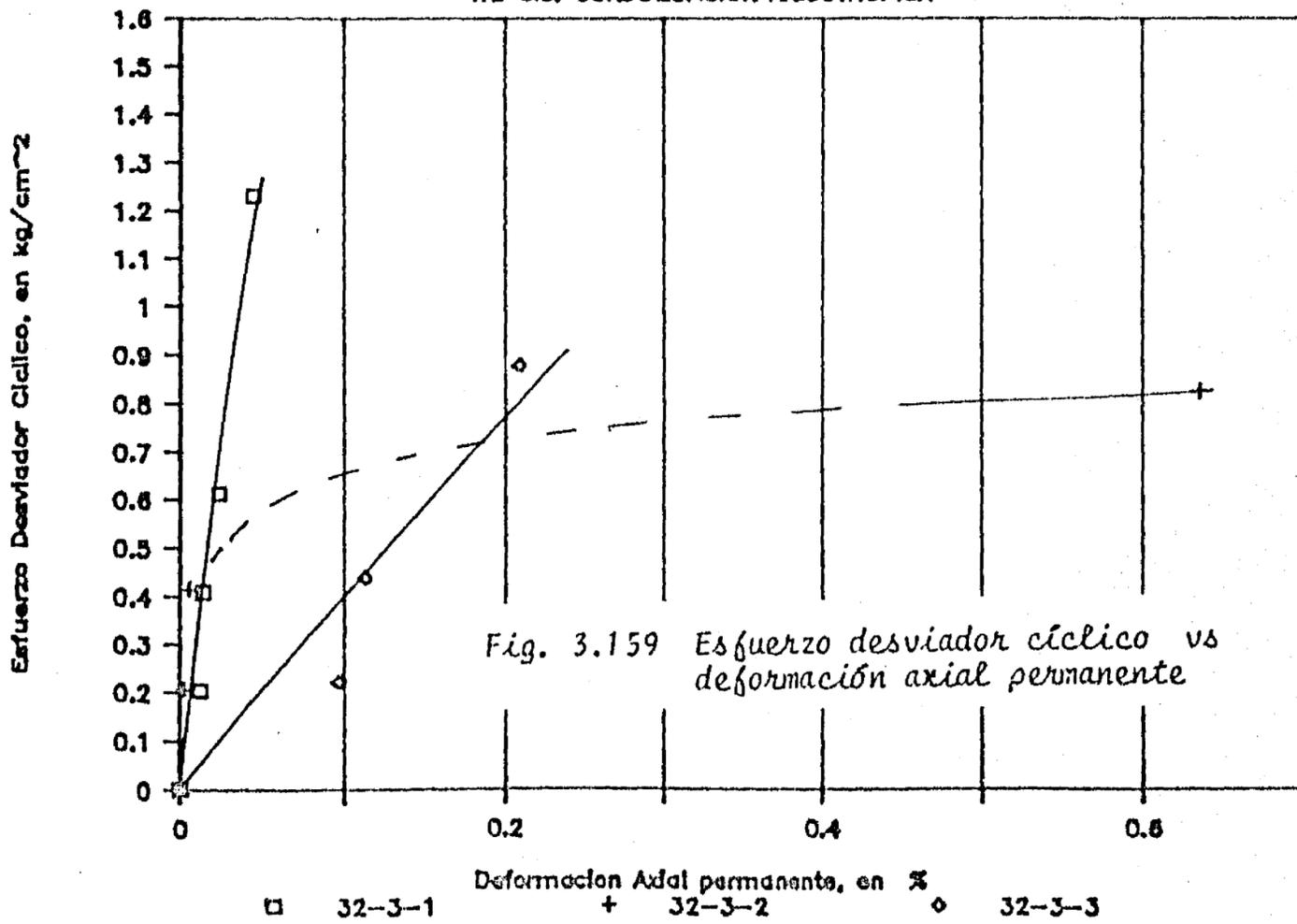
SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



SONDEO : NONO ESP
TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

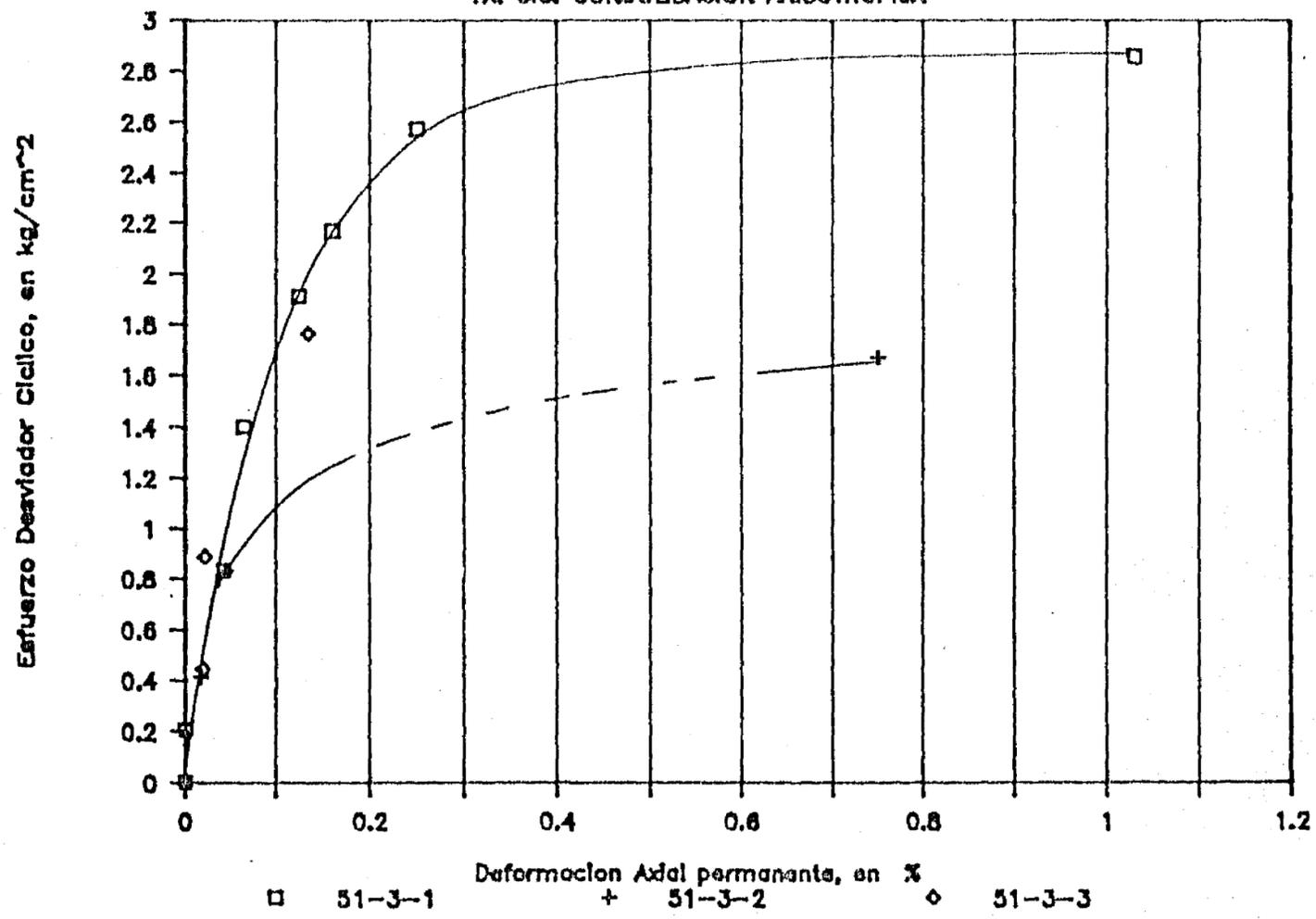
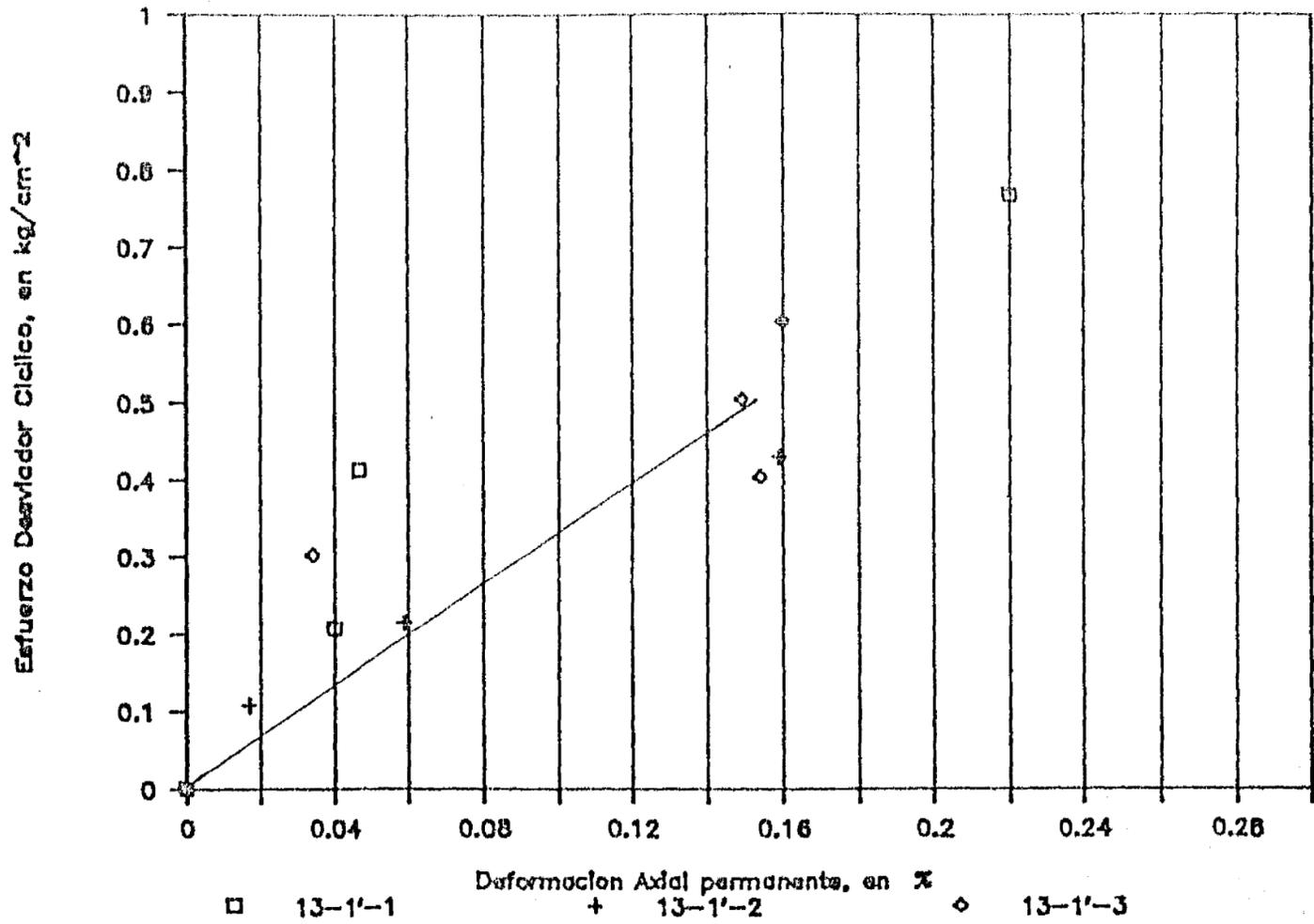


Fig. 3.160 Esfuerzo desviador cíclico vs deformación axial permanente

SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA



SONDEO : NONO ESP

TX. CIC. CONSOLIDACION ANISOTROPICA

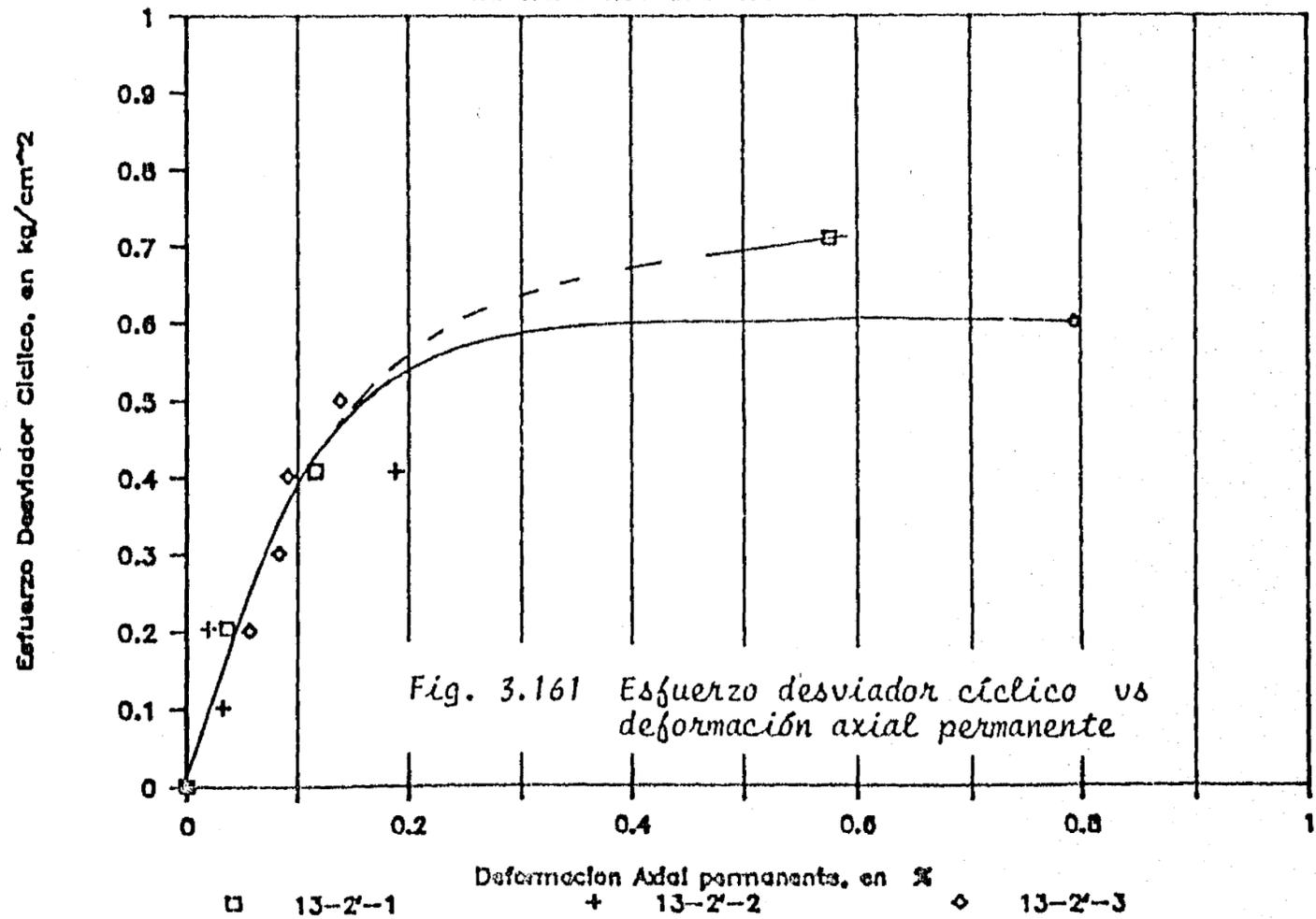


Fig. 3.161 Esfuerzo desviador ciclico vs deformacion axial permanente

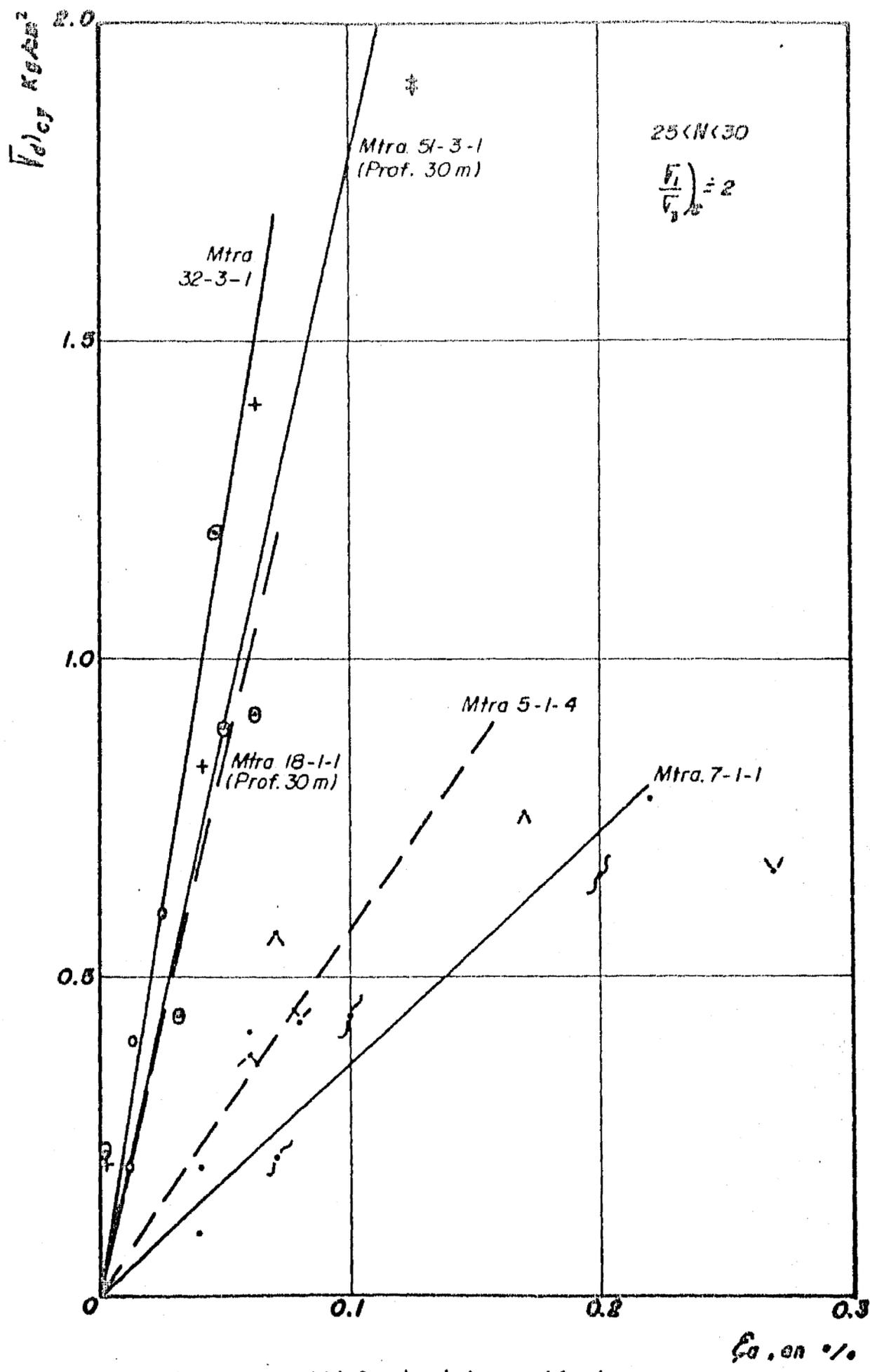
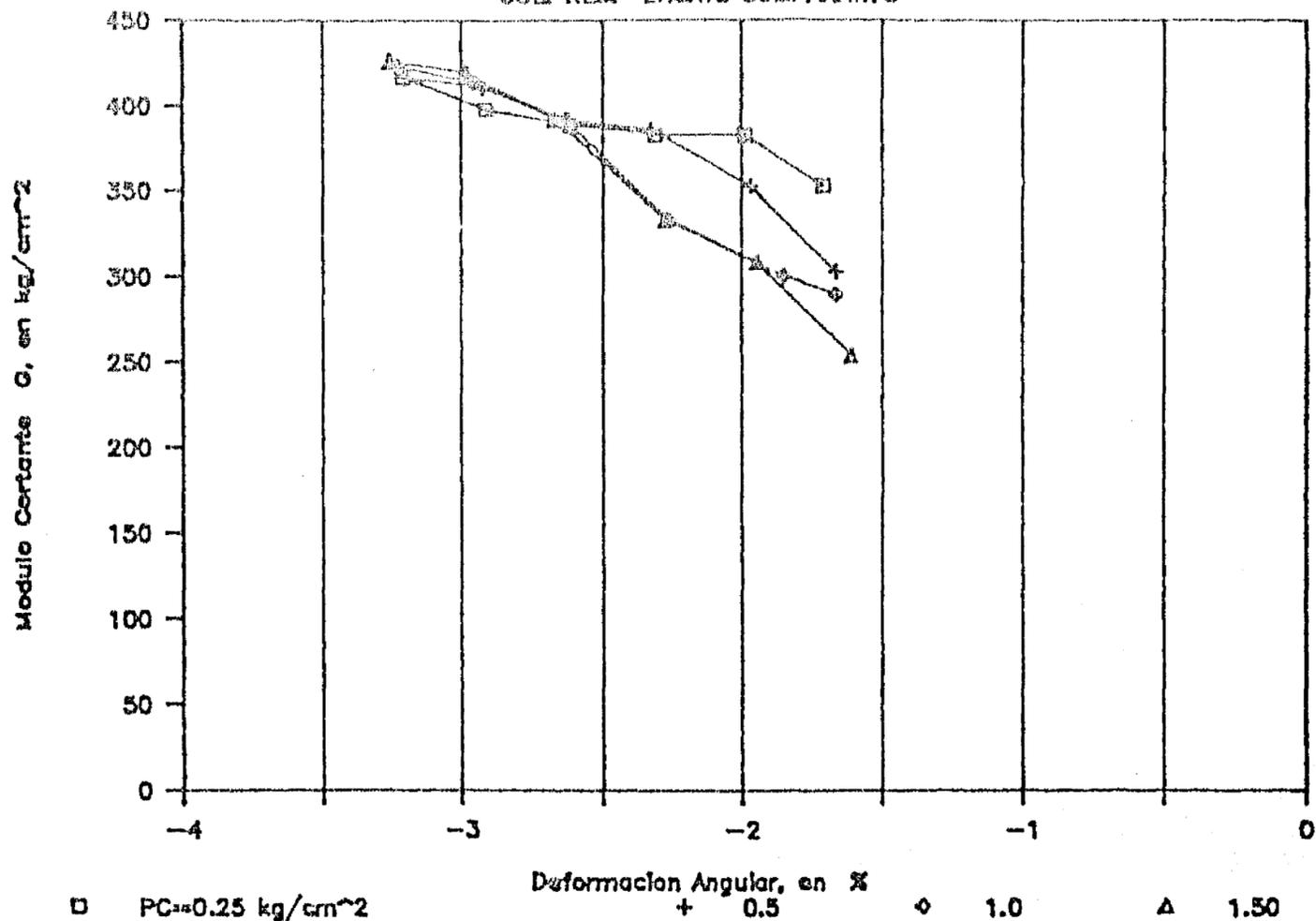


Fig. 3.162 Módulo de deformación irreversible.

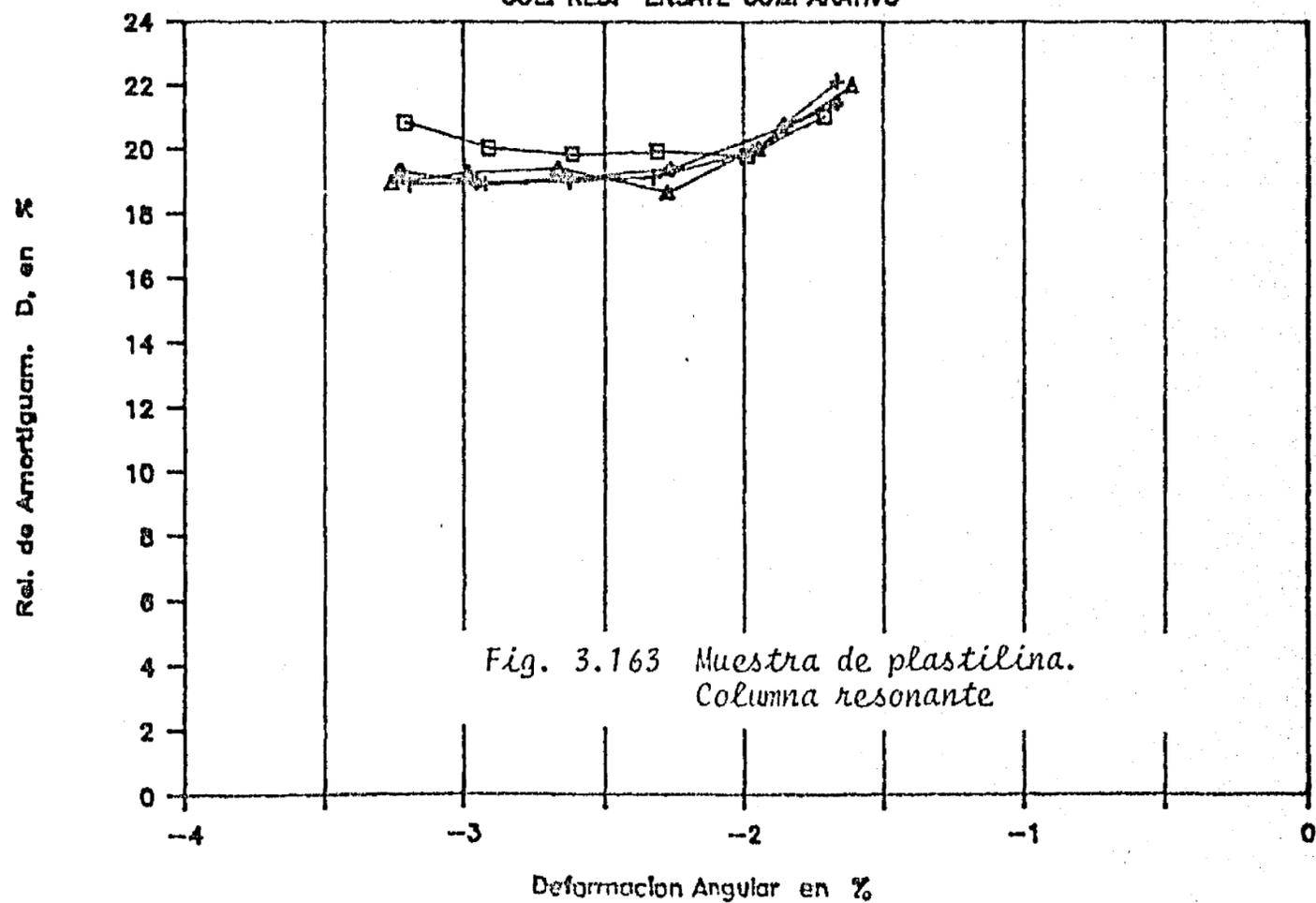
MUESTRA DE PLASTILINA

COL. RES. ENSAYE COMPARATIVO



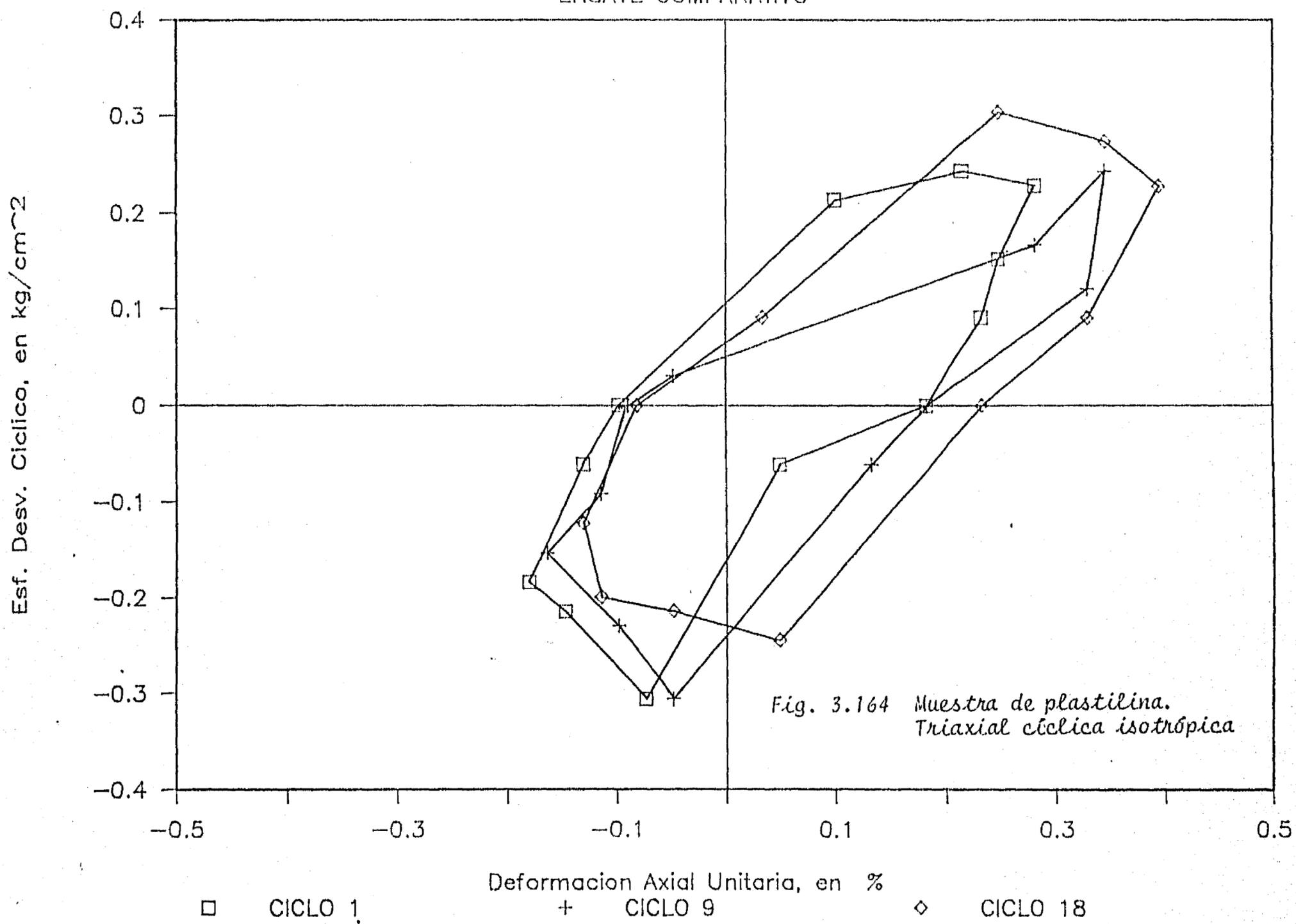
MUESTRA DE PLASTILINA

COL. RES. ENSAYE COMPARATIVO



MUESTRA DE PLASTILINA

ENSAYE COMPARATIVO



TABLAS Y FIGURAS

CAPITULO 4

Tabla 4.1. Medición de propagación de ondas S y P en el campo. Sitios de prueba

No. Sitio	Método empleado			
	UP HOLE	DOWN HOLE	SONDA SUSPENDIDA	REFRACCION
1 SCT		S (50) P (50)	S (50) P (50)	
2 CUPJ		S (51) P (51)	S (55) P (55)	
3 Alameda 1			S (30)	
4 Nonoalco 1			S (30) P (30)	
5 CAO		S (43) P (43)	S (66) P (66)	
6 CAF		S (48) P (48)	S (45) P (45)	
7 EUVI			S (36) P (36)	
8 T1B			S (75) P (55-75)	
9 T1D		S (71) P (71)	S (66) P (66)	
10 Pr Ch		S (40) P (40)	S (15-34) P (29-33)	
11 I de I			S (31) P (31)	

CONTINÚA

CONTINUA TABLA 4.1

No. Sitio	Método empleado			
	UP HOLE	DOWN HOLE	SONDA SUSPENDIDA	REFRACCION
A Alameda 2	S (59) P (59)			
B Lago Tex- coco Caracol		S (30)		S (30) P (30)
C Nonoalco 2		S (76)		
D Froy Texcoco				P (2000)

- A Figueroa (1964)
- B B Martínez et al (1974)
- C Rosenblueth y Elorduy (1969)
- D Marsal y Graue (1969)

Nota: Entre paréntesis está la profundidad de la medición en m.

Tabla 4.2. Valores medios de velocidad de onda de corte.
Lago de Texcoco Preconsolidado. Técnica de la
sonda suspendida. Sitios 1 a 4.

Estrato	N	c_s m/s	CV %
Capa Superficial	8	118	5
F A S	128	64	8
Capa Dura	10	267	4
F A I	7	180	5
Depósitos Profundos	22	506	2

N Número de datos
 c_s Velocidad media de onda de corte
 CV Coeficiente de variación.

Tabla 4.3. Valores medios de velocidad de onda de corte.
Lago de Texcoco virgen. Técnica de la sonda
suspendida. Sitios 5 a 7.

Estrato	N	c_s m/s	CV %
Capa superficial	8	113	3
F A S	133	54	8
Capa dura	8	192	3
F A I	12	134	3
Depósitos Profundos	15	358	3

N Número de datos
 c_s Velocidad media de onda de corte
 CV Coeficiente de variación

Tabla 4.4 Valores medios de velocidad de onda de corte.
 Sitio 8: Tláhuac Bombas. Sonda suspendida.

Estrato No	Prof m de a	N	c_s m/s	CV %
1	2 27	25	53	7
2	28 43	16	87	4
3	44 56	13	118	4
4	57 68	11	102	4
5	69 76	7	106	3

N Número de datos
 c_s Velocidad media de onda de corte
 CV Coeficiente de variación

Tabla 4.5. Valores medios de velocidad de onda de corte.
Sitio 9: Tláhuac Deportivo. Sonda suspendida.

Estroto No	Prof m de a	N	c_s m/s	CV %
1	5 6	2	56	19
2	6 10	3	145	13
3	10 40	30	81	31
4	40 42	1	317	-
5	42 48	6	154	19
6	48 57	9	294*	13
7	58 66	8	158*	17

* Estos valores son mayores que los medidos con down hole y no siguen la tendencia de variación que el contenido de agua del suelo indicaría, por lo que se sospecha que las mediciones con la SS a partir de los 48 m tienen errores.

N Número de datos
 c_s Velocidad de onda de corte media
 CV Coeficiente de variación

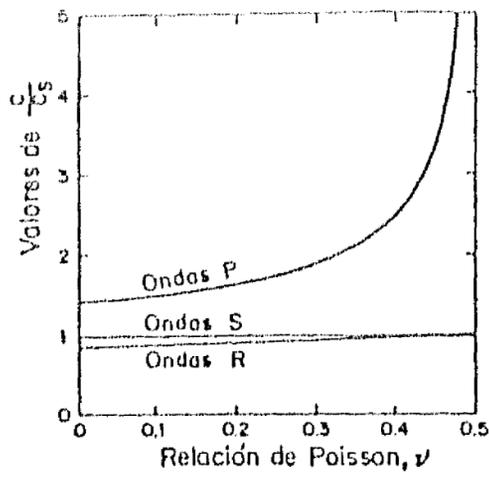


Fig 4.1. Relación entre velocidades de propagación de ondas en suelos (Richart et al, 1970).

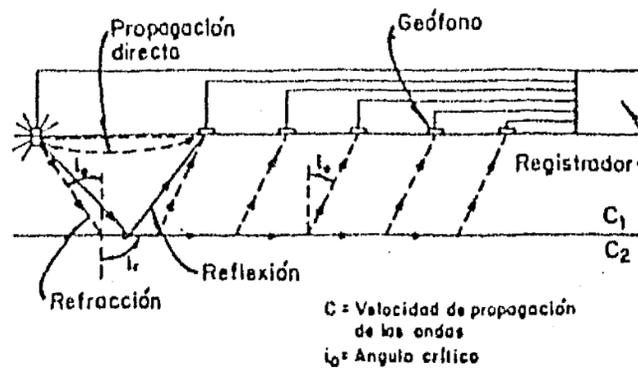


Fig 4.2. Método de refracción

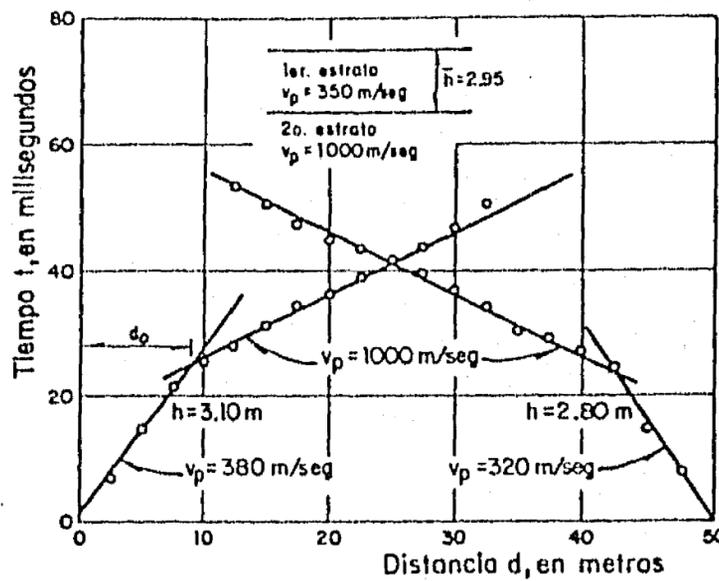


Fig 4.3. Curvas tomográficas (Rascón, 1972)

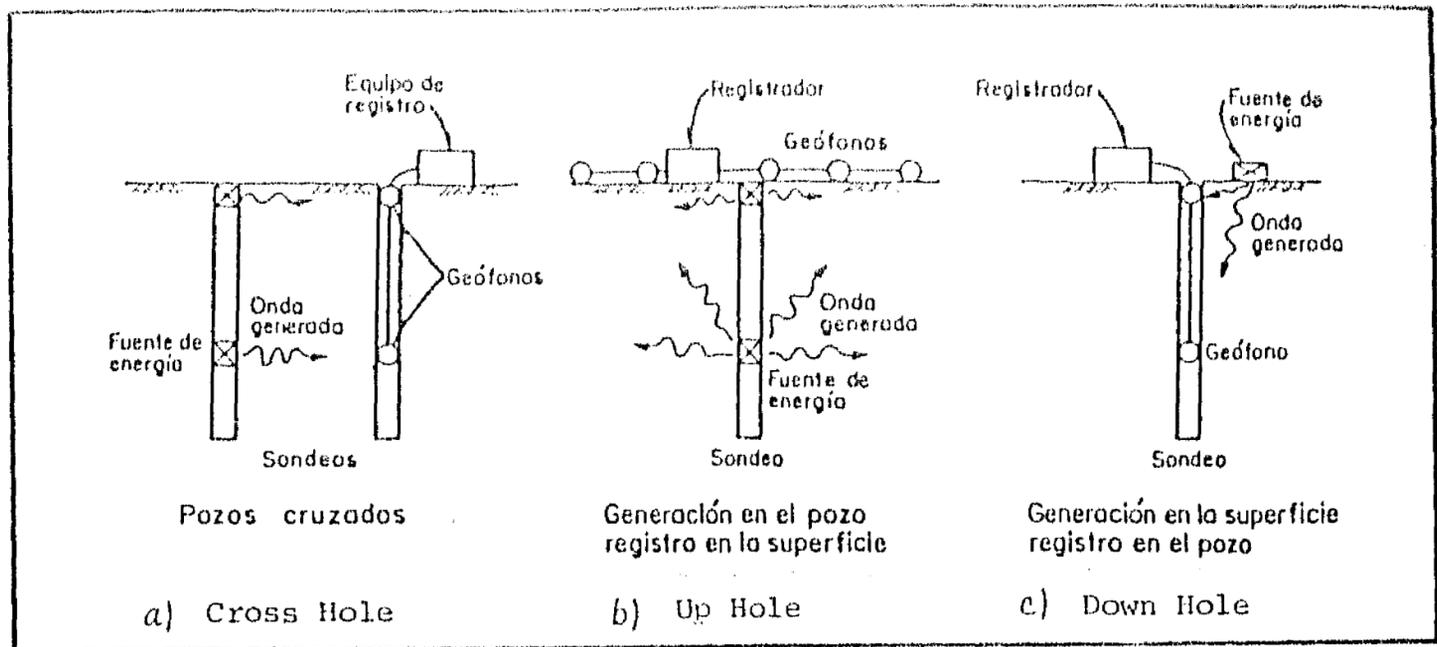


Fig 4.4. Ensayes de campo en sondeos.

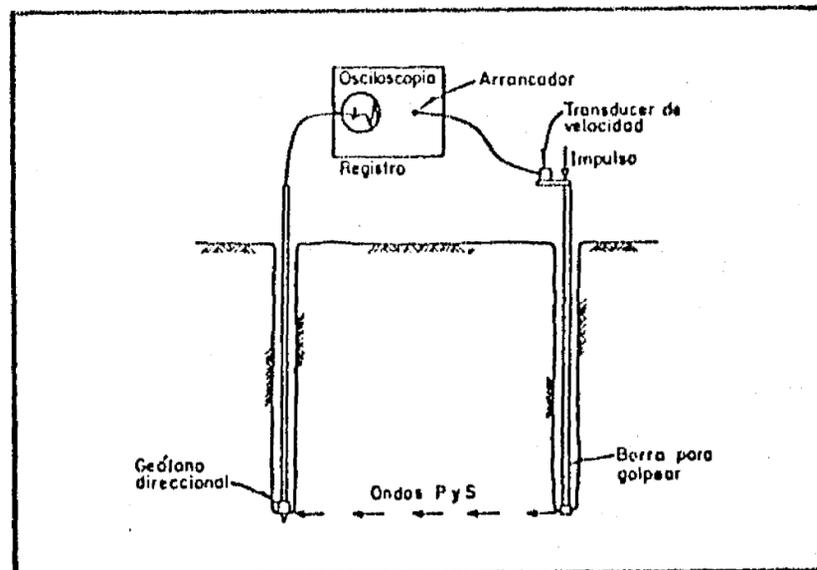


Fig 4.5. Ensaye de Pozos cruzados.

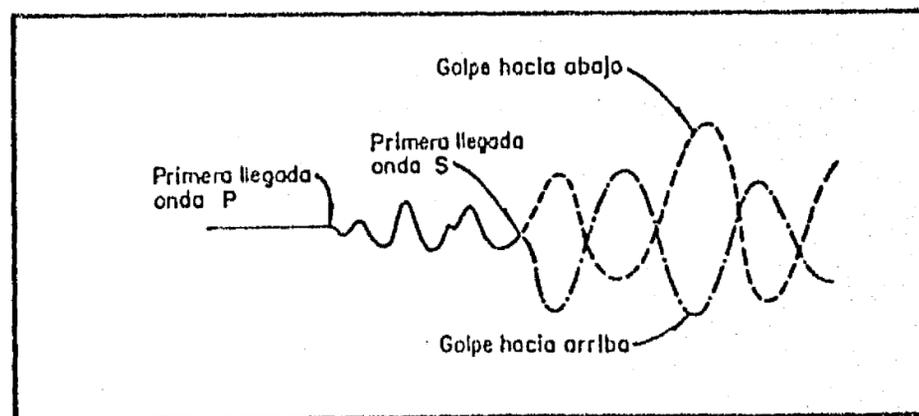


Fig 4.6. Efecto de la dirección del impulso.

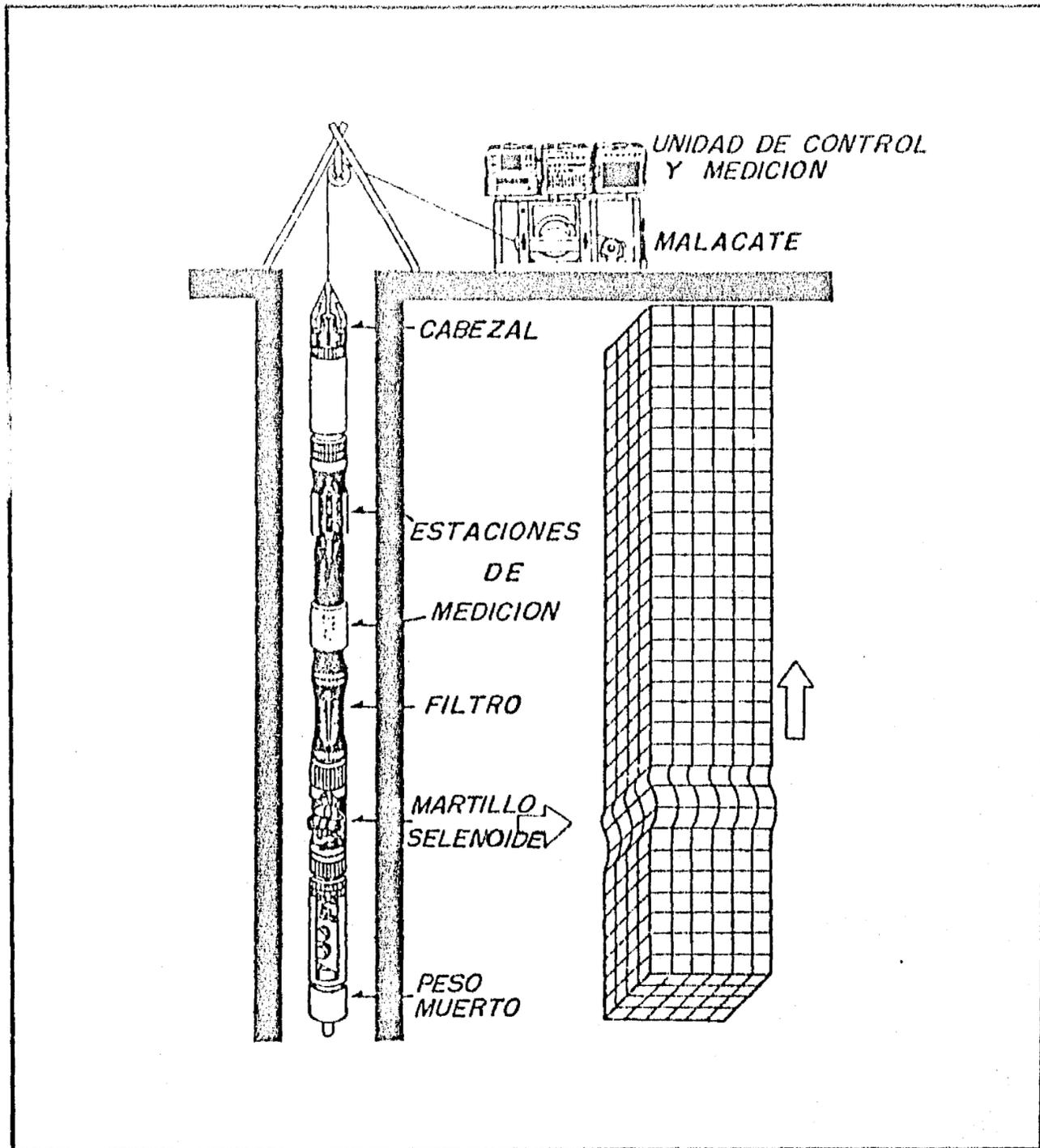


Fig. 4.7. Método de la sonda suspendida

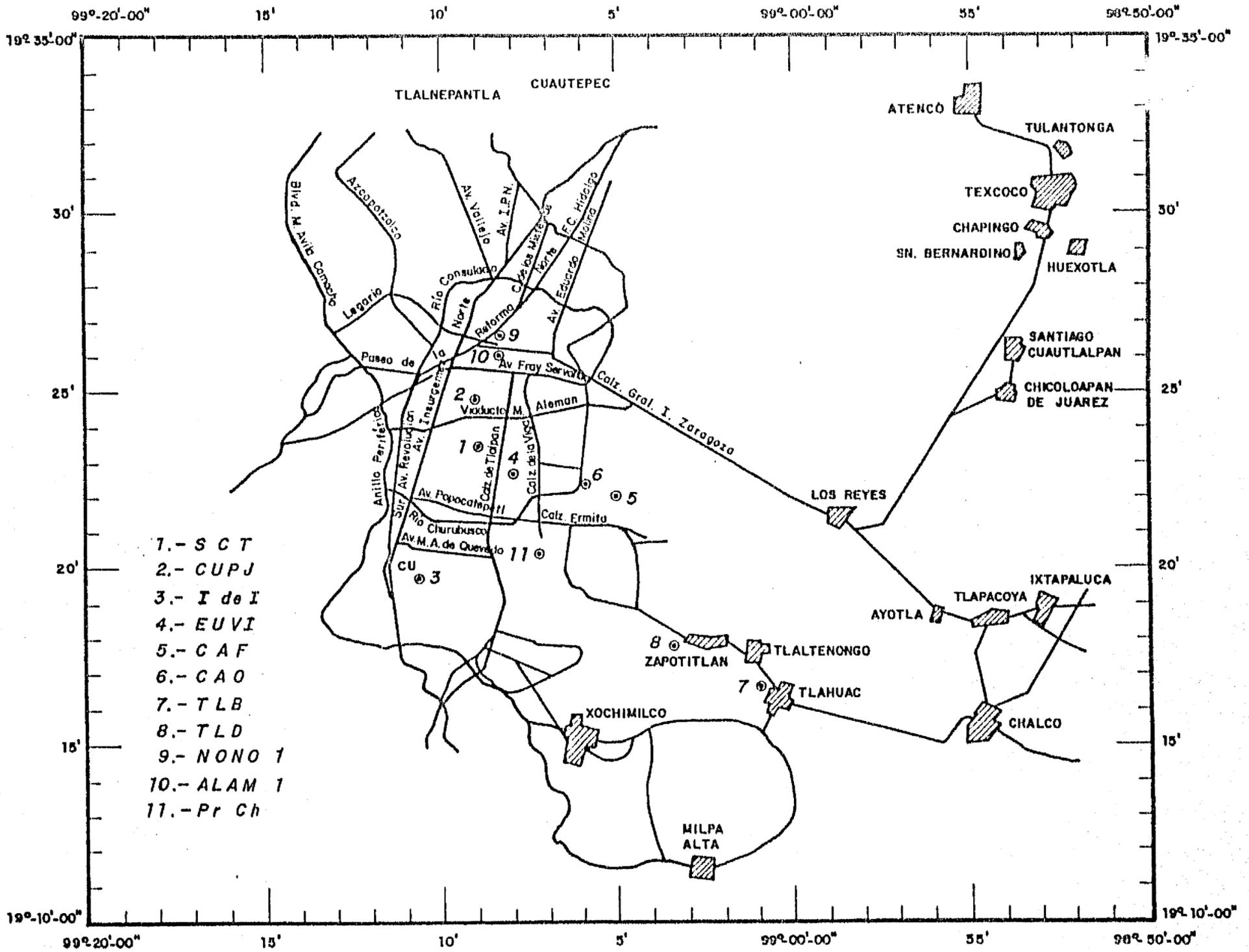
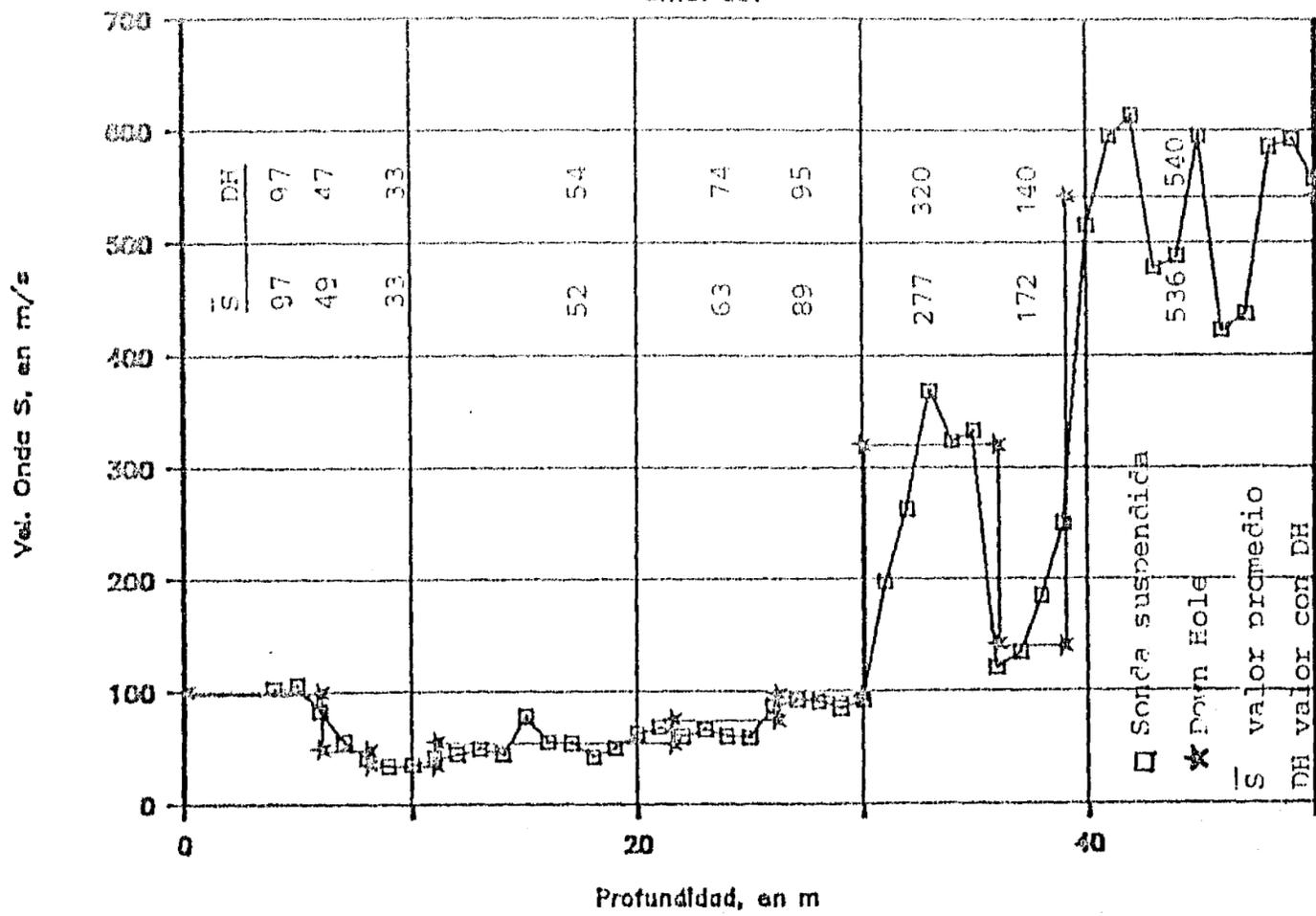


Fig 4.8 Localización de los ensayos de campo

(a)

VELOCIDAD DE ONDA S

SITIO: SCT



Res. de Punta, en kg/cm²

SITIO : SCT

CONO ELECTRICO

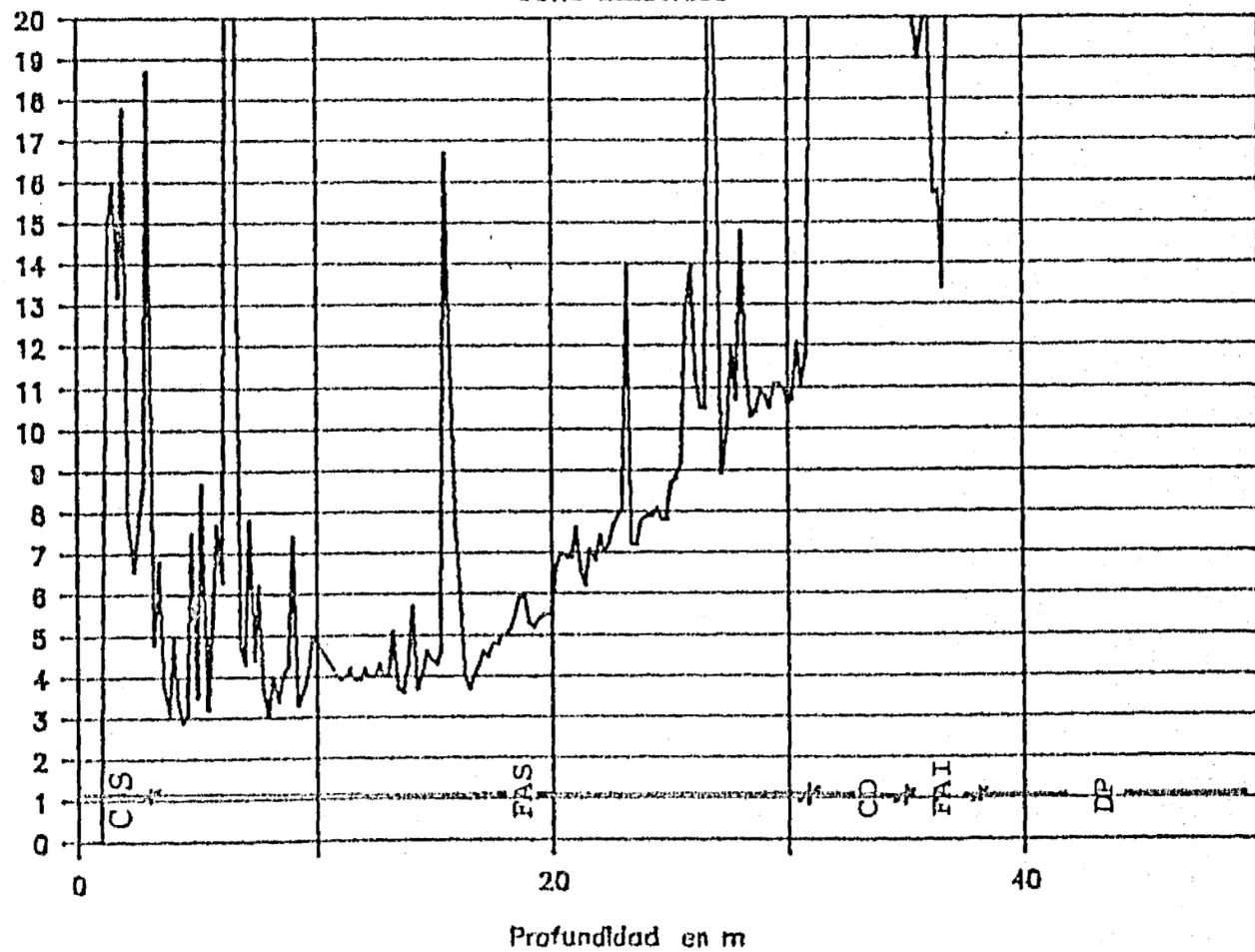


Fig. 4.9.a

(b)

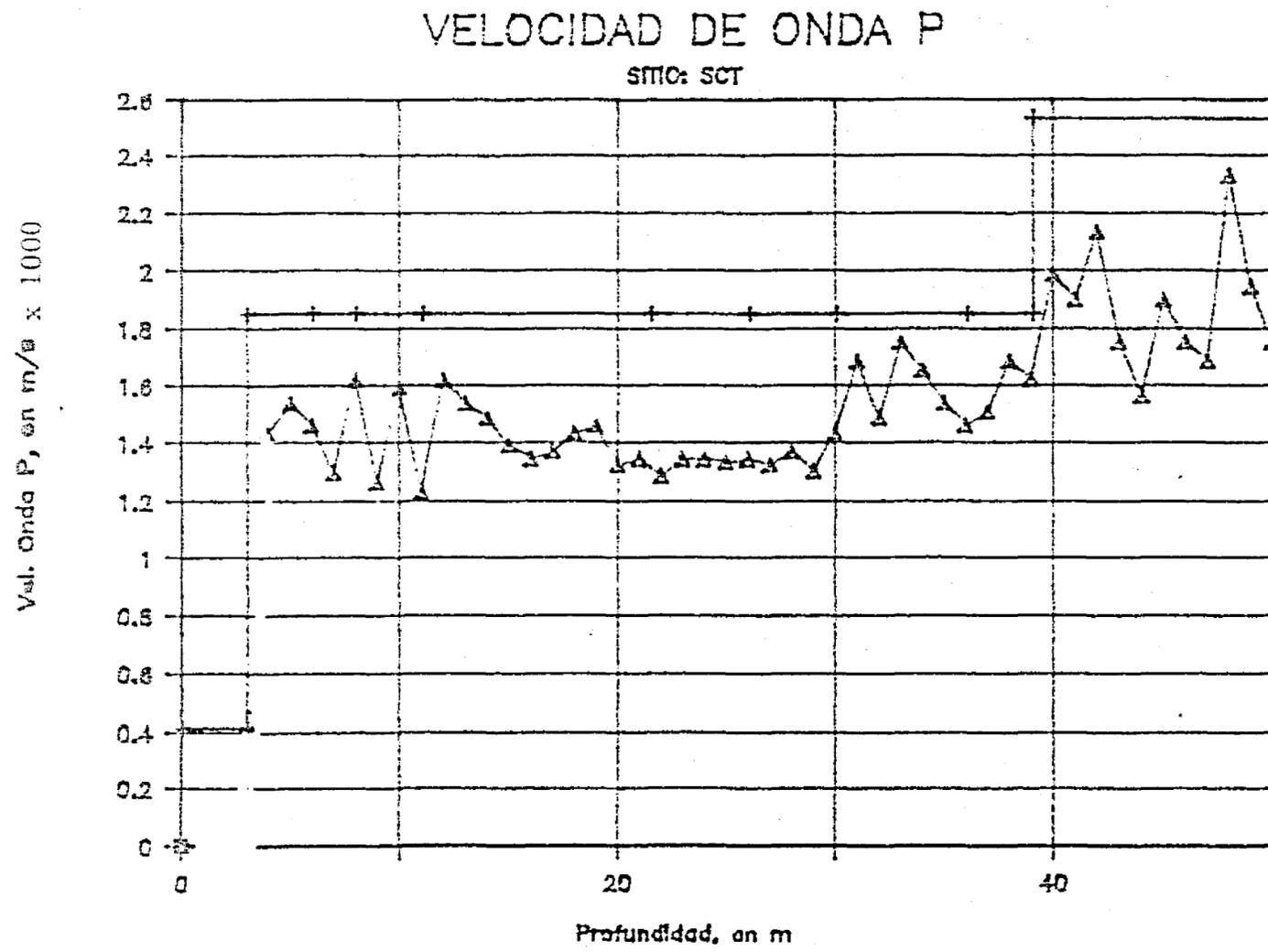
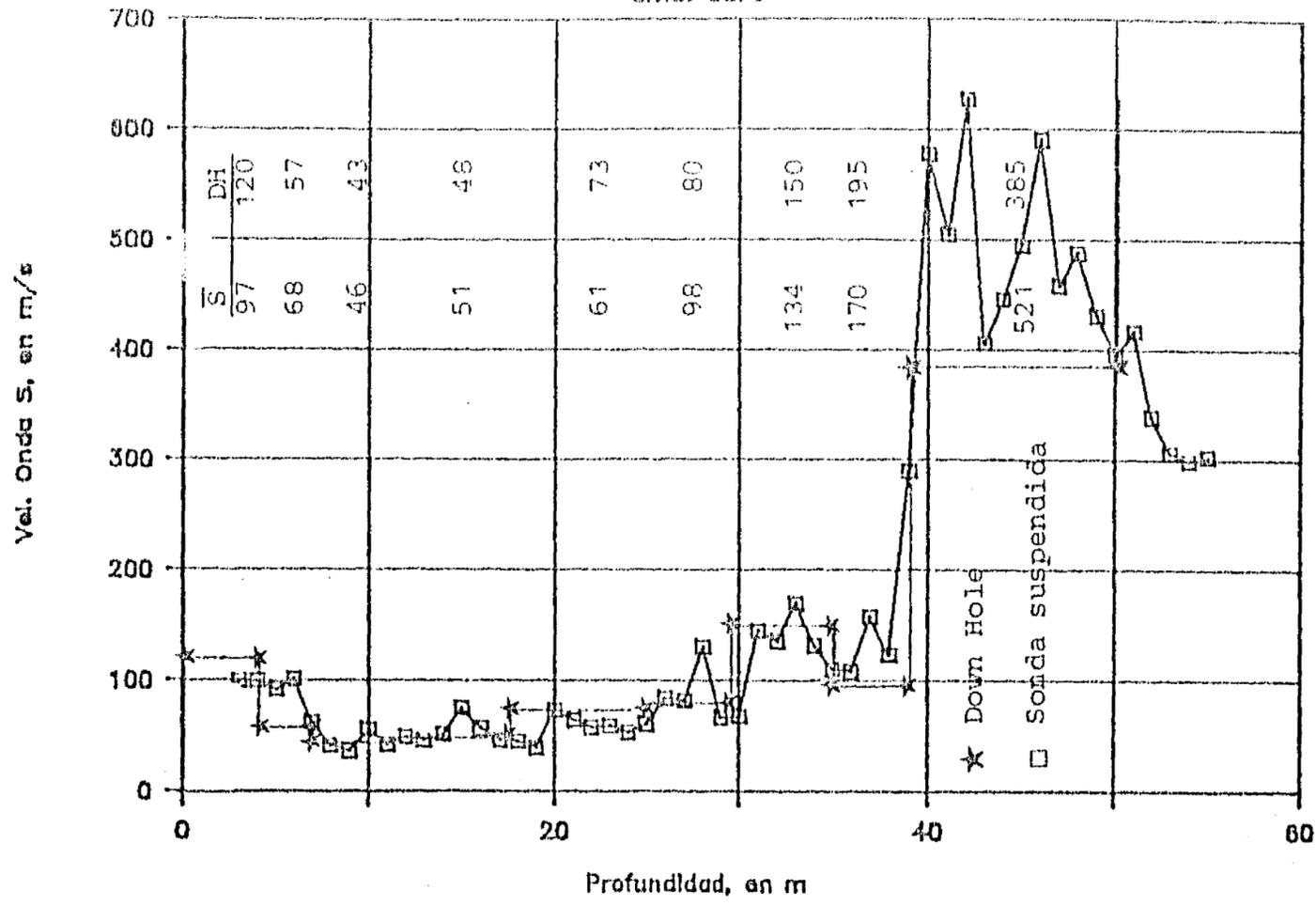


Fig. 4.9.b

VELOCIDAD DE ONDA S

SITIO: CUPJ



(a)

SITIO : CUPJ

CONO ELECTRICO

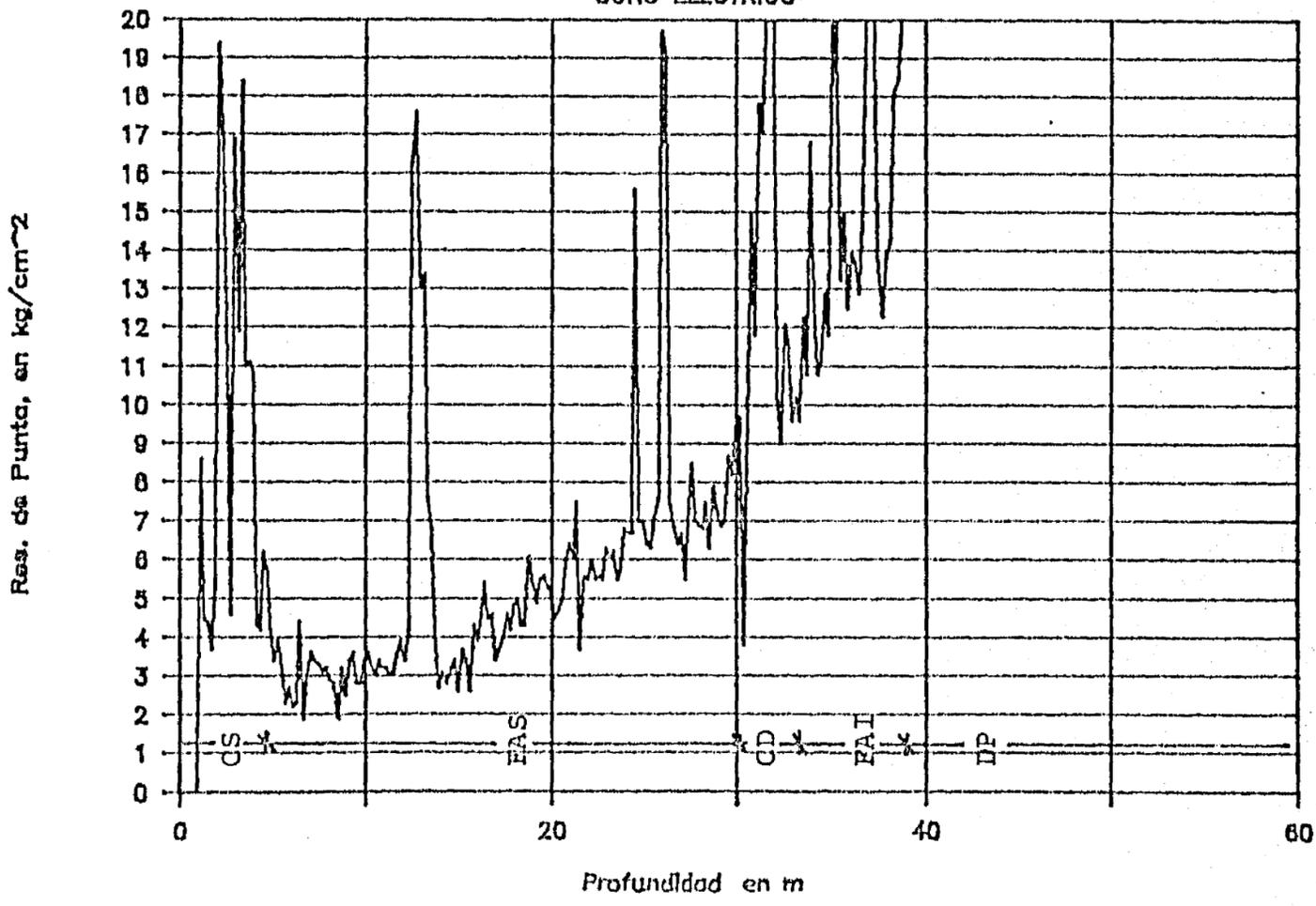


Fig. 4.10.a

(b)

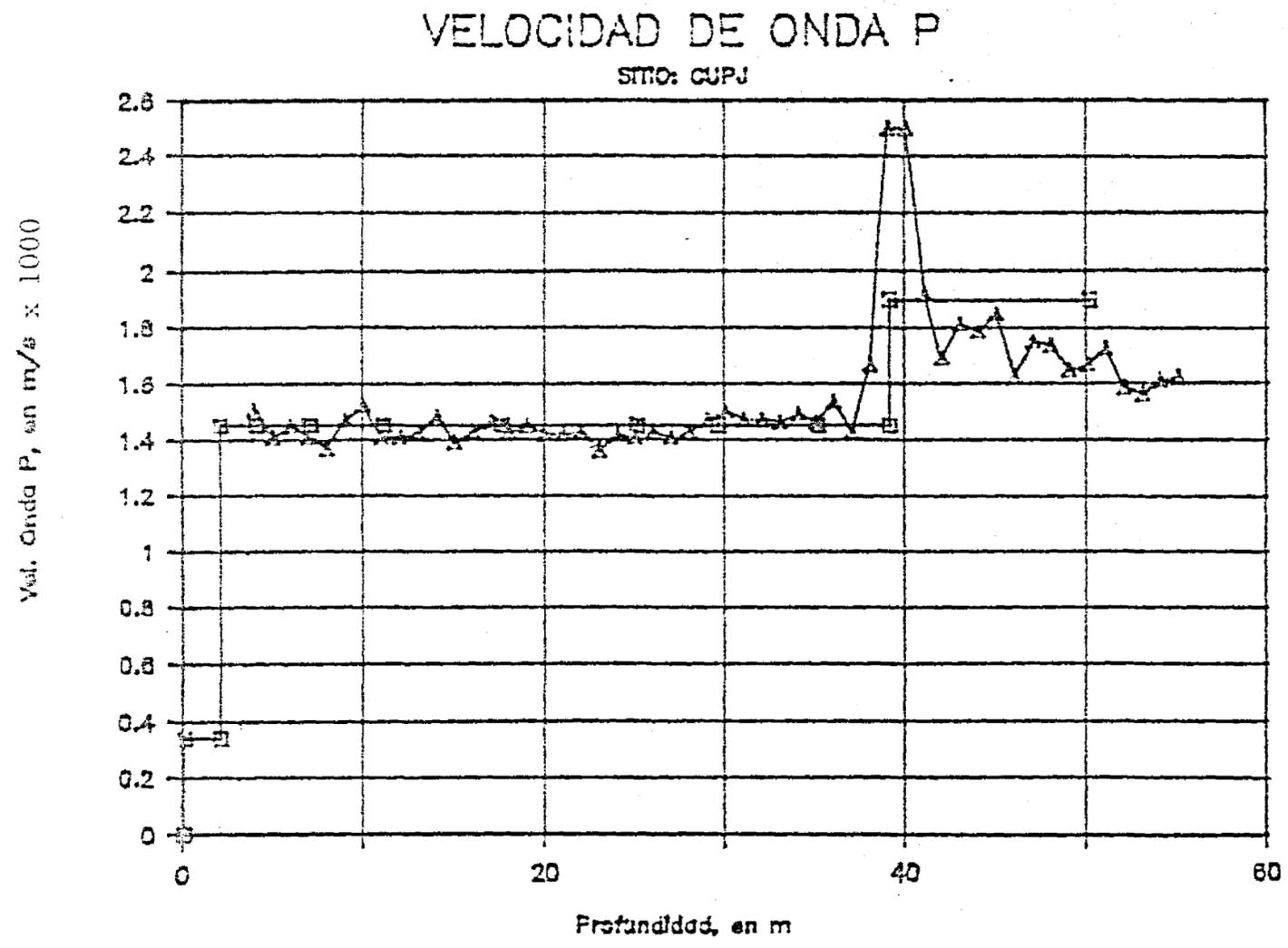
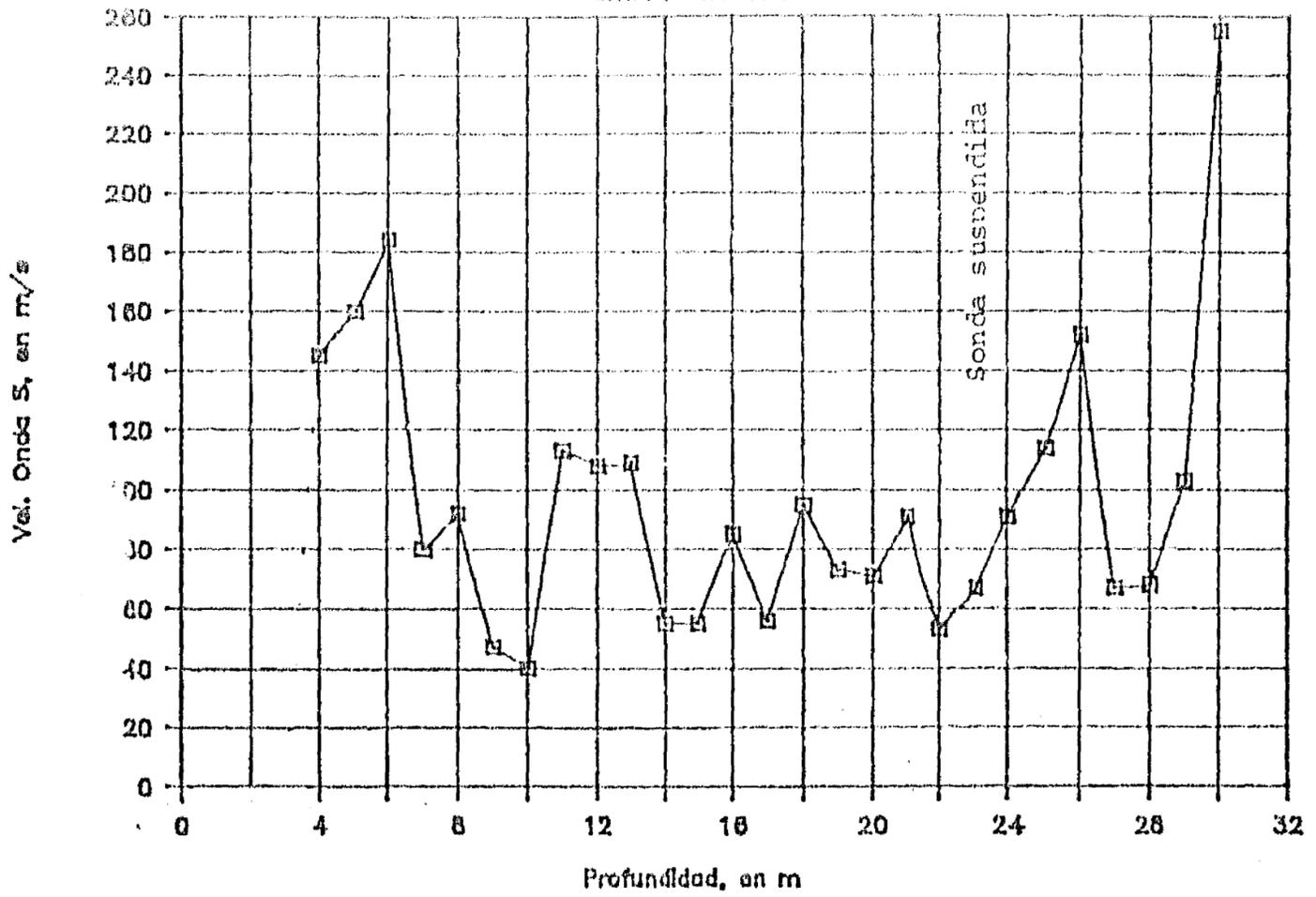


Fig. 4.10.b

VELOCIDAD DE ONDA S

SITIO: ALAMEDA 1



(a)

SITIO : ALAMEDA 1

CONO ELECTRICO

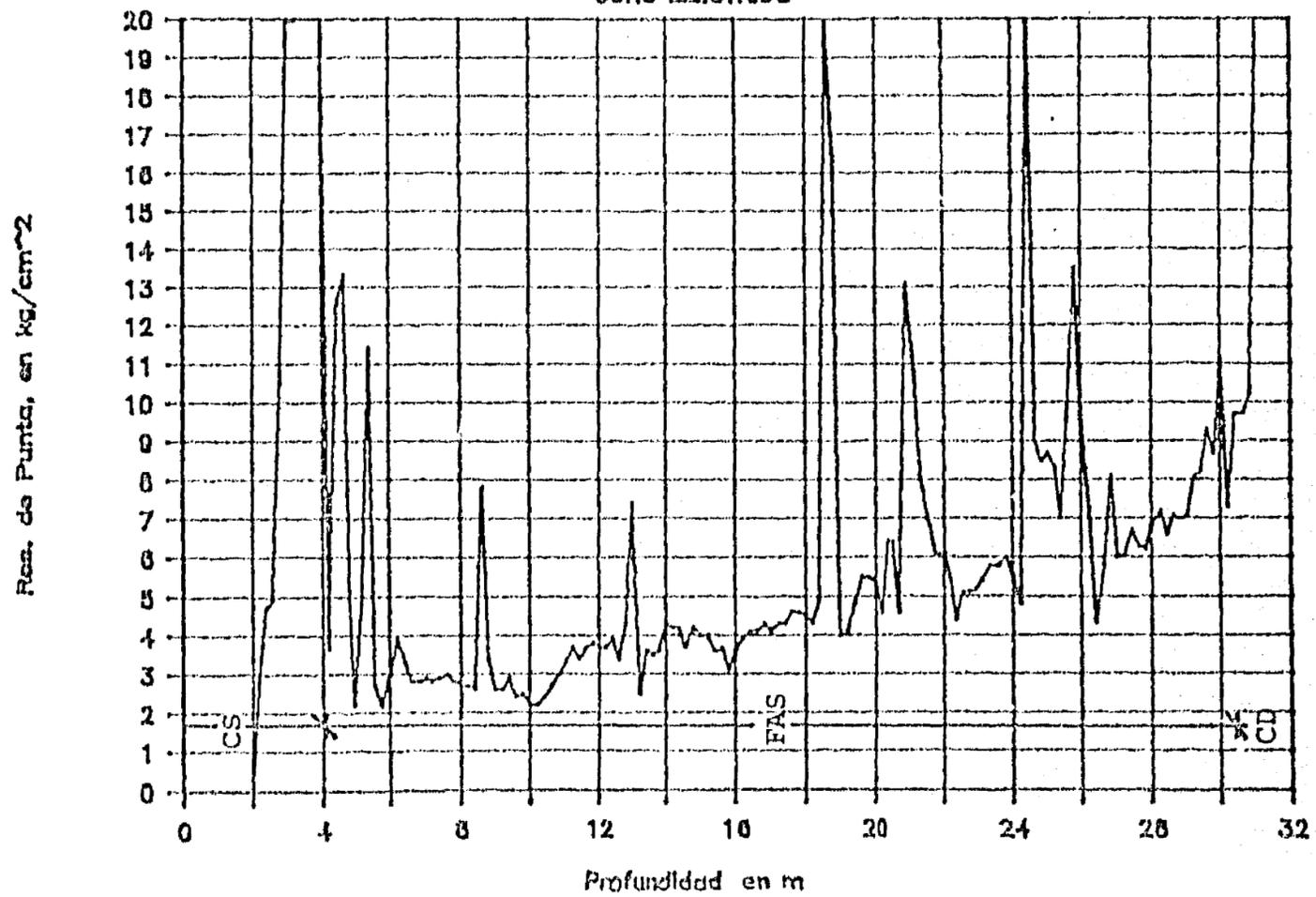


Fig. 4.11.a

(b)

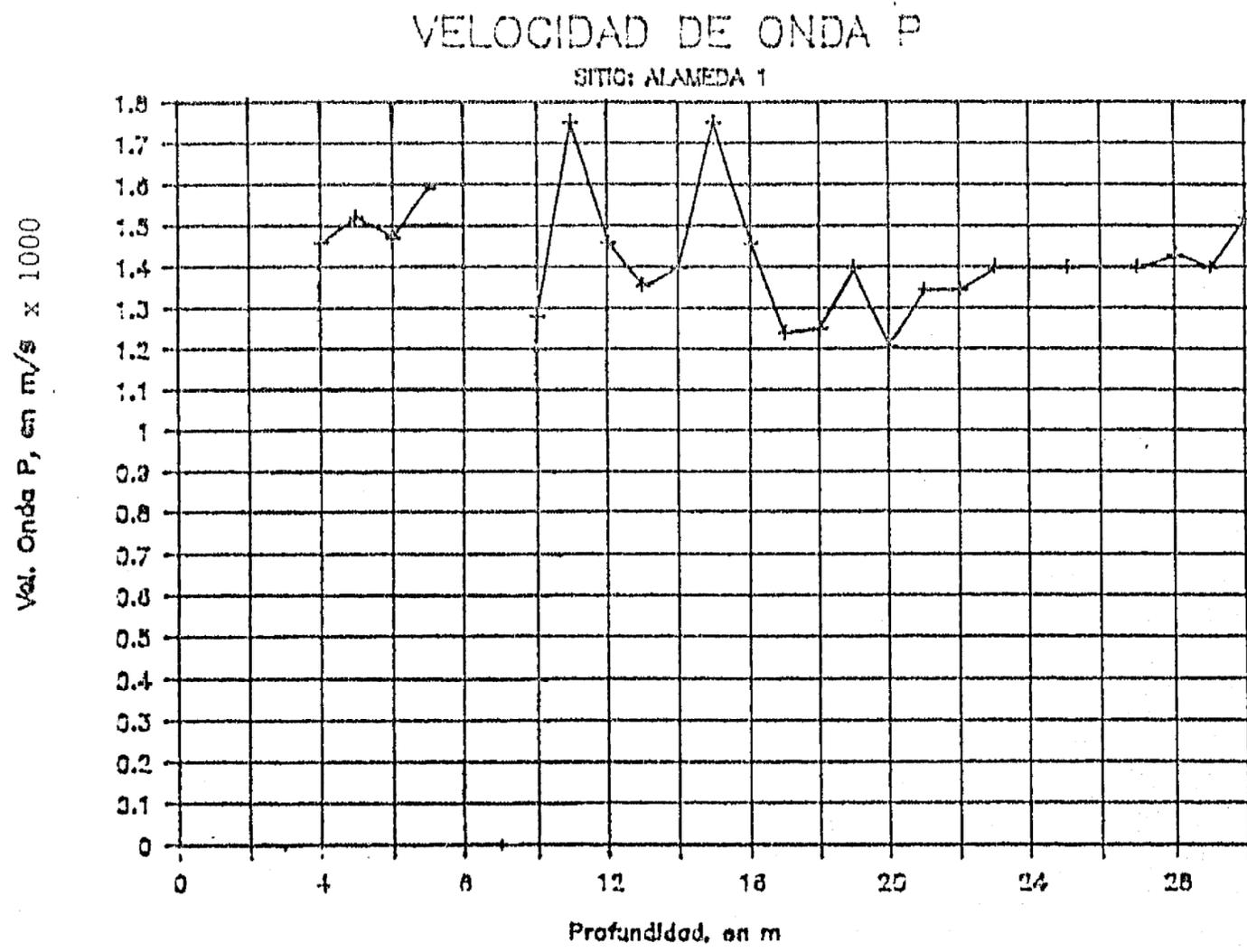
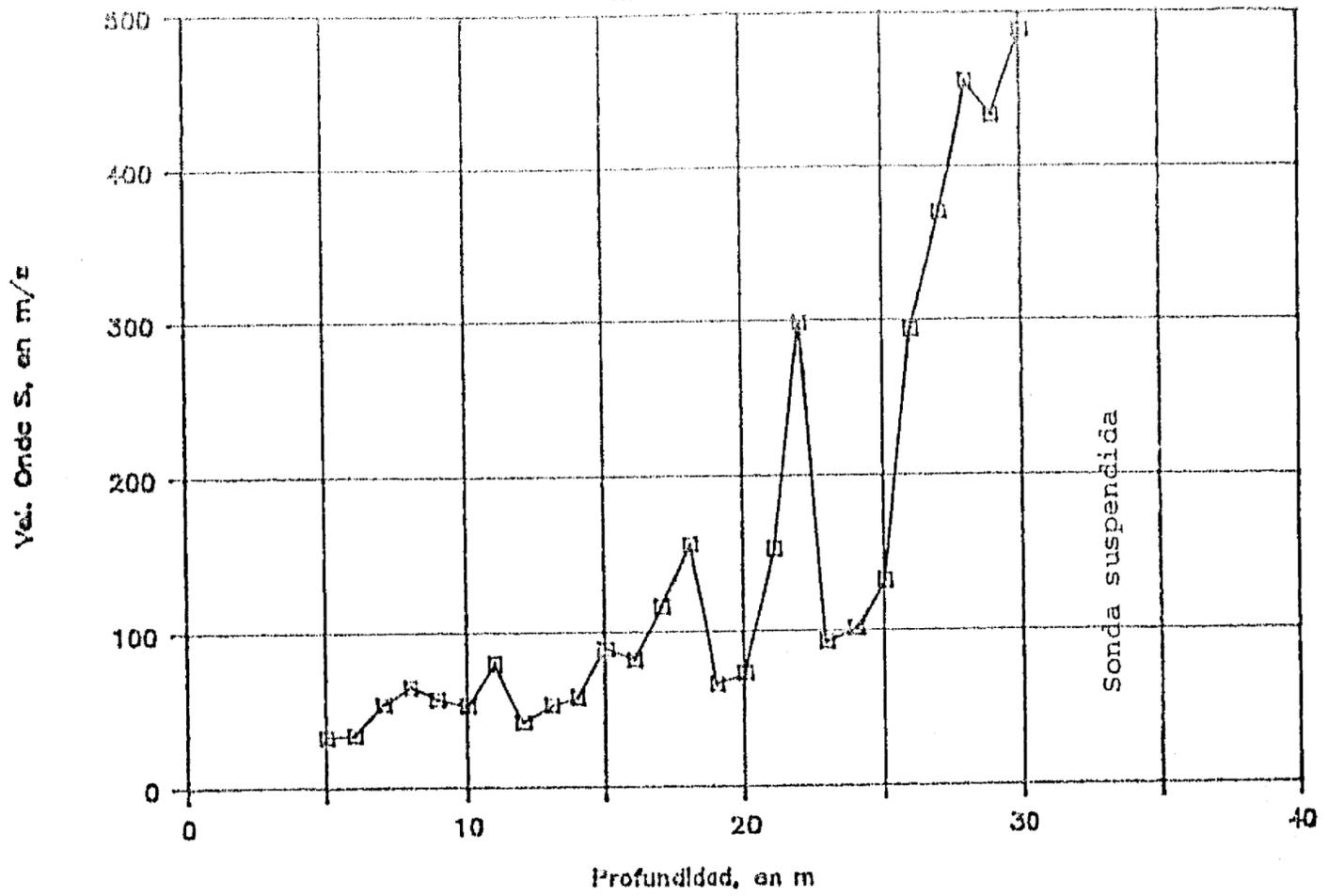


Fig. 4.11.b

VELOCIDAD DE ONDA S

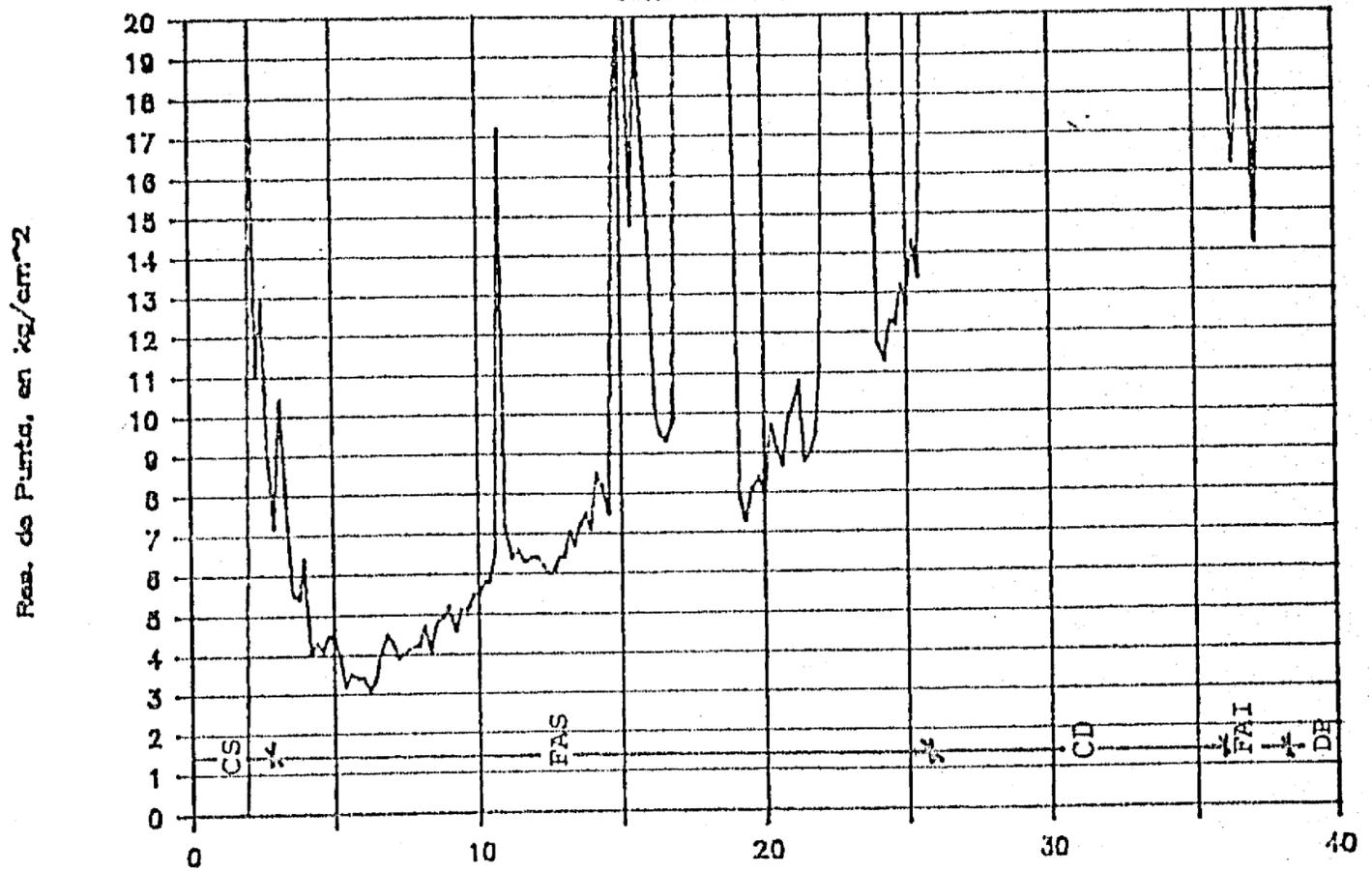
SITIO: NONOALCO



(a)

SITIO : NONOALCO

CONO ELECTRICO



Res. de Punta, en kg/cm²

Fig. 4.12.a

VELOCIDAD DE ONDA P
SITIO: NONOALCO

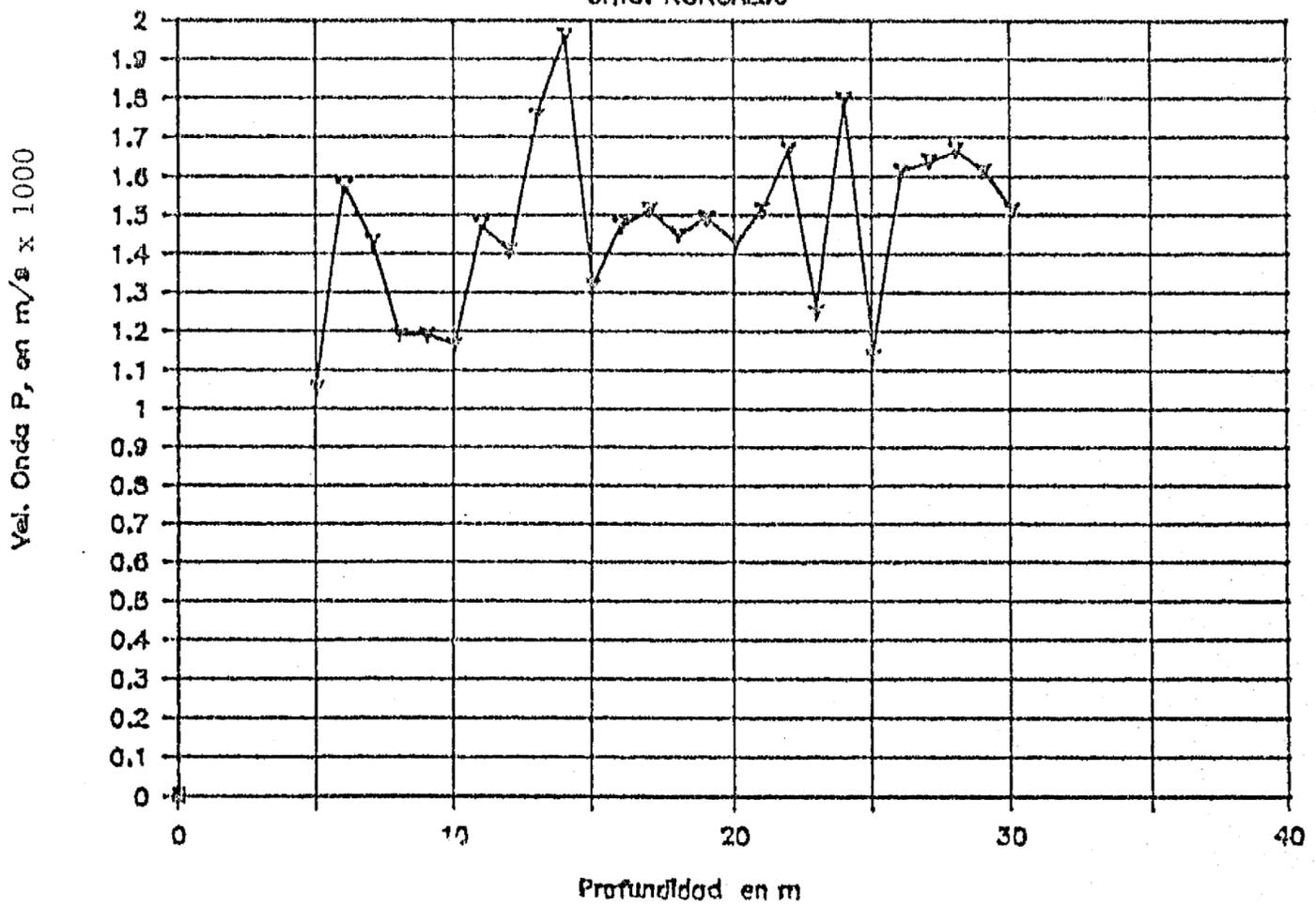
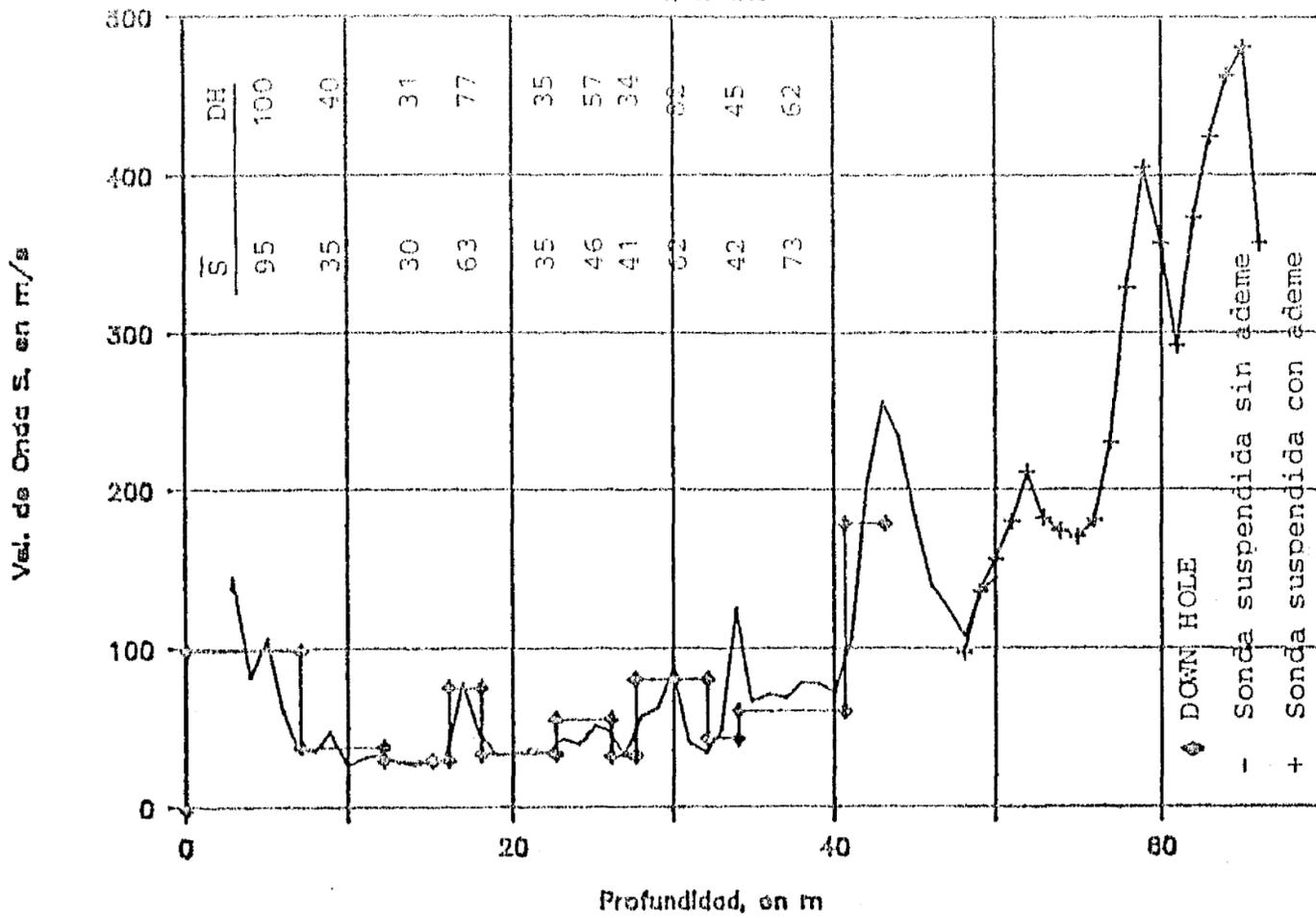


Fig. 4.12.b

(b)

VELOCIDAD DE ONDA S

SITIO: CAO



(a)

SITIO : CAO

CONO ELECTRICO

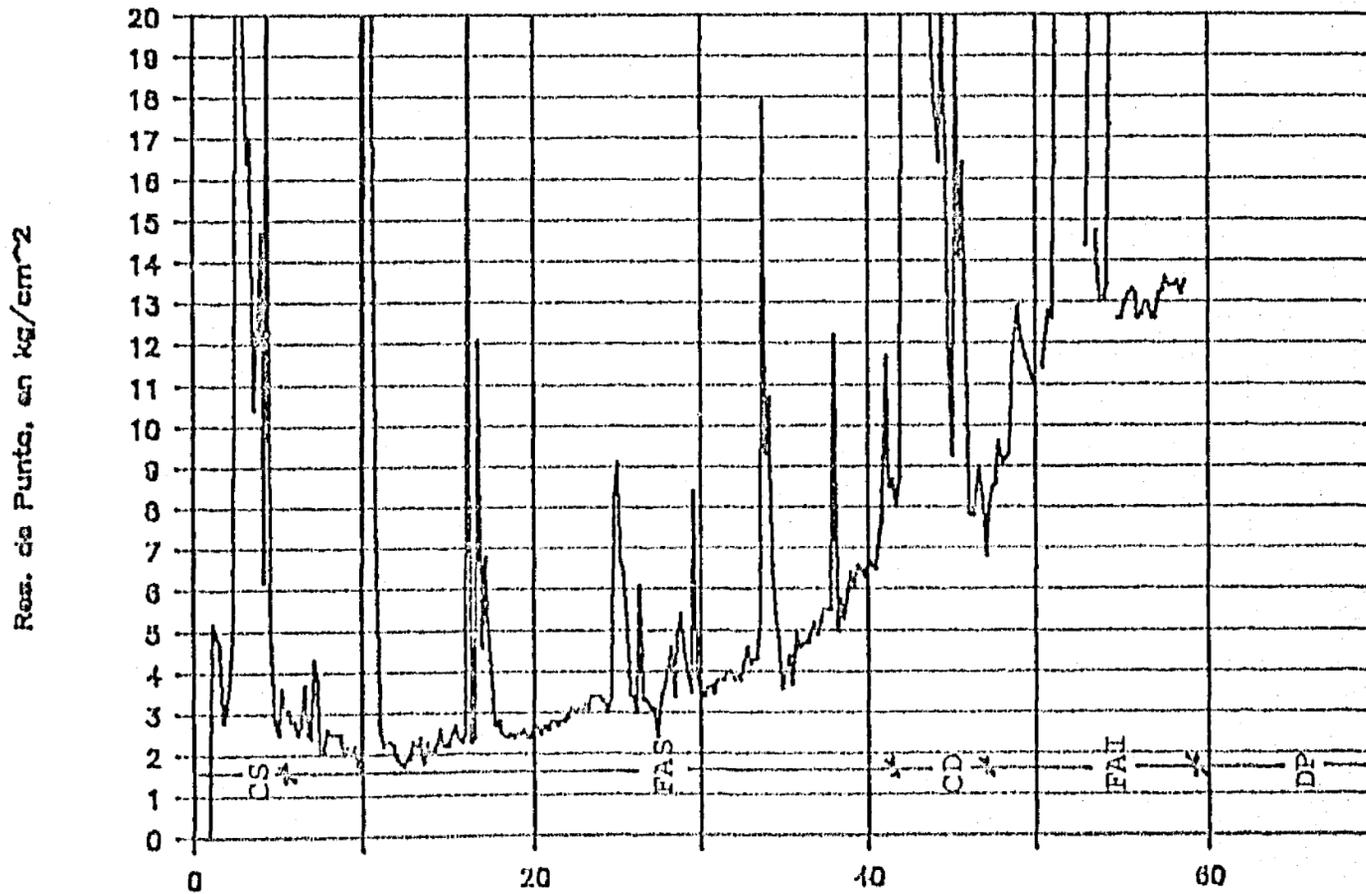


Fig. 4.13.a

(b)

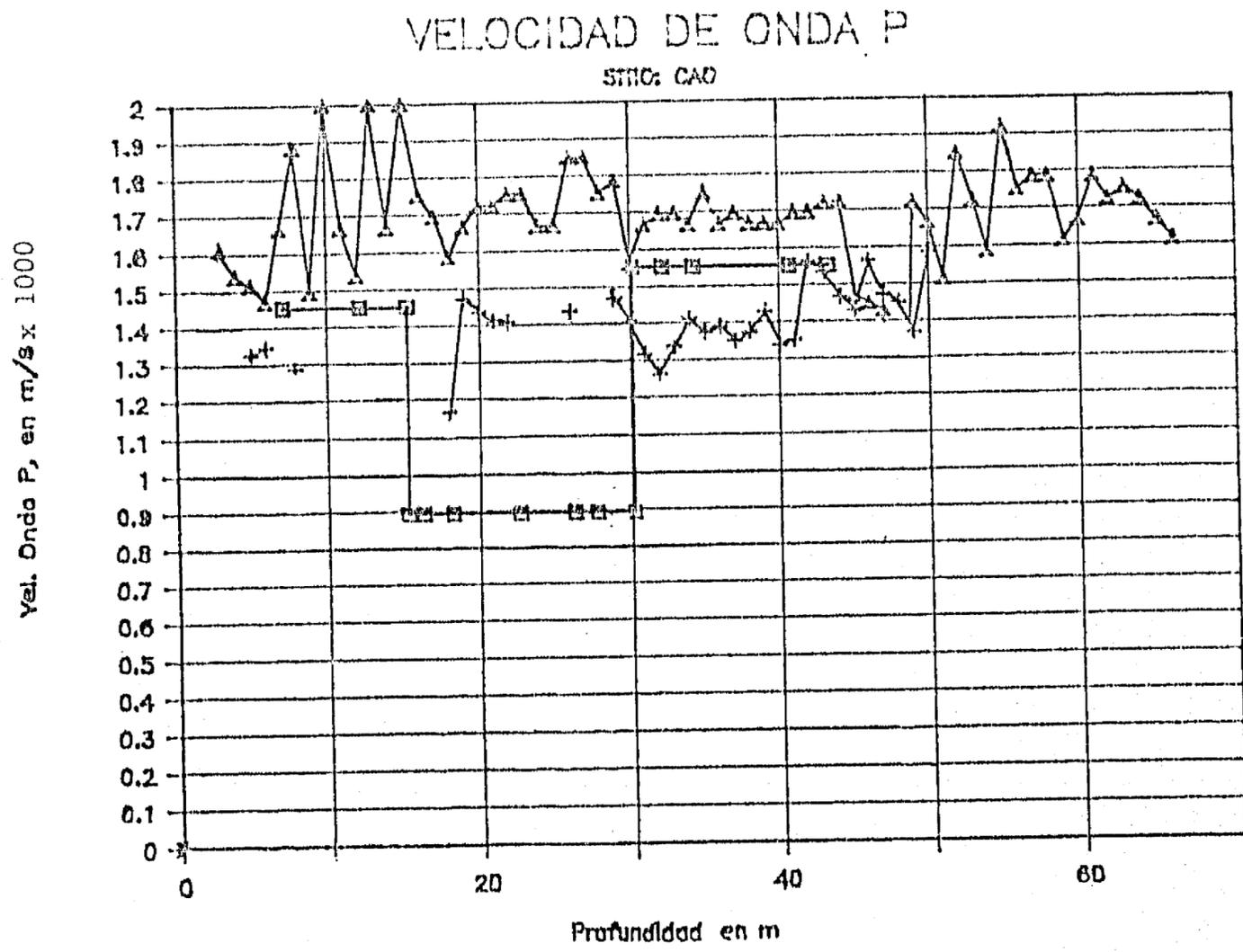
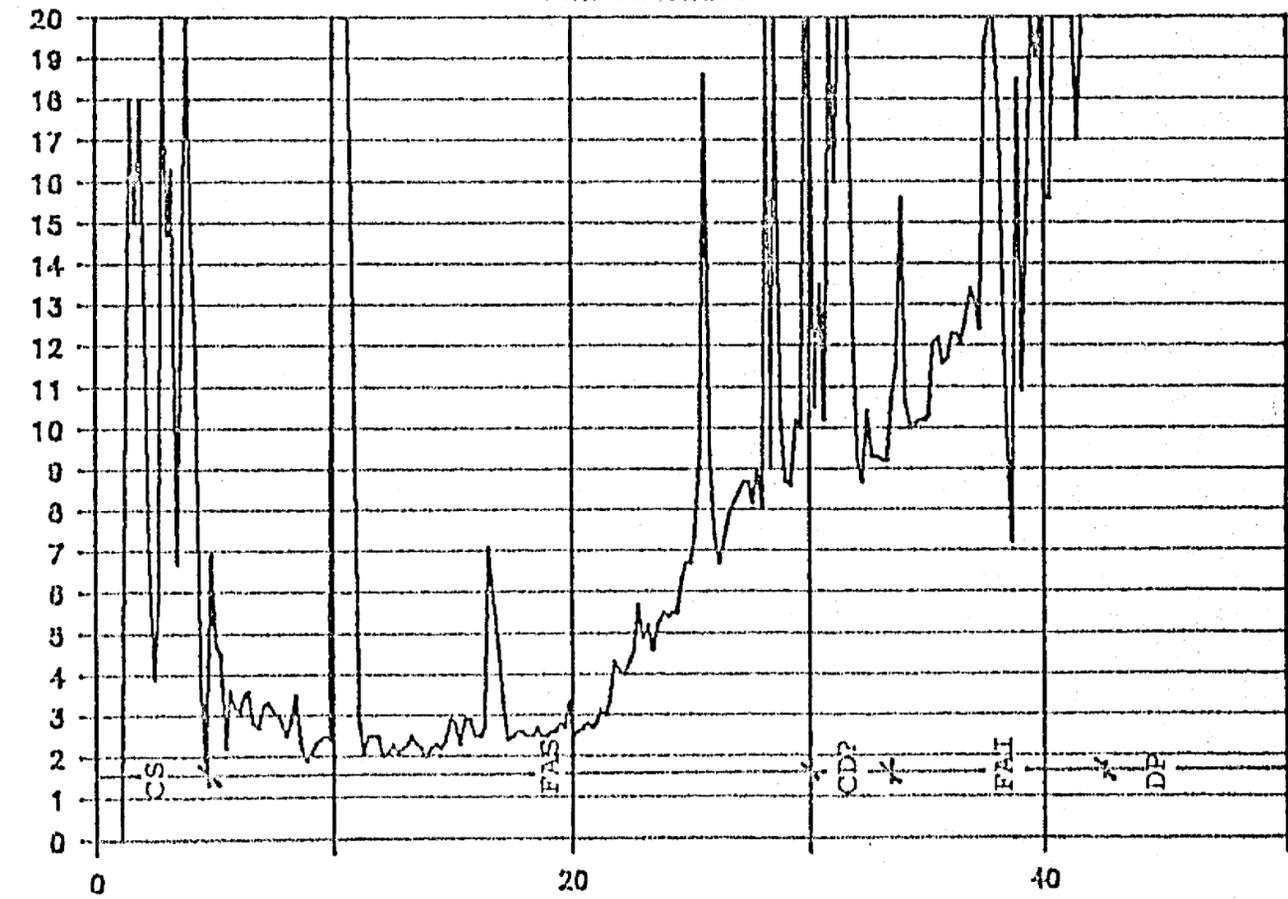


Fig. 4.13.b

(a)

Res. de Punta, en kg/cm²



Vel. de Onda S, en m/s

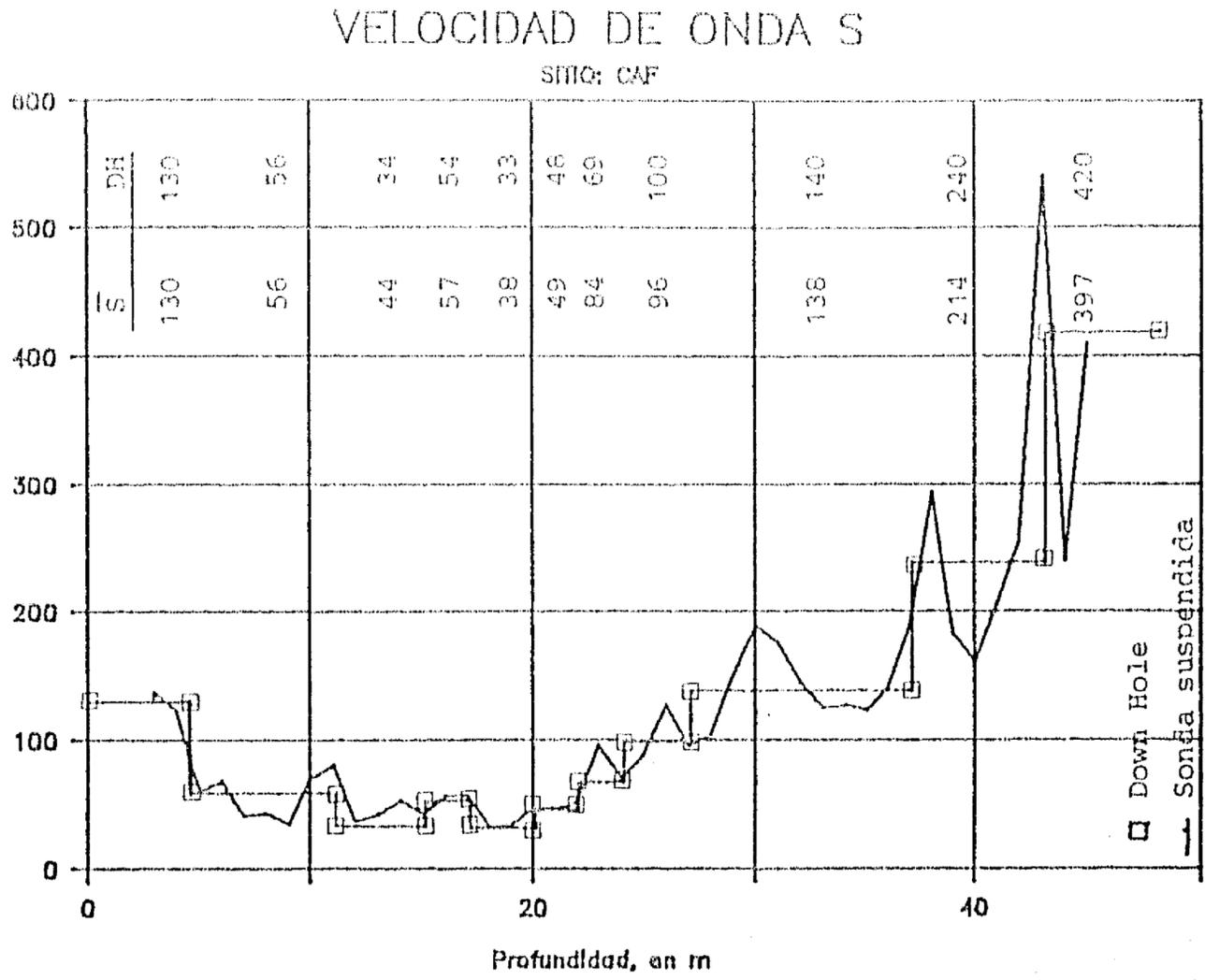


Fig. 4.14.a

(b)

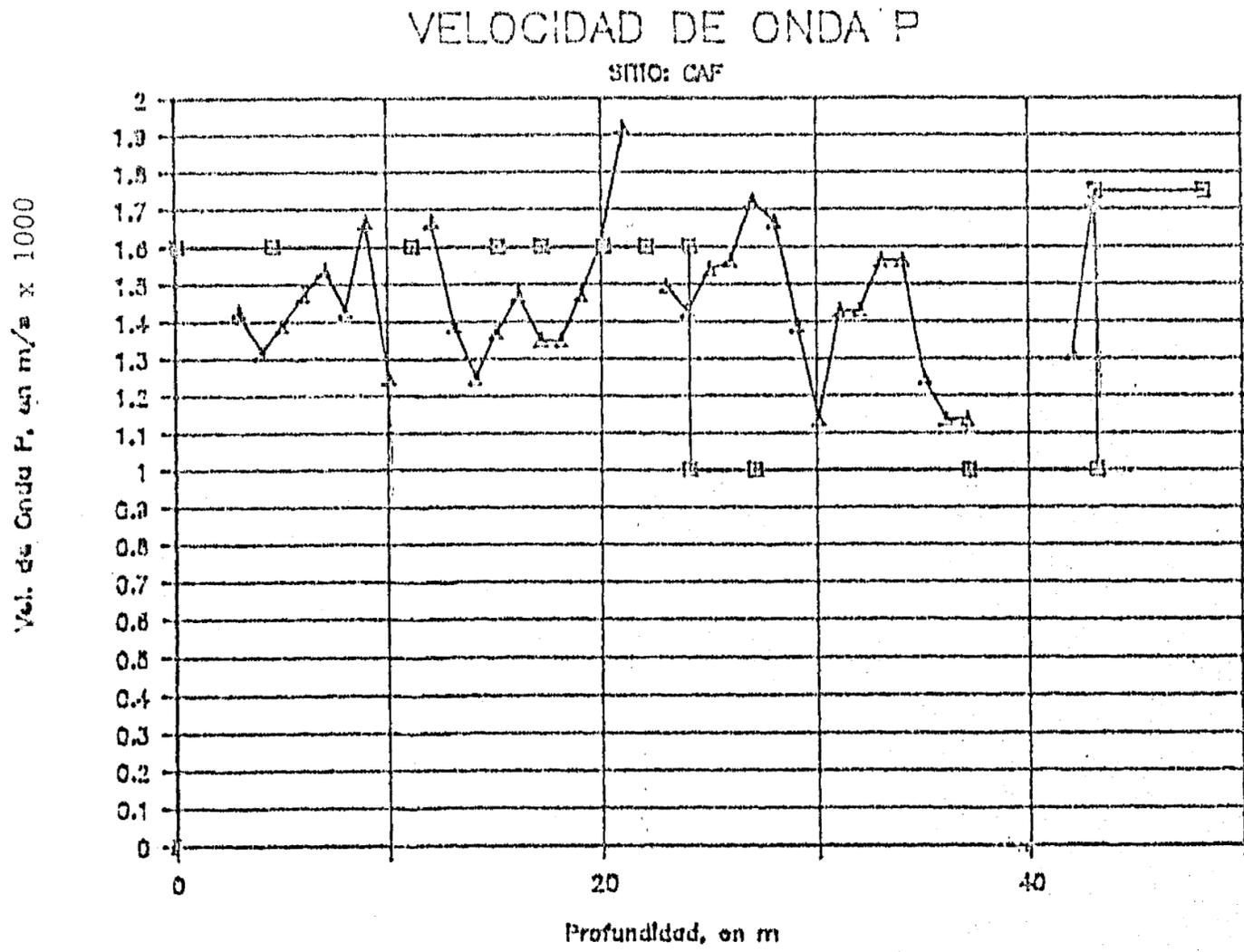
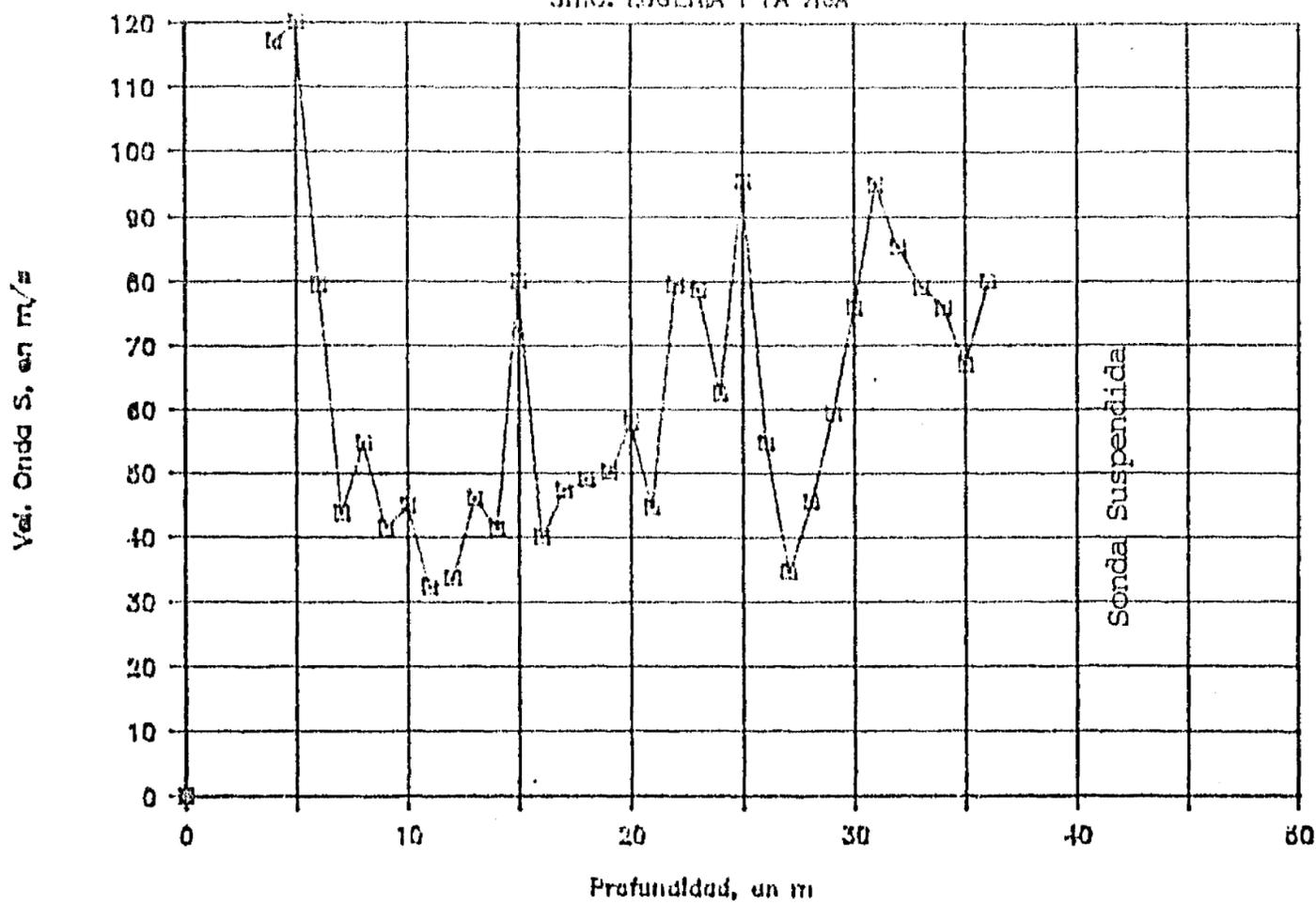


Fig. 4.14.b

VELOCIDAD DE ONDA S

SITIO: EUGENIA Y LA VIGA



(a)

SITIO : EUGENIA Y LA VIGA

CONO ELECTRICO

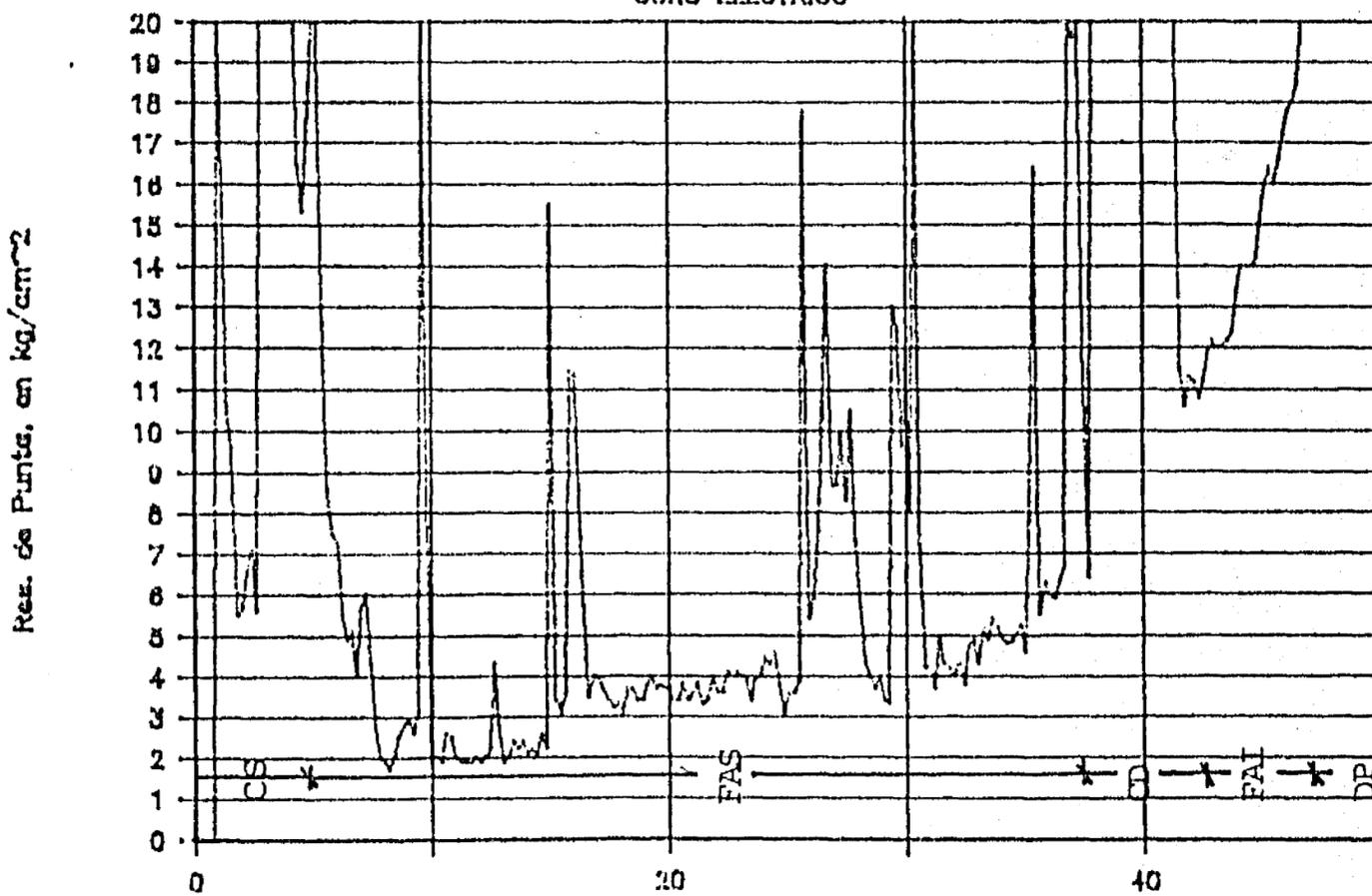


Fig. 4.15.a

(b)

Vel. Onda P. en m/s x 1000

VELOCIDAD DE ONDA P SITIO: EUGENIA Y LA VIGA

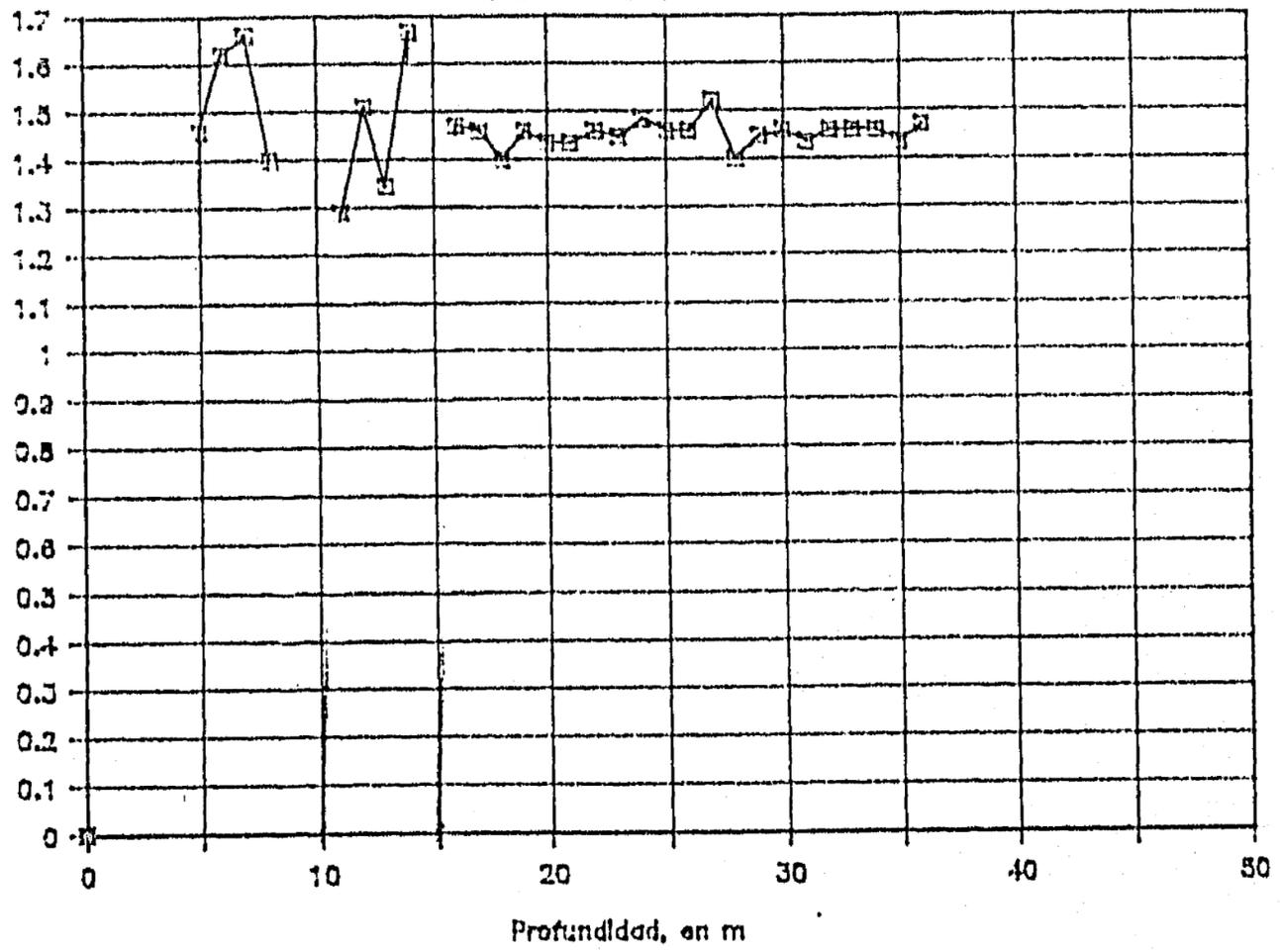
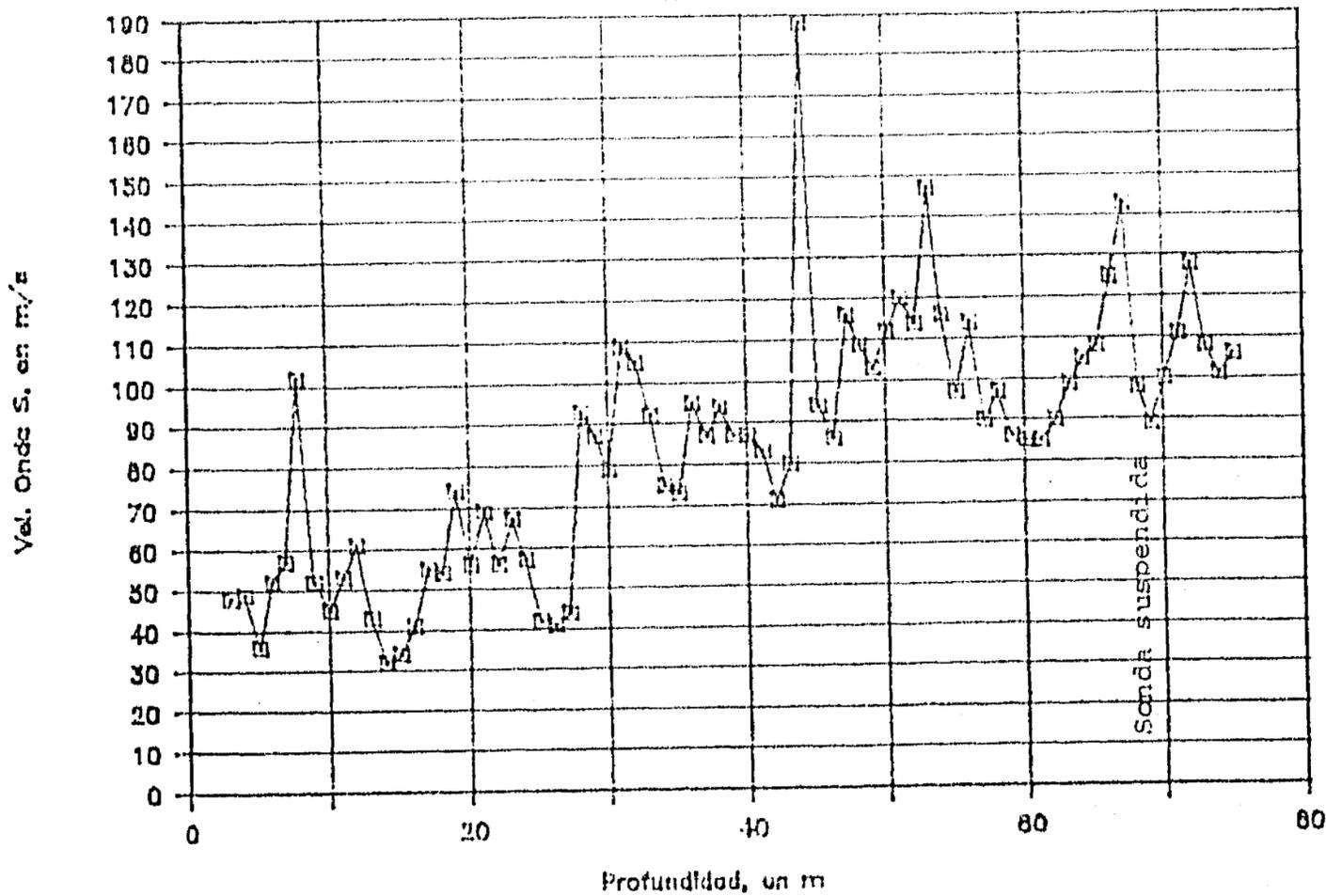


Fig. 4.15.b

VELOCIDAD DE ONDA S

SITIO: TLB



(a)

SITIO : TLB CONO ELECTRICO

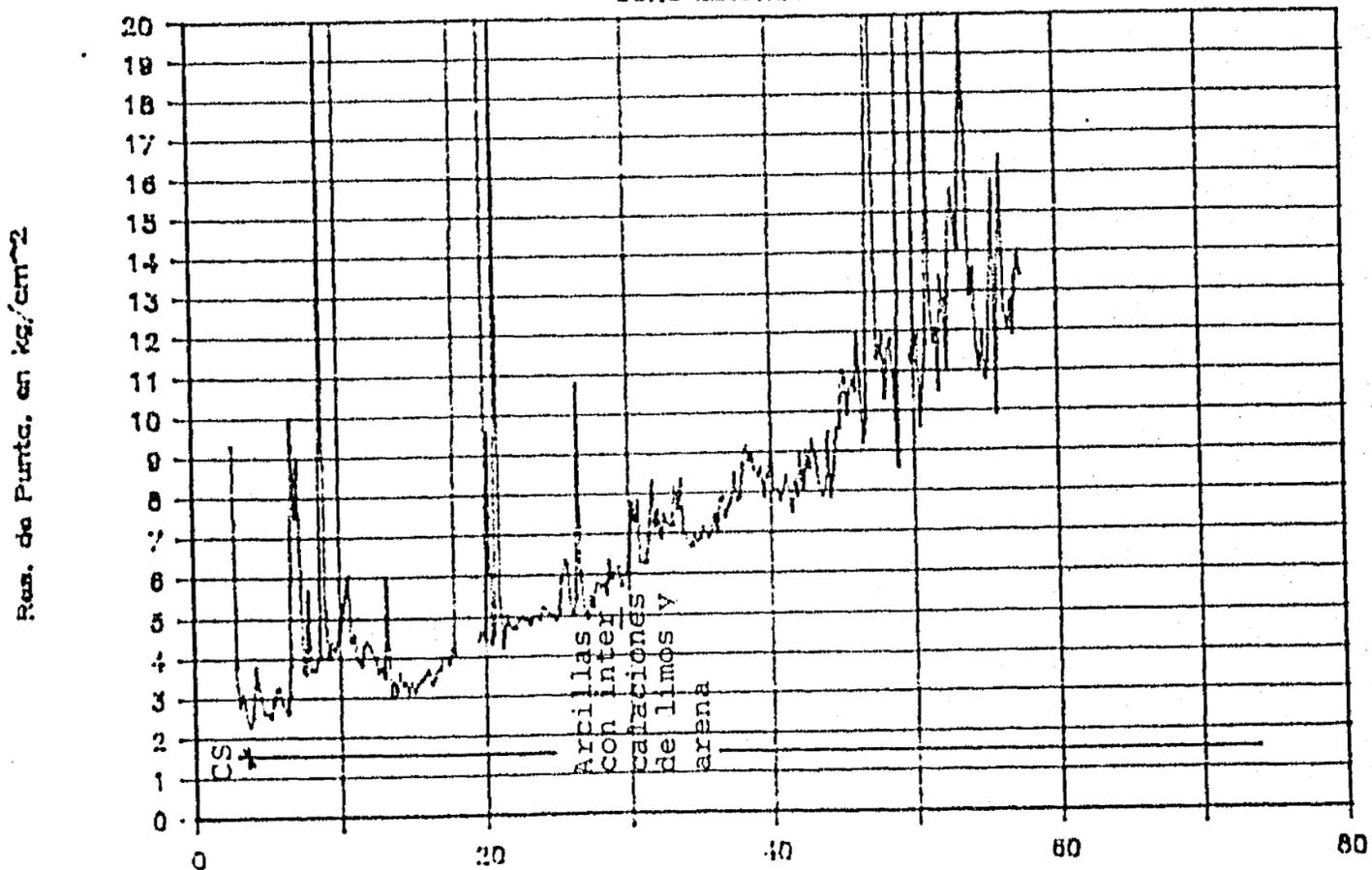


Fig. 4.16.a

(b)

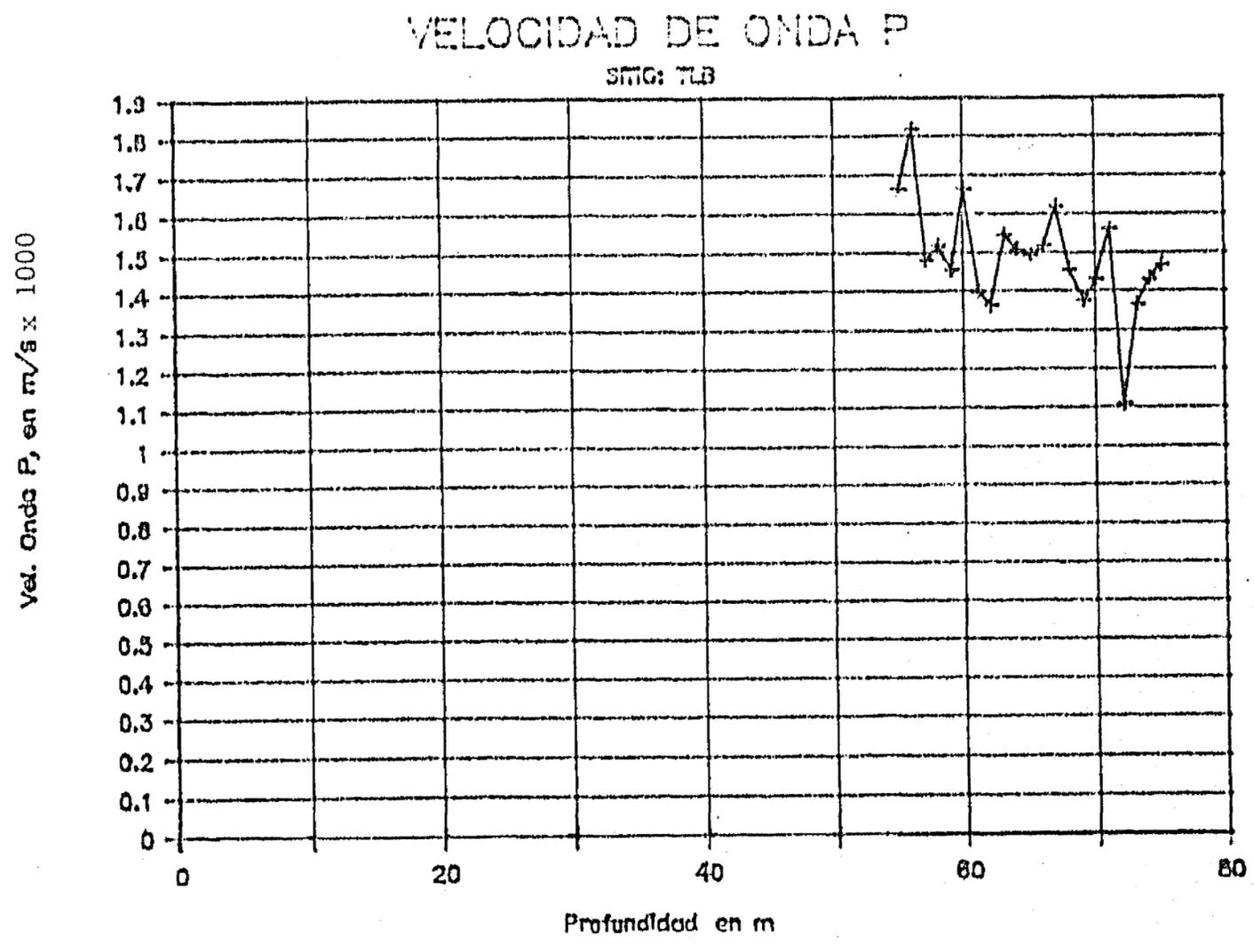
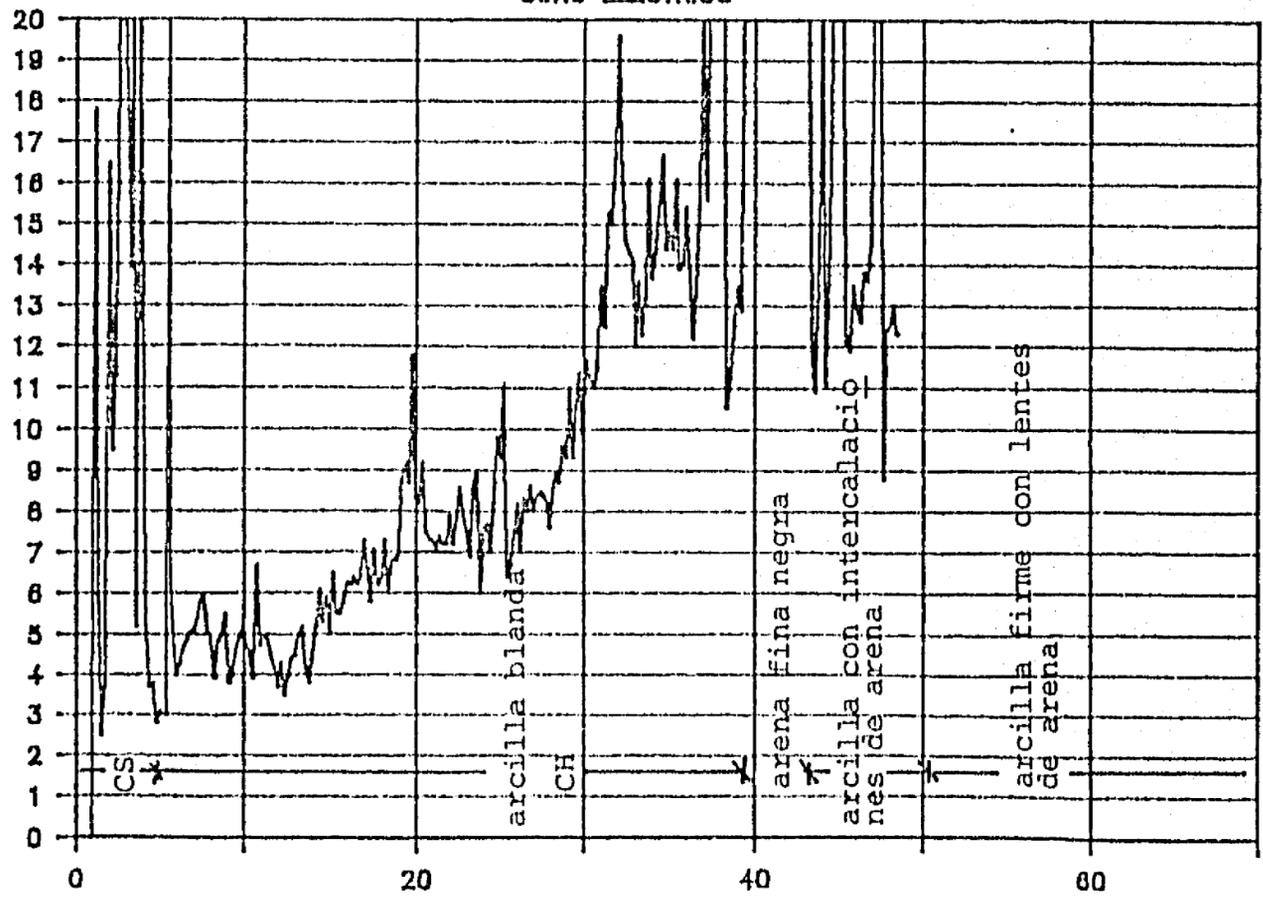


Fig. 4.16.b

(a)

Res. de Punta, en kg/cm²



Vel. Onda S, en m/s

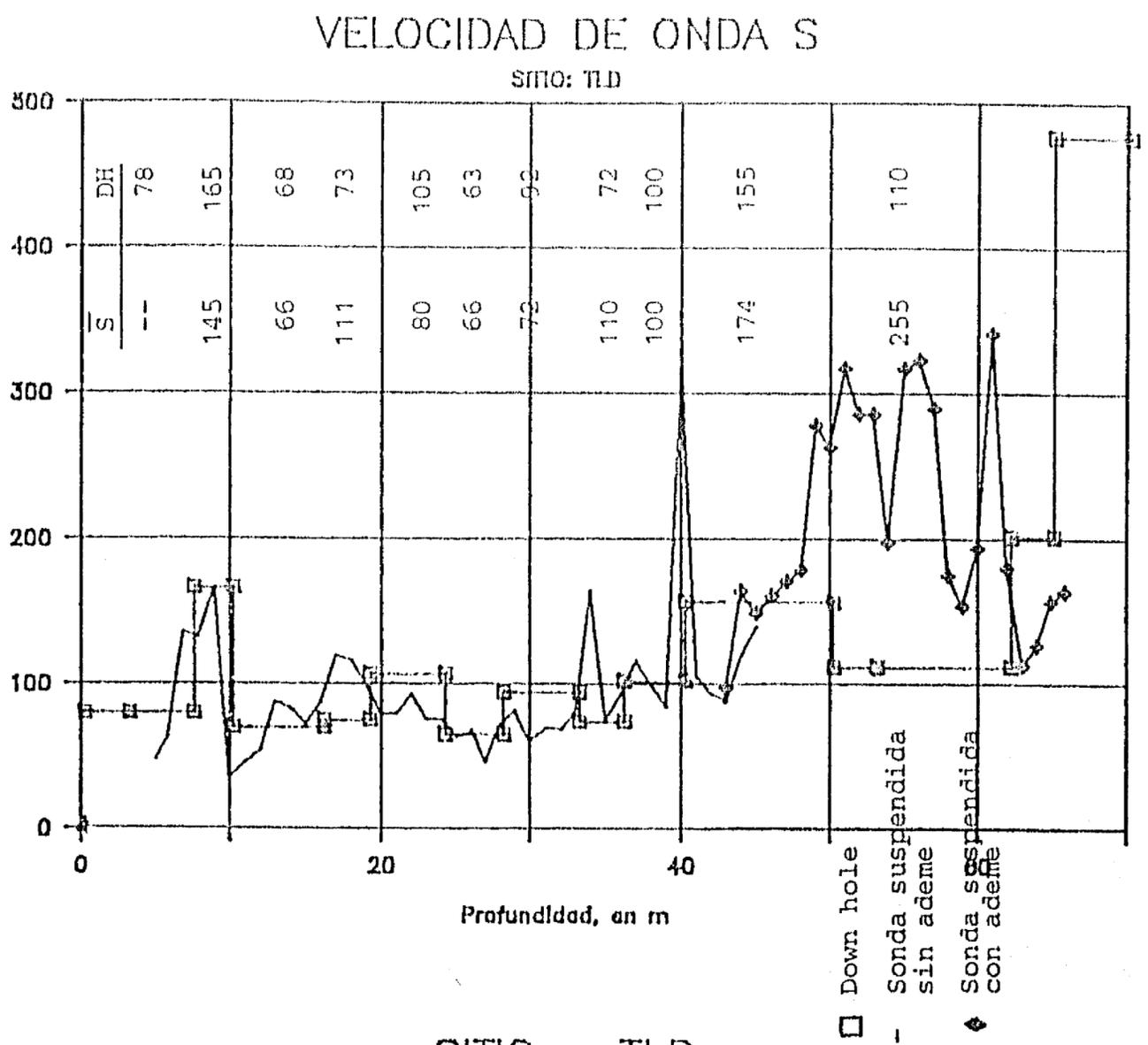


Fig. 4.17.a

(b)

Vel. Onda P. en m/s x 1000

VELOCIDAD DE ONDA P SITIO: TLD

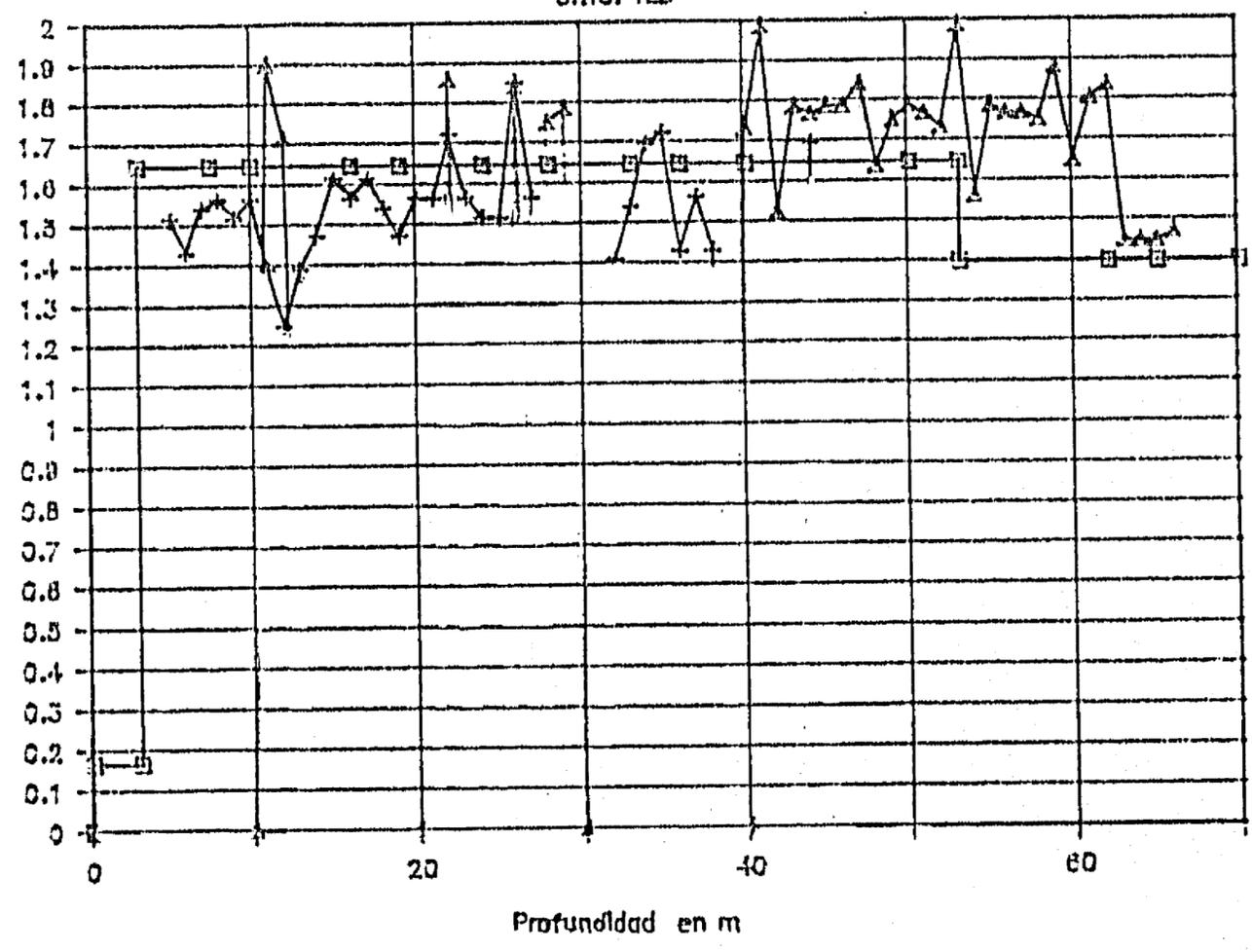
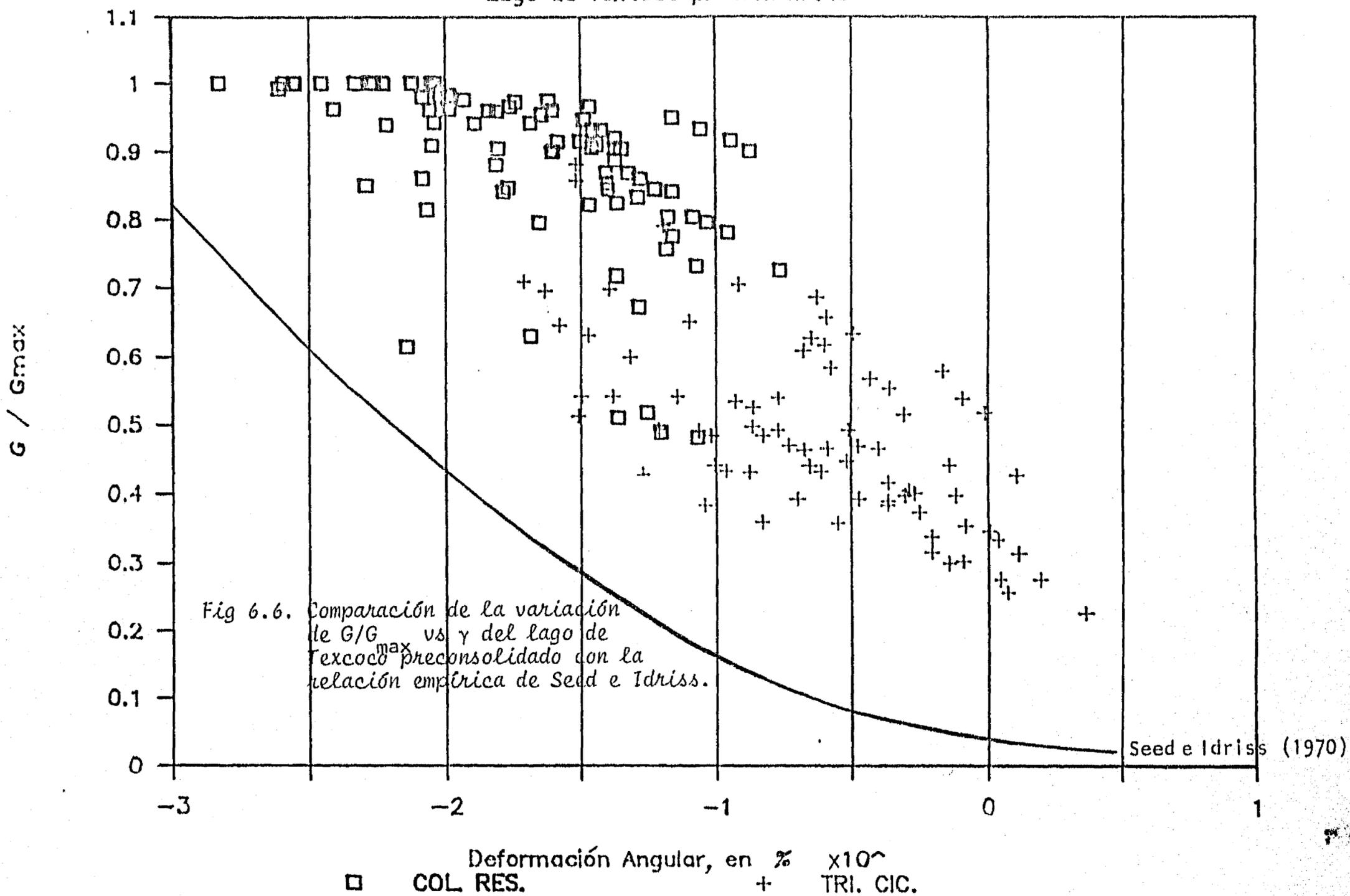


Fig. 4.17.b

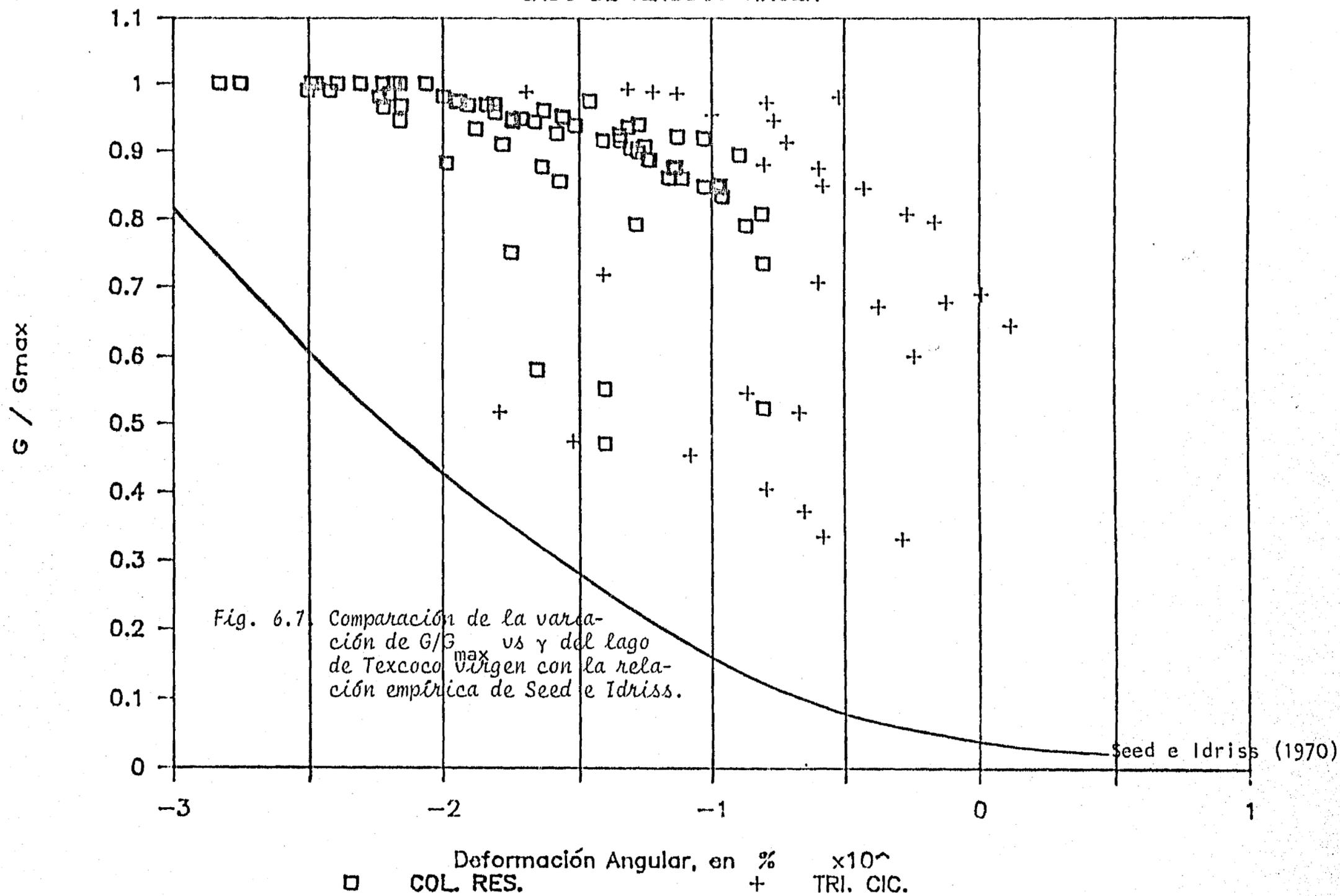
SONDEOS : SCT, CUPJ, SAA, ZOCALO

Lago de Texcoco preconsolidado



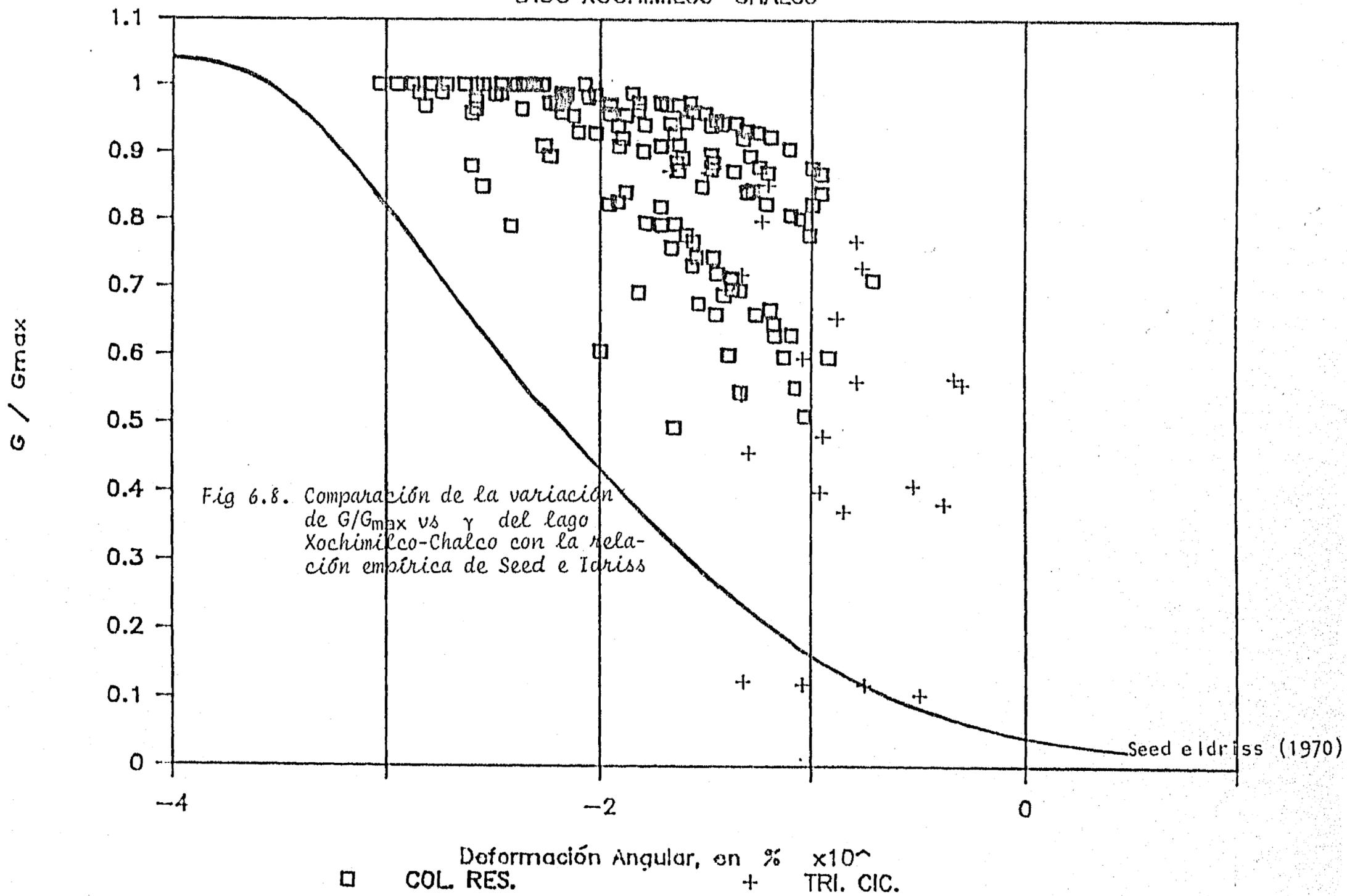
SONDEOS : CAO, CAF

LAGO DE TEXCOCO VIRGEN



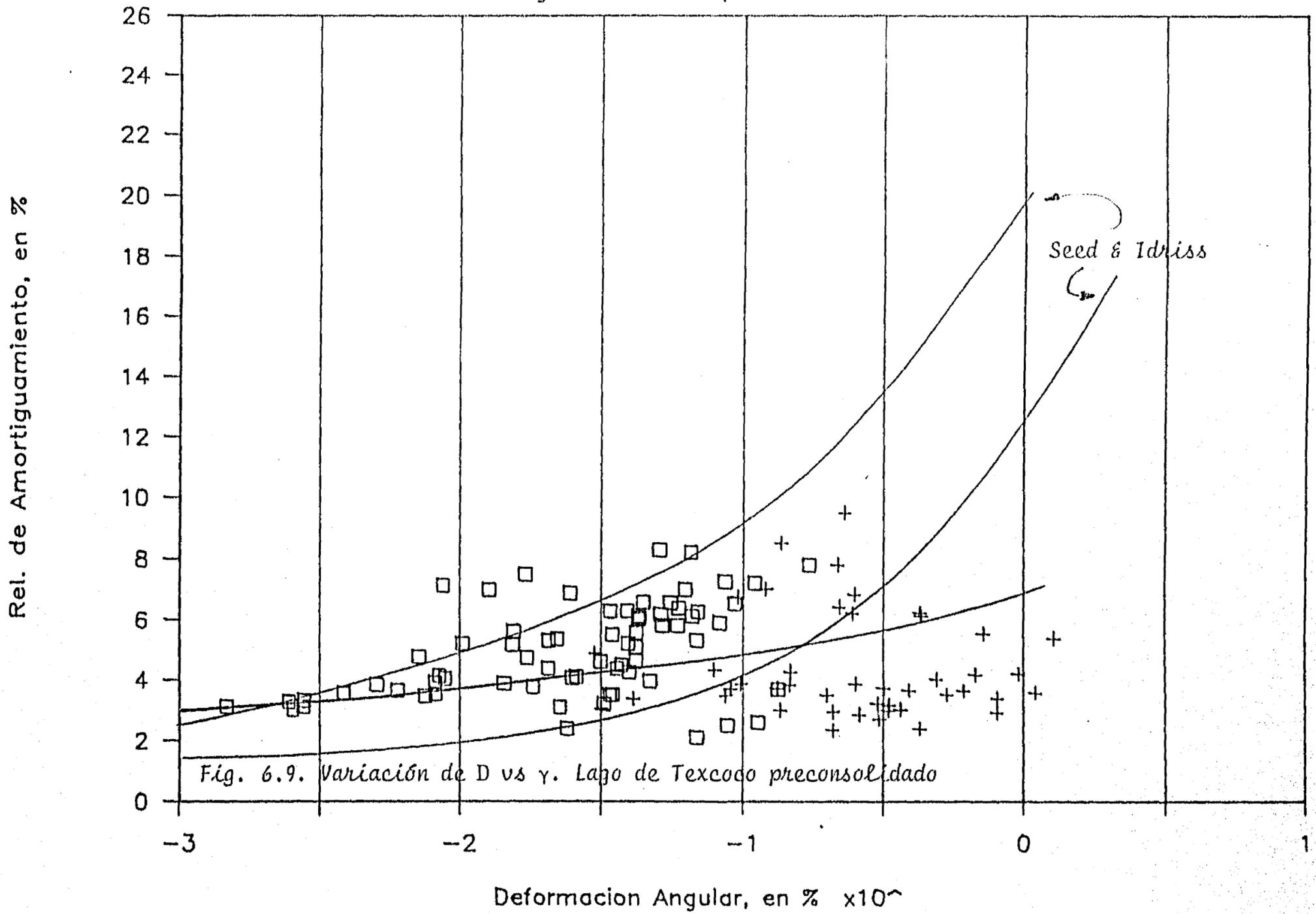
SONDEOS : TLD, TLB, PRCH

LAGO XOCHIMILCO-CHALCO

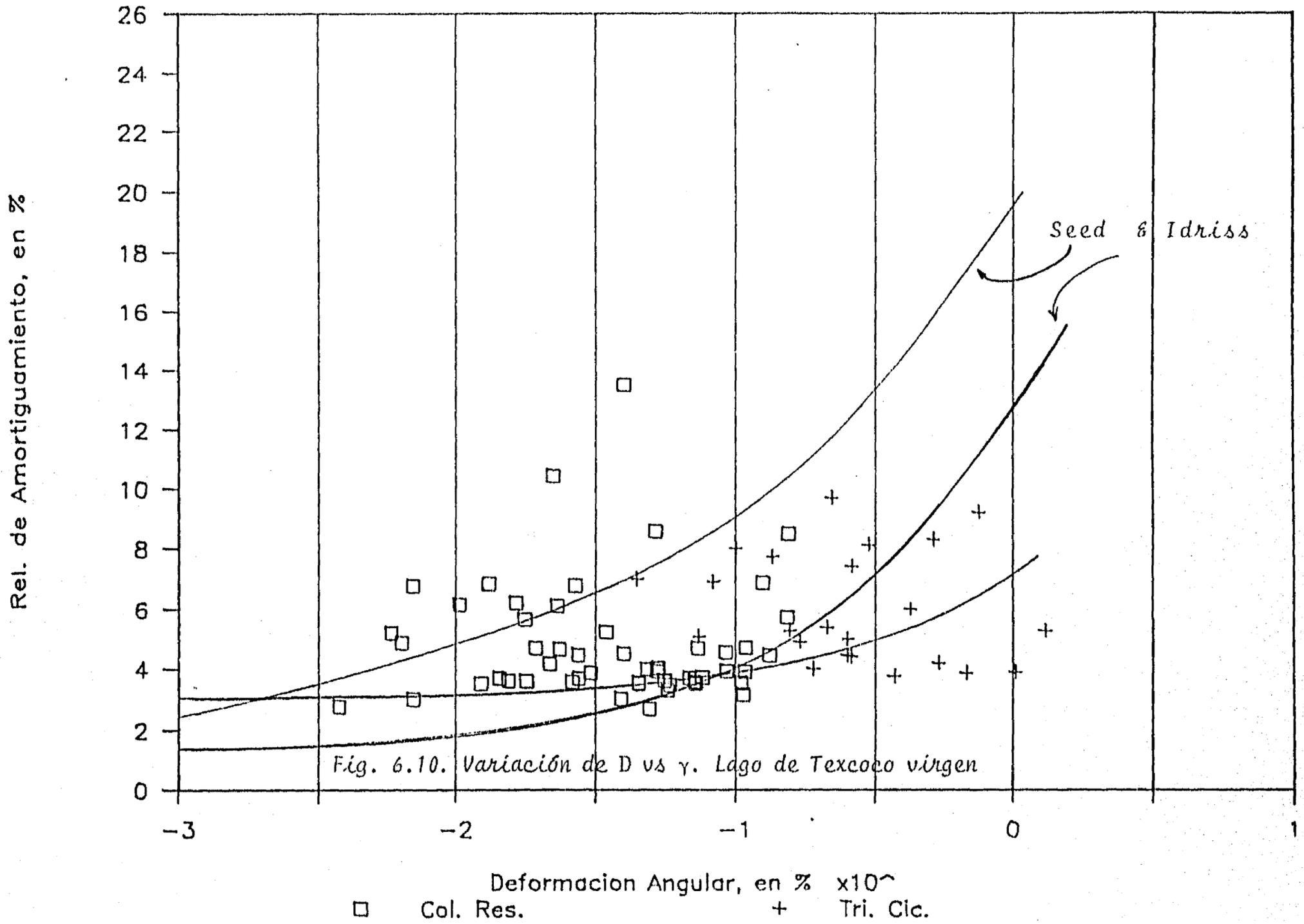


SONDEOS : SCT, CUPJ, SAA, ZOCALO

Lago de Texcoco preconsolidado

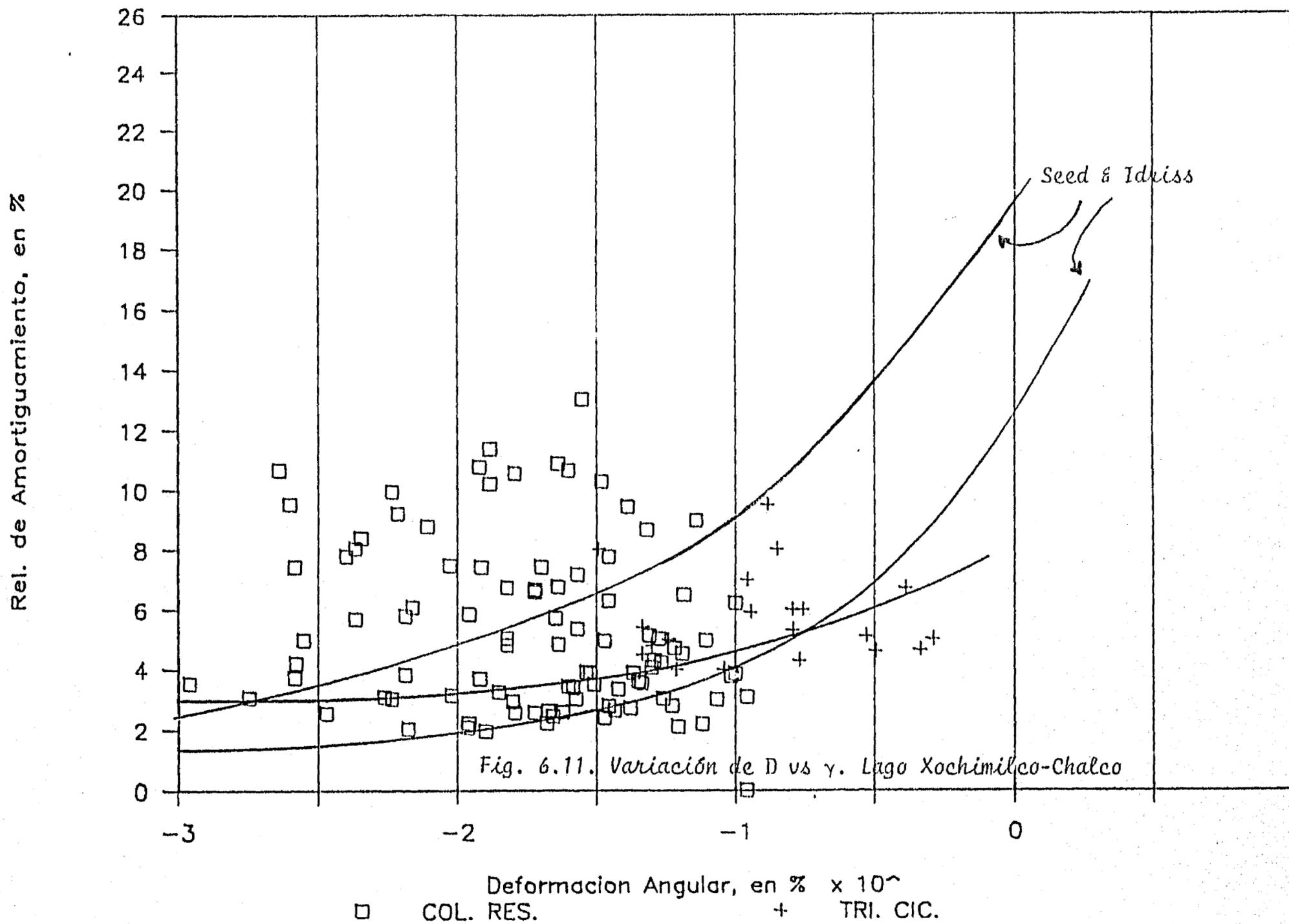


SONDEOS : CAO, CAF
LAGO DE TEXCOCO VIRGEN



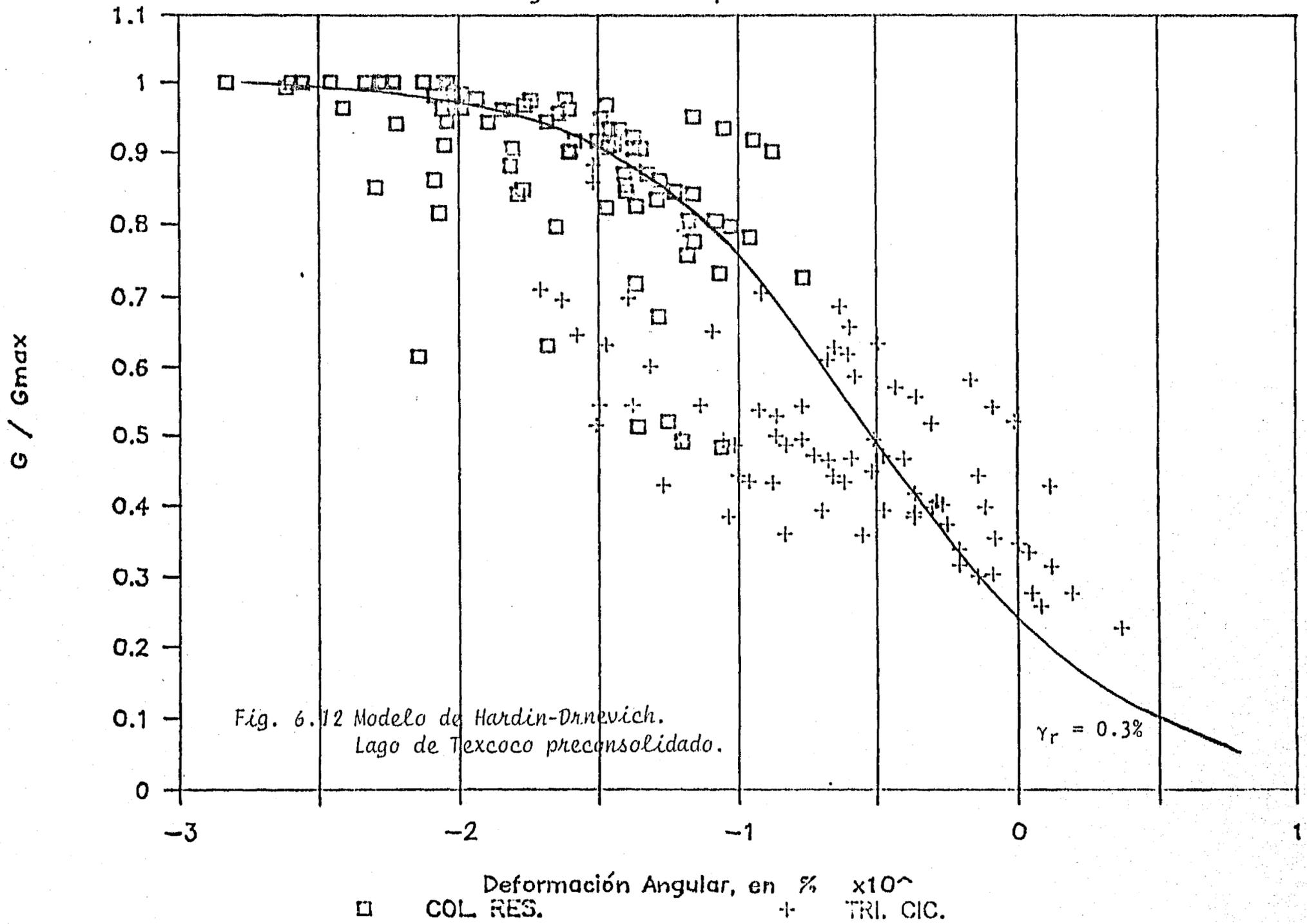
SONDEOS : TLD, TLB, PRCH

LAGO XOCHIMILCO-CHALCO



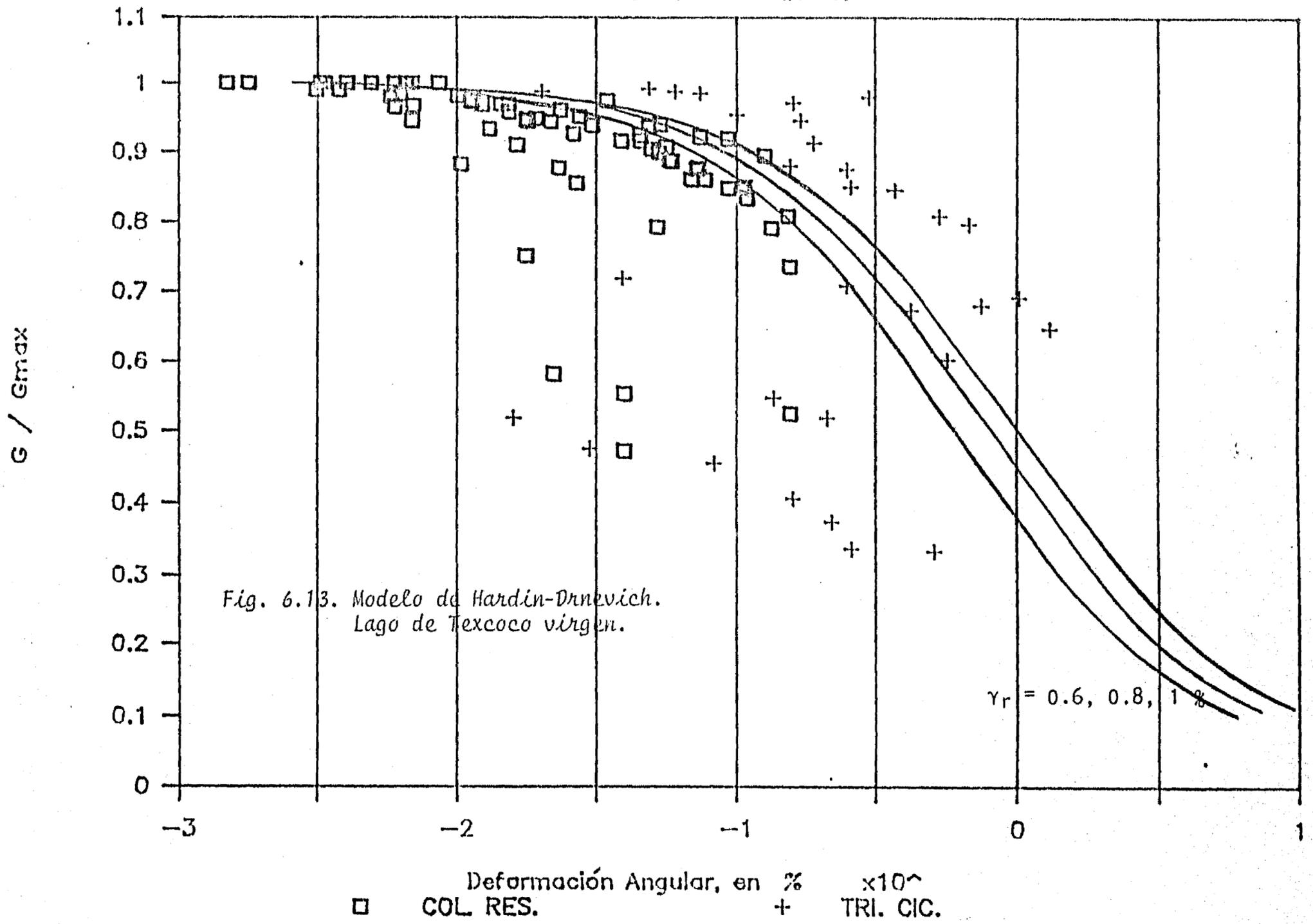
SONDEOS : SCT, CUPJ, SAA, ZOCALO

Lago de Texcoco preconsolidado



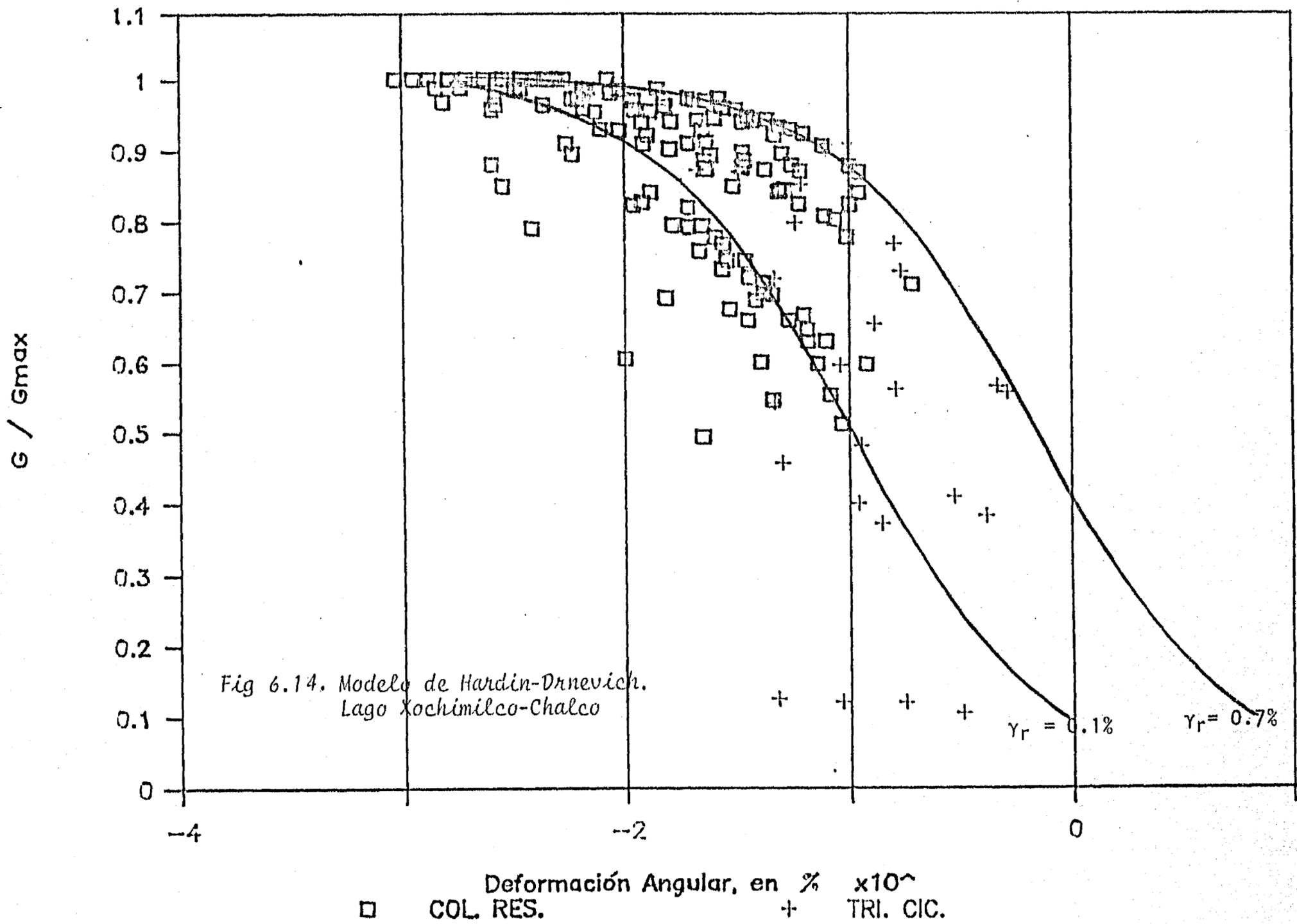
SONDEOS : CAO, CAF

LAGO DE TEXCOCO VIRGEN



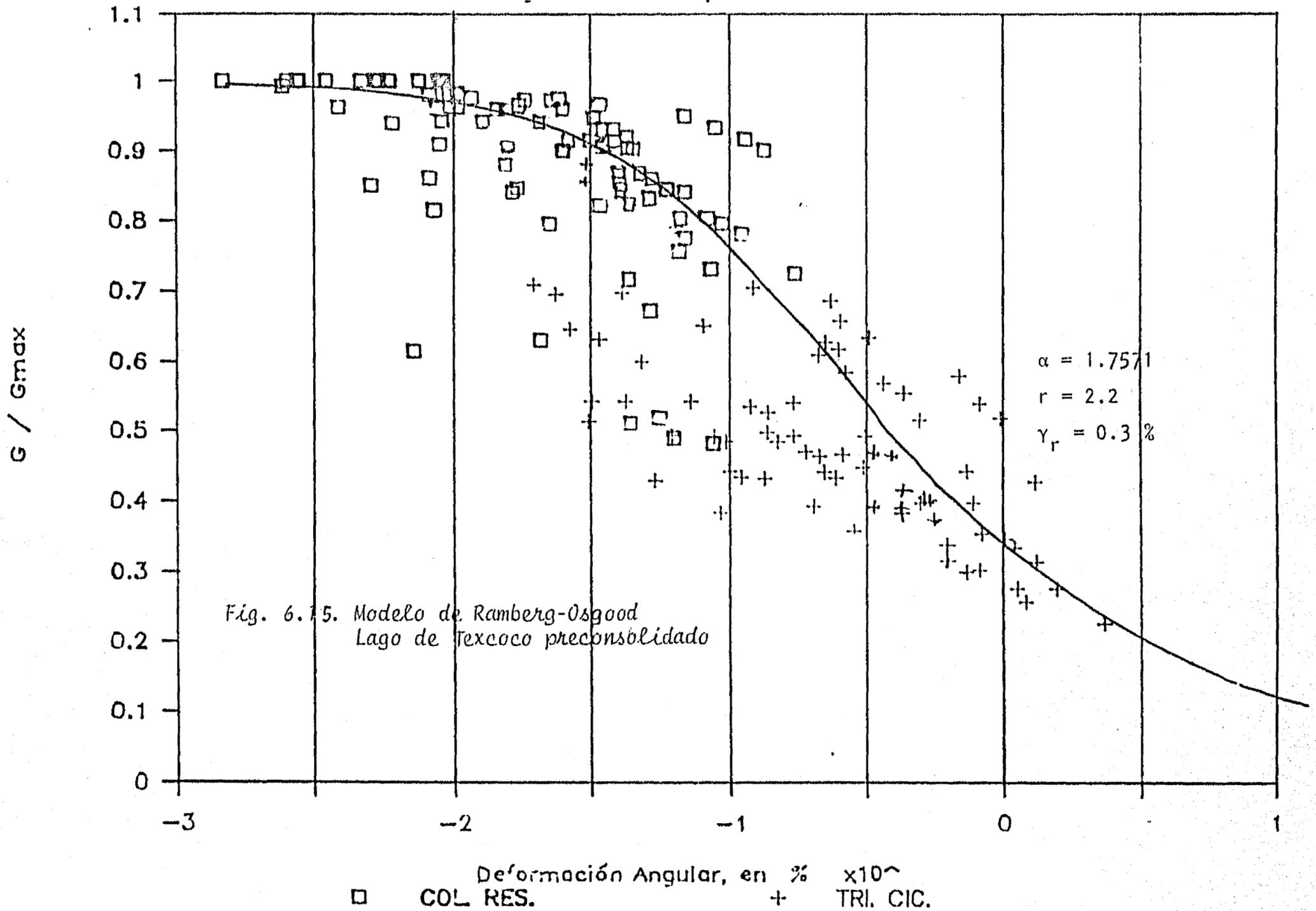
SONDEOS : TLD, TLB, PRCH

LAGO XOCHIMILCO-CHALCO



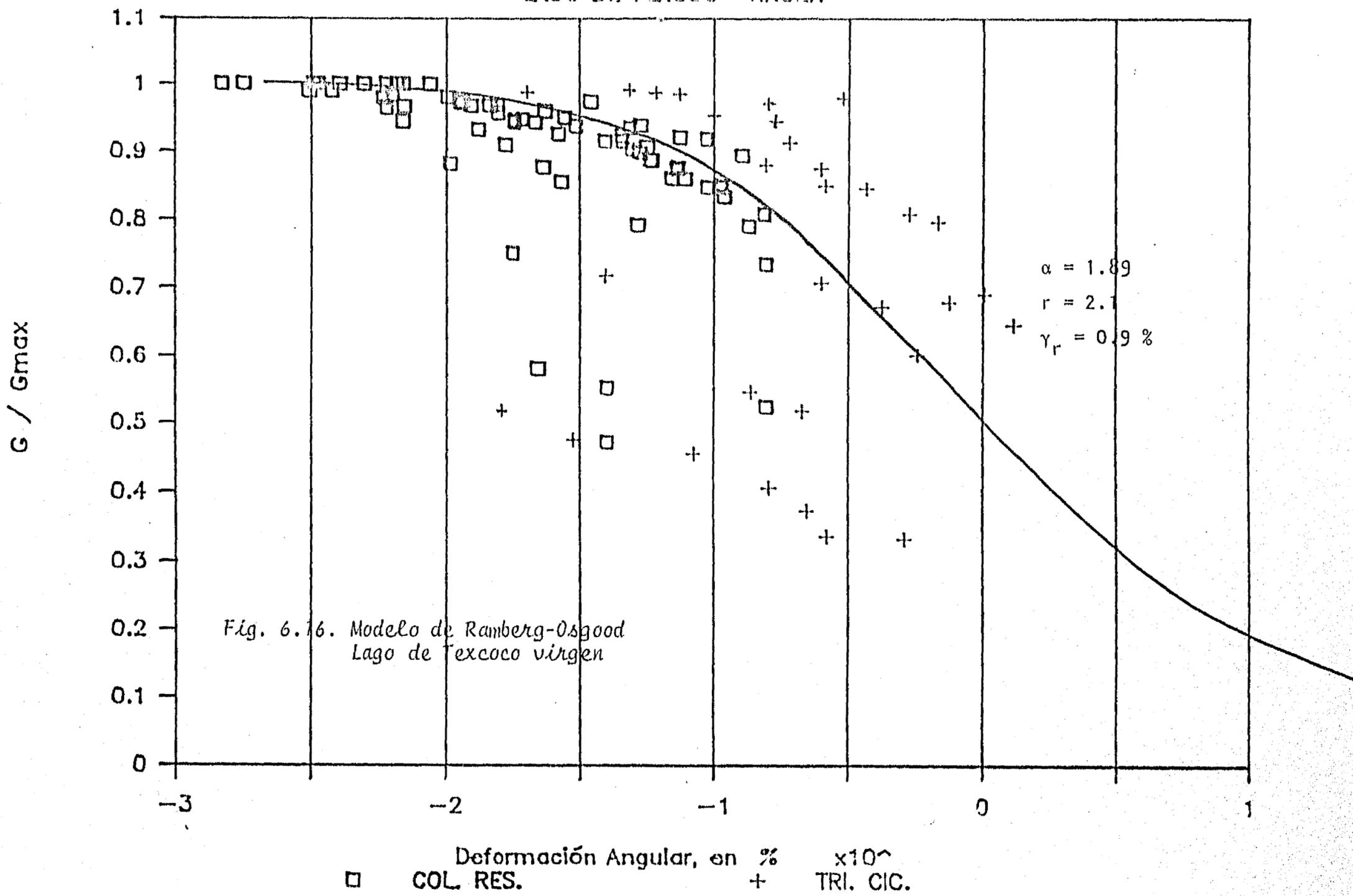
SONDEOS : SCT, CUPJ, SAA, ZOCALO

Lago de Texcoco preconsolidado



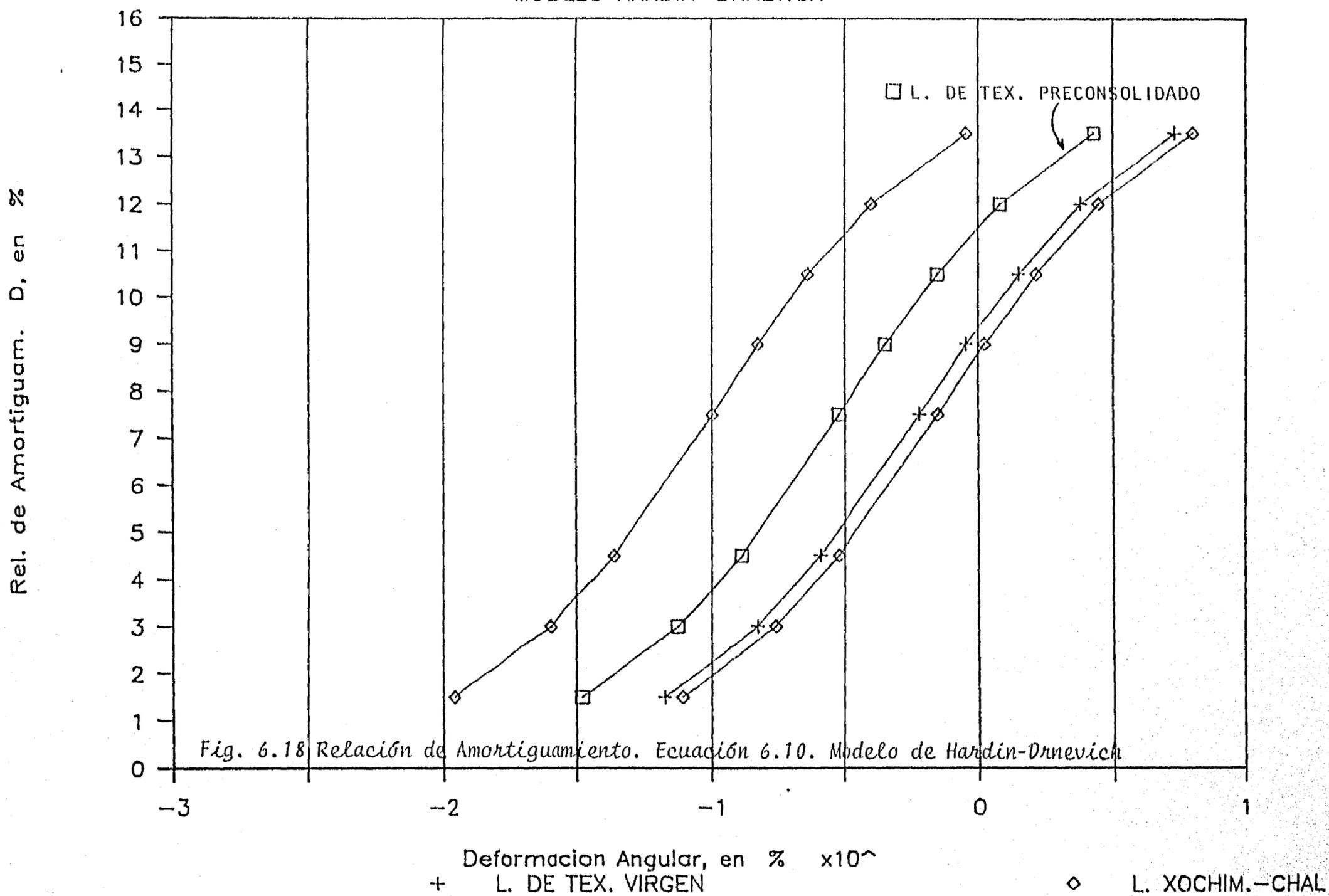
SONDEOS : CAO, CAF

LAGO DE TEXCOCO VIRGEN



RELACION DE AMORTIGUAMIENTO

MODELO HARDIN-DRNEVICH



RELACION DE AMORTIGUAMIENTO

MODELO RAMBERG-OSGOOD

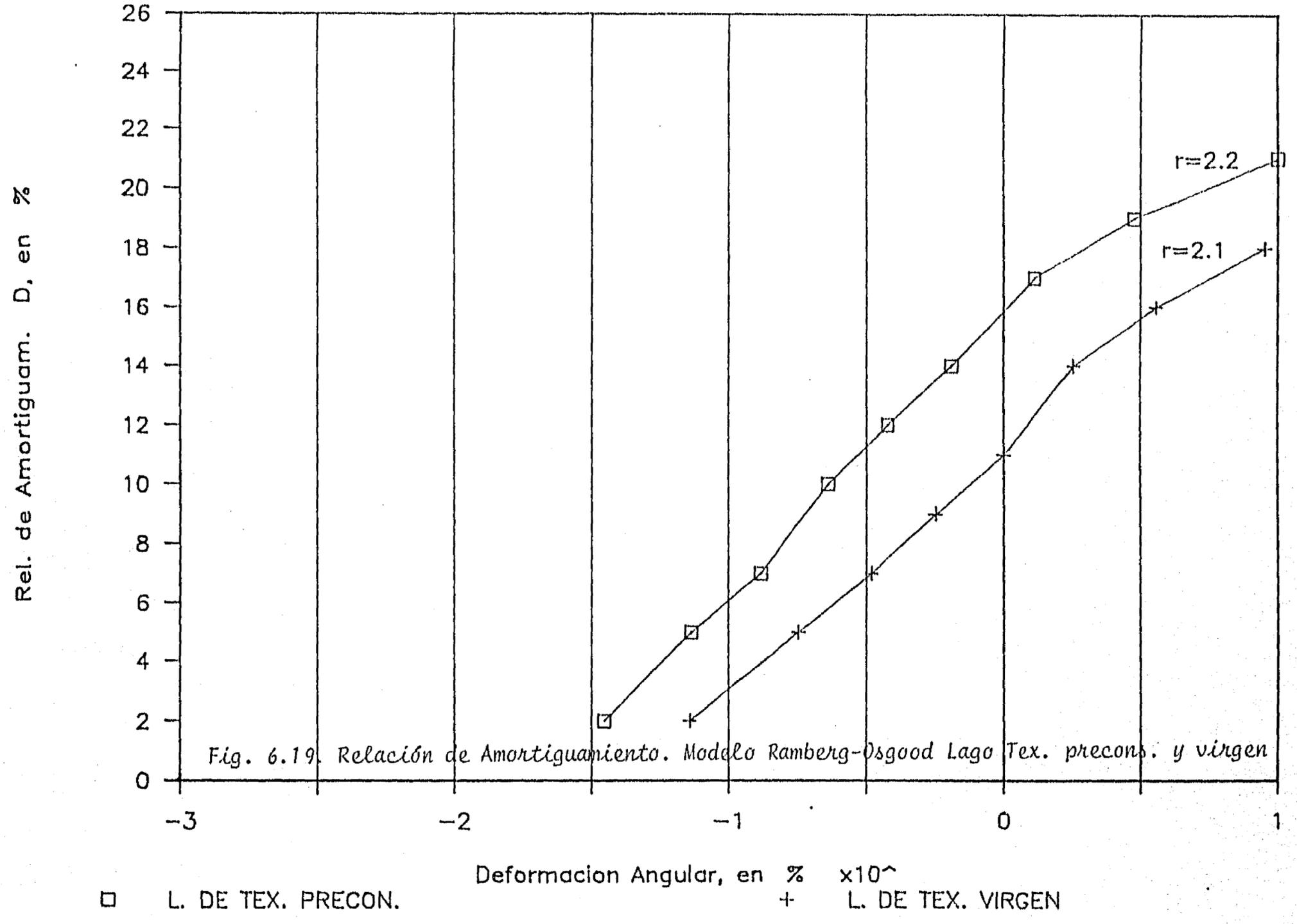
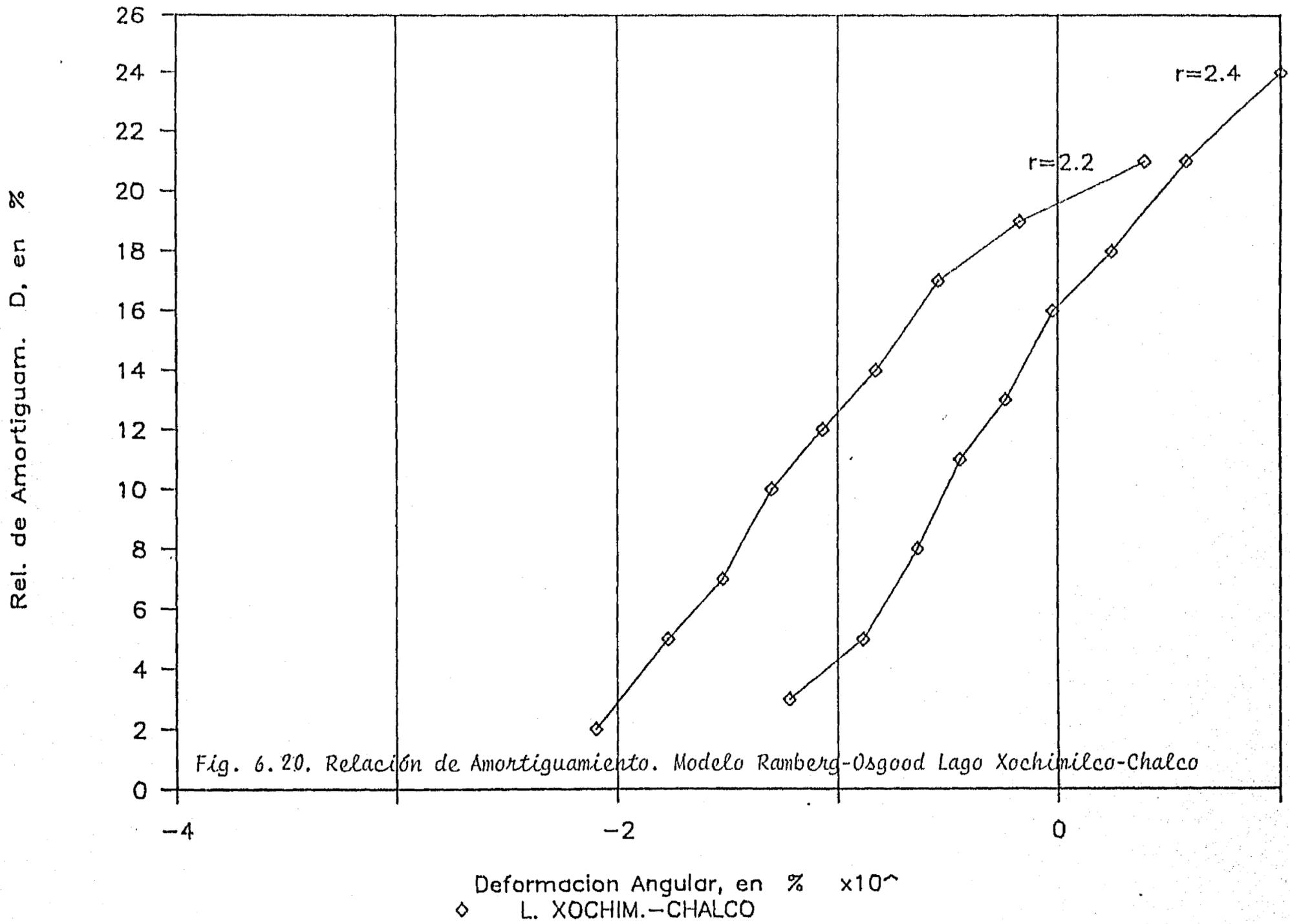


Fig. 6.19. Relación de Amortiguamiento. Modelo Ramberg-Osgood Lago Tex. precons. y virgen

RELACION DE AMORTIGUAMIENTO

MODELO RAMBERG-OSGOOD



SONDEOS : SCT, CUPJ, SAA, ZOCALO

Lago de Texcoco preconsolidado

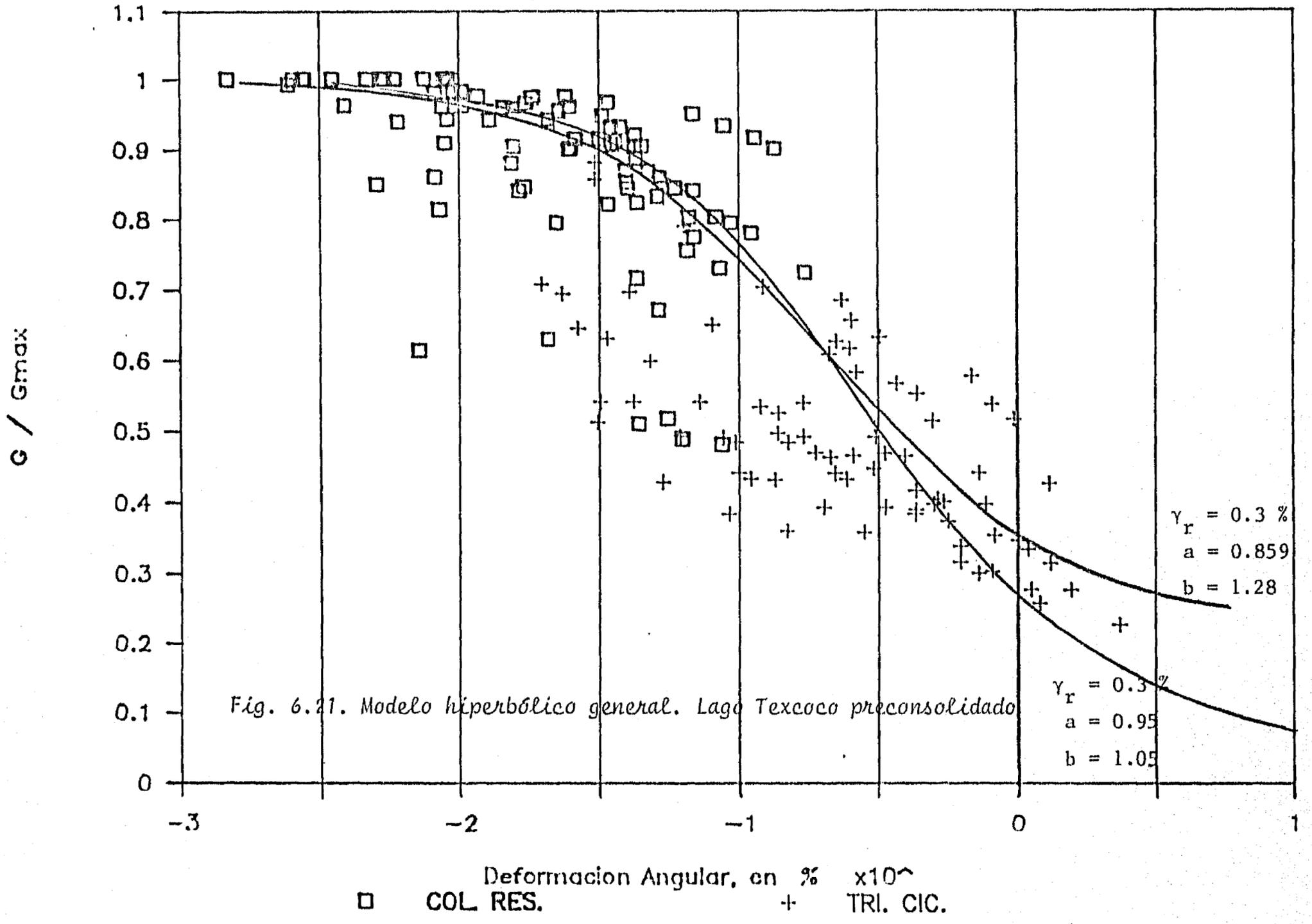
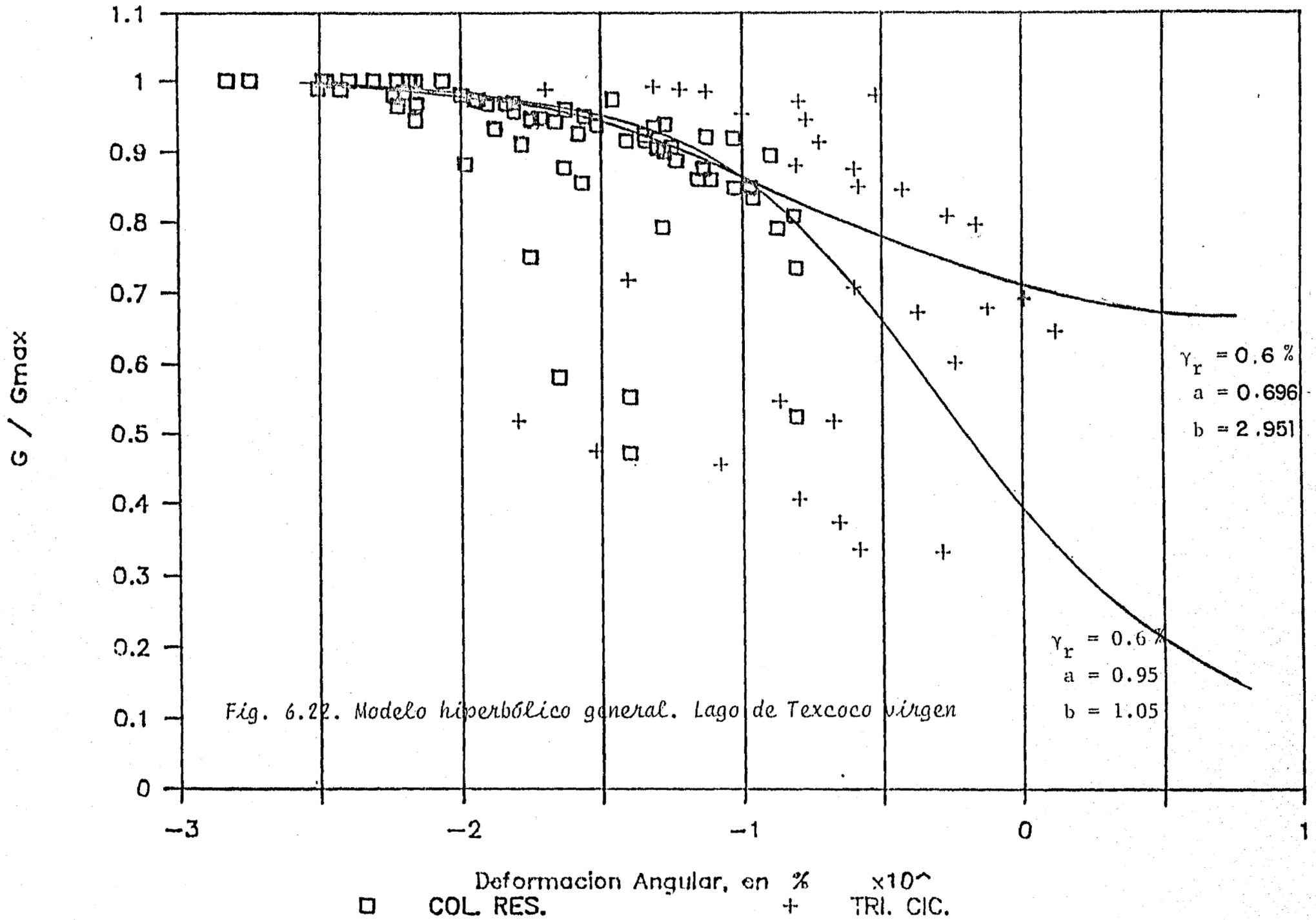


Fig. 6.21. Modelo hiperbólico general. Lago Texcoco preconsolidado

Deformacion Angular, en $\% \times 10^4$
 □ COL RES. + TRI. CIC.

SONDEOS : CAO, CAF

LAGO DE TEXCOCO VIRGEN



(b)

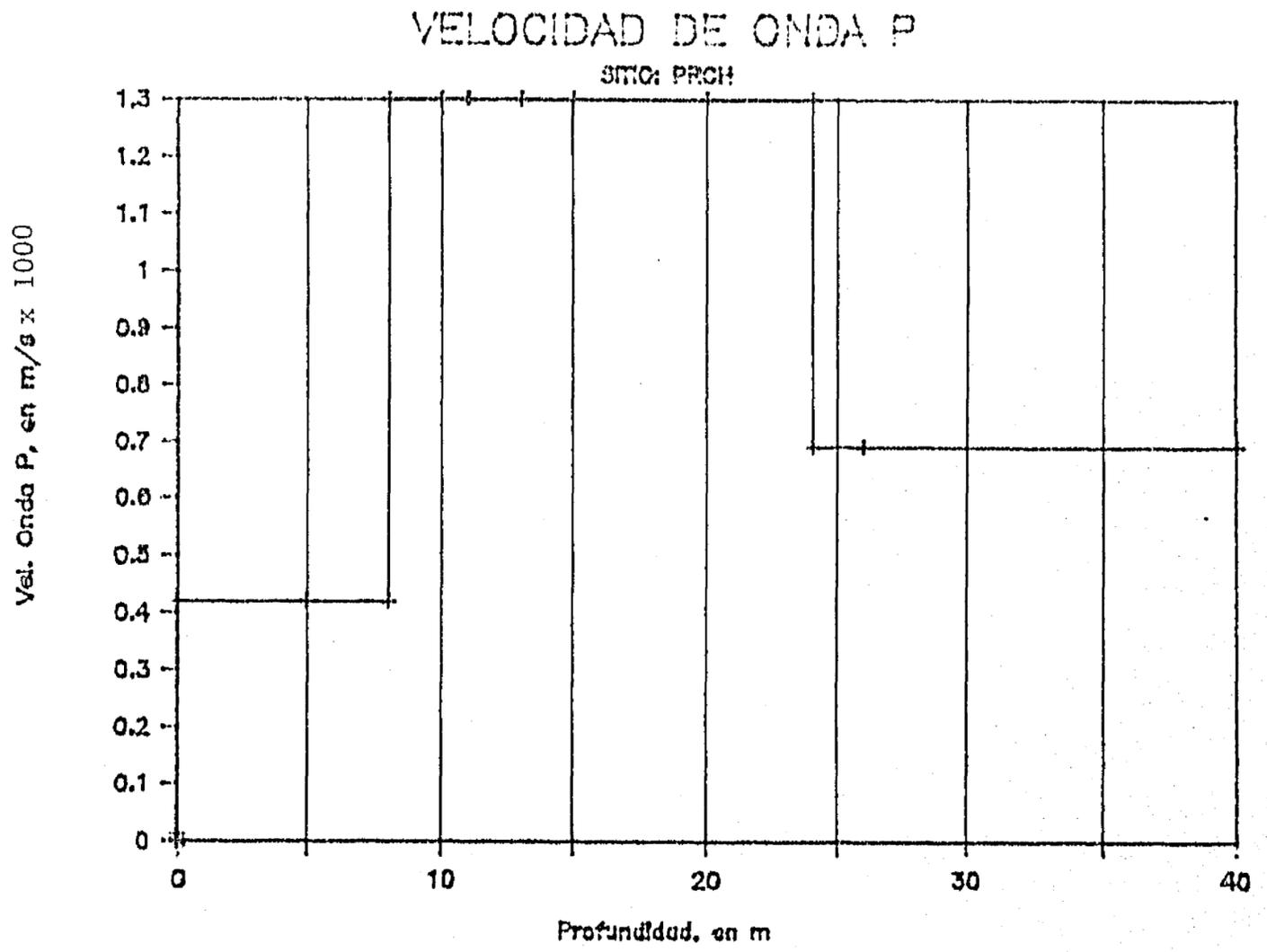
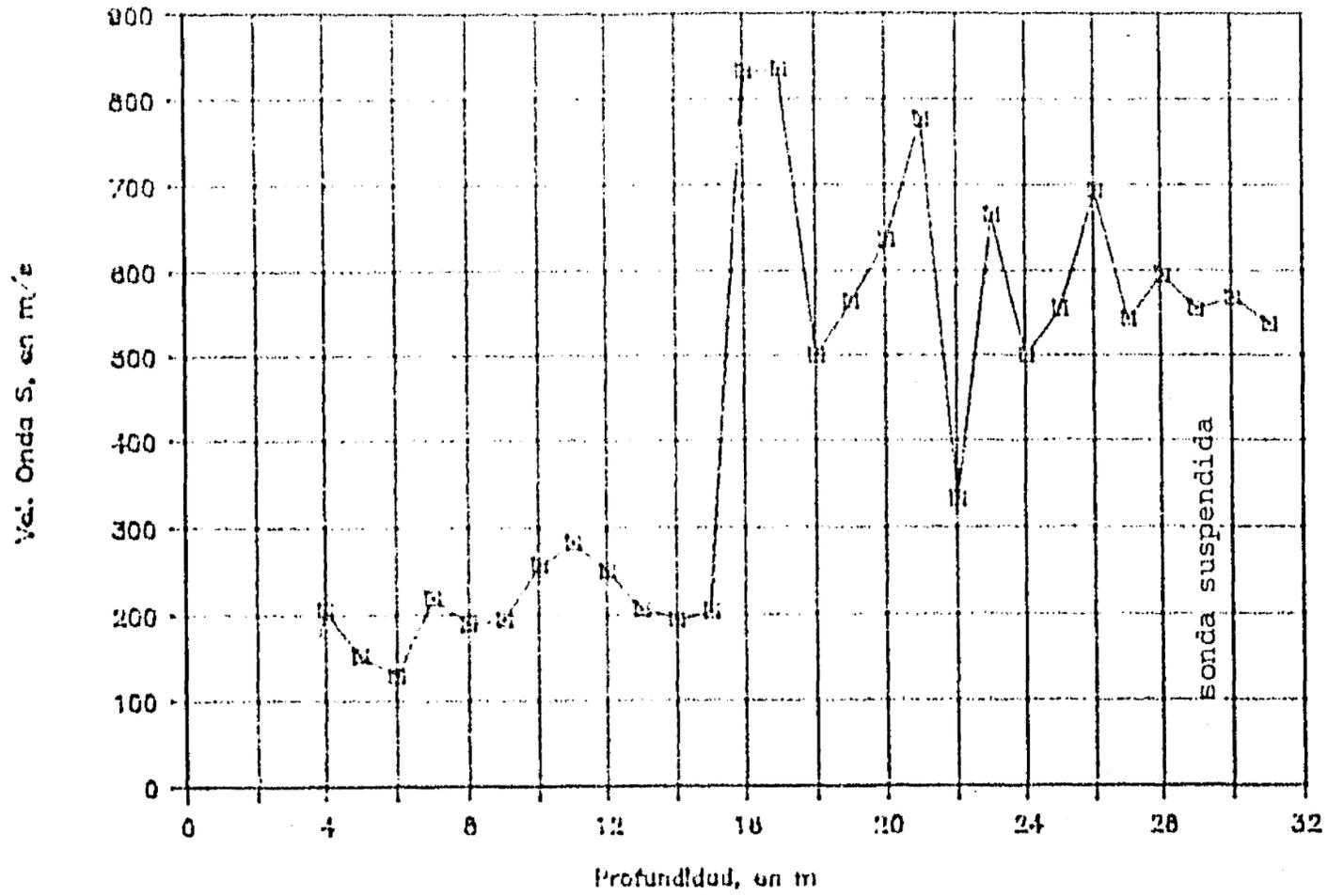


Fig. 4.18.b

VELOCIDAD DE ONDA S

SITIO: I de I, UNAM



VELOCIDAD DE ONDA P

SITIO: I de I, UNAM

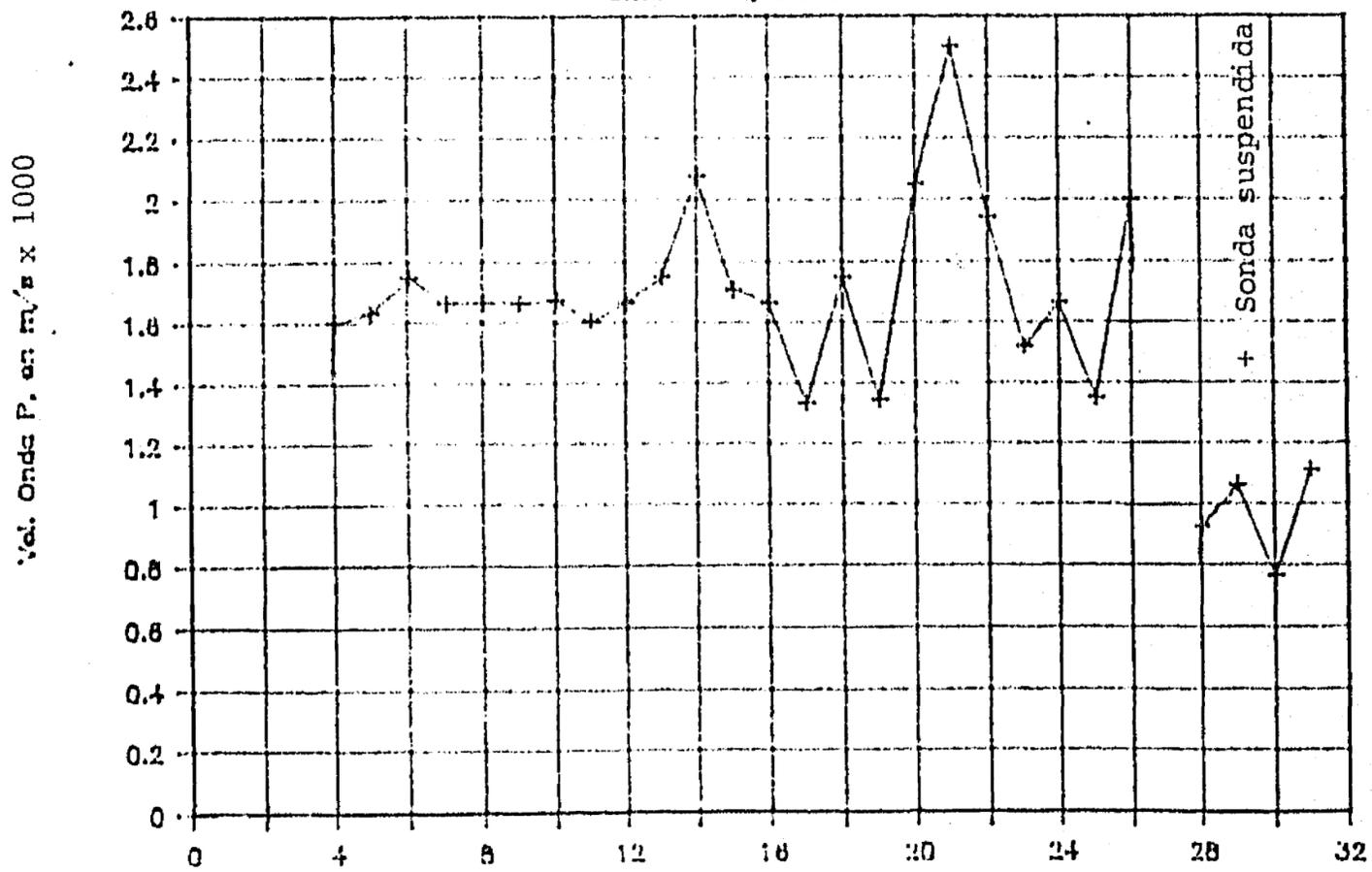


Fig. 4.19.

c_s , m/seg ; γ , ton/m³ ; G , ton/m² ; D , %

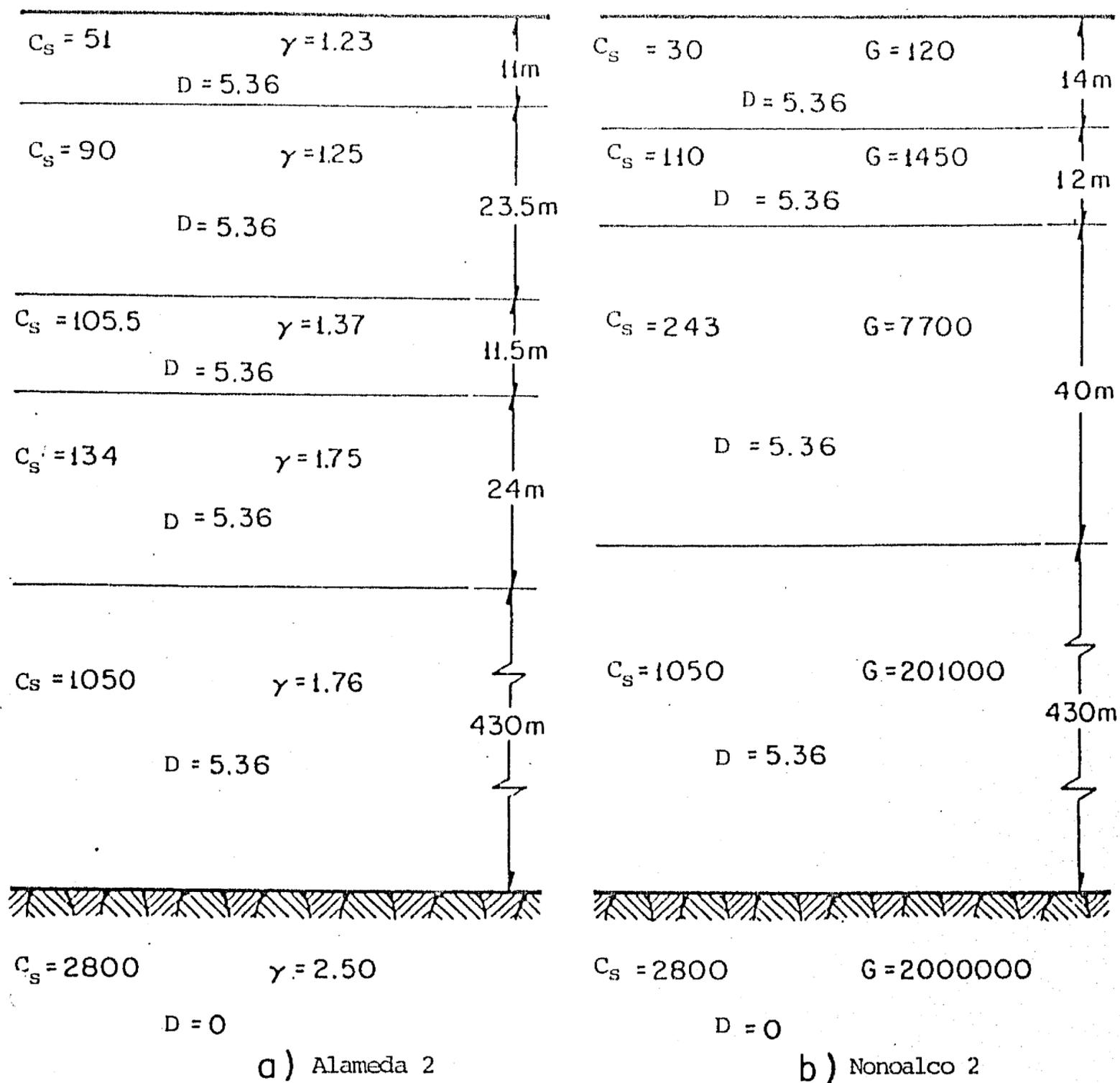
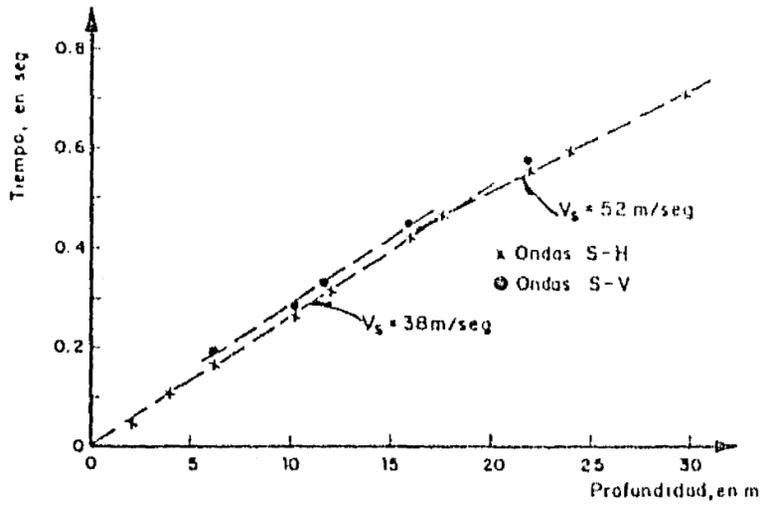
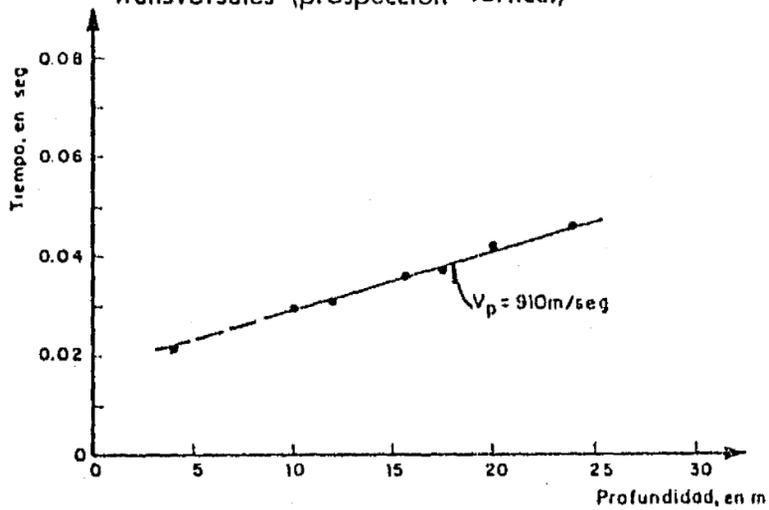


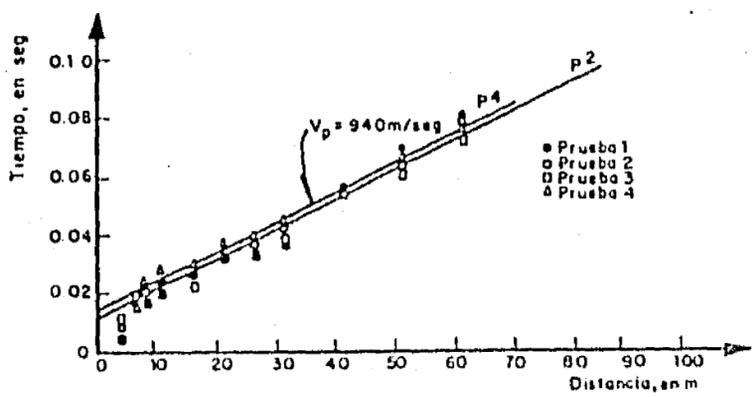
Fig. 4.20. Perfiles idealizados de propiedades dinámicas c_s , G y D (Rosenblueth y Elorduy, 1969).



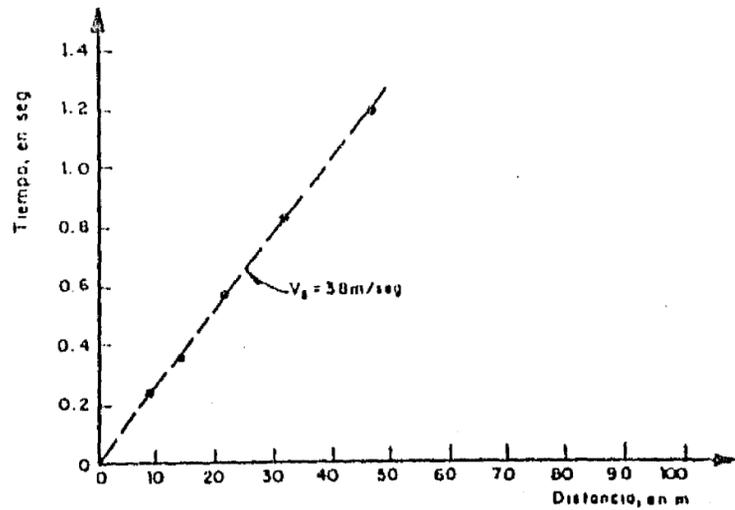
Gráfica profundidad-tiempo de llegada de ondas transversales (prospección vertical)



Gráfica profundidad-tiempo de llegada de las ondas longitudinales (prospección vertical)



Gráfica distancia-tiempo de llegada de ondas longitudinales en el tendido 2



Gráfica distancia-tiempo de llegada de las ondas SV identificadas en los registros de explosiones

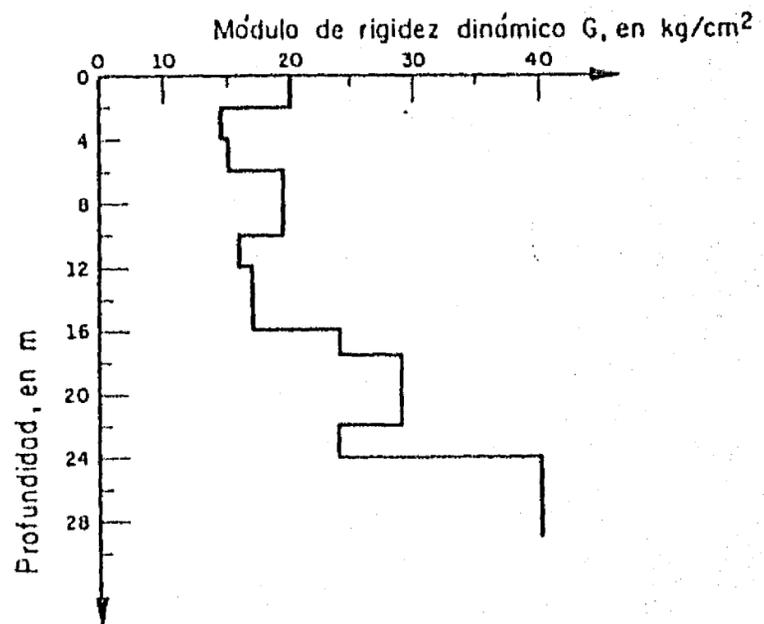


Fig. 4.21. Propiedades dinámicas en el lago de Texcoco (B. Martínez et al, 1974)

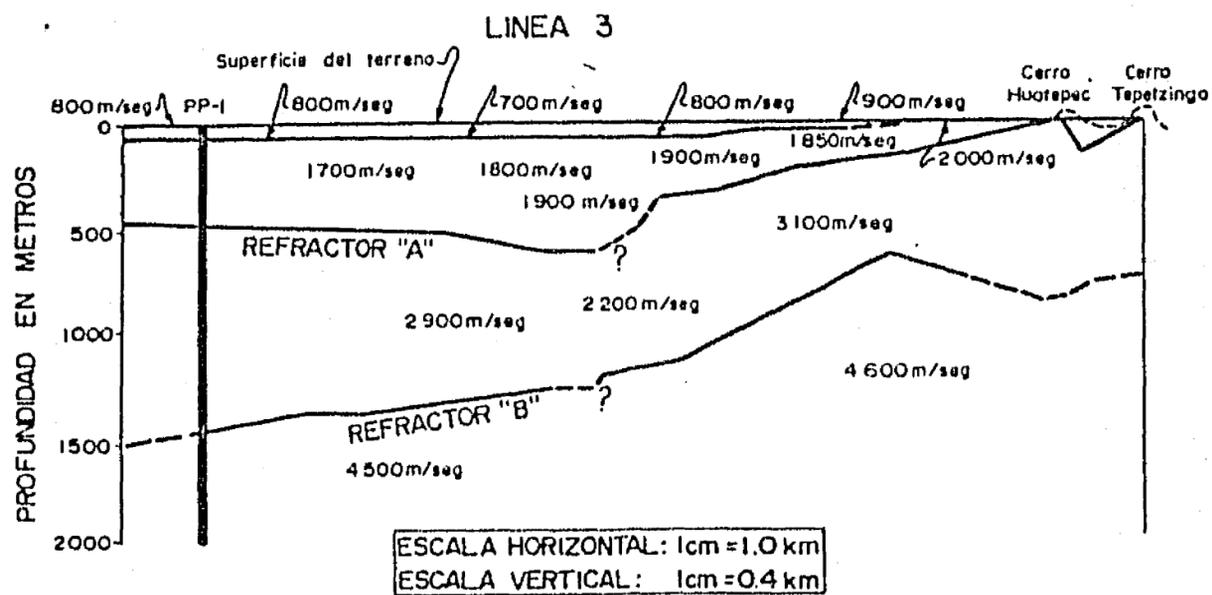
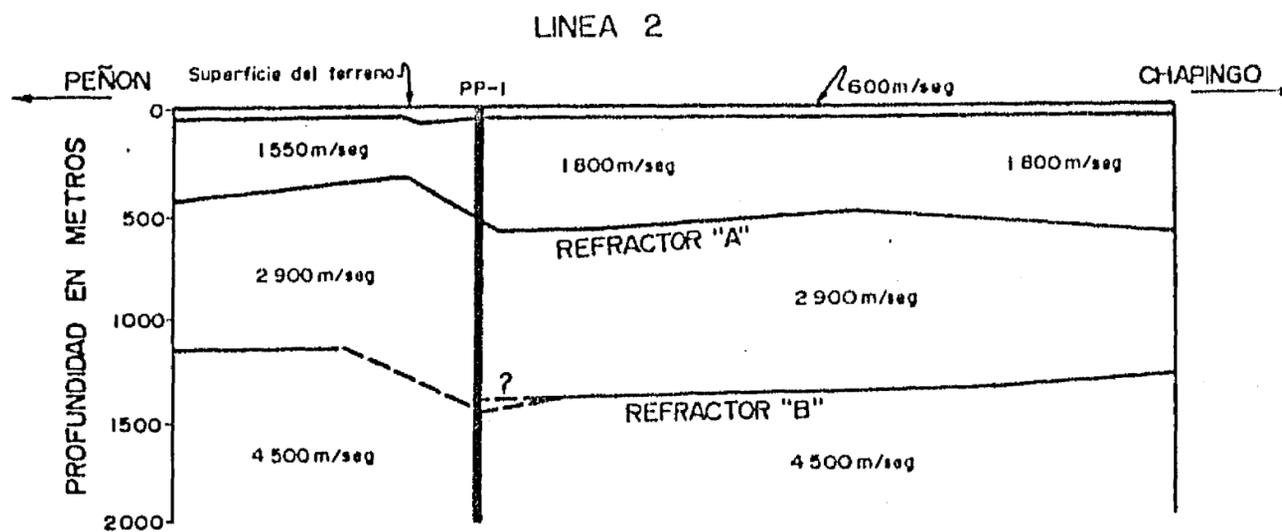
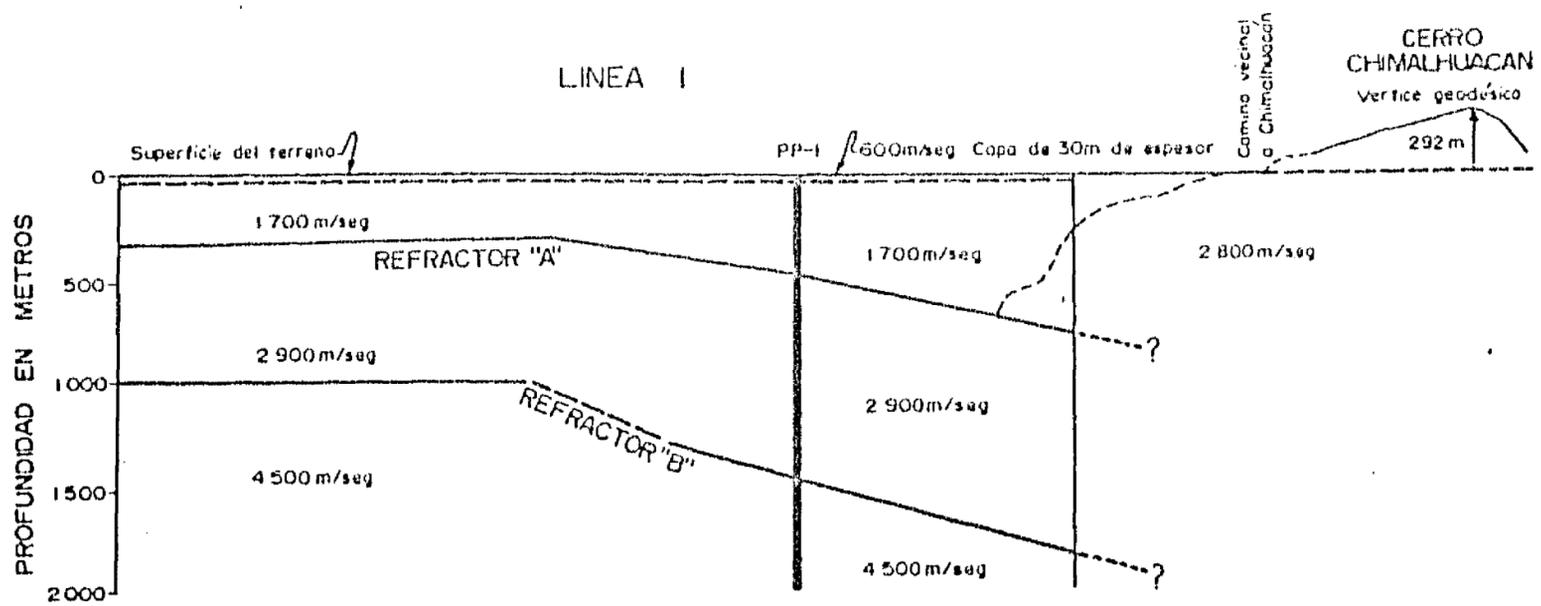


Fig. 4.22. Mediciones de propagación de onda en el lago de Texcoco (Marsal y Graue, 1969)

Gmax vs. Gmax)ss

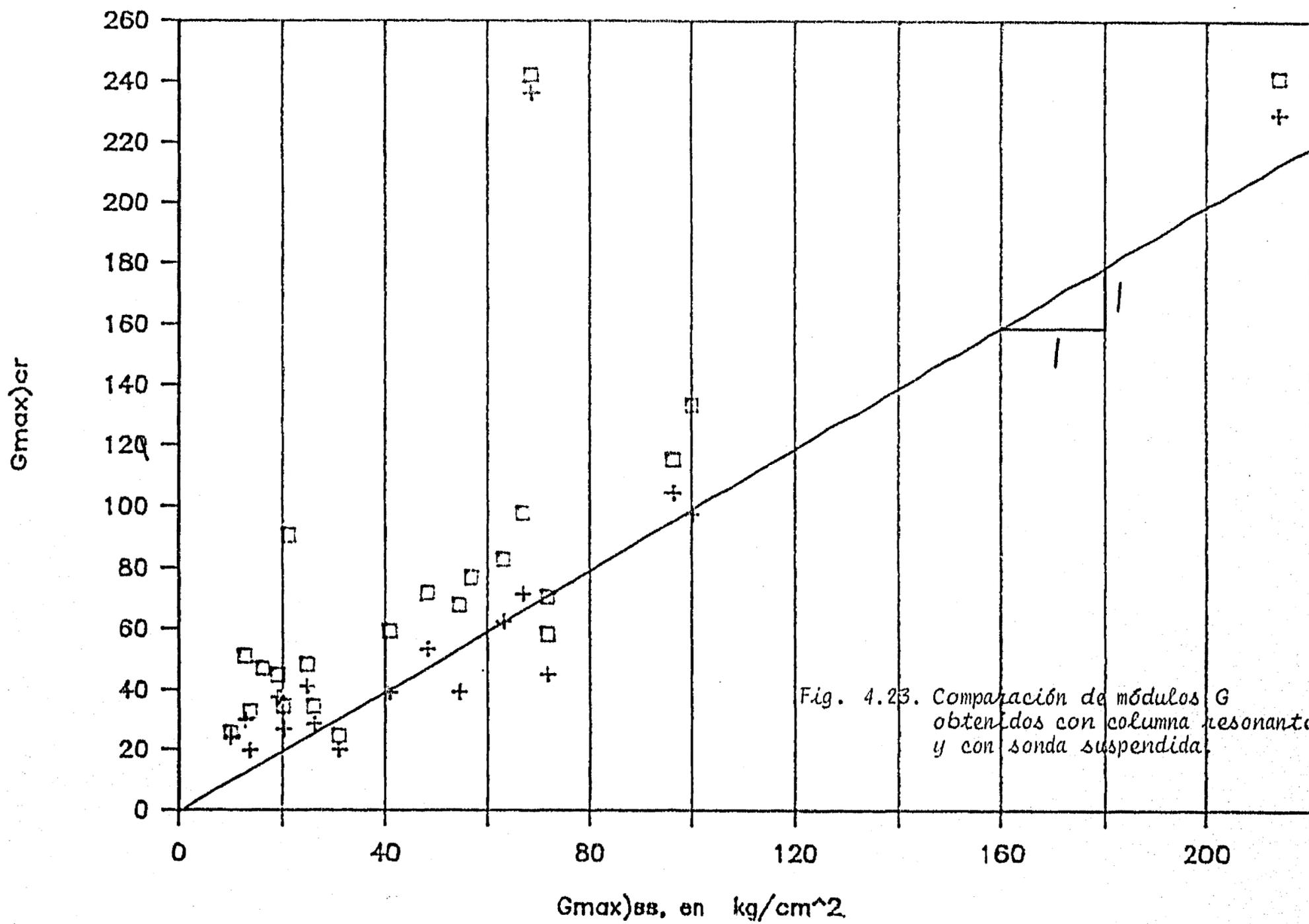


Fig. 4.23. Comparación de módulos G obtenidos con columna resonante y con sonda suspendida.

Gmax vs. Gmax)dh

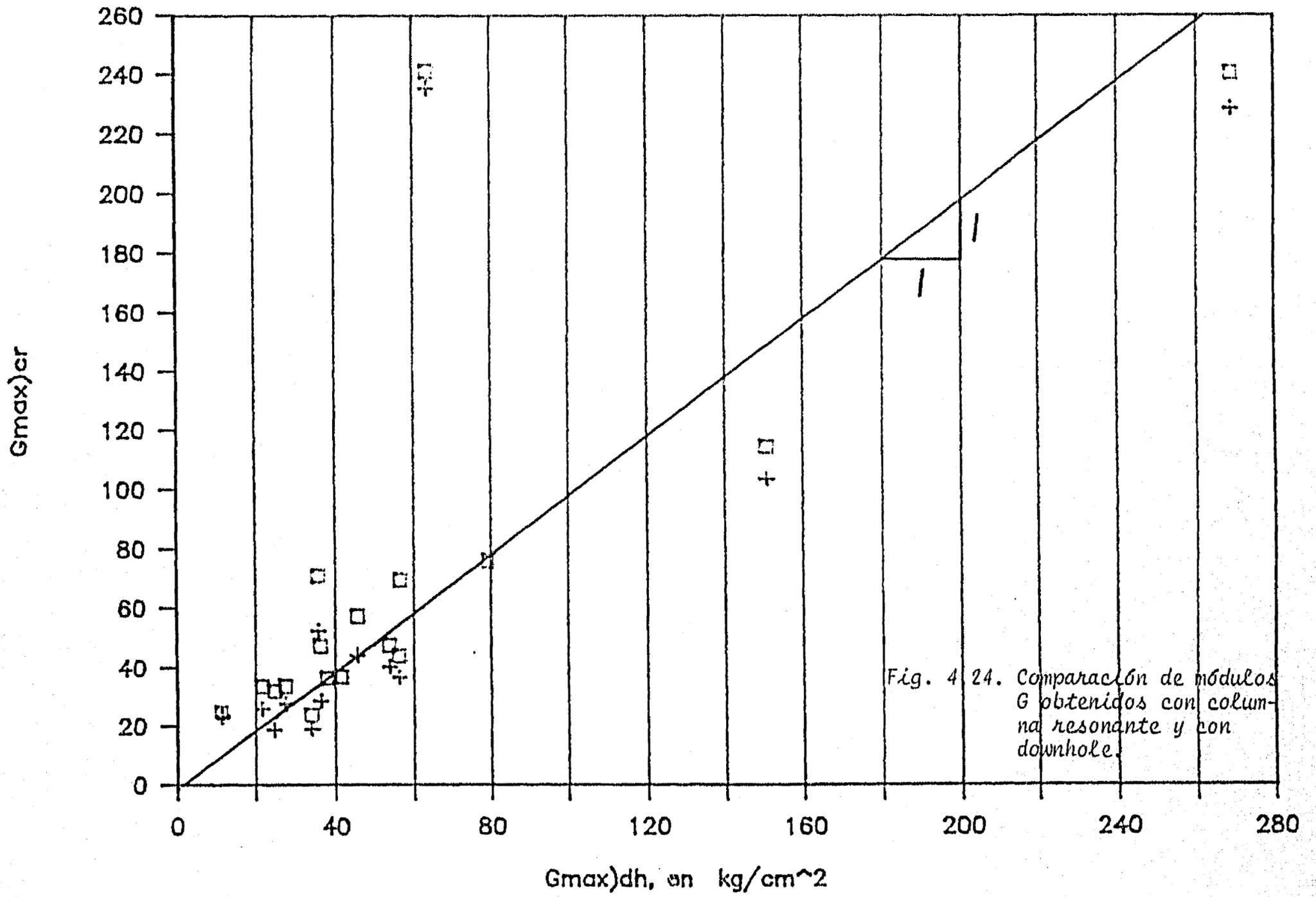


Fig. 4 24. Comparación de módulos G obtenidos con columna resonante y con downhole.

TABLAS Y FIGURAS

CAPITULO 5

TABLA 5.1 Velocidad de onda S (sonda suspendida) vs. resistencia de punta con cono, Q_c . CORRELACIONES.

SITIO	ECUACION	COEFICIENTE DE CORRELACION
SCT	$S = 4.04 + 7.82 Q_c$	0.94
CUPJ	$S = 4.2 + 10.22 Q_c$	0.90
Alameda 1	$S = 5.94 + 11.88 Q_c$	0.82
NONO	$S = 1.83 + 8.43 Q_c$	0.94
CAD	$S = 3.16 + 12.0 Q_c$	0.92
CAF	$S = 4.21 + 12.97 Q_c$	0.93
EUVI	$S = 2.4 + 13.52 Q_c$	0.92
T1D	NO HAY CORRELACION	
T1B	$S = 9.81 + 8.58 Q_c$	0.86
Lago de Texcoco preconsolidado	$S = 10.03 + 7.89 Q_c$	0.83
Lago de Texcoco virgen	$S = 6.0 + 12.11 Q_c$	0.88

UNIDADES: S - m/s Q_c - Kg/cm²

Nota: Las correlaciones corresponden a la Formación Arcillosa Superior, excepto en T1D y T1B en que se hicieron para los primeros 40m del sondeo.

Tabla 5.2 Velocidad de onda S (downhole) vs. resistencia de punta con cono, Q_c , CORRELACIONES.

SITIO	ECUACION	COEFICIENTE DE CORRELACION
SCT	$S = 2.48 + 8.46 Q_c$	0.78
CUPJ	$S = 7.1 + 9.84 Q_c$	0.90
CAO	$S = 0.39 + 13.4 Q_c$	0.91
CAF	$S = 7.77 + 12.47 Q_c$	0.92
TID	NO HAY CORRELACION	
Fr Ch	$S = 4.34 + 9.2 Q_c$	0.82
Lago de Texcoco preconsolidado	$S = 7.38 + 8.54 Q_c$	0.903
Lago de Texcoco virgen	$S = 3.43 + 12.66 Q_c$	0.88

UNIDADES: S m/s Q_c kg/cm²

Nota:

Las correlaciones corresponden a la Formación Arcillosa Superior, excepto en TID y Fr Ch, en los que se hicieron para los primeros 40 y 20m, respectivamente.

SONDEOS: SCT,ZOC,SAA,NONO,CUPJ,PGEP,RDJ
LAGO DE TEXCOCO PRECONSOLIDADO

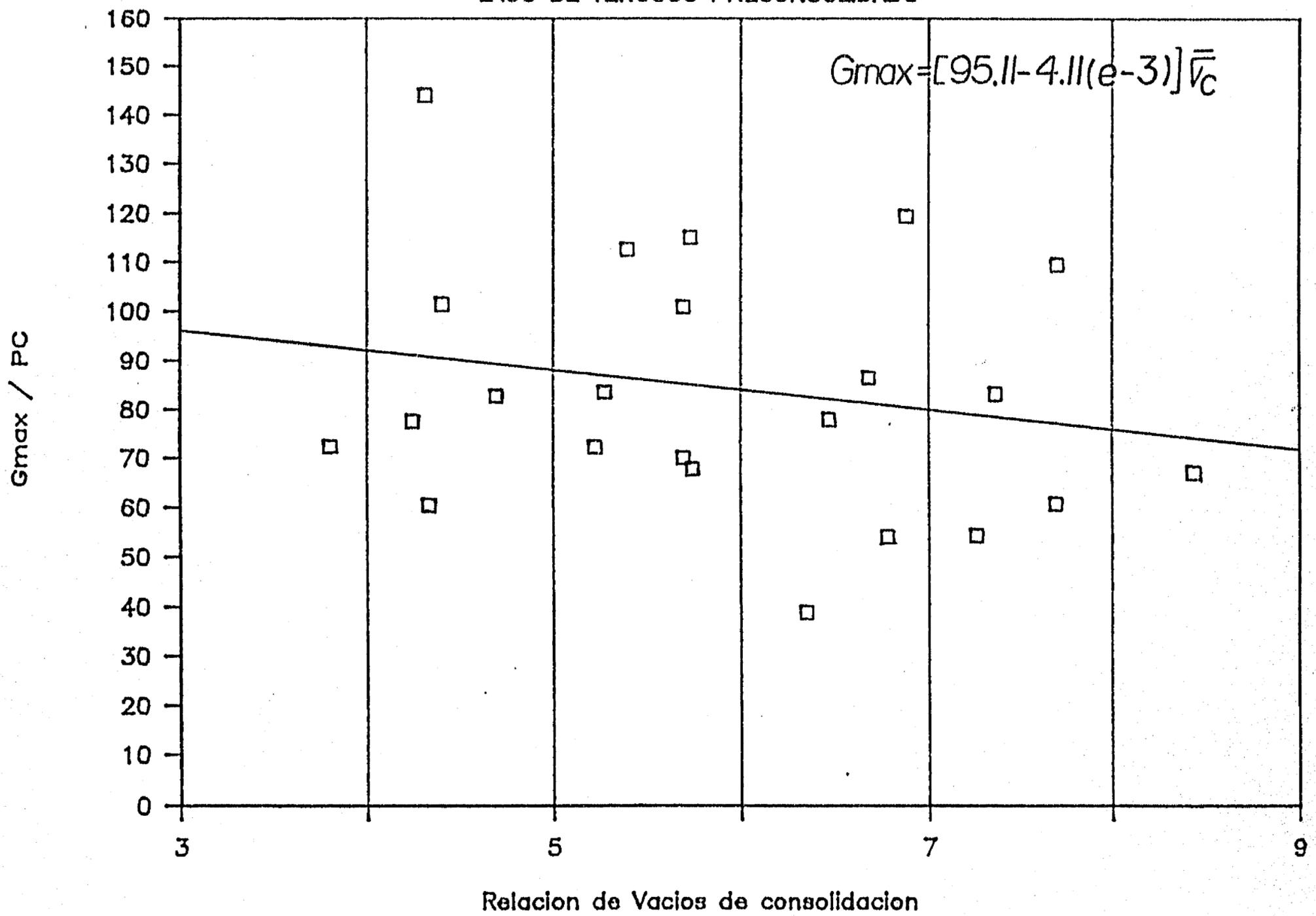


Fig. 5.1.

SONDEOS : CAO, CAF, EUVI
LAGO DE TEXCOCO VIRGEN

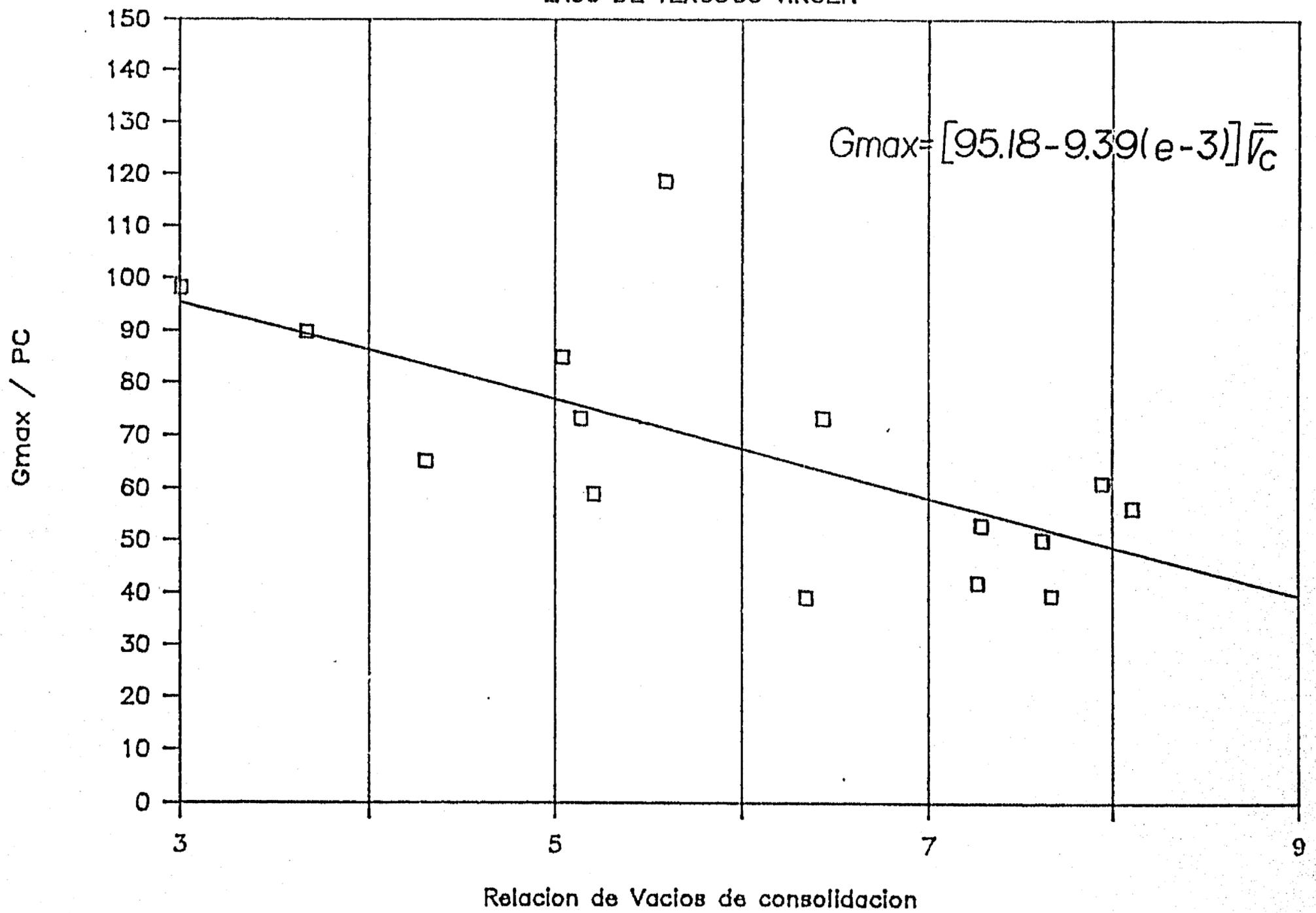


Fig. 5.2.

SONDEOS : TLD, TLB, PRCH, SJB

LAGO XOCHIMILCO-CHALCO

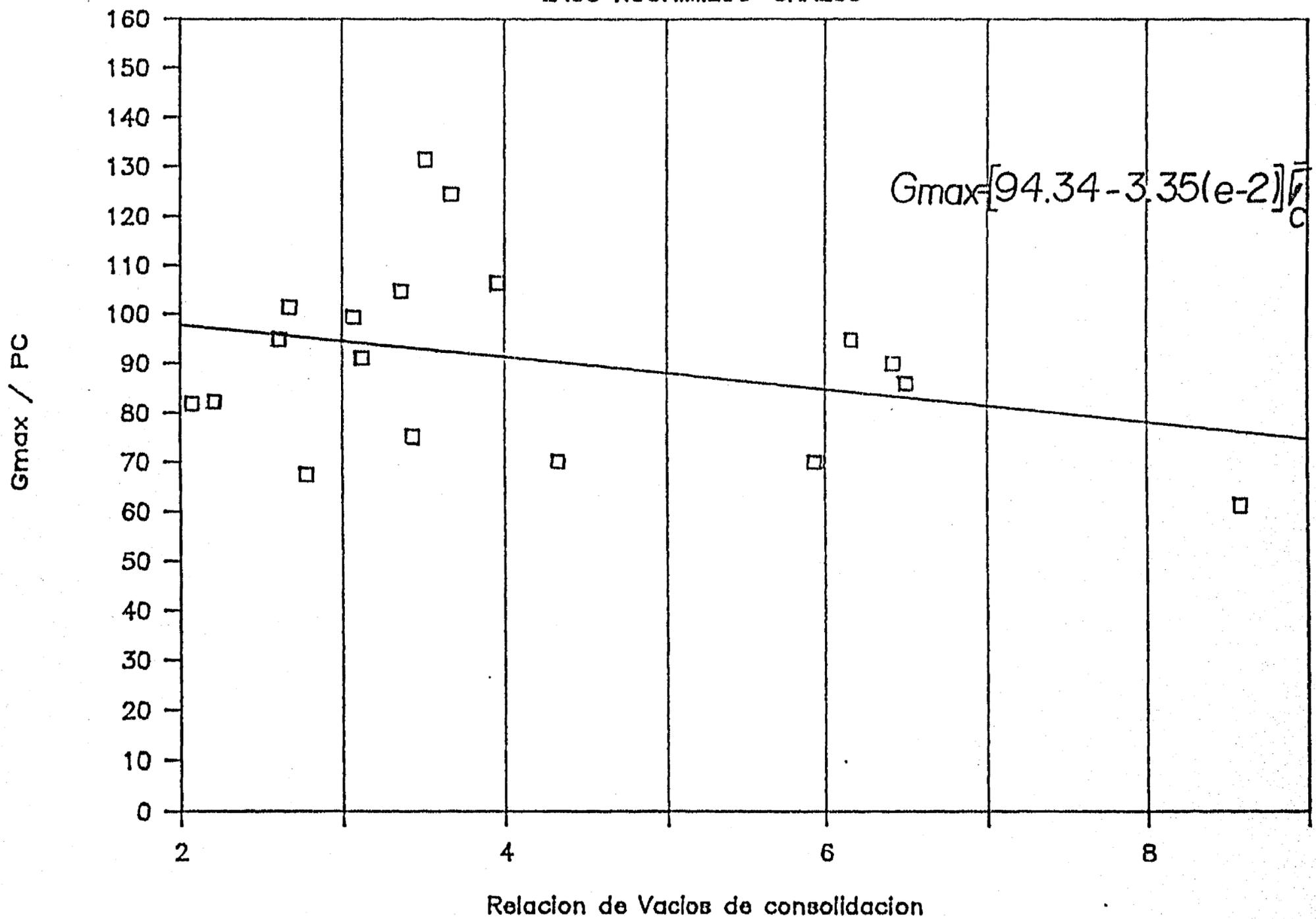


Fig. 5.3.

SITIO : SCT

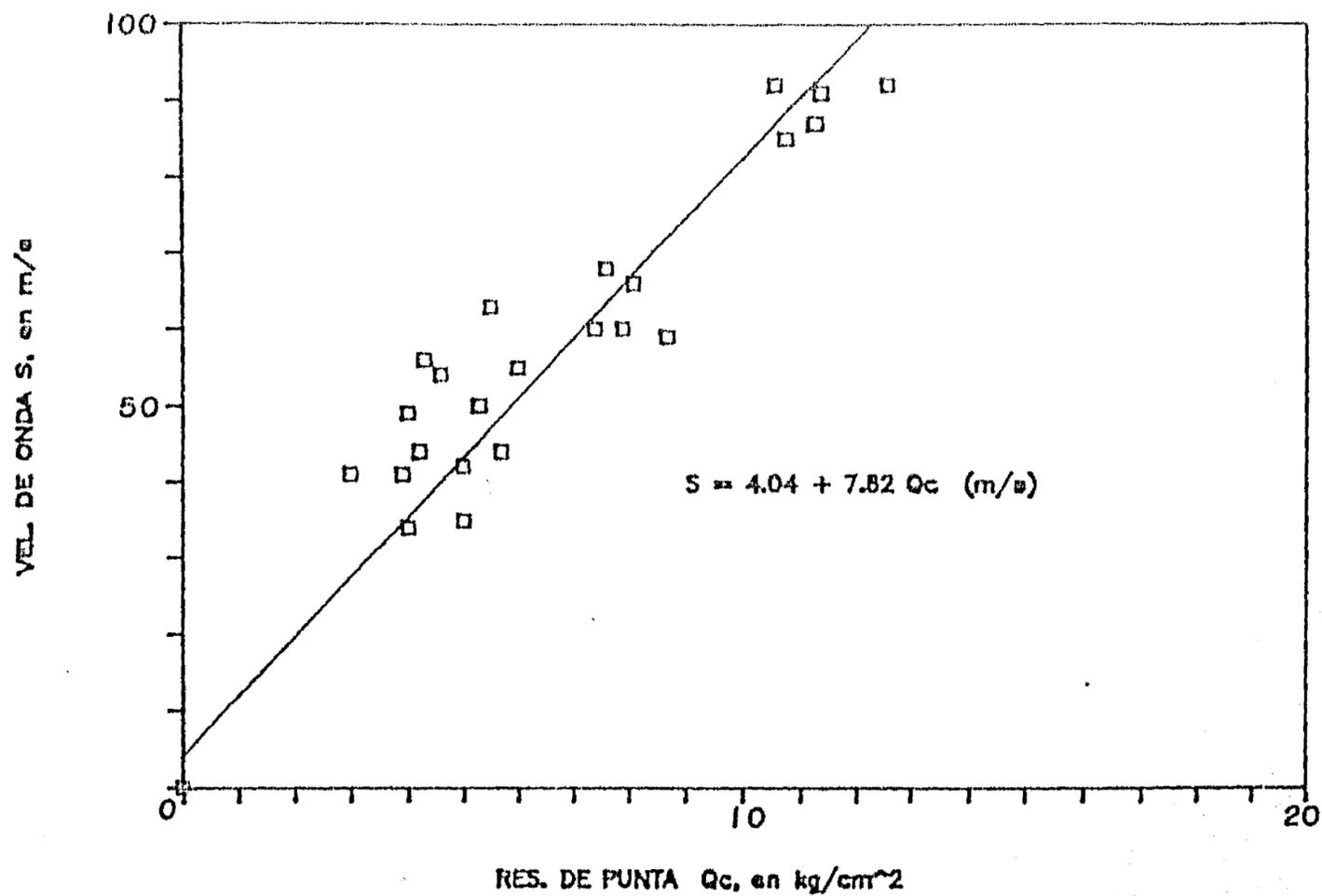


Fig. 5.4. Sonda suspendida vs resistencia de punta. SCT

SITIO : CUPJ

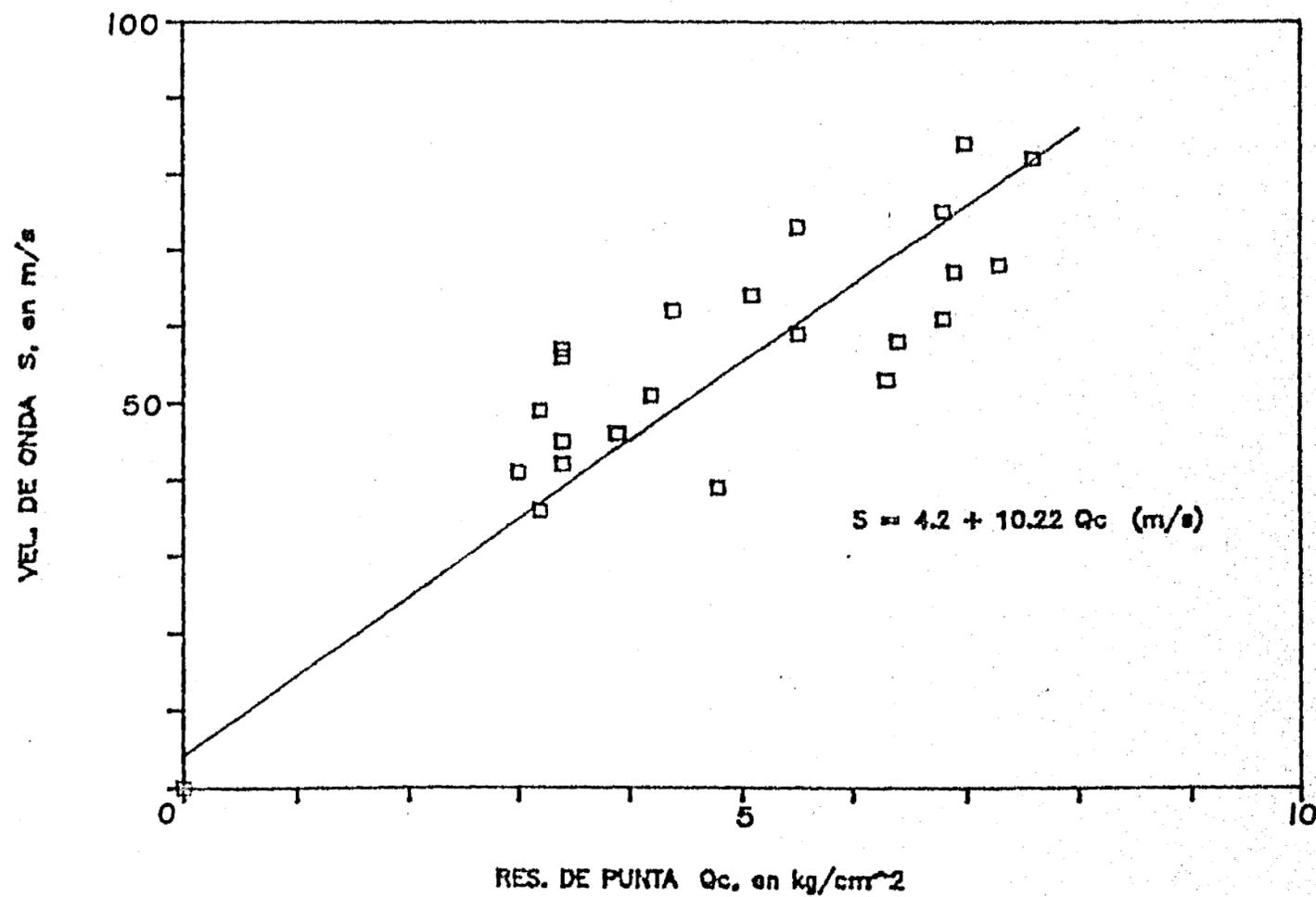


Fig. 5.5. Sonda suspendida vs resistencia de punta. CUPJ

SITIO : ALAMEDA 1

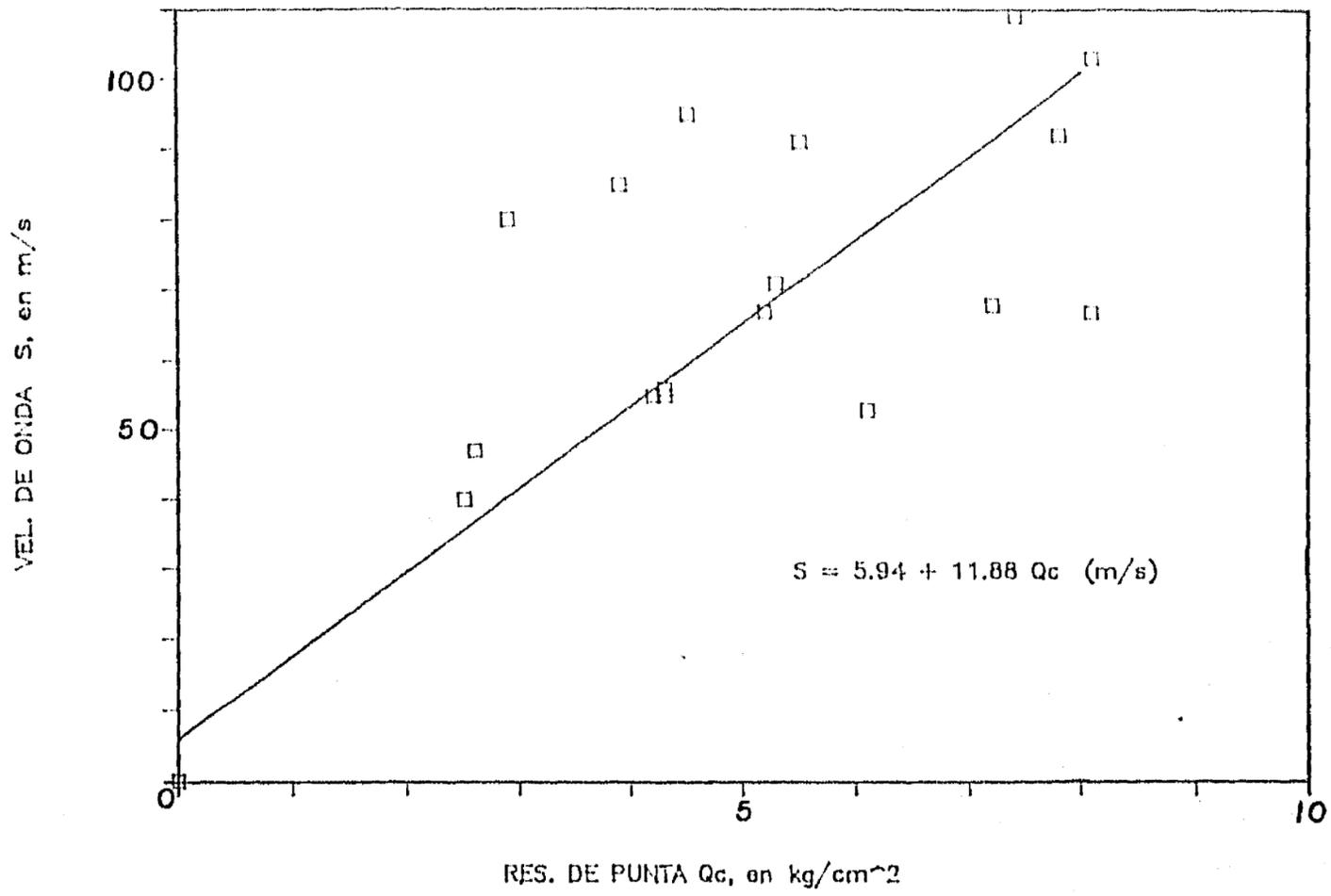


Fig. 5.6. Sonda suspendida vs resistencia de punta. ALAMEDA 1
SITIO : NONO

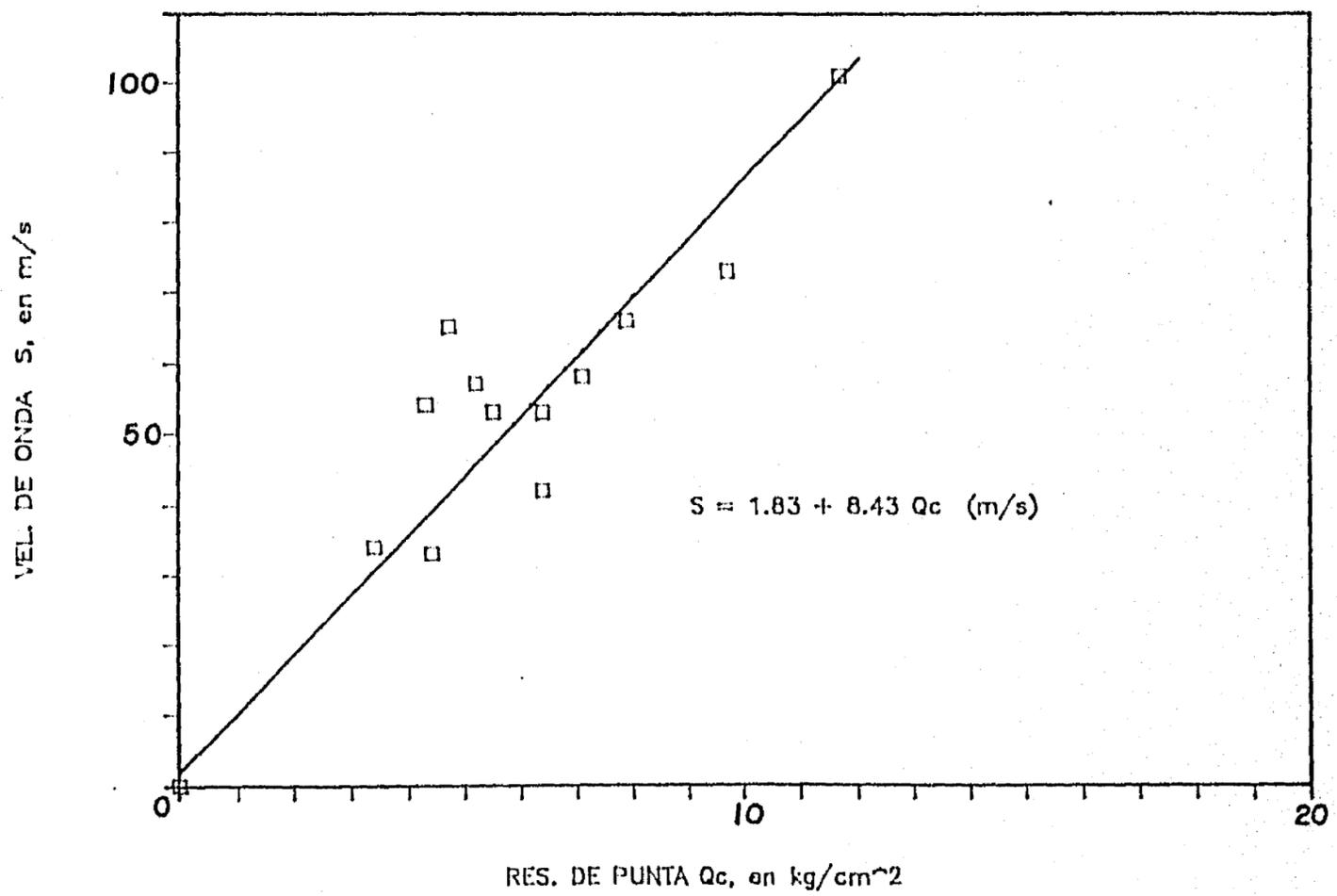


Fig. 5.7. Sonda suspendida vs resistencia de punta. NONO

SITIO : CAO

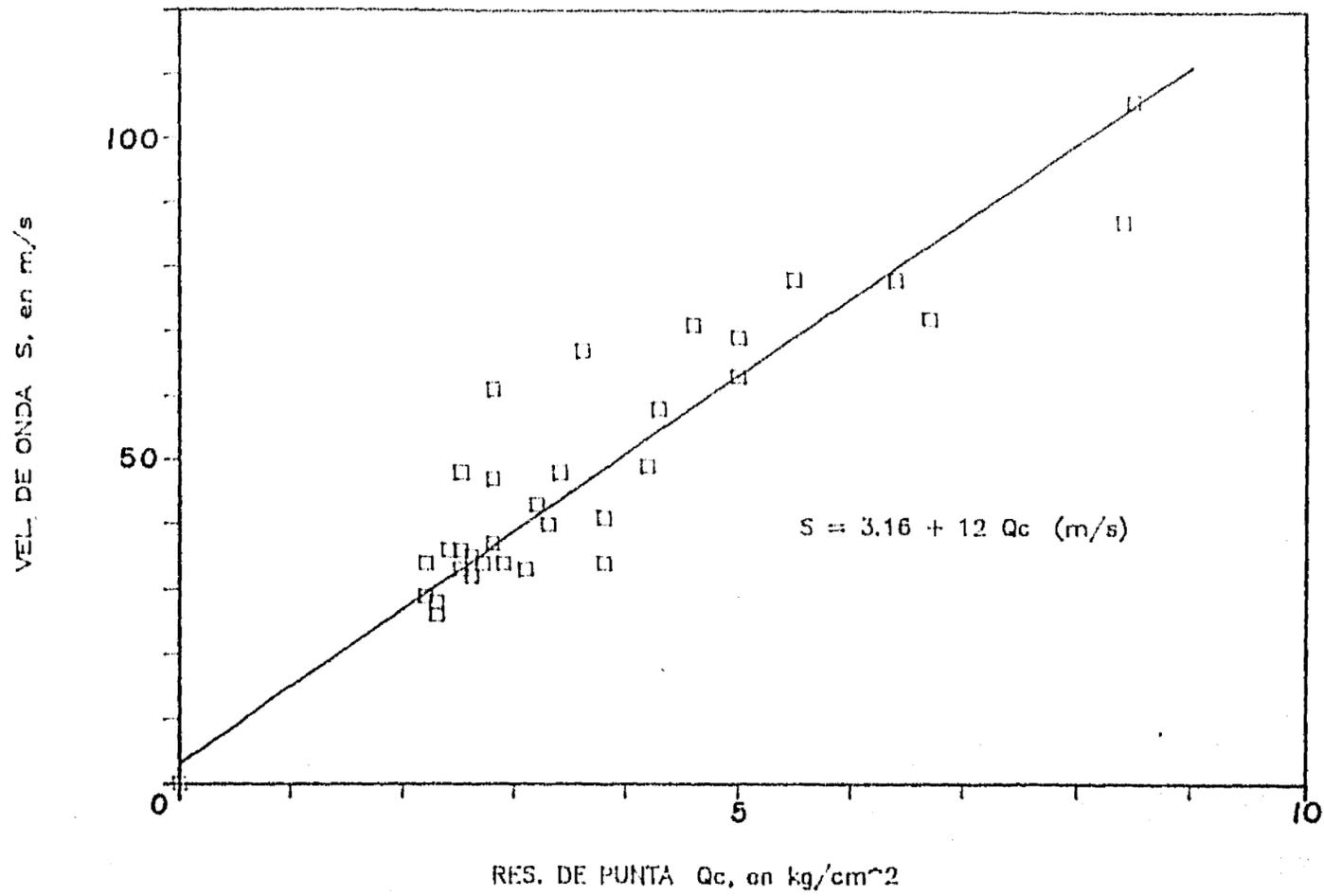


Fig. 5.8. Sonda suspendida vs resistencia de punta. CAO
SITIO : CAF

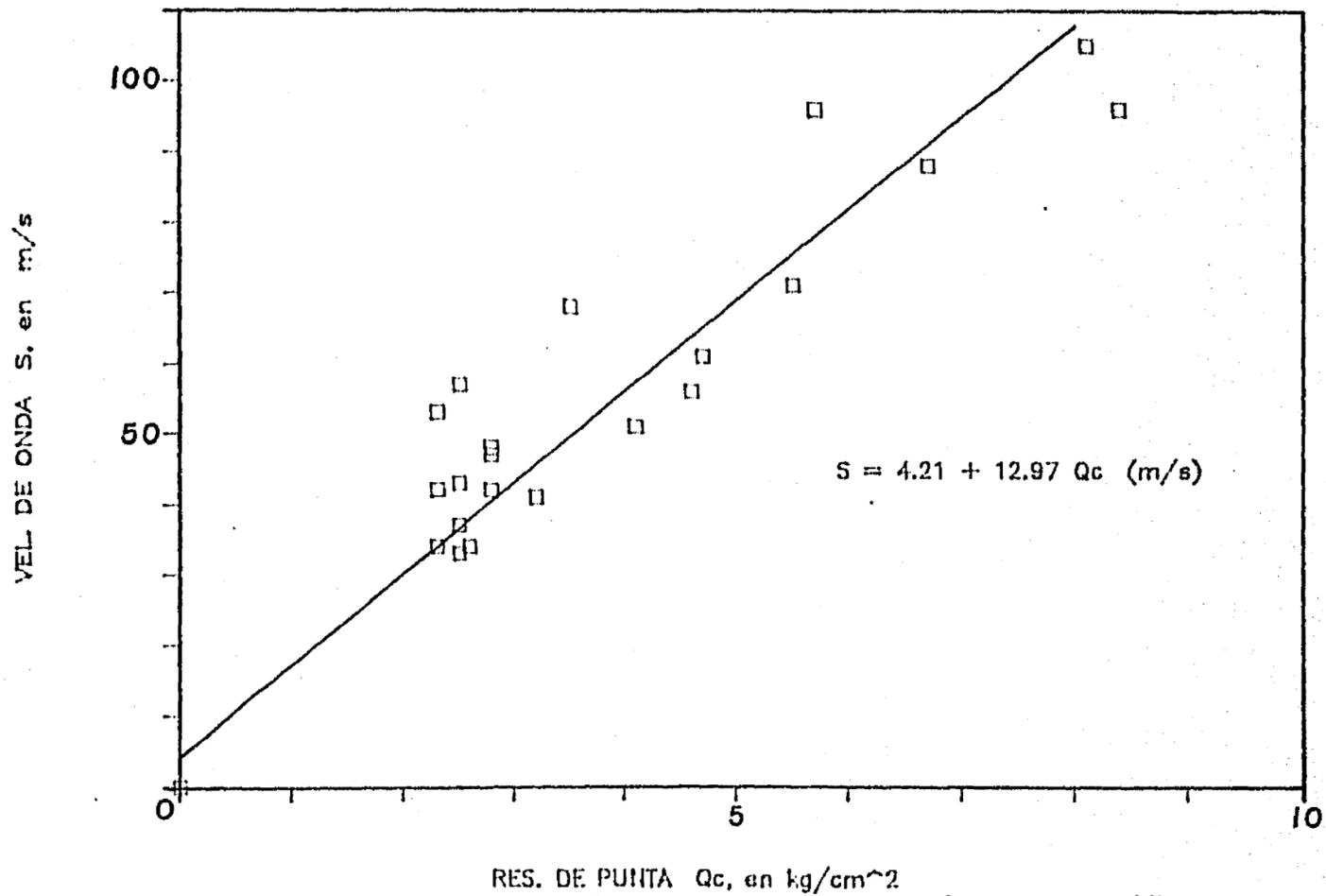


Fig. 5.9. Sonda suspendida vs resistencia de punta. CAF

SITIO : EUVI

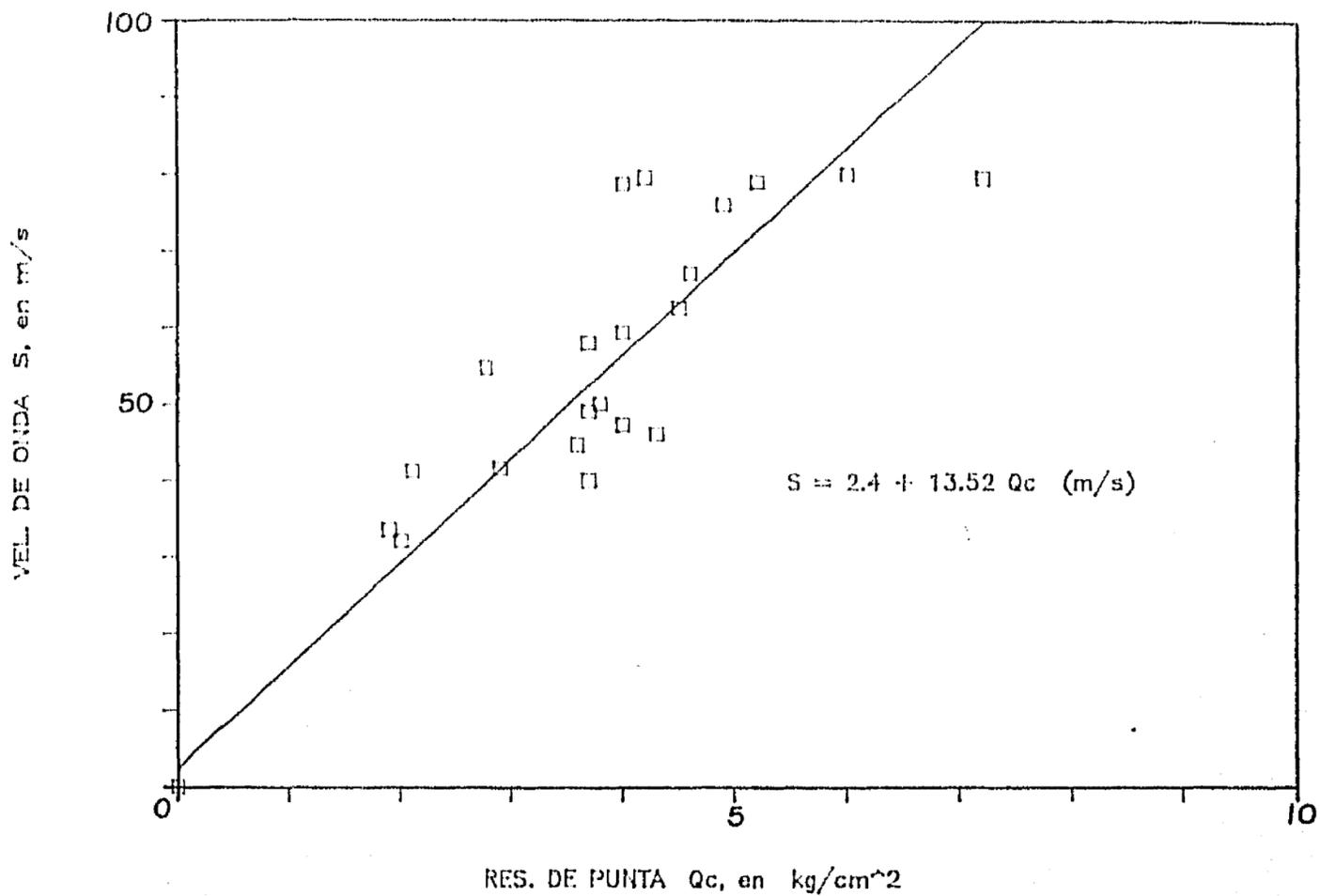


Fig. 5.10. Sonda suspendida vs. resistencia de punta. EUVI

SITIO : TLD

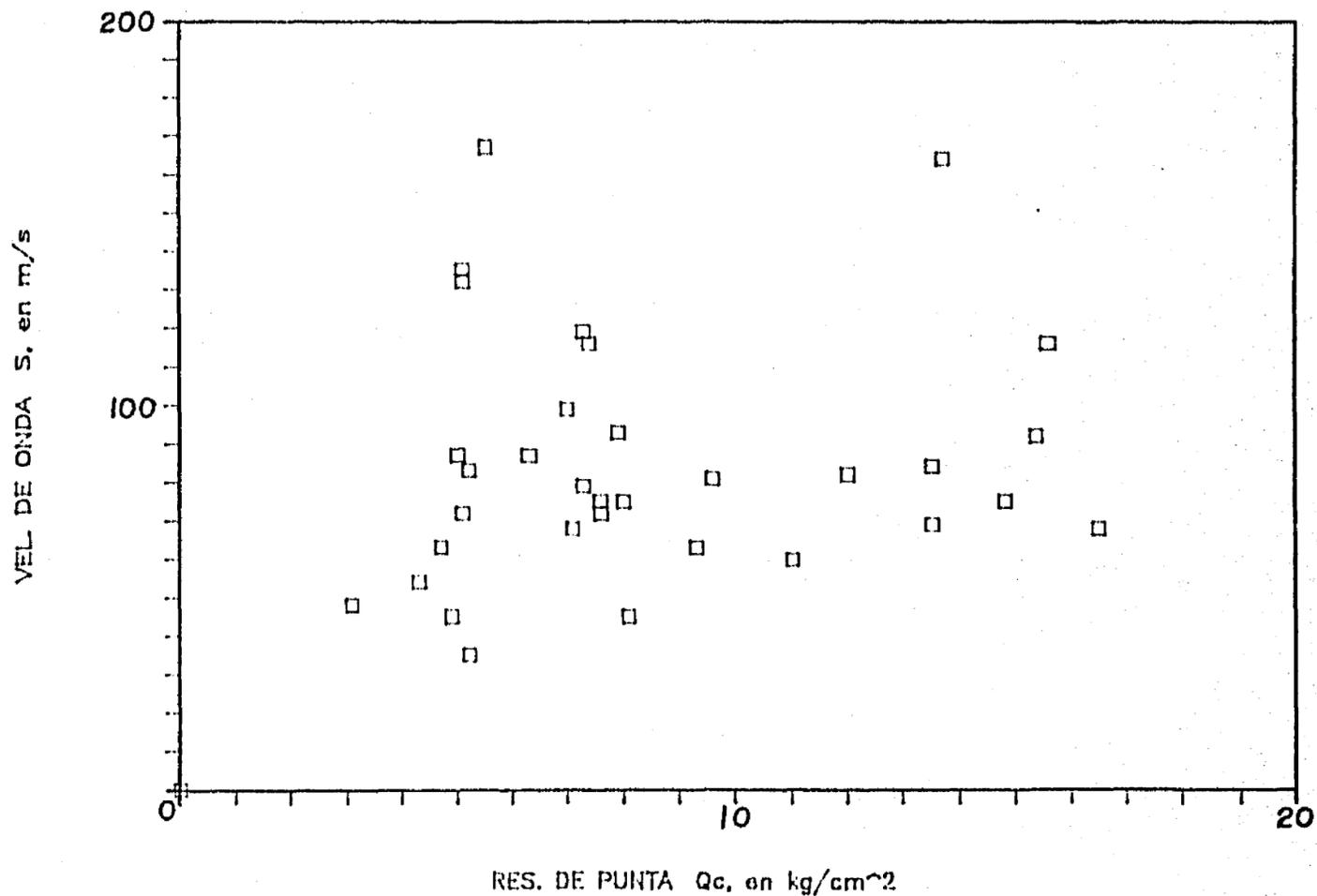


Fig. 5.11. Sonda suspendida vs. resistencia de punta. TLD

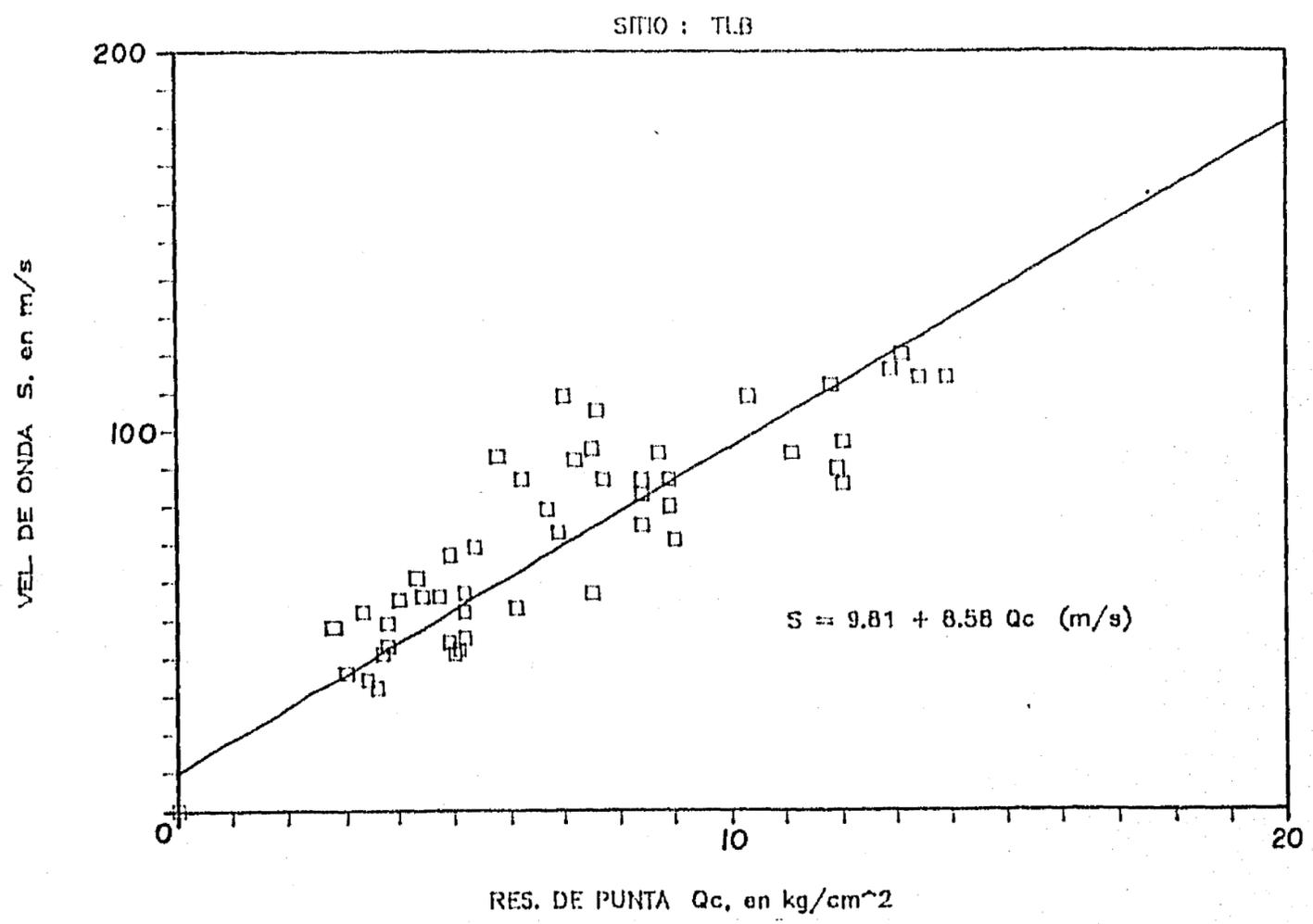
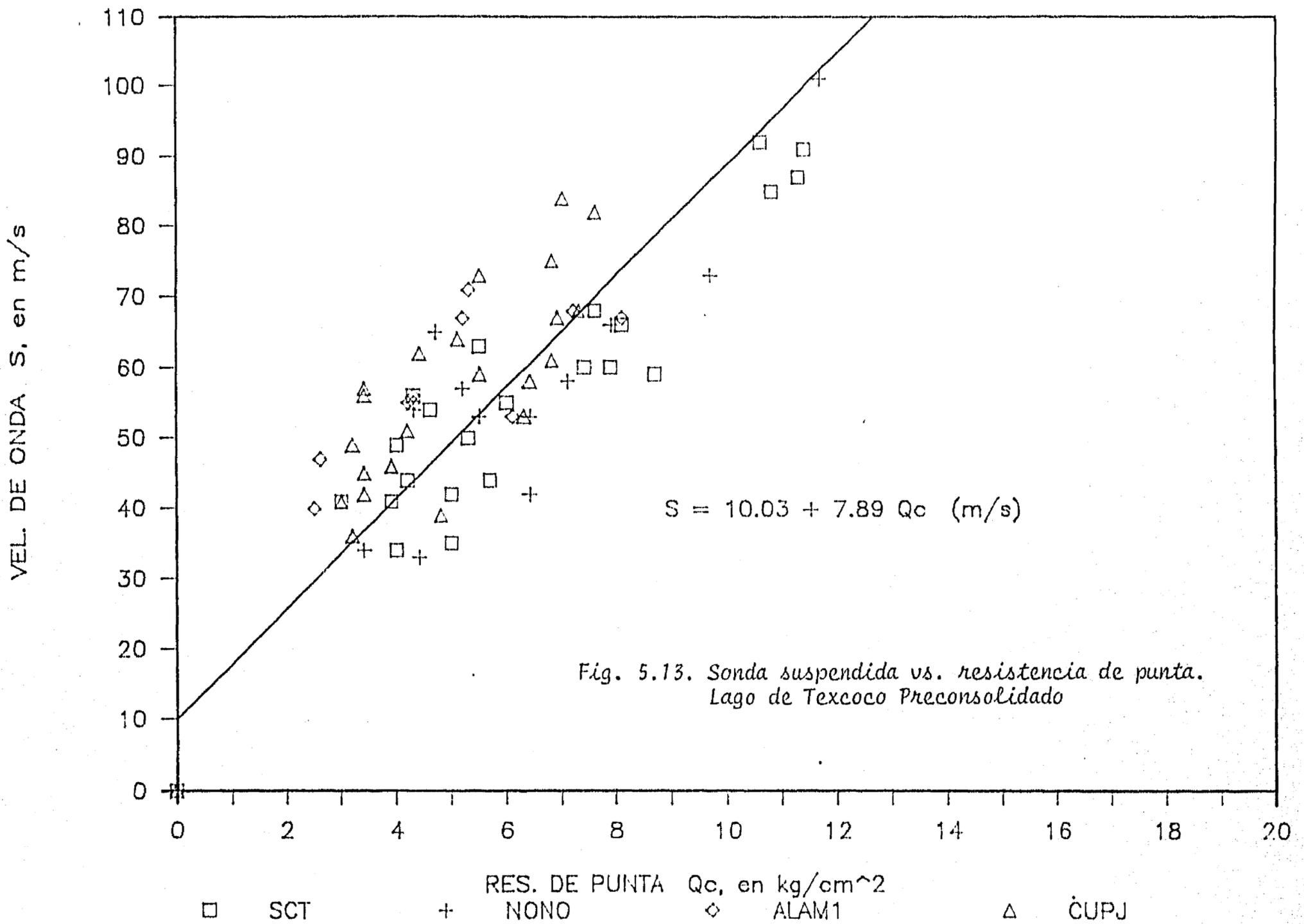
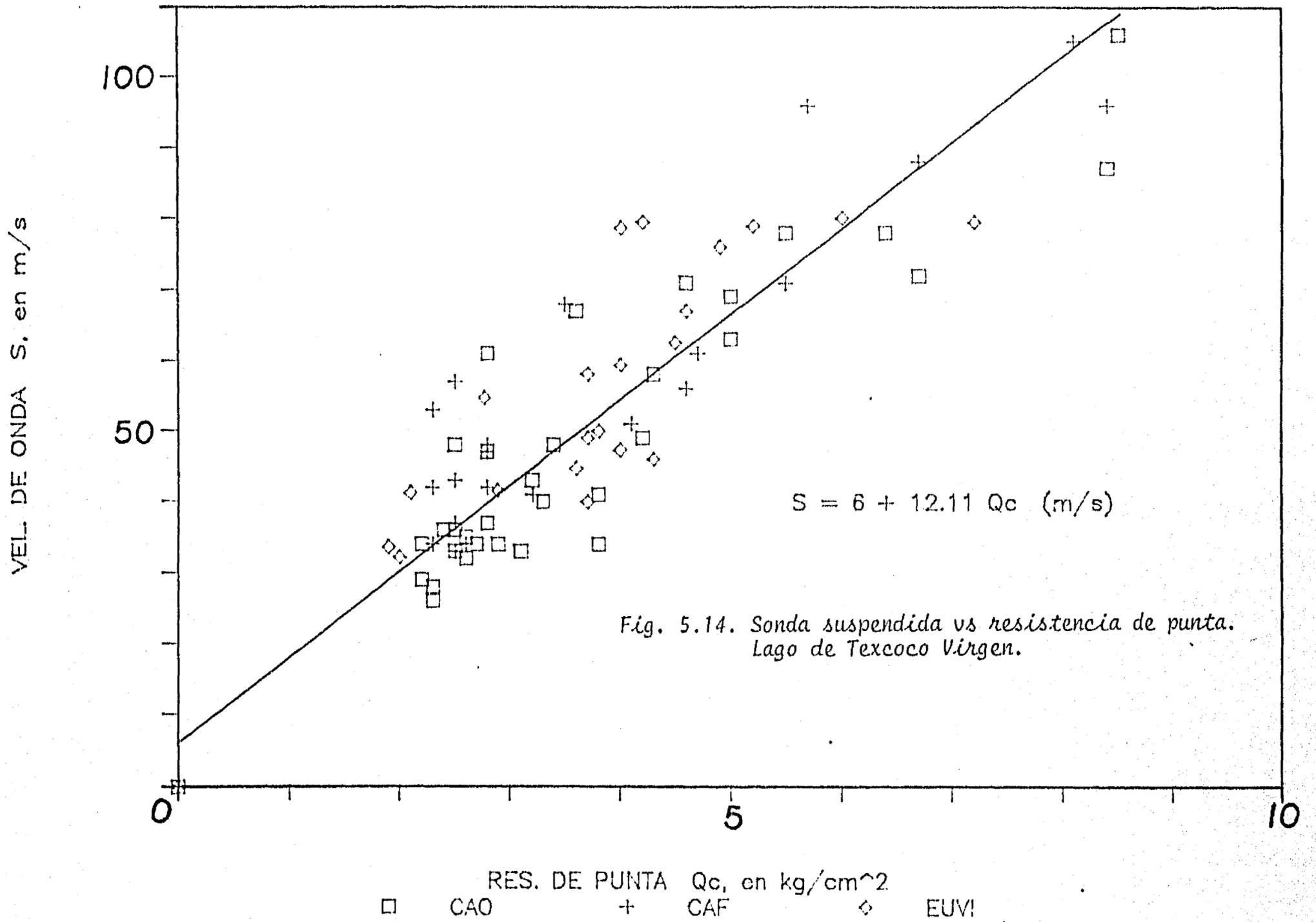


Fig. 5.12. Sonda suspendida vs resistencia de punta. TLB

LAGO DE TEXCOCO PRECONSOLIDADO



LAGO DE TEXCOCO VIRGEN



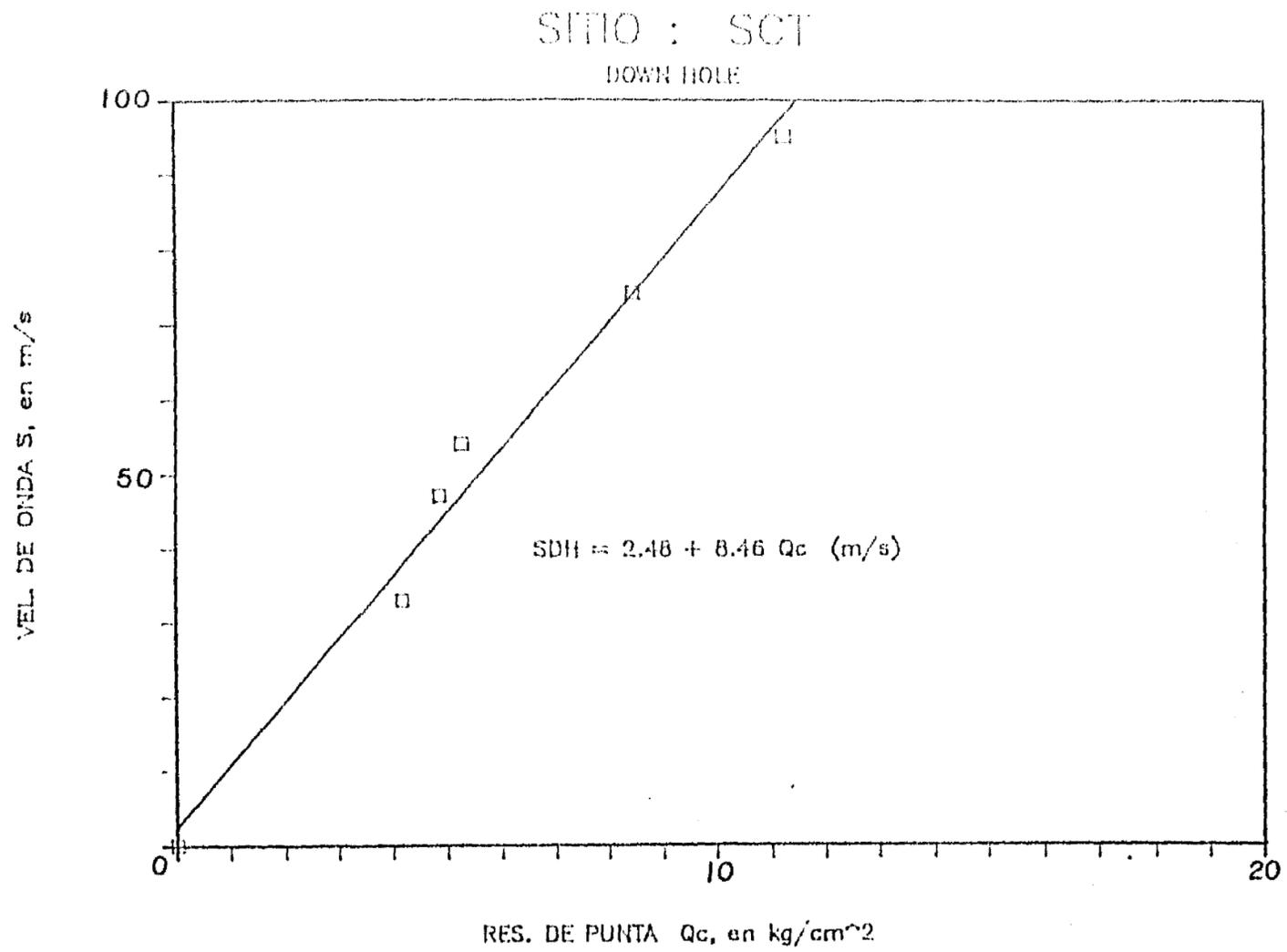


Fig. 5.15. Downhole vs resistencia de punta. SCT

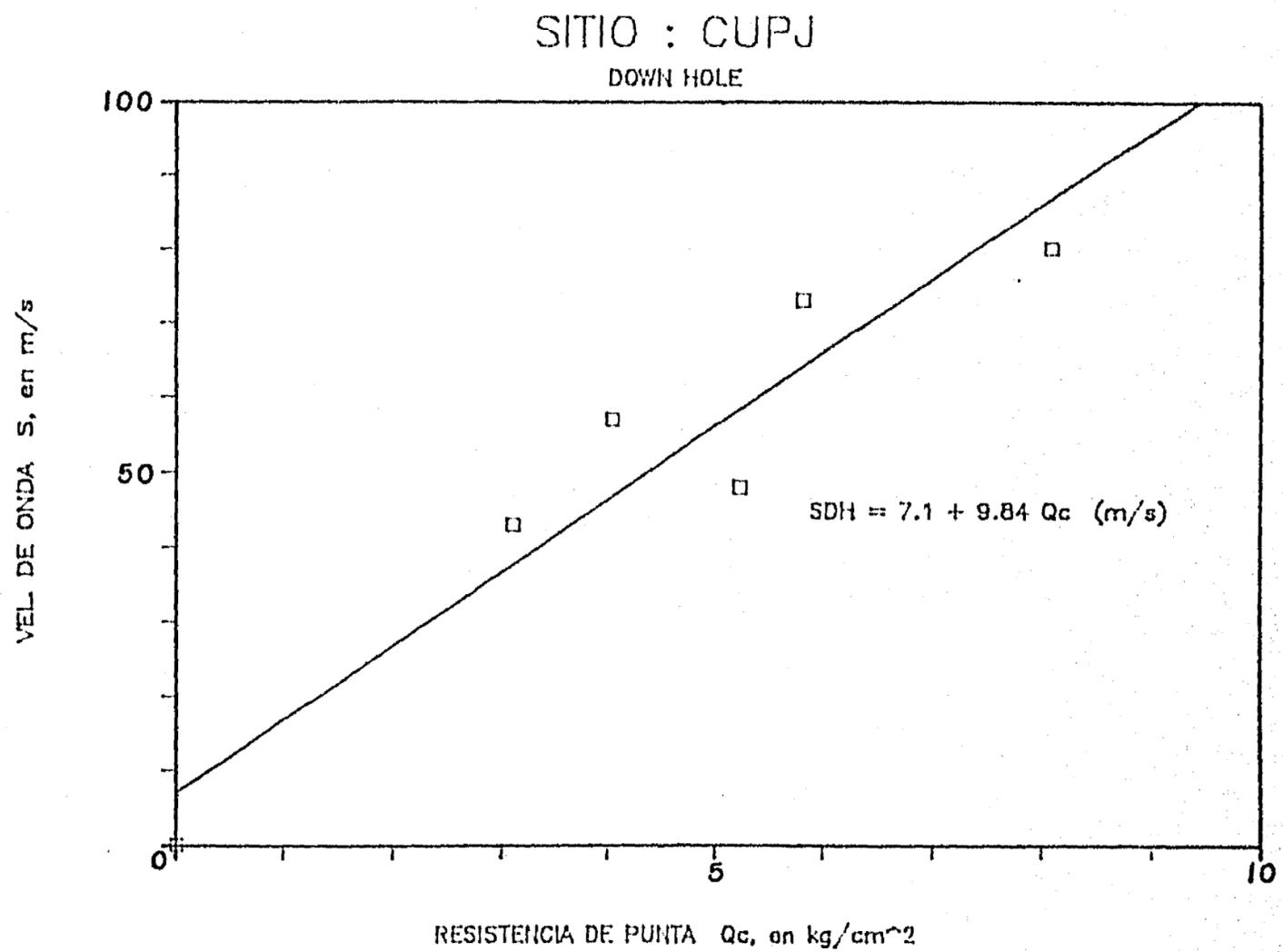


Fig. 5.16. Downhole vs resistencia de punta. CUPJ

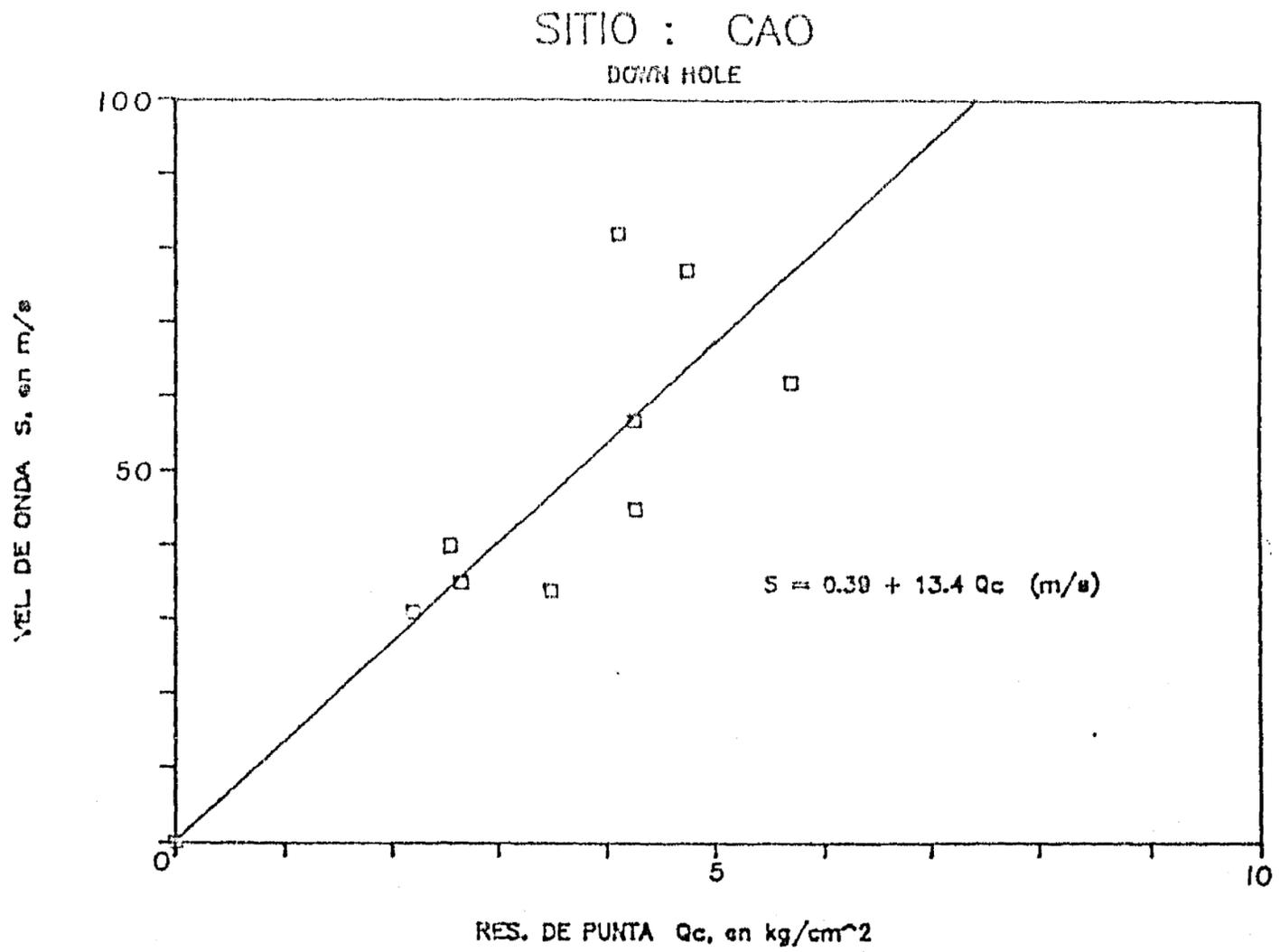


Fig. 5.17. Downhole vs resistencia de punta. CAO

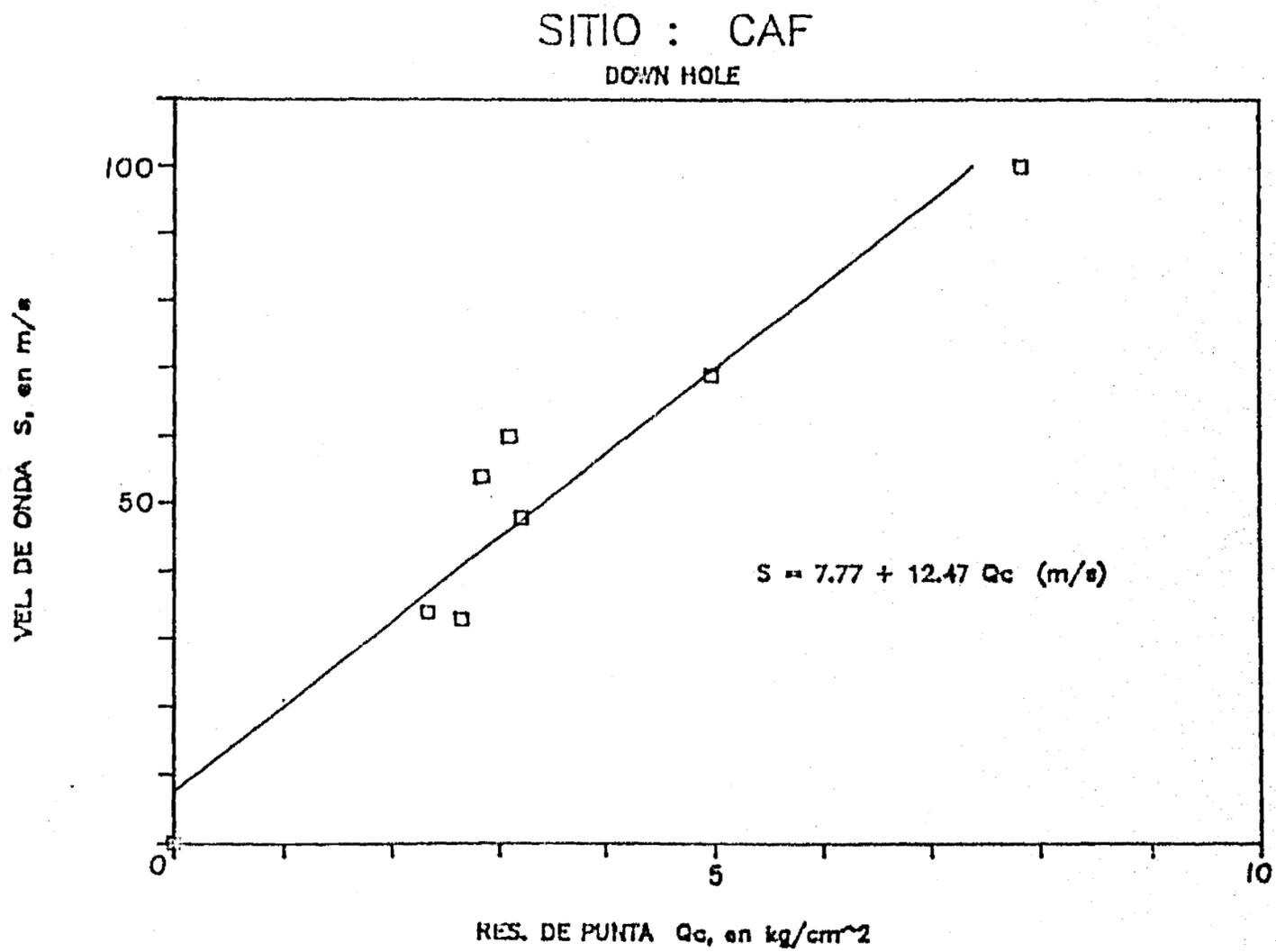


Fig. 5.18 Downhole vs resistencia de punta. CAF

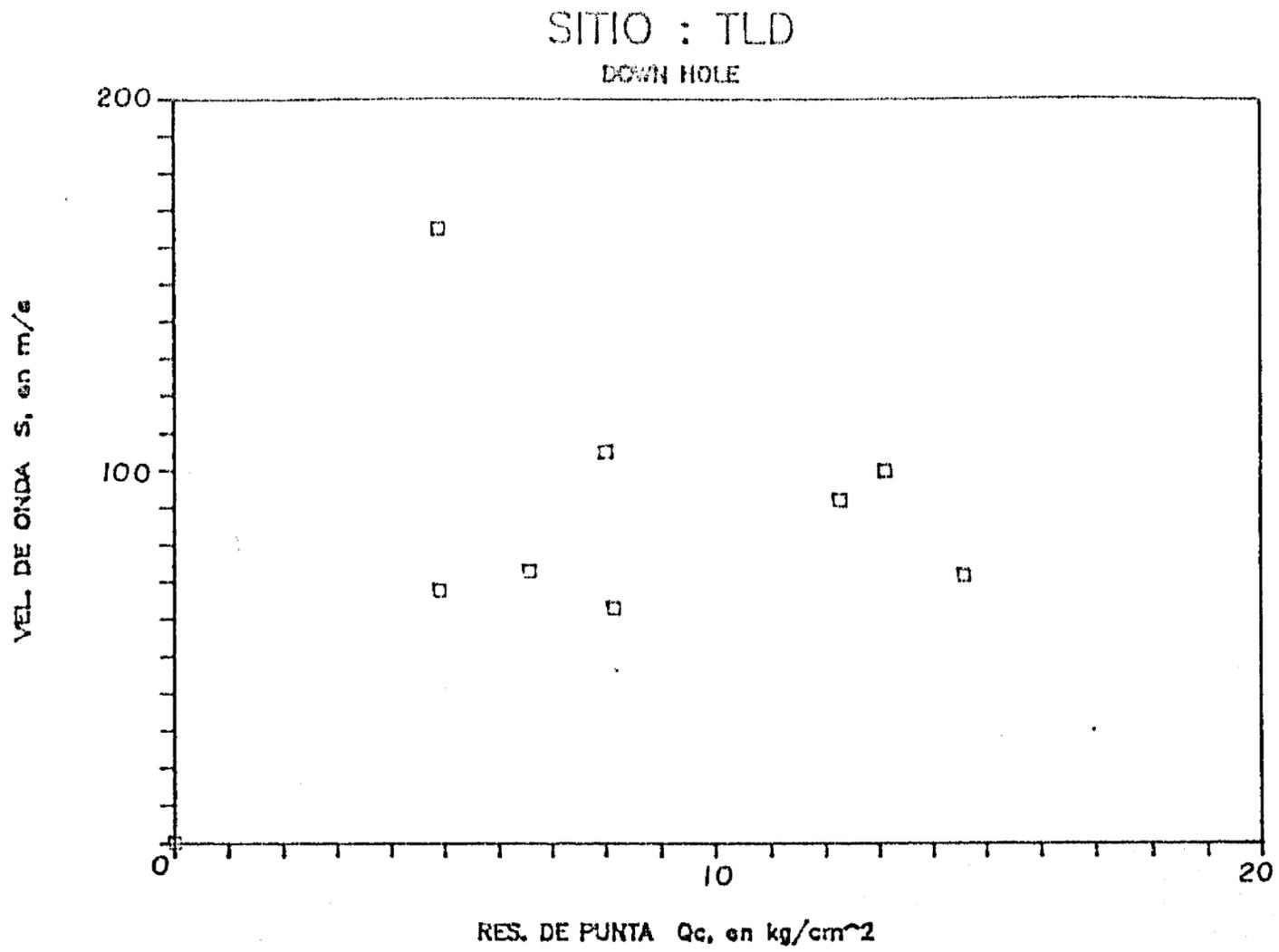


Fig. 5.19. Downhole vs resistencia de punta. TLD

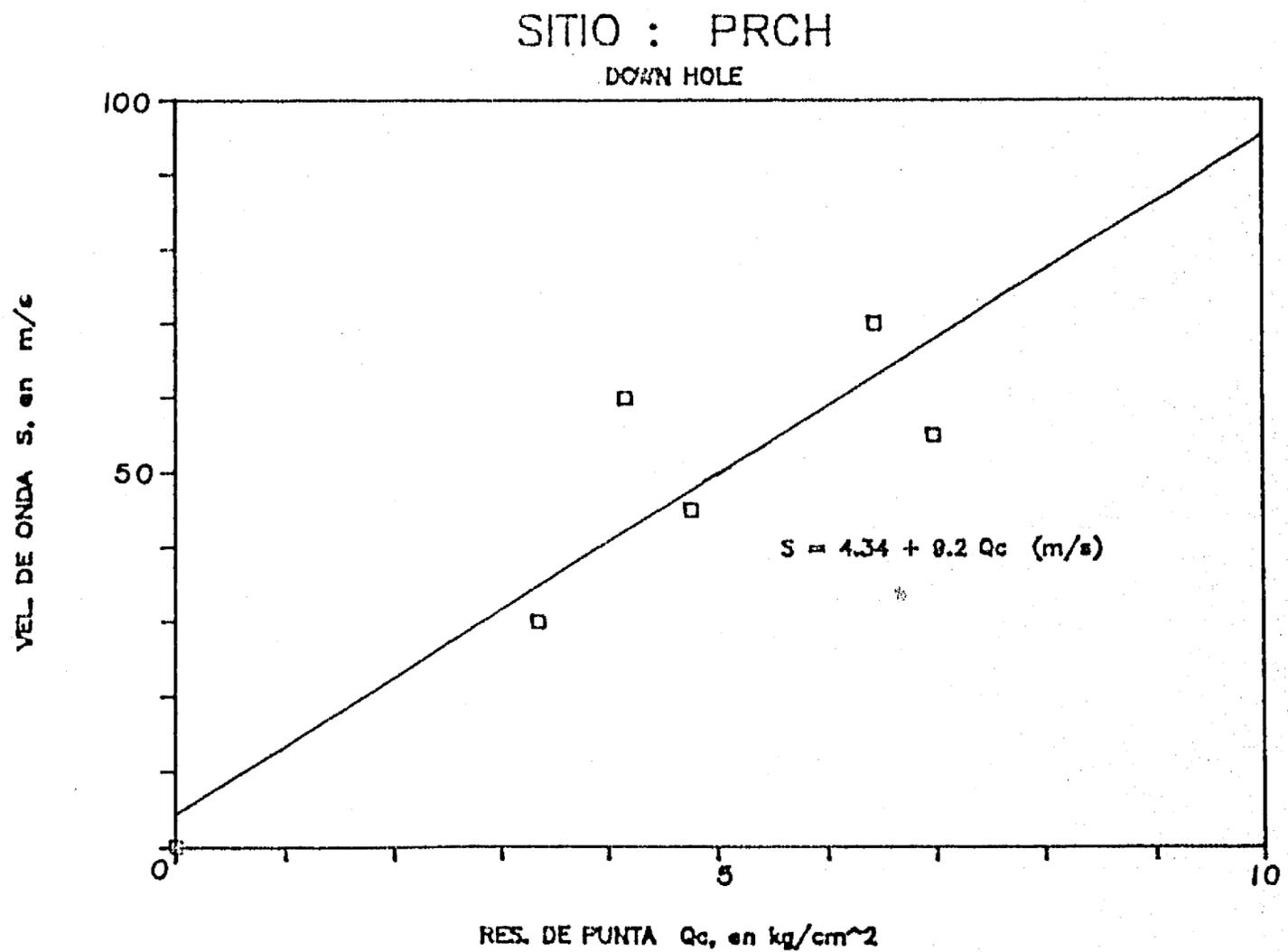


Fig. 5.20. Downhole vs resistencia de punta. PRCH

LAGO DE TEXCOCO PRECONSOLIDADO

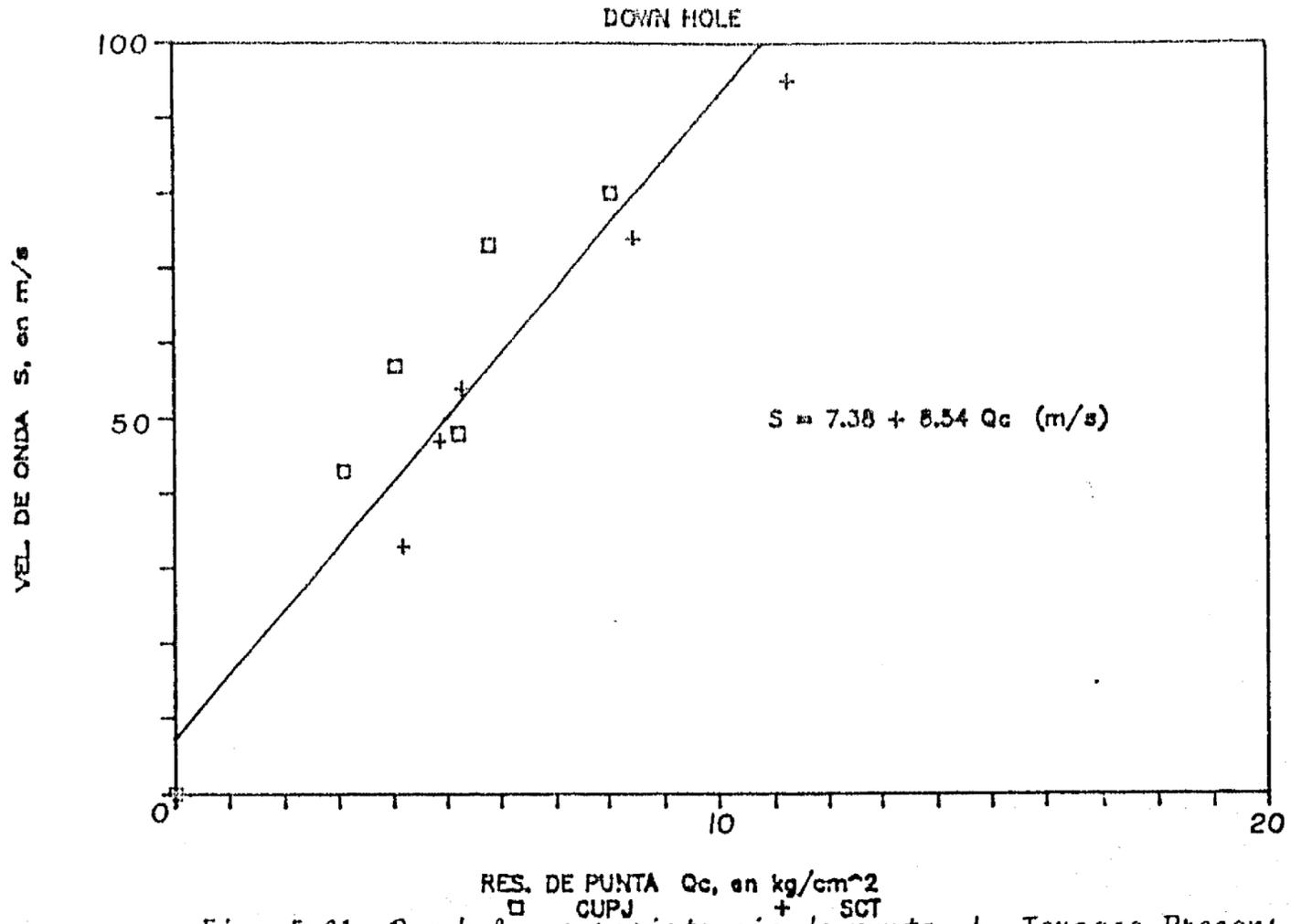


Fig. 5.21. Downhole vs resistencia de punta. L. Texcoco Precons.

LAGO DE TEXCOCO VIRGEN

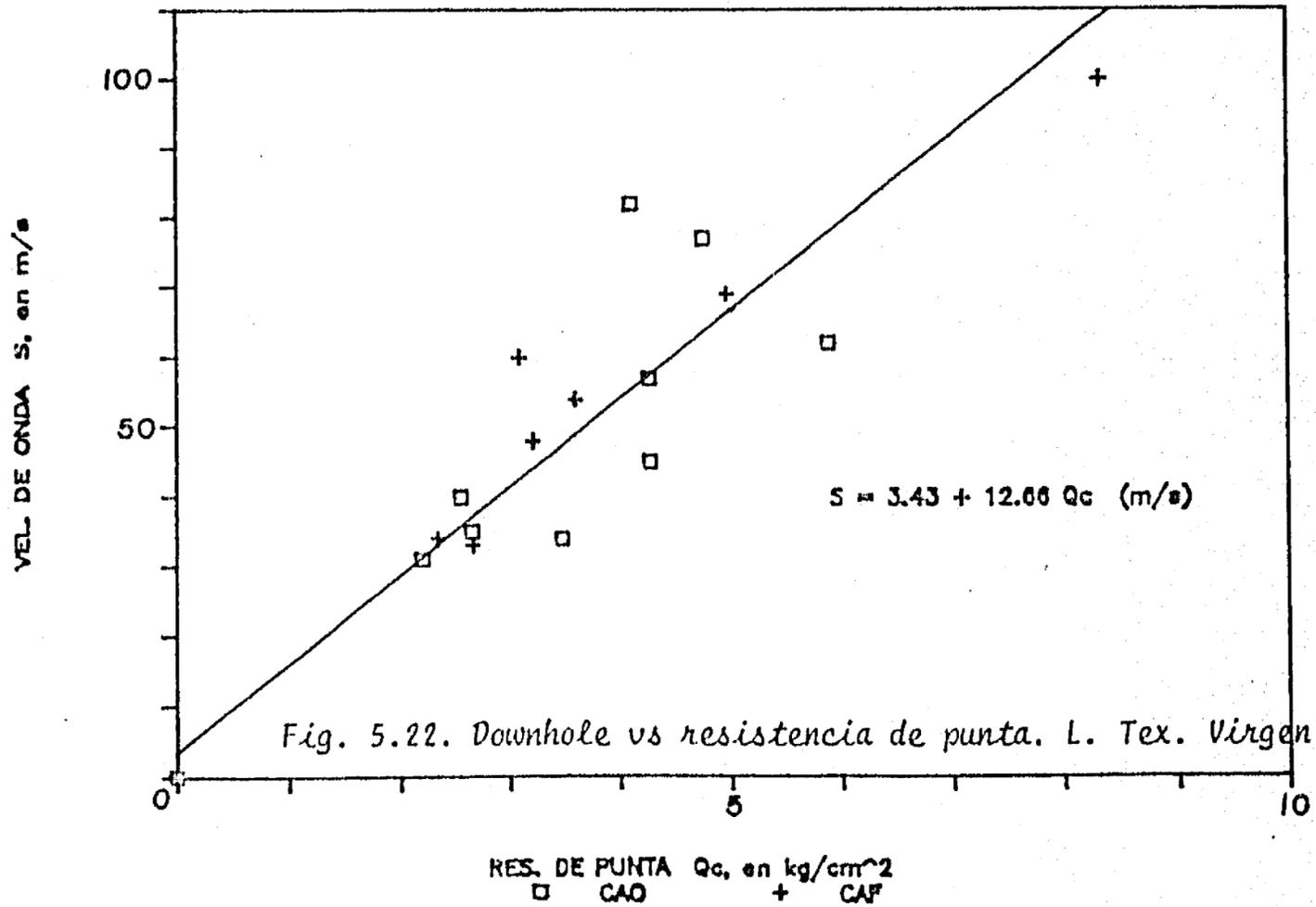
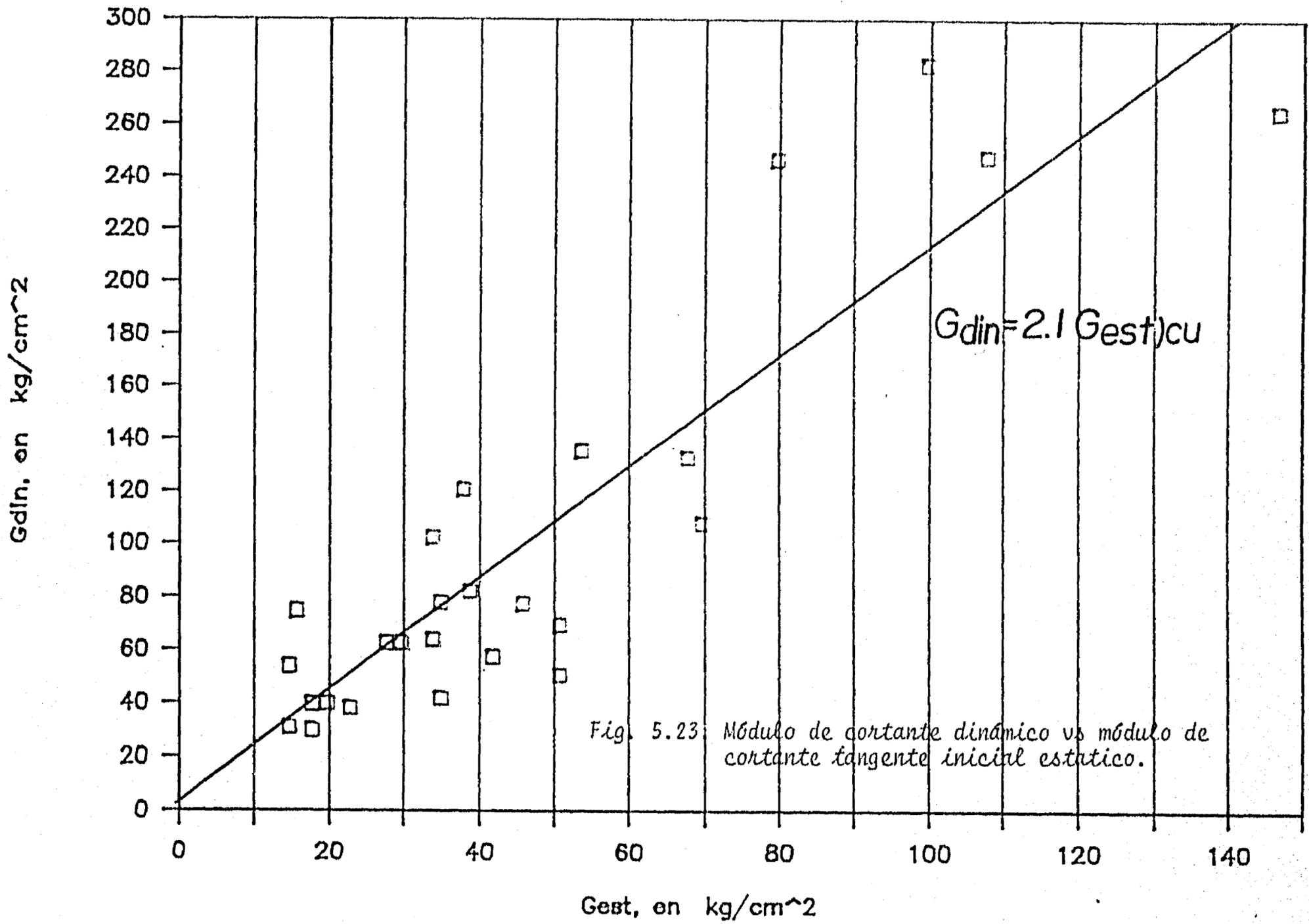


Fig. 5.22. Downhole vs resistencia de punta. L. Tex. Virgen

Gdin vs. Gest)cu



FIGURAS

CAPITULO 4

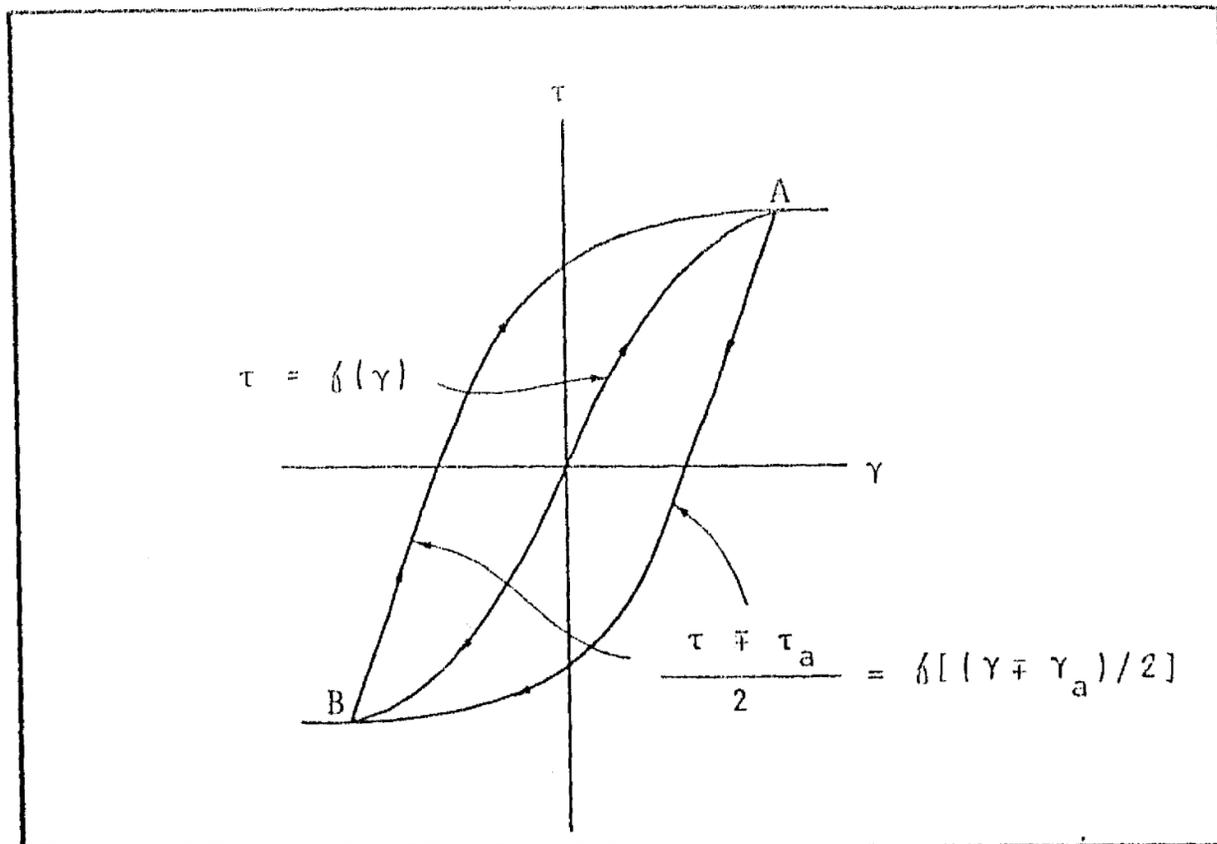


Fig. 6.1. Curva esfuerzo-deformación del suelo bajo carga dinámica, idealizada de acuerdo con la regla de Masing

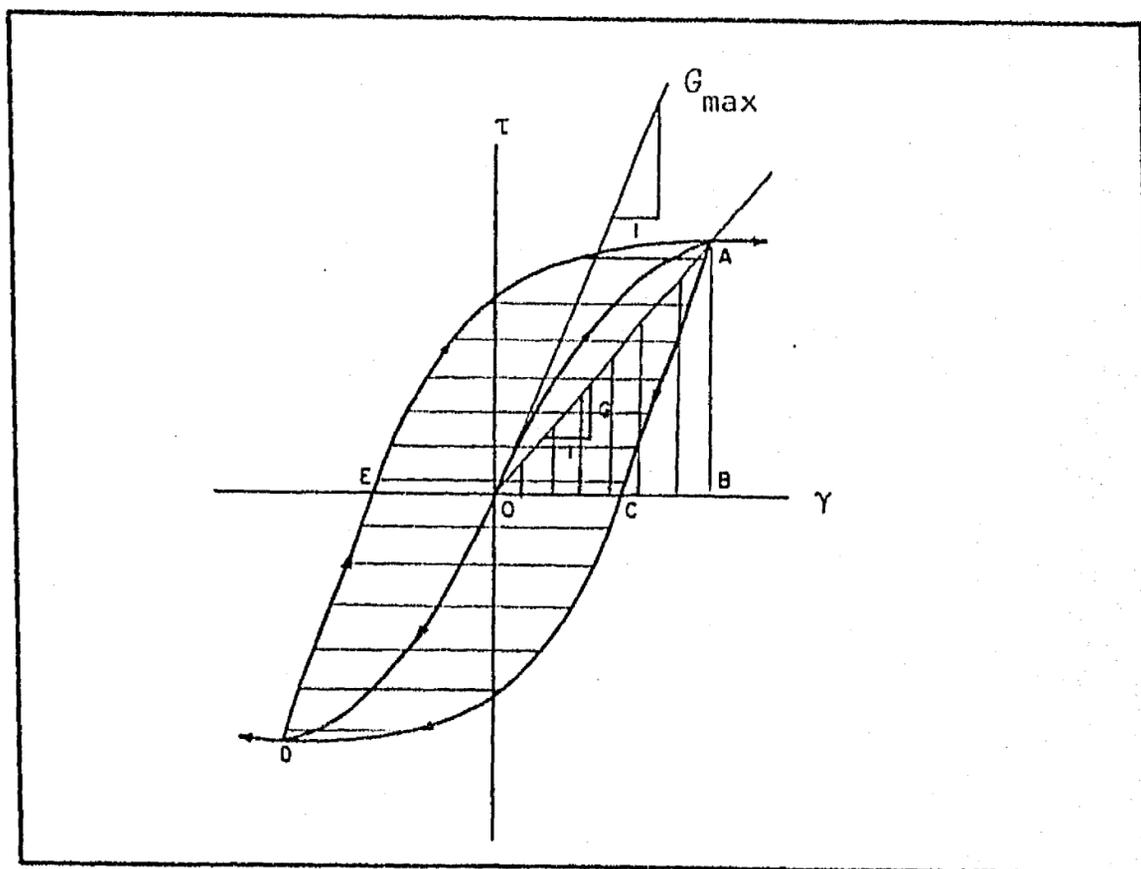


Fig. 6.2. Cálculo de la relación de amortiguamiento

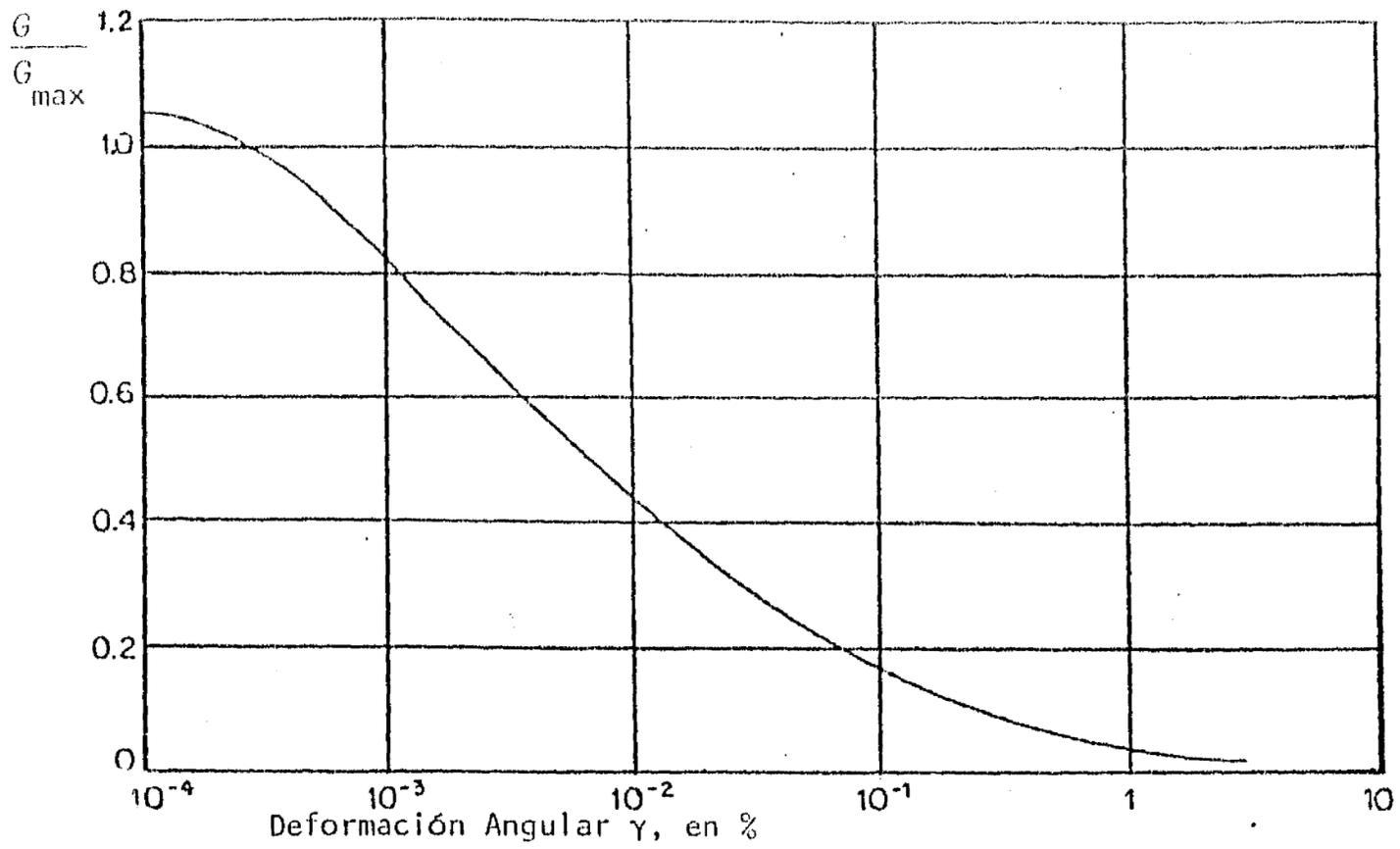


Fig. 6.3 G/G_{max} vs γ , Seed e Idriss (1970)

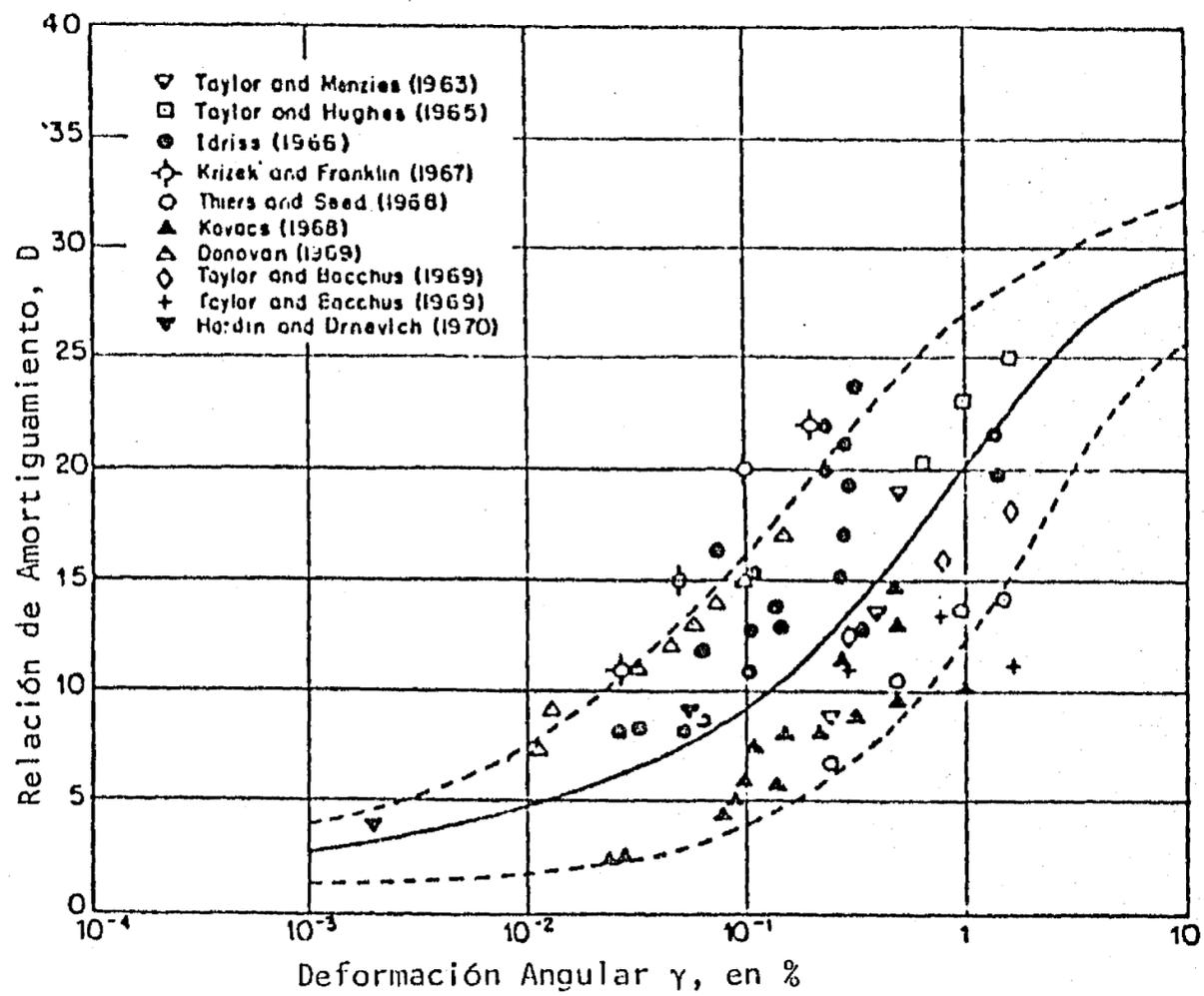


Fig. 6.4. D vs γ , Seed e Idriss (1970)

CURVA ESFUERZO DEFORMACION IDEALIZADA
MODELO HIPERBOLICO

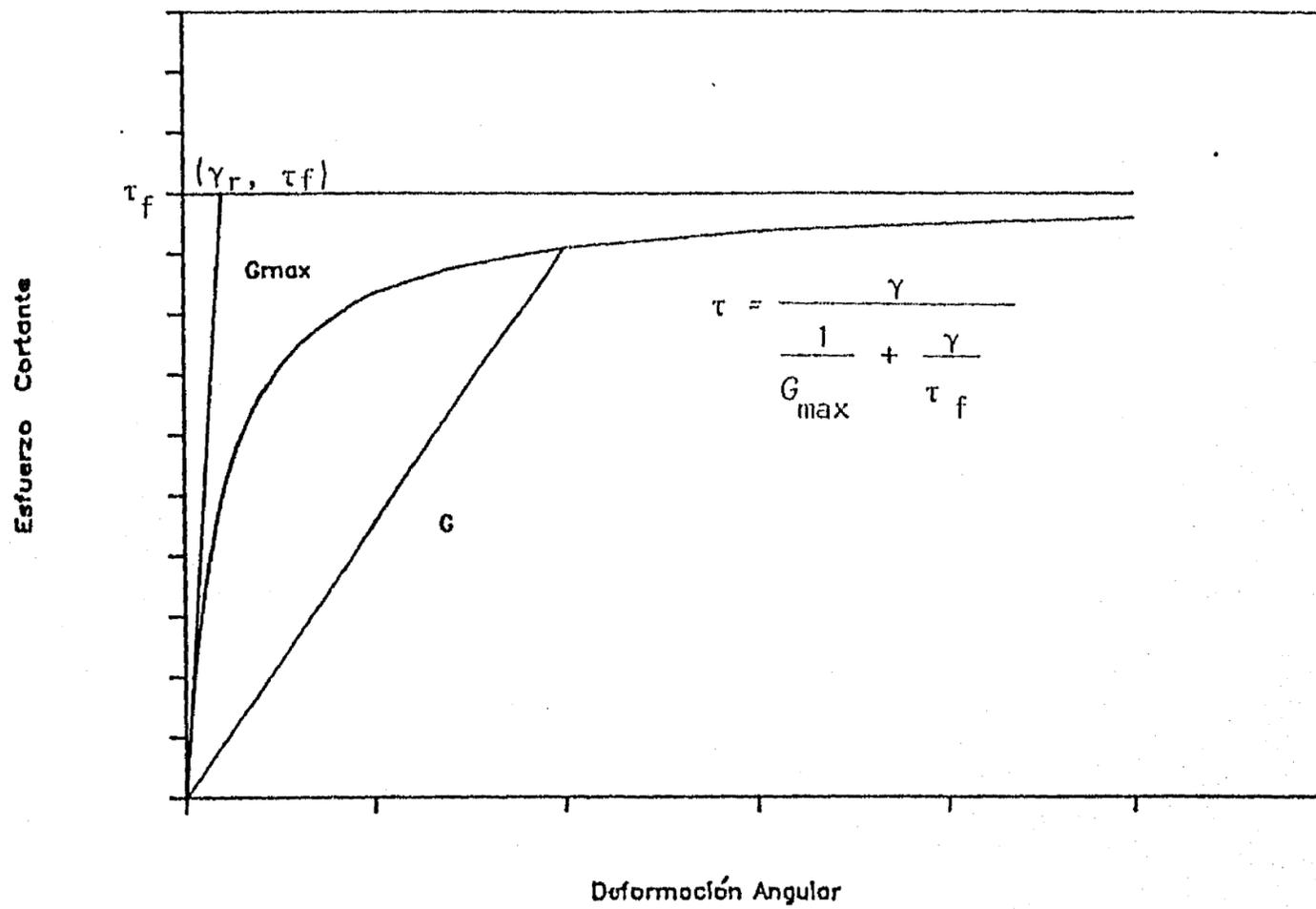


Fig 6.5. Curva esfuerzo-deformación, Modelo hiperbólico

SONDEOS : TLD, TLB, PRCH
LAGO XOCHIMILCO-CHALCO

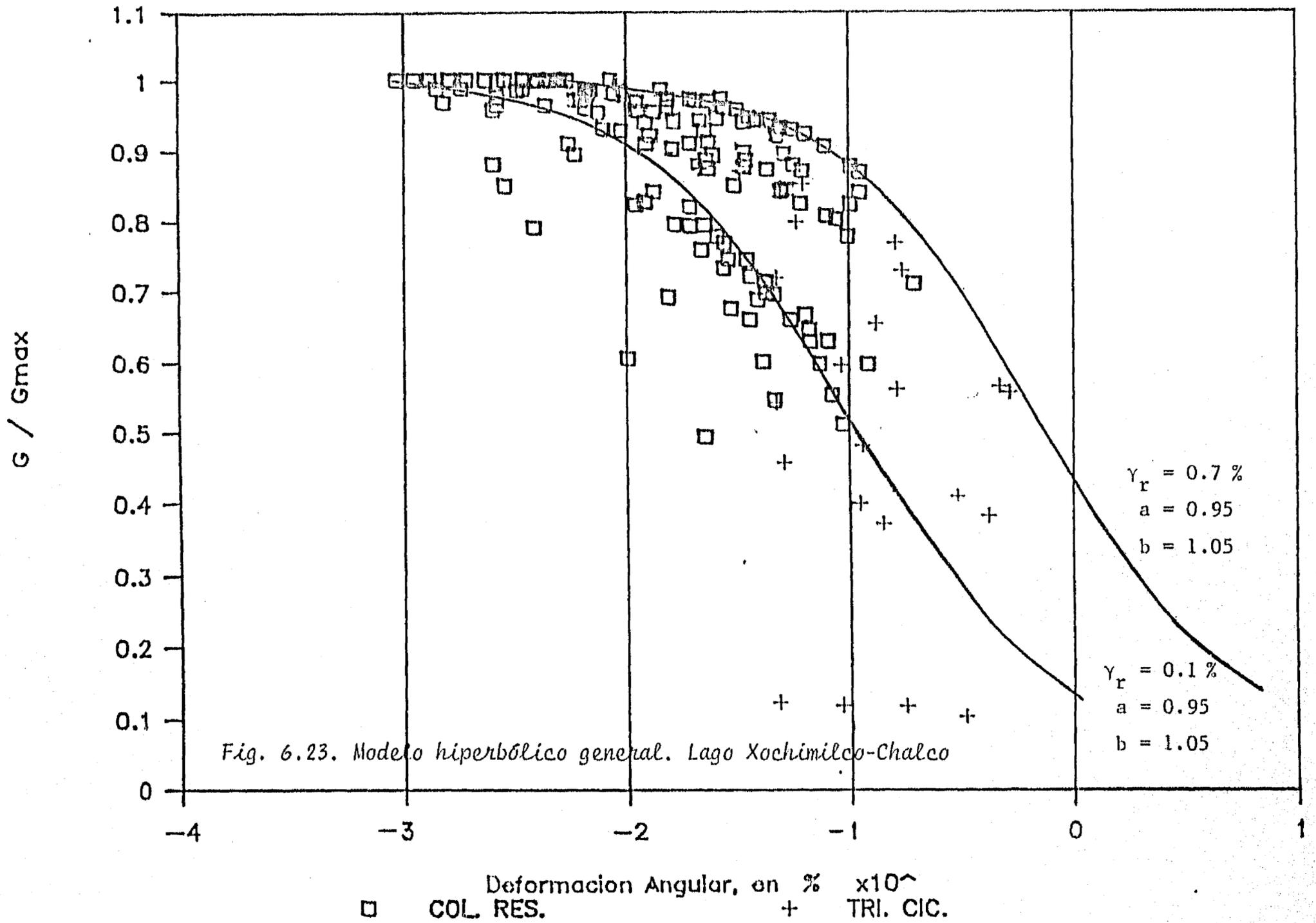


Fig. 6.23. Modelo hiperbólico general. Lago Xochimilco-Chalco

FIGURAS

CAPITULO 7

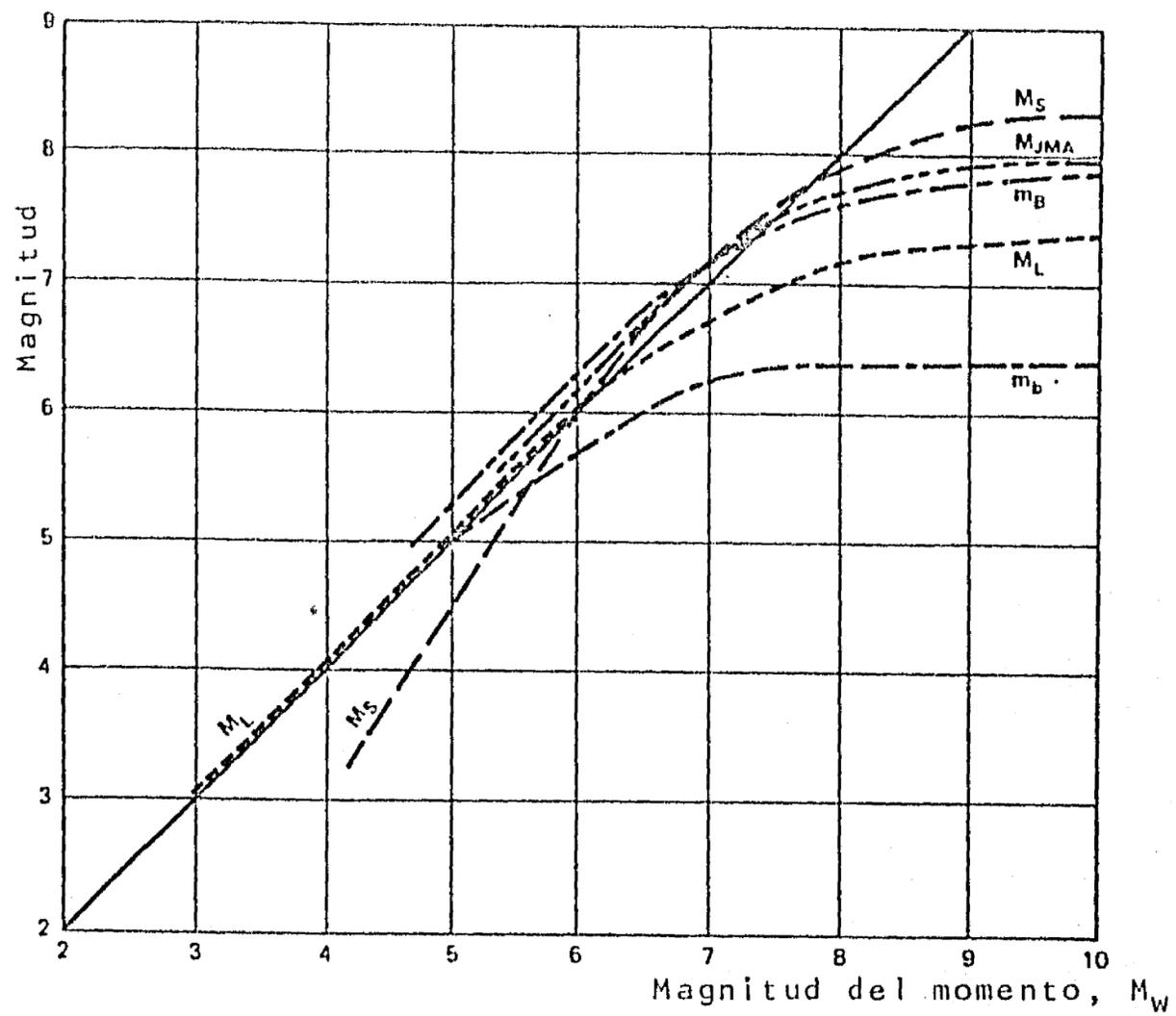


Fig 7.1 Comparación entre diversas escalas de magnitud y la-magnitud del momento (Heaton et al, 1982; citado por Idriss, 1985)

GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)					
Archivo:	SCT1850919BL.T	SCT1850919BV.T	SCT1850919BT.T		
Sismo:	GRO-MICH	GRO-MICH	GRO-MICH		
Hora:	13:19:22	13:19:22	13:19:22		
Componente:	S00E	VERT	E00W		
Distancia:	400	400	400		
Max.Min:	89.17. -97.97	36.36. -36.64	158.40. -111.92		

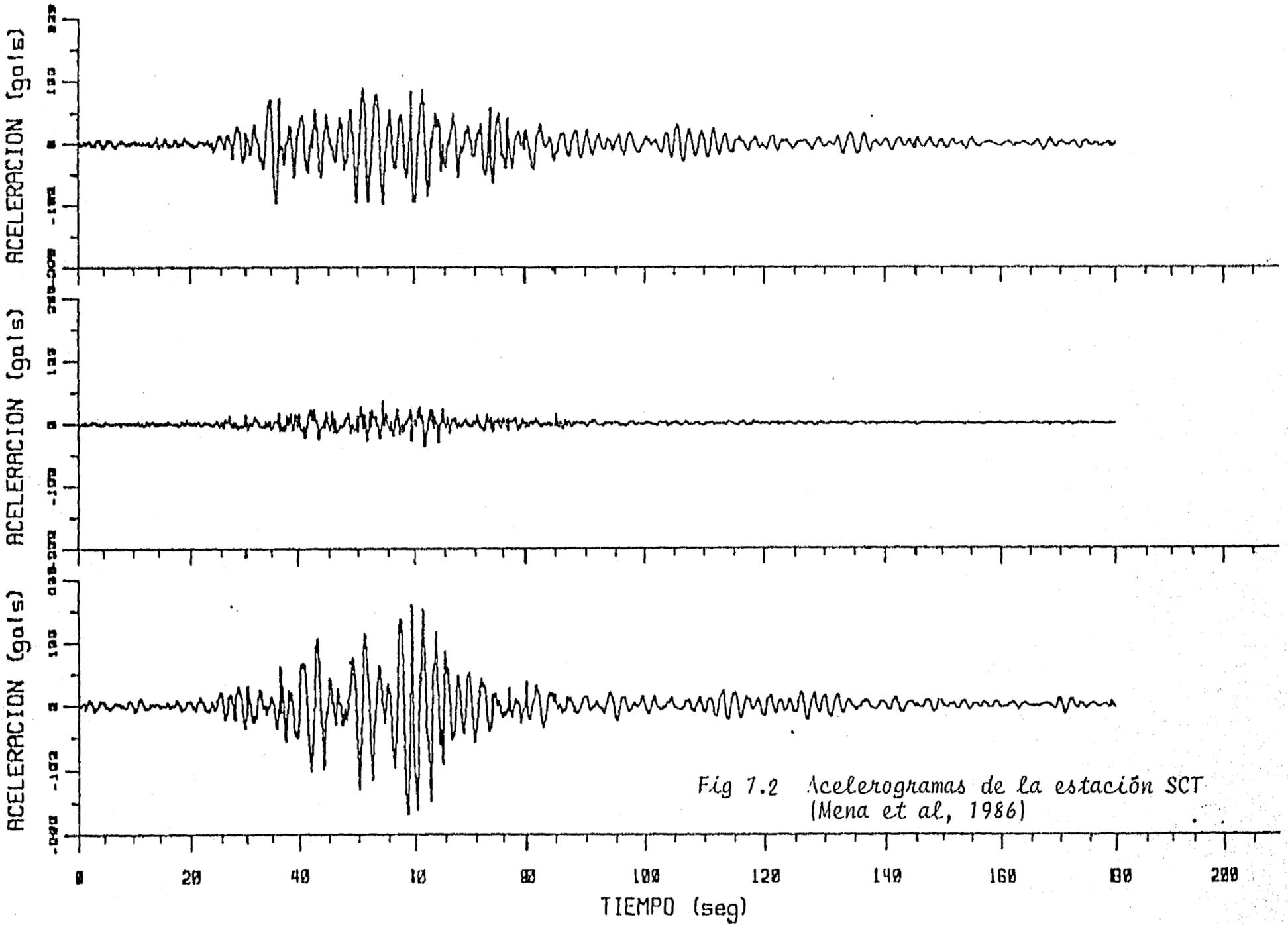
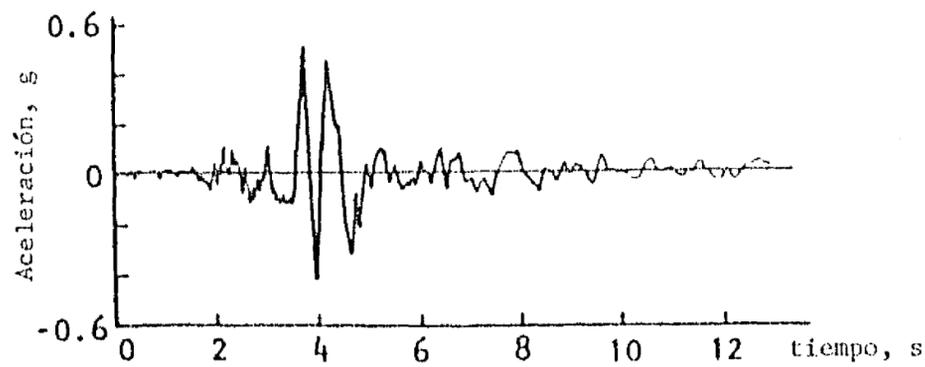
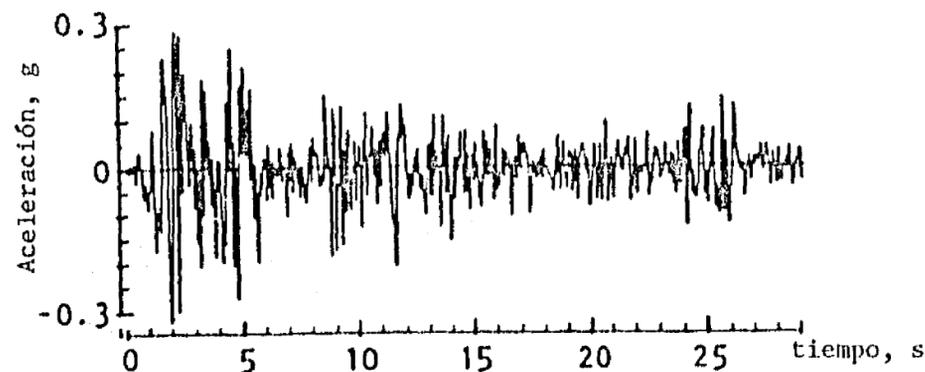


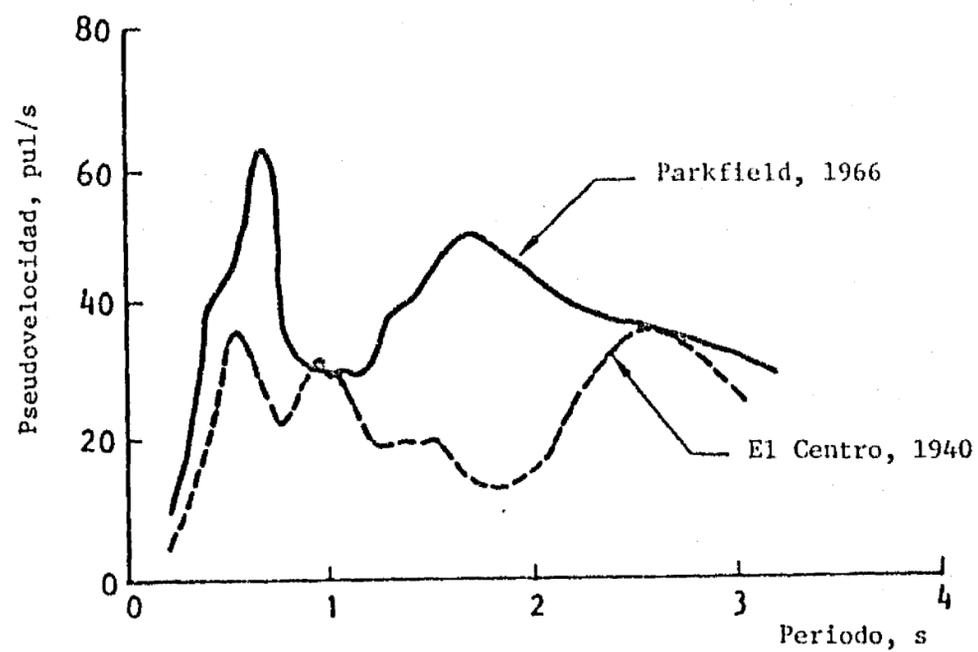
Fig 7.2 Acelerogramas de la estación SCT
(Mena et al, 1986)



(a) Componente N65E, sismo Parkfield, 1966



(b) Componente N-S, sismo El Centro, 1940



(c) Comparación de espectros de velocidad (Amortiguamiento 5%)

Fig 7.3 Comparación entre los sismos Parkfield y de El Centro

M masa
 C constante de amortiguamiento
 K constante de resorte
 V_B cortante en la base
 X movimiento relativo de la masa m
 Y movimiento absoluto de la masa m
 Z movimiento absoluto del terreno

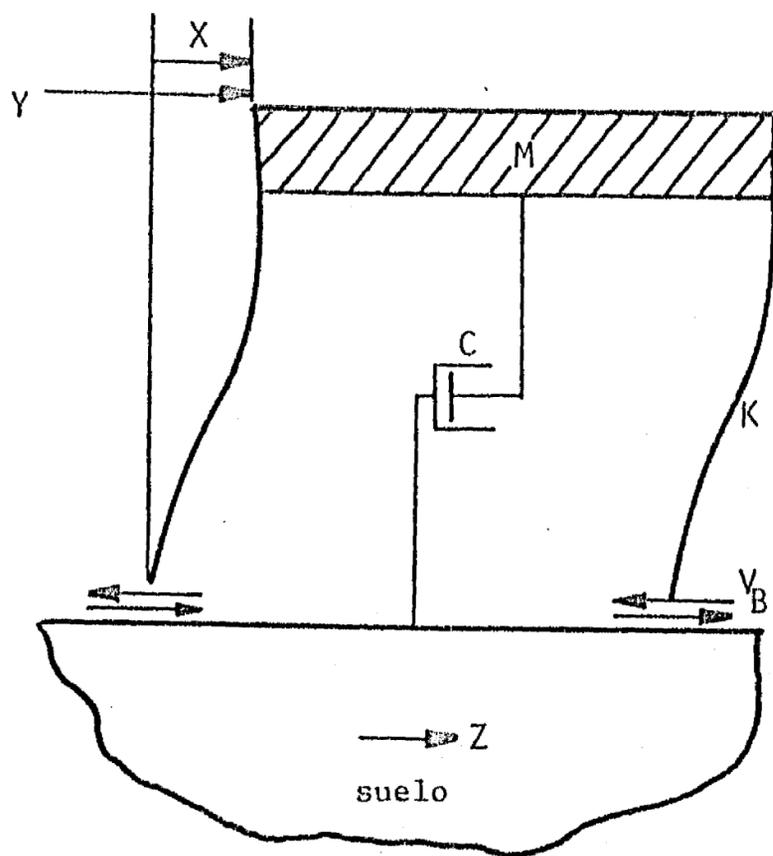


Fig 7.4 Sistema de un grado de libertad

GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)

Archivo:	CU01850919AL.T	CU01850919AV.T	CU01850919AT.T
Sismo:	GRO-MICH	GRO-MICH	GRO-MICH
Hora:	13:19:42	13:19:42	13:19:42
Componente:	N00E	VERI	N00E
Distancia:	400	400	400
Max.Min:	25.47. -28.10	21.57. -14.89	33.45. -29.90

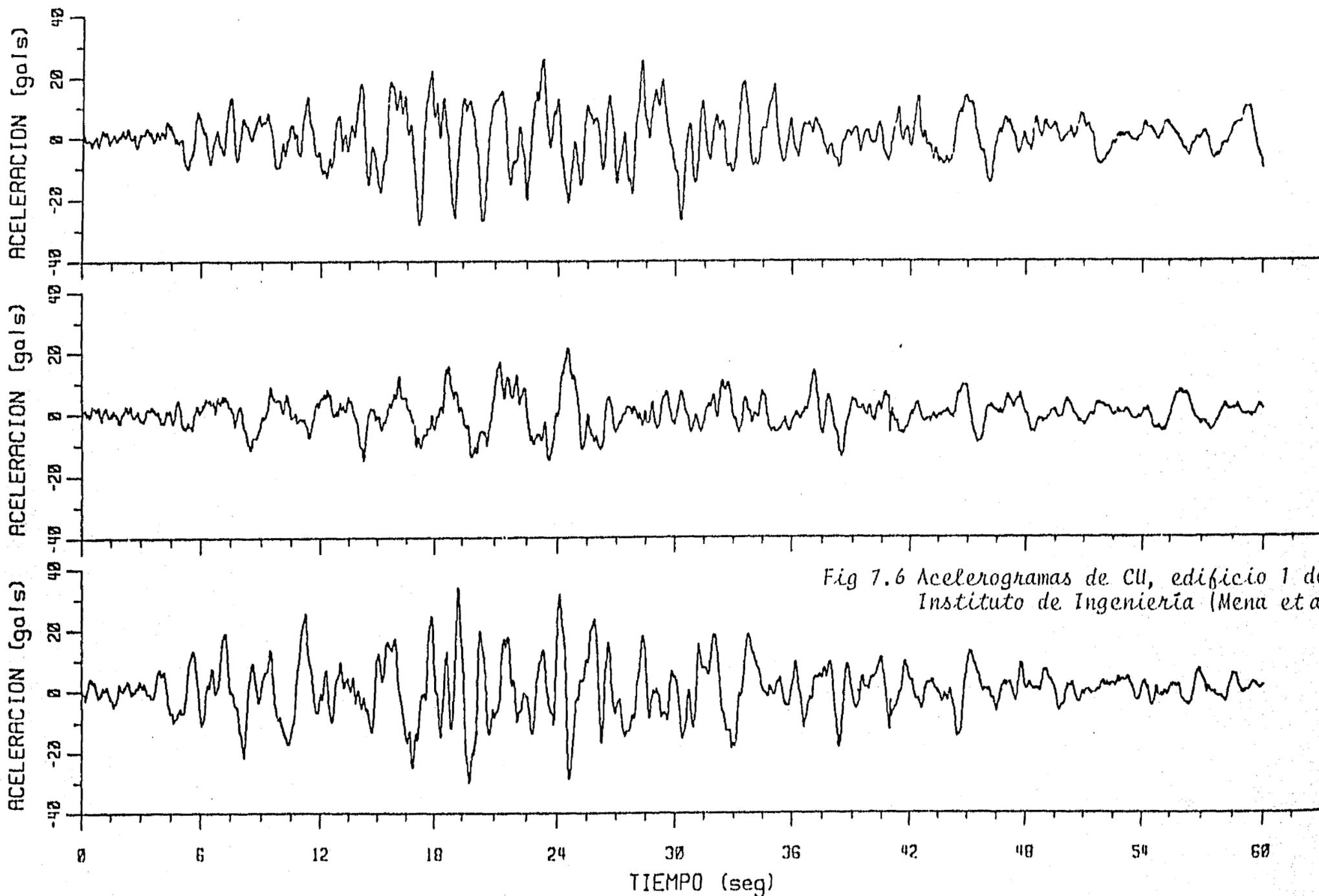


Fig 7.6 Acelerogramas de CU, edificio 1 del Instituto de Ingenieria (Mena et al, 1986)

GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)					
Archivo:	CUIP850919AL.T	CUIP850919AV.T	CUIP850919AT.T		
Sismo:	GRO-MICH	GRO-MICH	GRO-MICH		
Hora:	13:19:44	13:19:44	13:19:44		
Componente:	S00E	VERI	N92W		
Distancia:	400	400	400		
Max.Min:	31.71, -28.42	21.87, -15.65	31.76, -34.65		

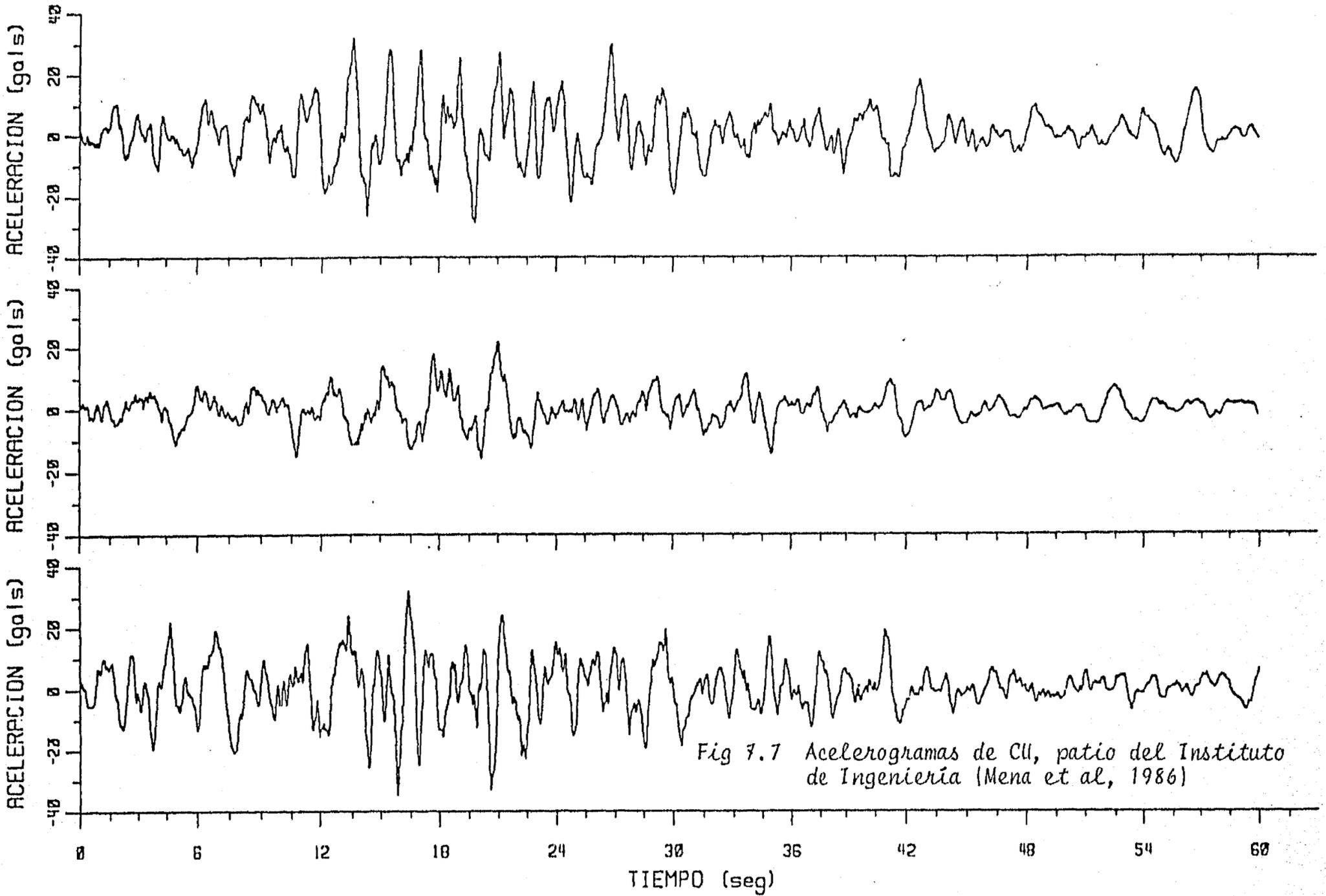


Fig 7.7 Acelerogramas de CU, patio del Instituto de Ingeniería (Mena et al, 1986)

GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)

Archivo:	CUMV850919AL.T	CUMV850919AV.T	CUMV850919AT.T
Sismo:	GRO-MICH	GRO-MICH	GRO-MICH
Hora:	13:19:36	13:19:36	13:19:36
Componente:	500E	VERT	N90W
Distancia:	400	0	400
Max.Min:	37.36, -34.14	19.71, -20.14	38.83, -22.69

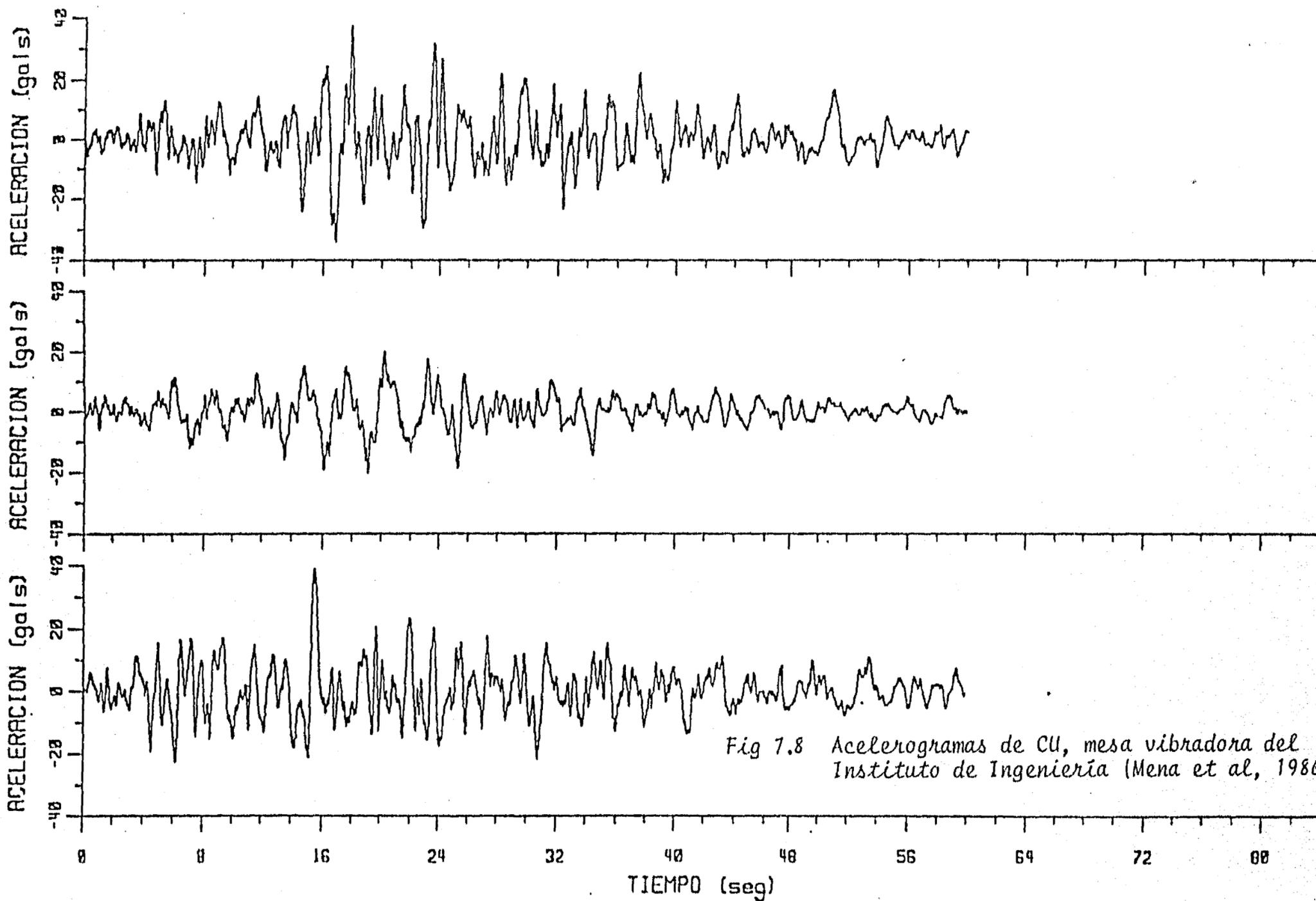


Fig 7.8 Acelerogramas de CU, mesa vibradora del Instituto de Ingeniería (Mena et al, 1986)

GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)					
Archivo:	CDA0850919AL.T	CDA0850919AV.T	CDA0850919AT.T		
Sismo:	GRO-MICH	GRO-MICH	GRO-MICH		
Hora:	13:19:45	13:19:45	13:19:45		
Componente:	N00E	VERT	N90E		
Distancia:	400	400	400		
Max.Min:	65.86. -69.16	35.67. -28.01	68.88. -80.40		

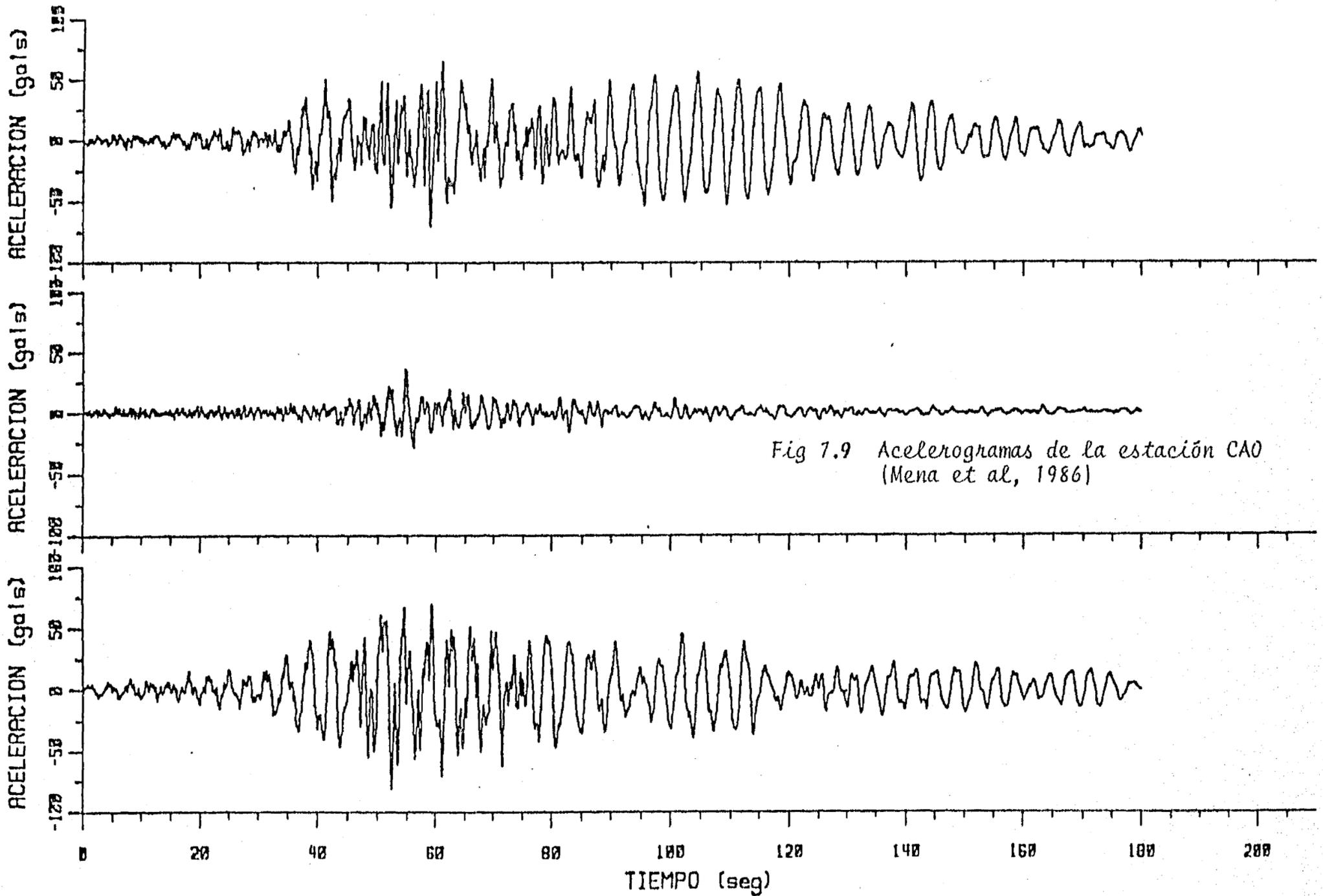


Fig 7.9 Acelerogramas de la estación CAO
(Mena et al, 1986)

GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACCELERACION (gals)

Archivo:	CDNF850919AL.T	CDNF850919AV.T	CDNF850919AV.T
Sismo:	GRO-MICH	GRO-MICH	GRO-MICH
Hora:	13:19:45	13:19:45	13:19:45
Componente:	S00E	VERT	N09W
Distancia:	400	400	400
Max.Min:	80.53, -57.91	27.71, -24.37	77.93, -90.32

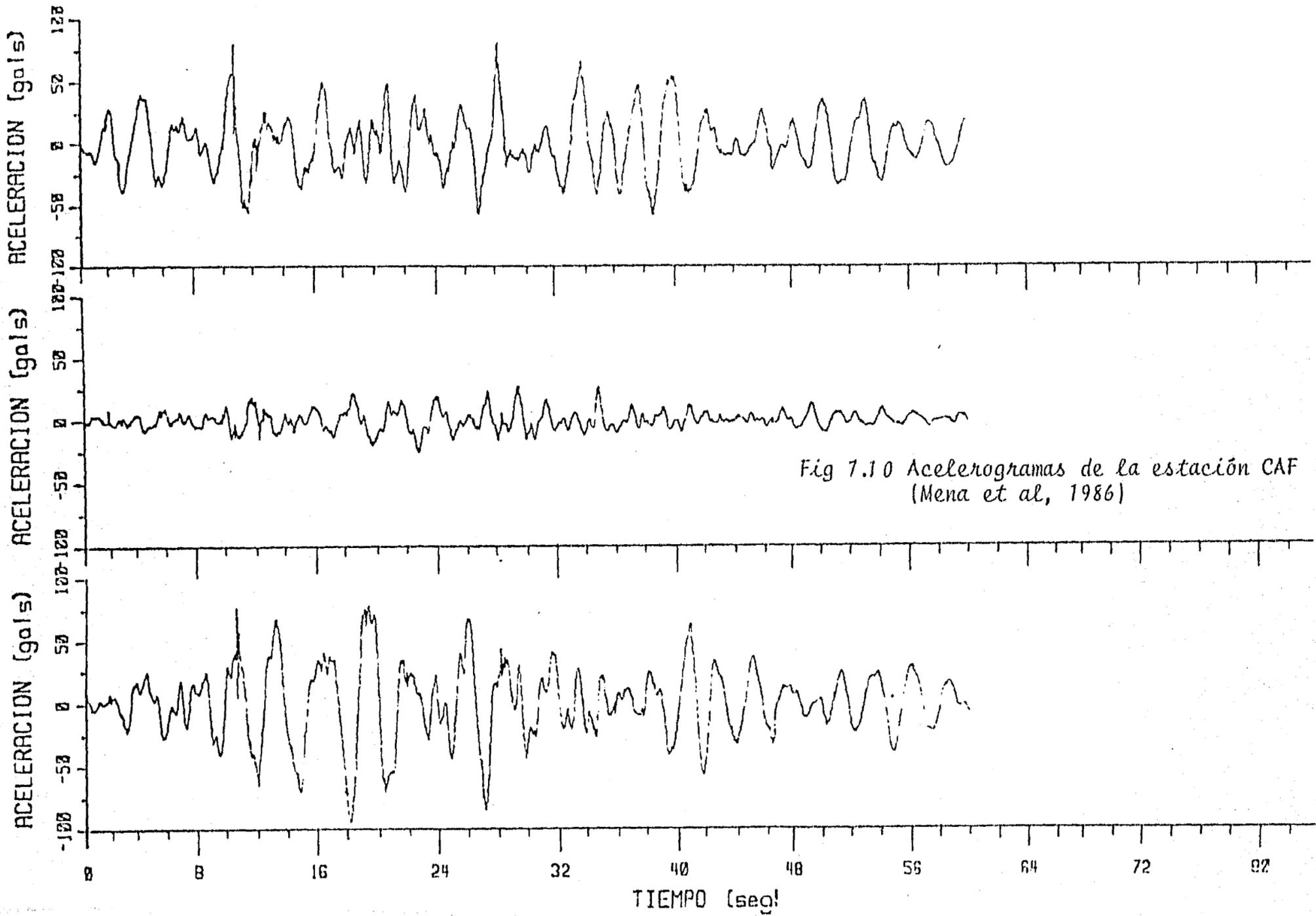


Fig 7.10 Acelerogramas de la estación CAF (Mena et al, 1986)

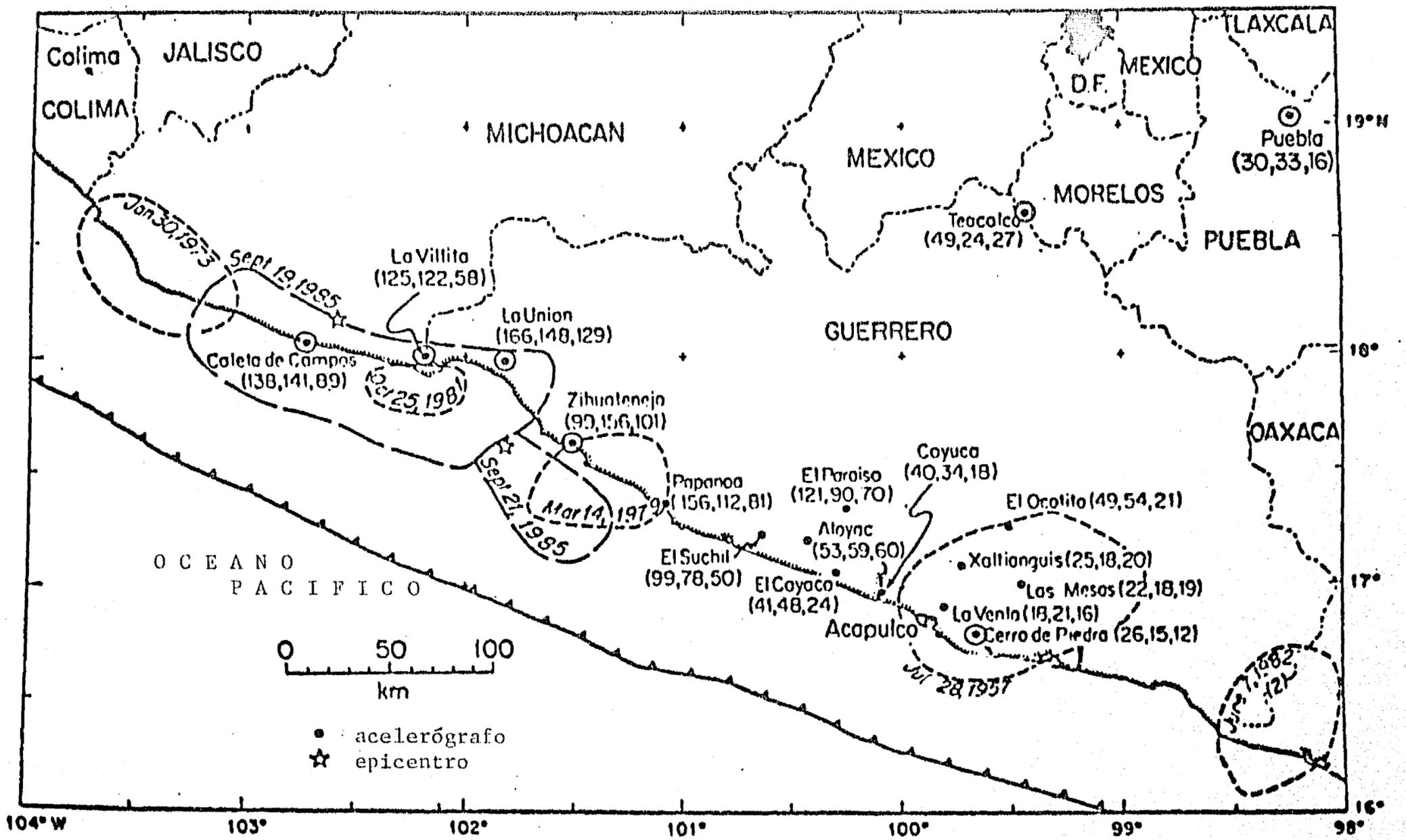


Fig 7.11 Distribución de acelerógrafos en la costa del Pacífico (Singh et al, 1986)

S

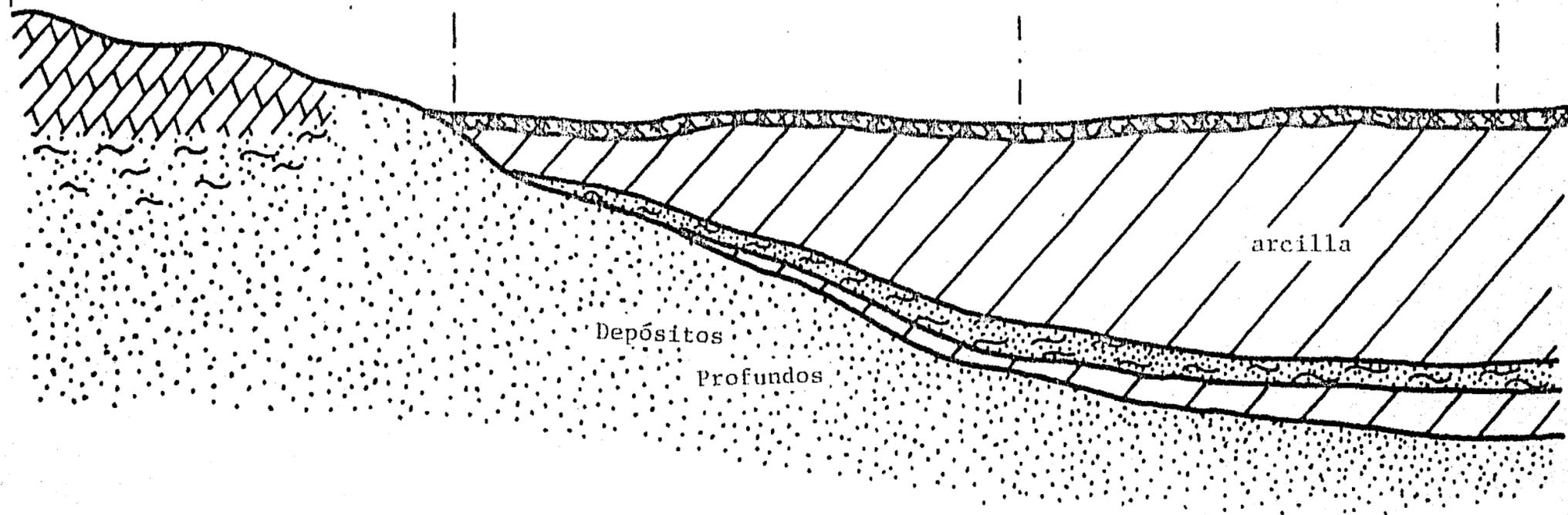
N

C.U.

VIVEROS

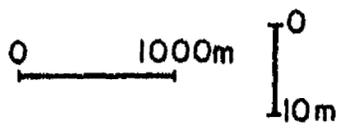
S.C.T.

FST-TL



ESCALAS

Fig 7.12 Corte estratigráfico S-N



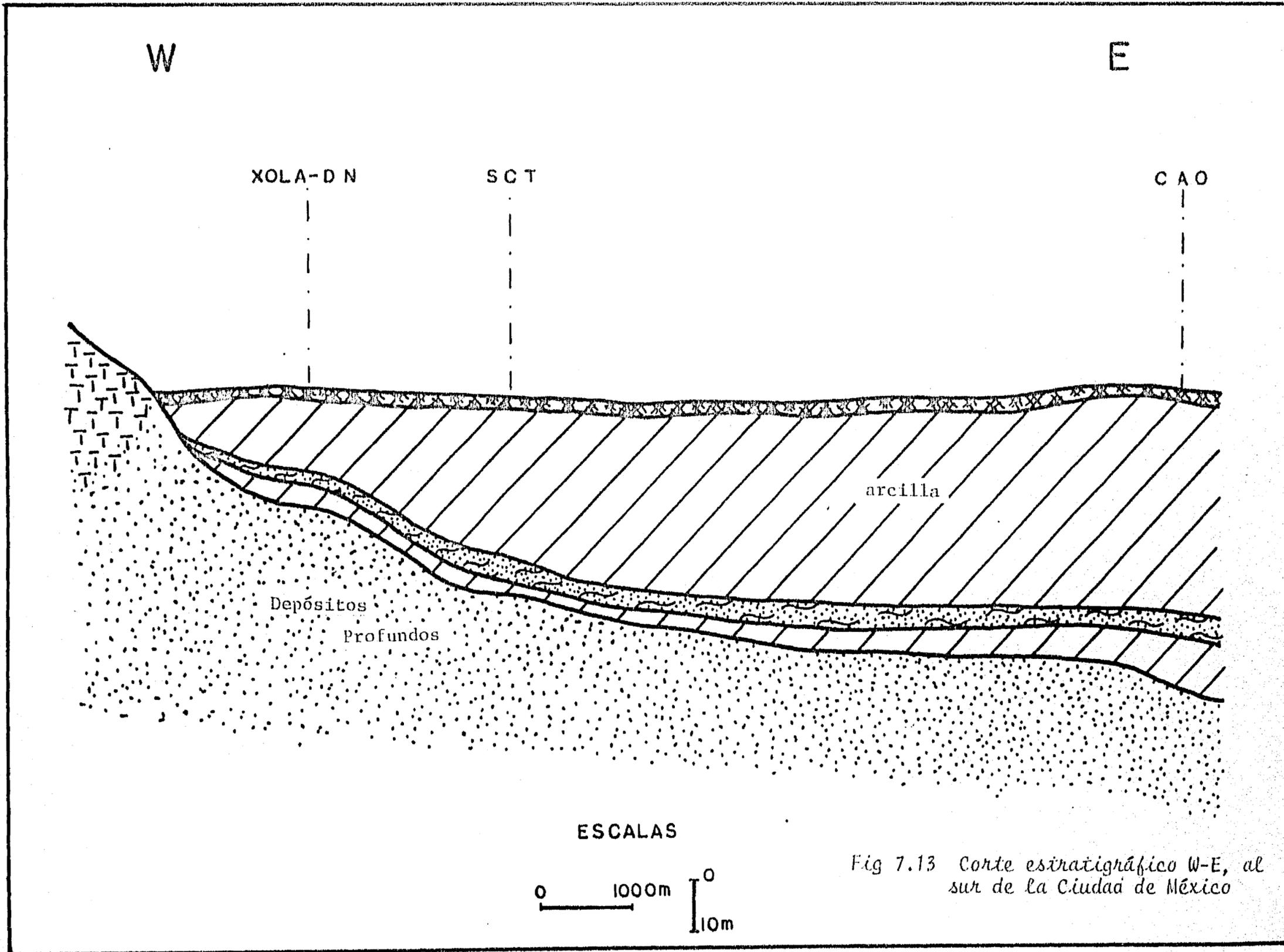


Fig 7.13 Corte estratigráfico W-E, al sur de la Ciudad de México

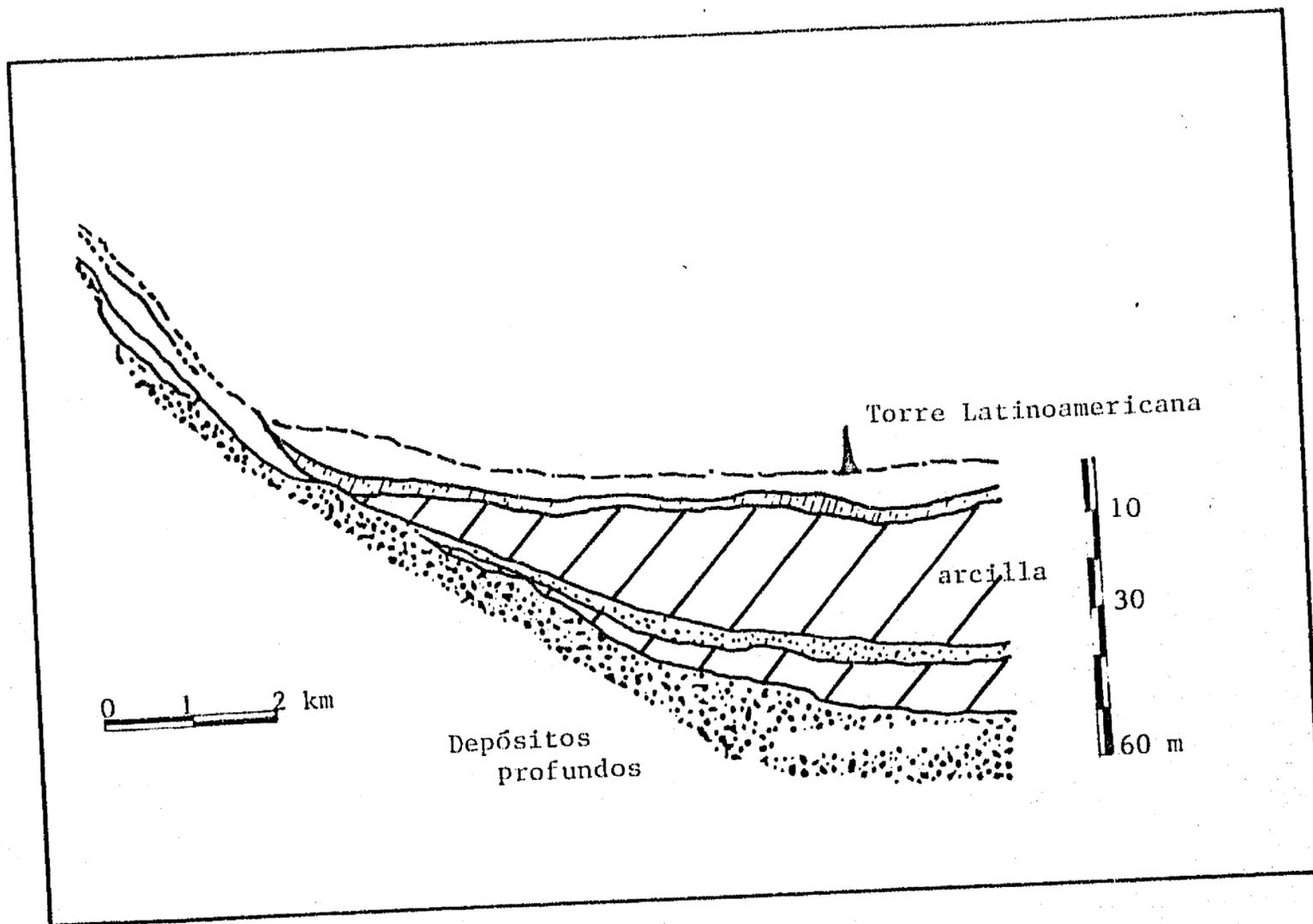


Fig 7.14 Corte estratigráfico W-E, al norte de la ciudad de México (Zeevaert, 1973)

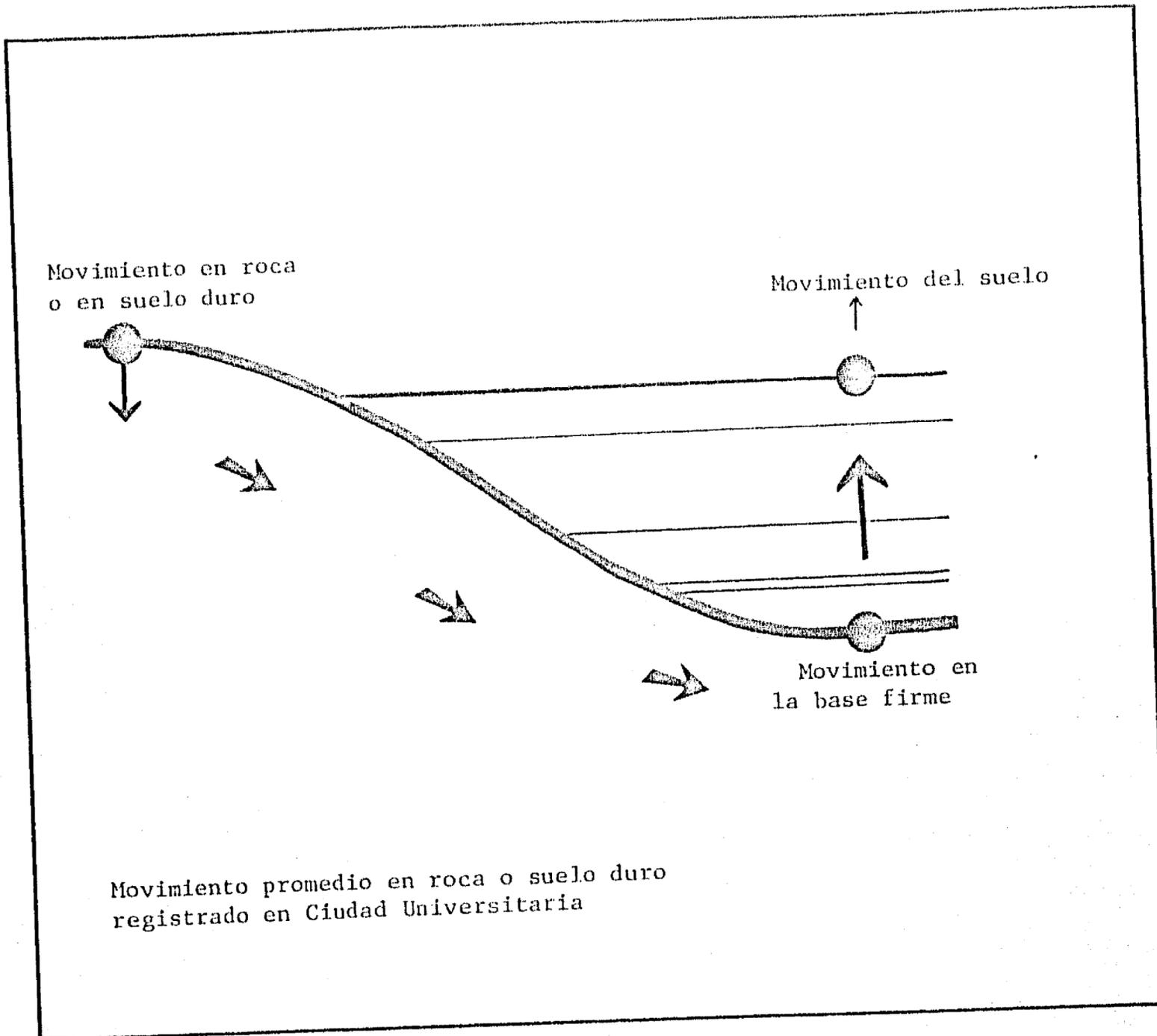


Fig 7.15 Modelo conceptual del valle de México

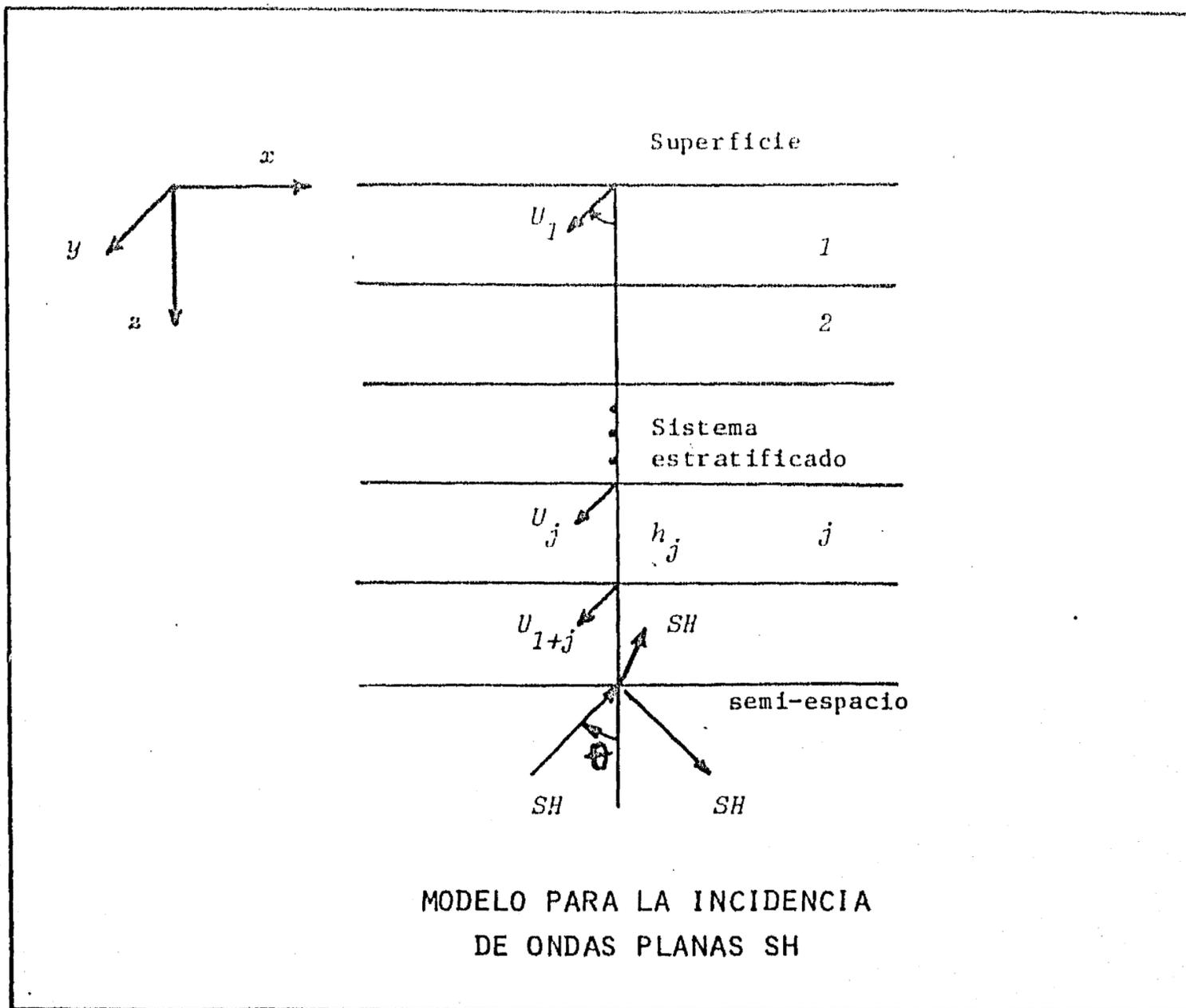


Fig 7.16 Modelo teórico de propagación de ondas unidimensional

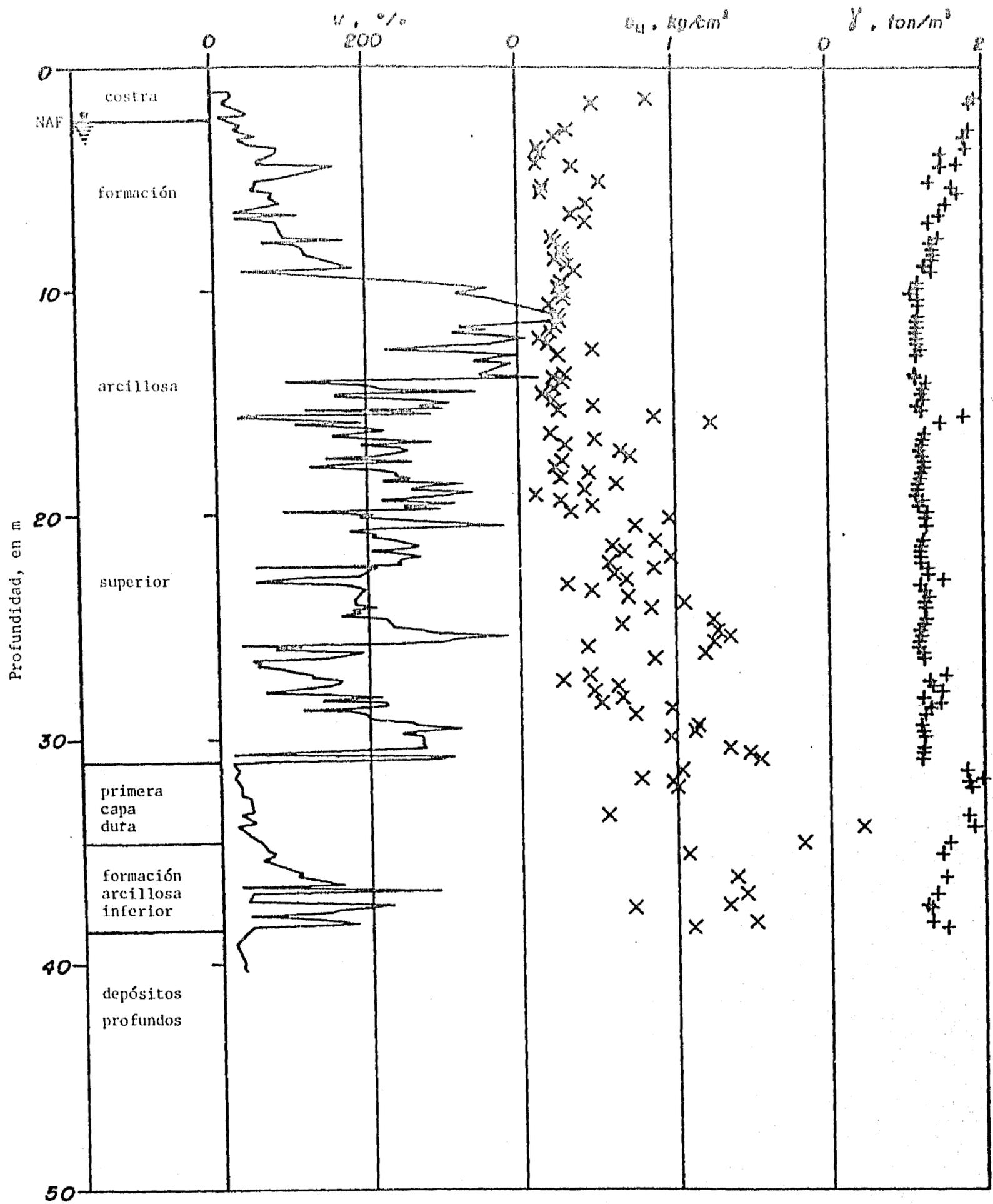


Fig 7.17 Perfil estratigráfico en el sitio SCT

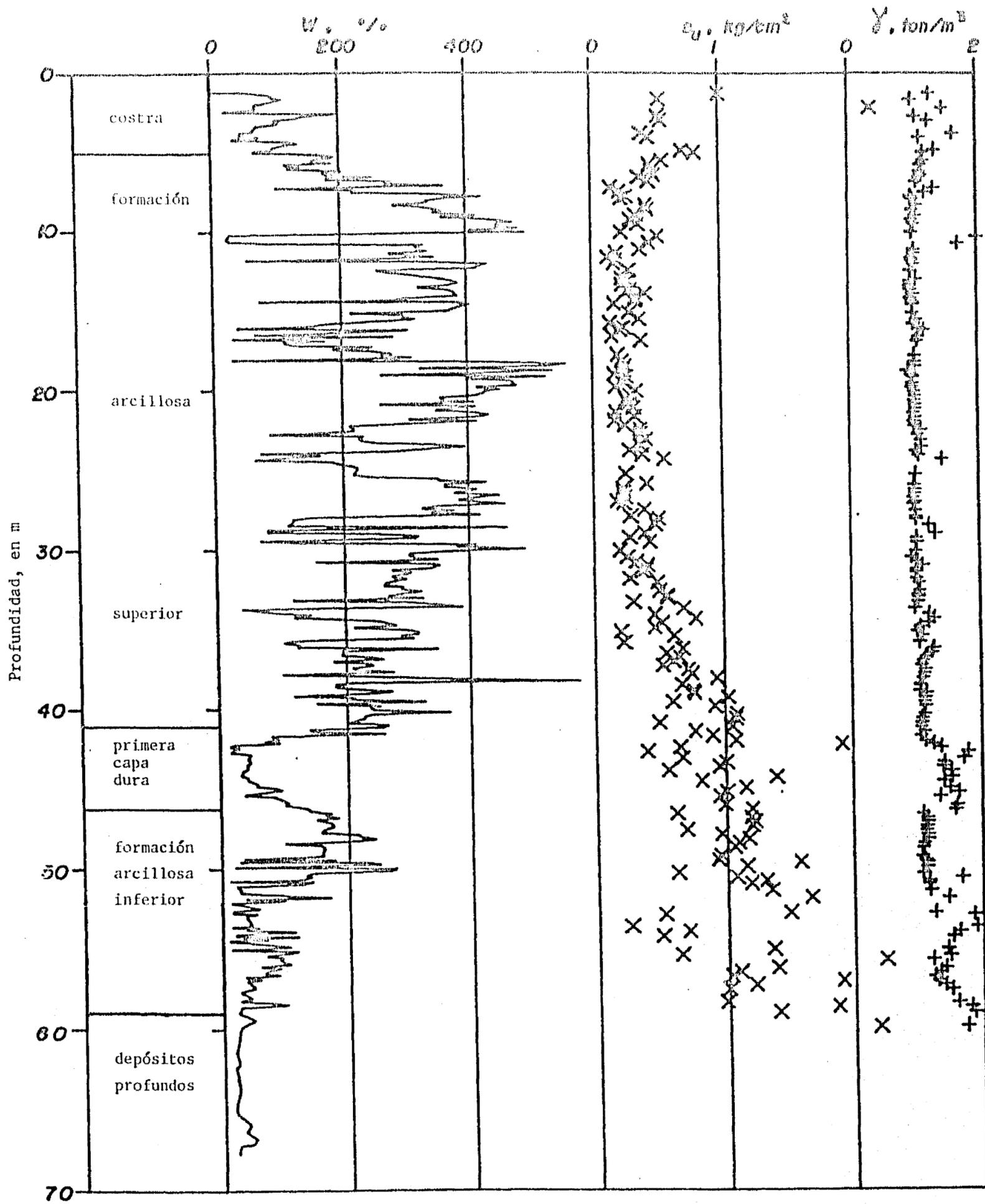


Fig 7.18 Perfil estratigráfico en el sitio CAO

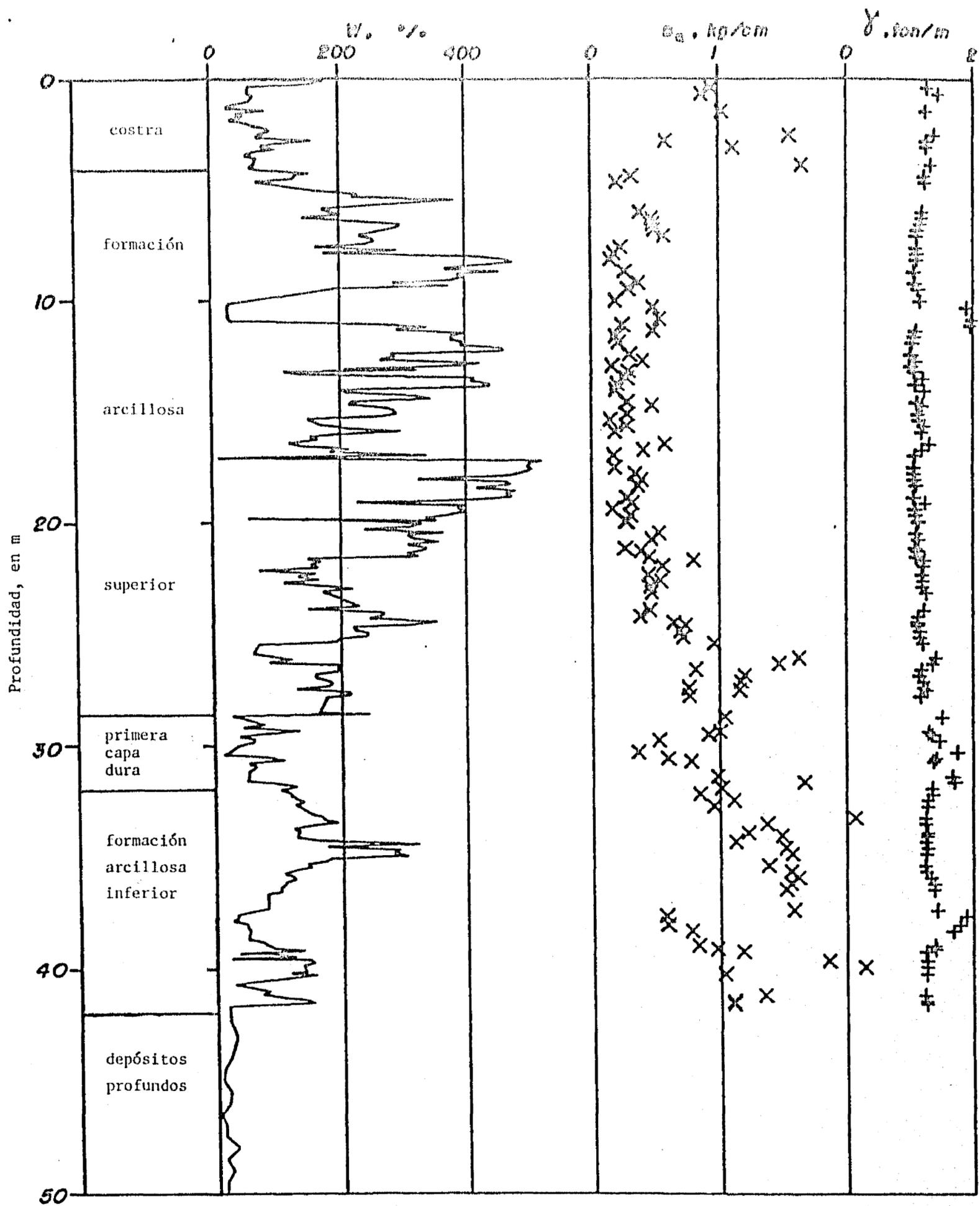


Fig. 7.19 Perfil estratigráfico en el sitio CAF

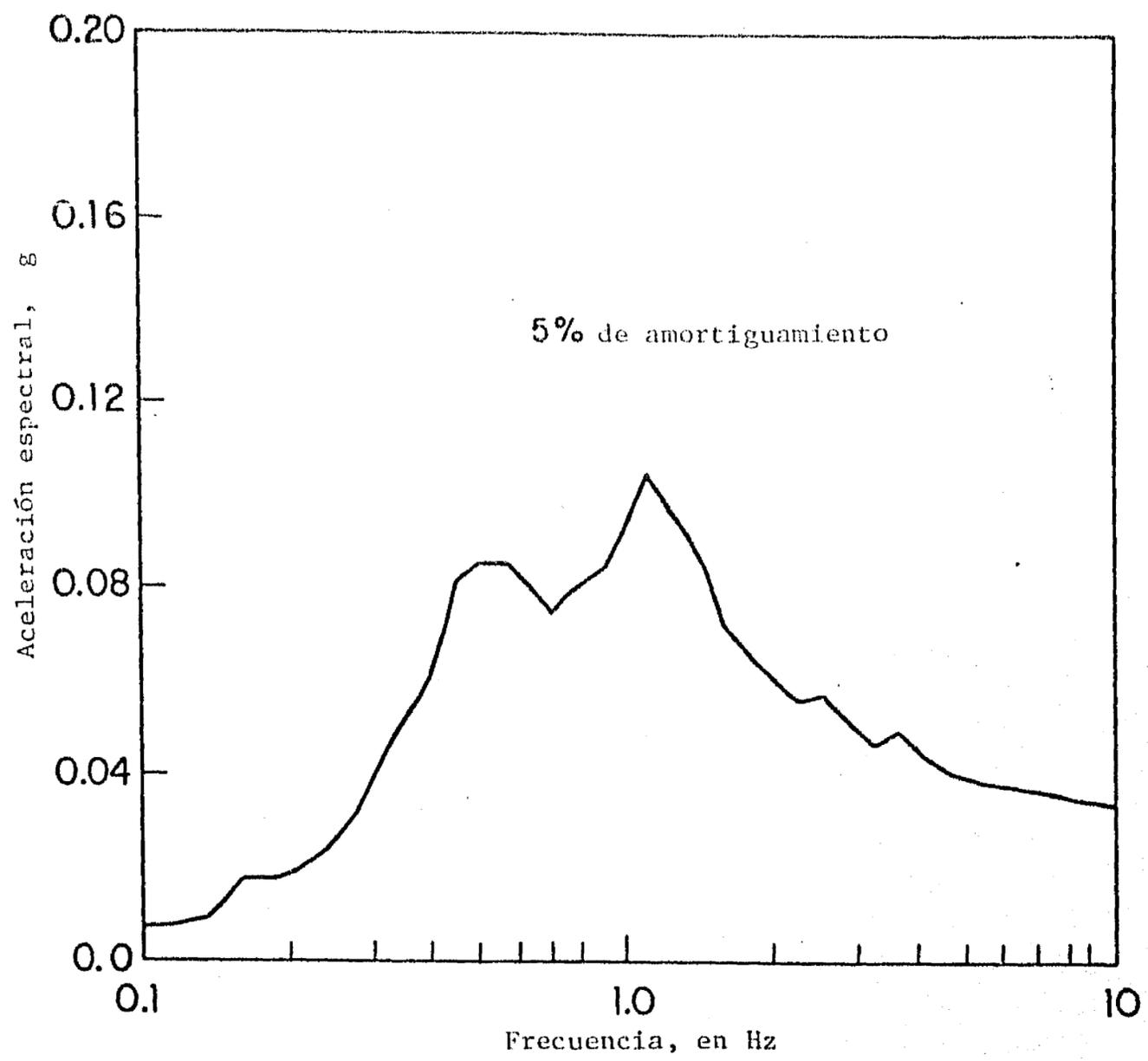


Fig 7.20 Espectro de respuesta de aceleraciones totales del promedio de los acelerogramas de Ciudad Universitaria

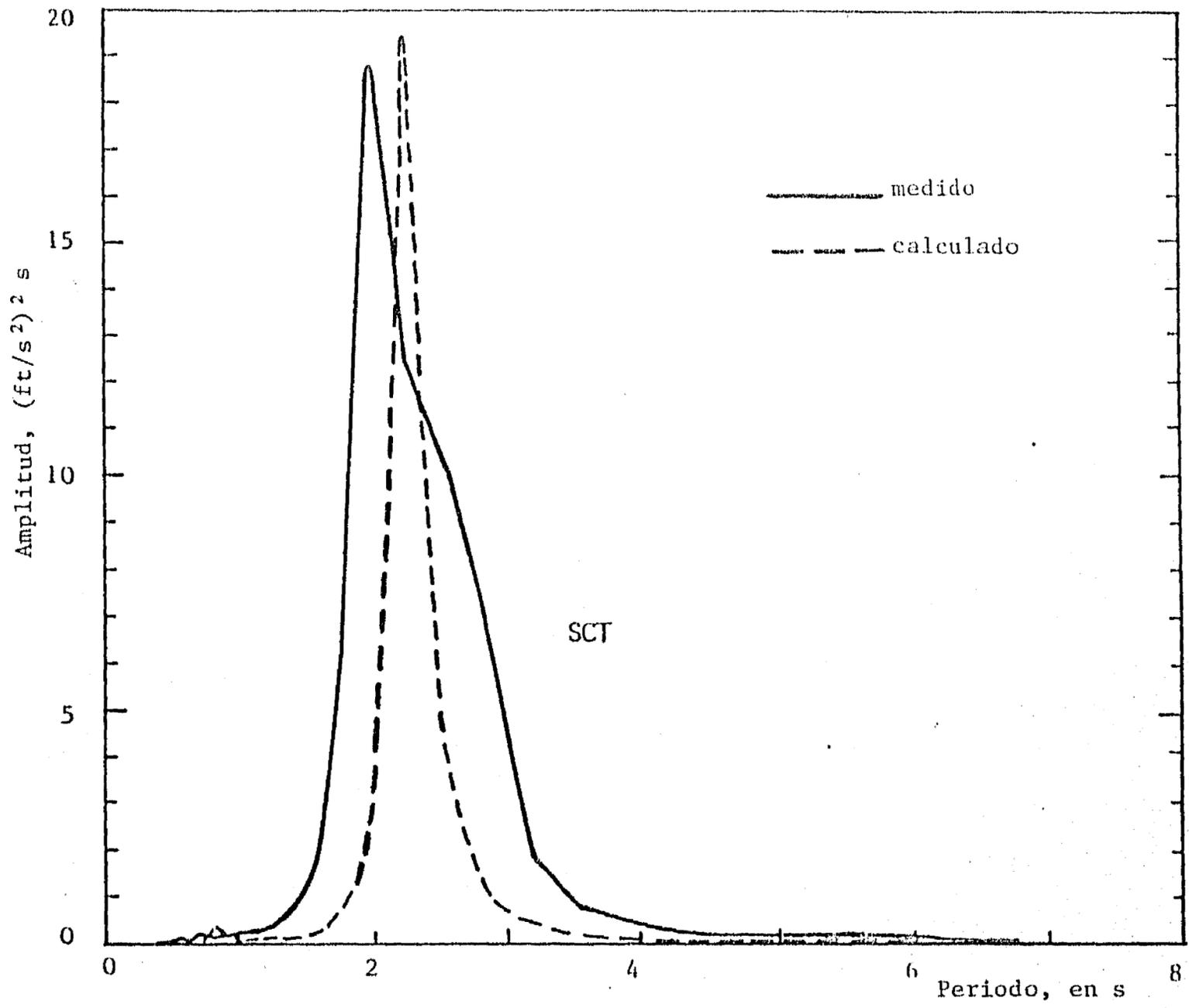


Fig 7.21 Espectros de potencia de aceleraciones totales, Sitio SCT

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

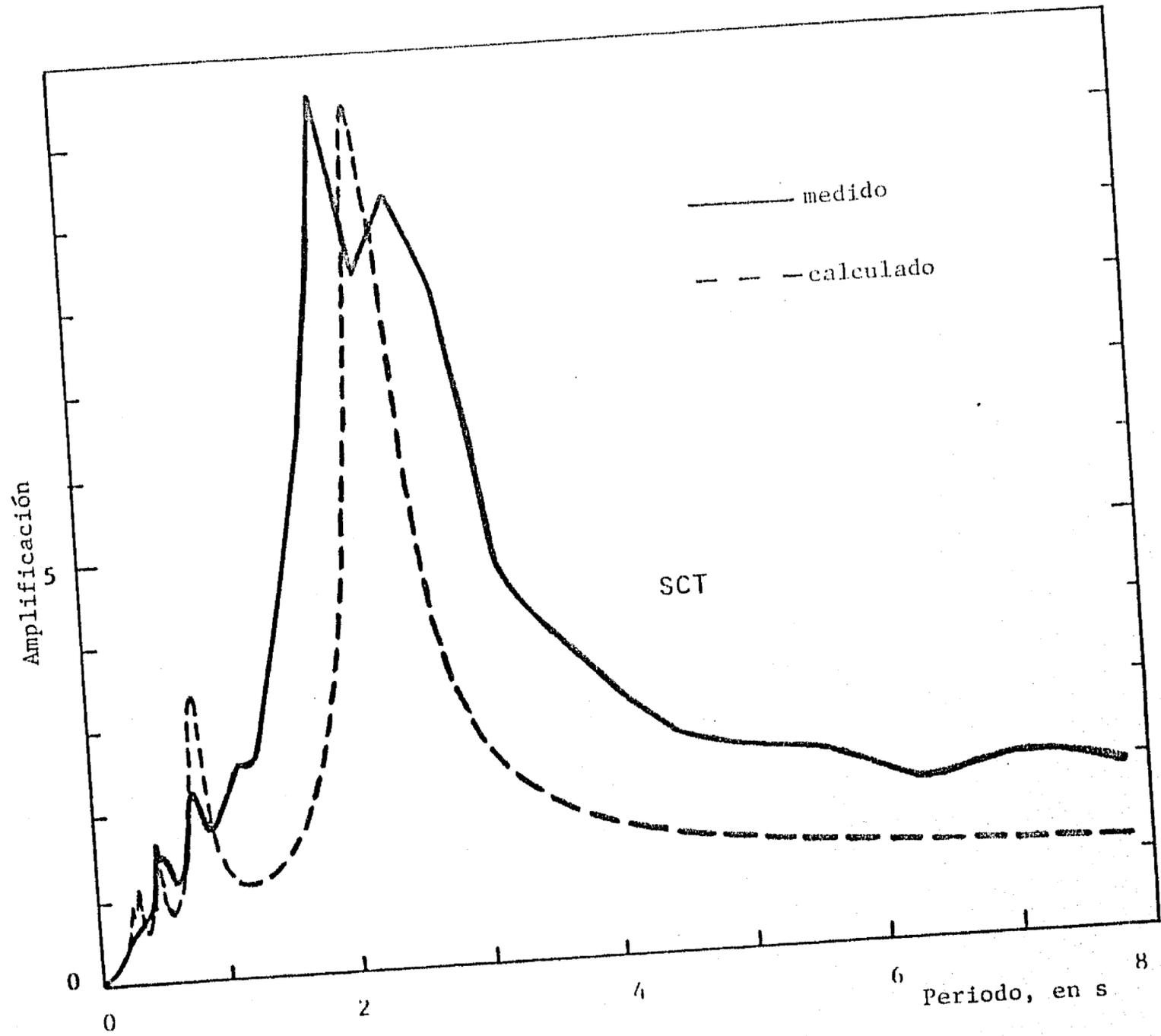


Fig 7.22 Funciones de amplificación de aceleraciones totales, Sitio SCT

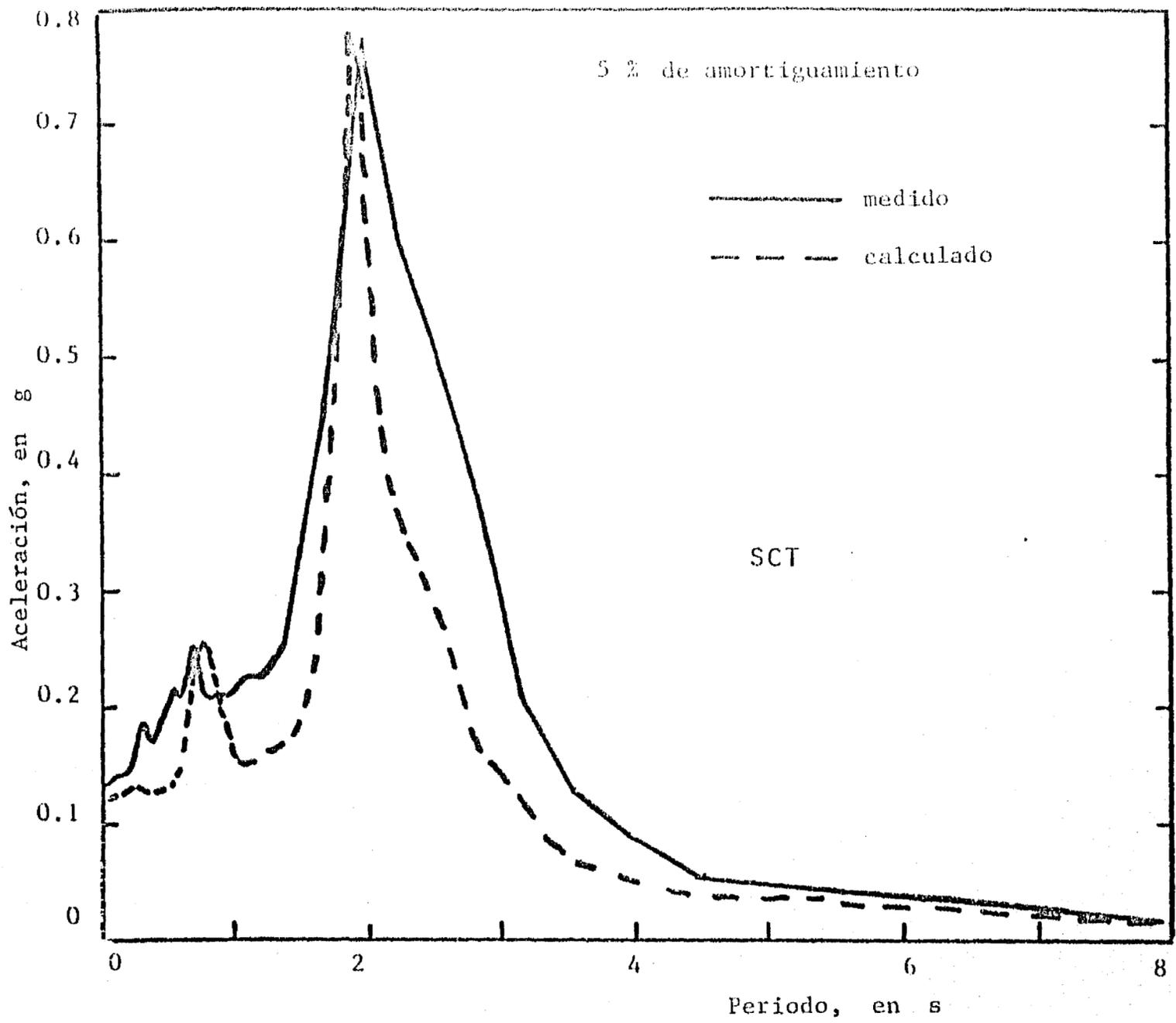


Fig 7.23 Espectros de respuesta de aceleraciones totales, Sitio SCT

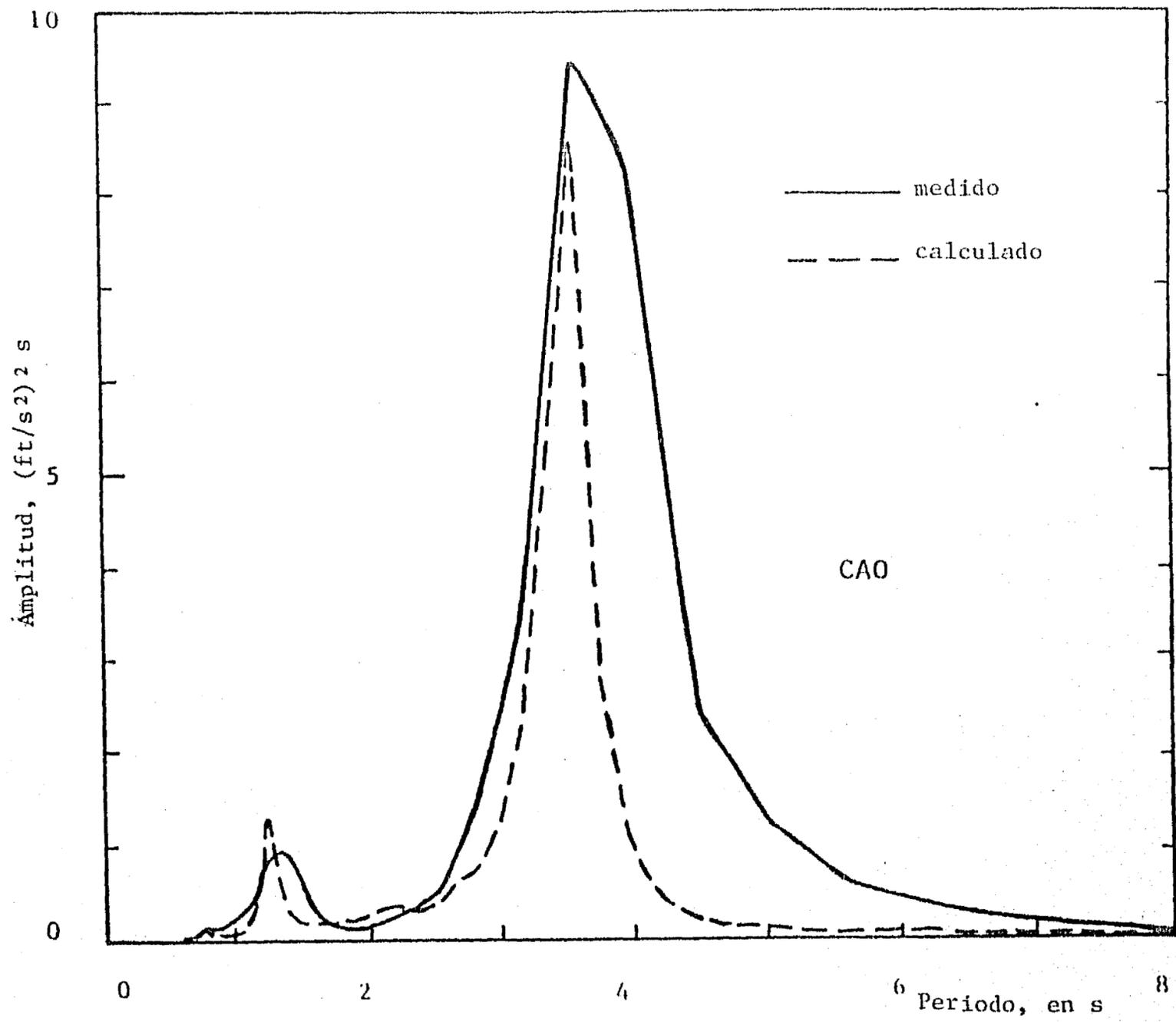


Fig 7.24 Espectros de potencia de aceleraciones totales, Sitio CAO

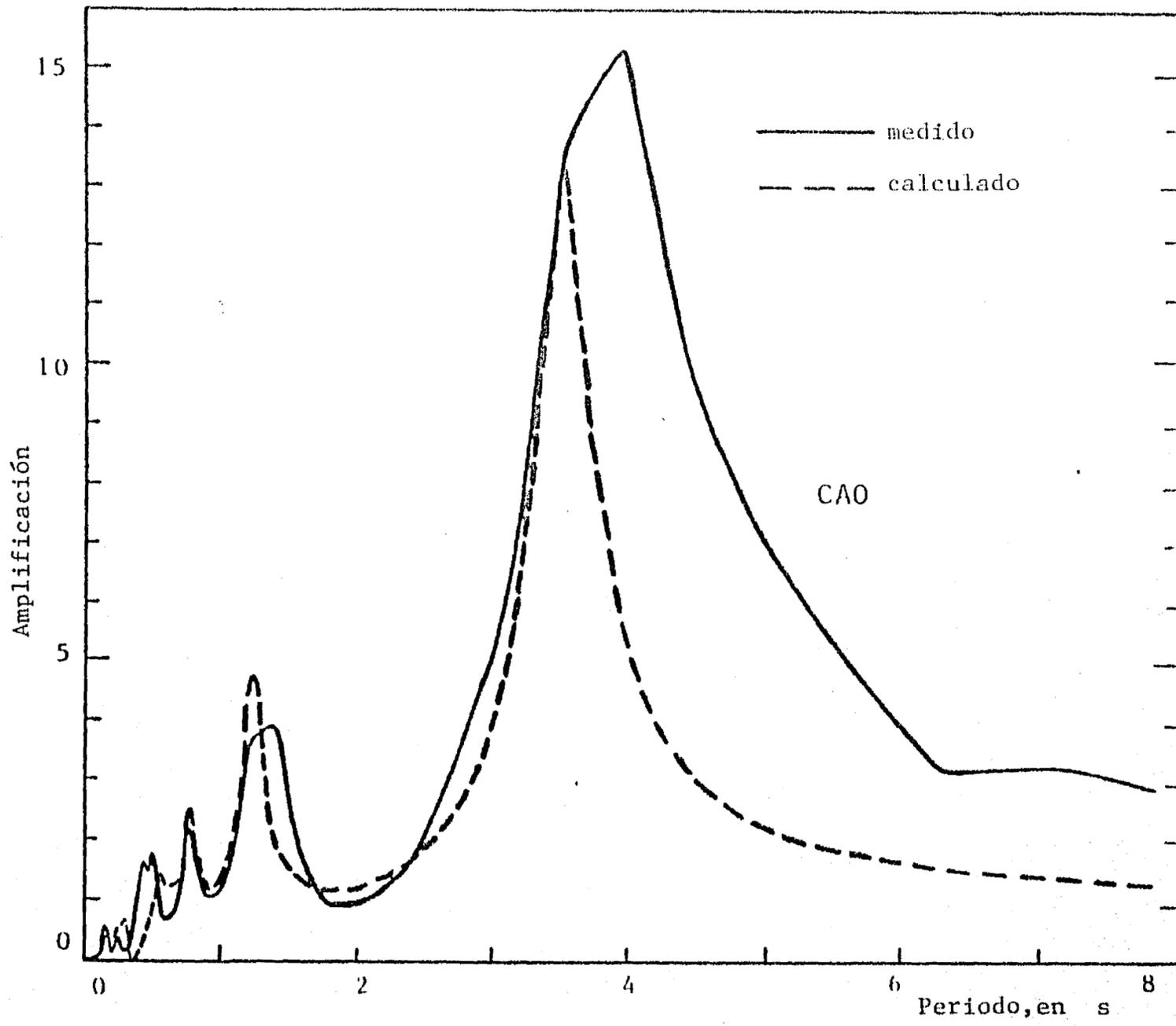


Fig 7.25 Funciones de amplificación de aceleraciones totales, Sitio CAO

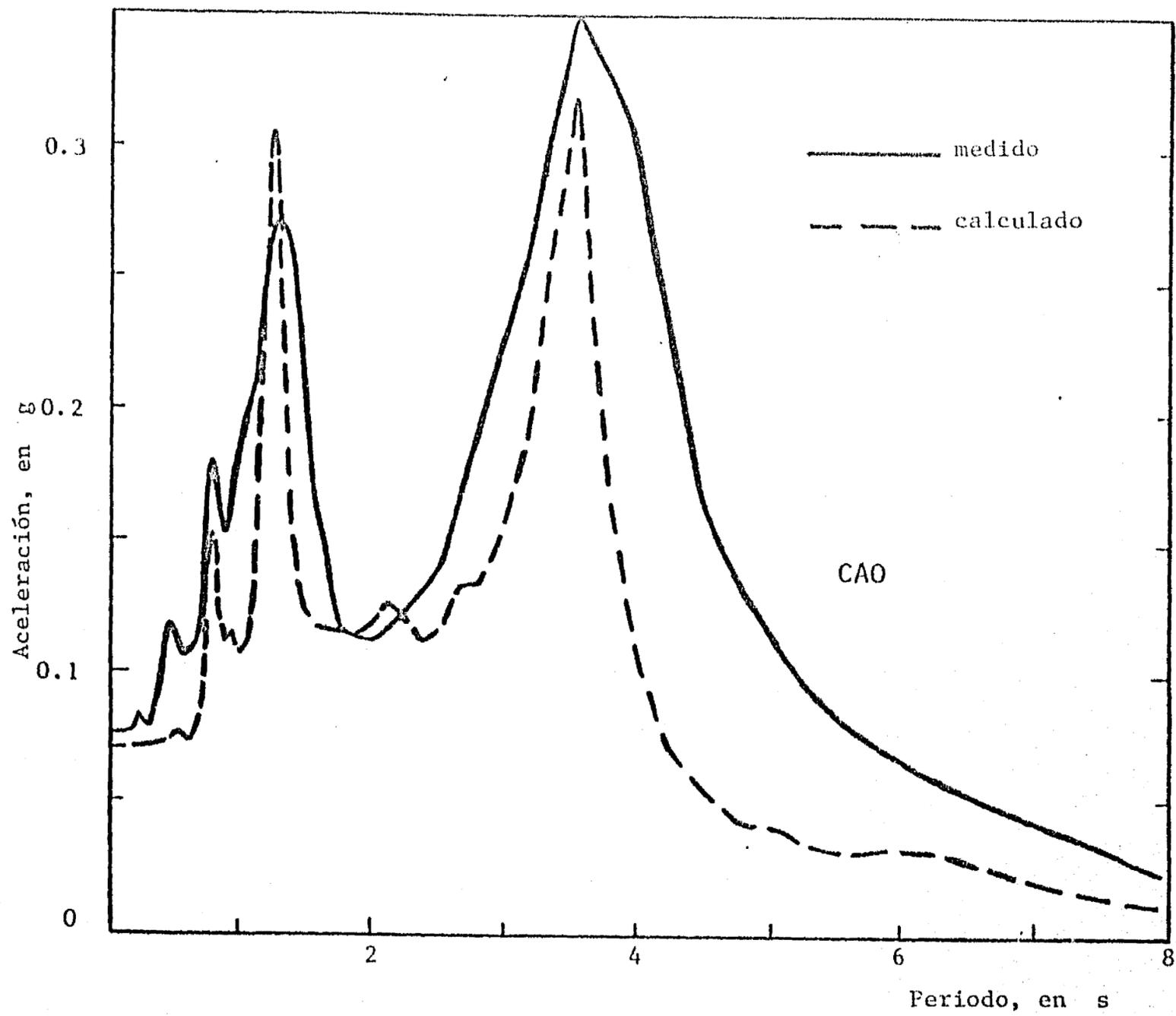


Fig 7.26 Espectros de respuesta de aceleraciones totales, Sitio CAO

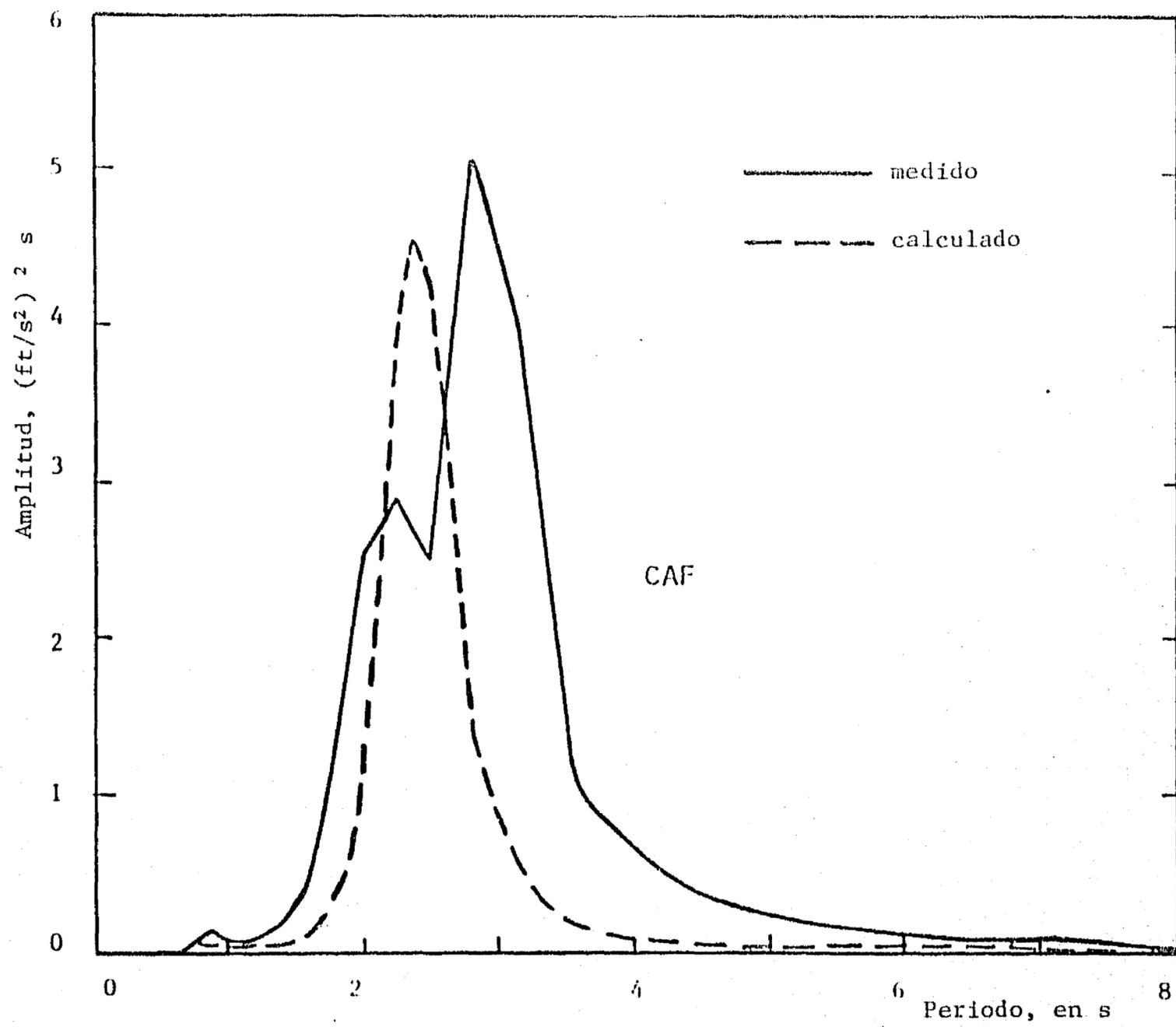


Fig 7.27 Espectros de potencia de aceleraciones totales, Sitio CAF

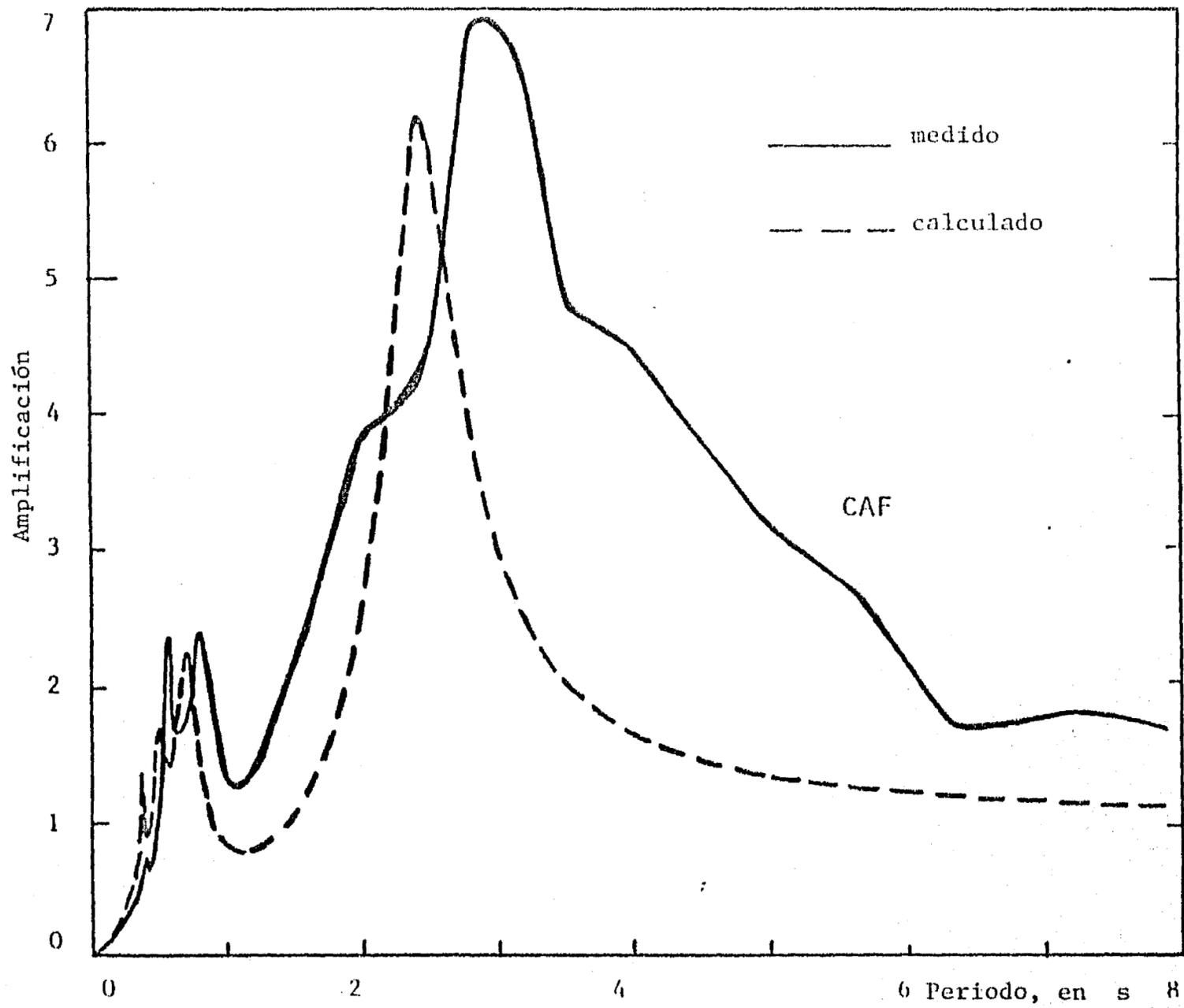


Fig 7.28 Funciones de amplificación de aceleraciones totales, Sitio CAF

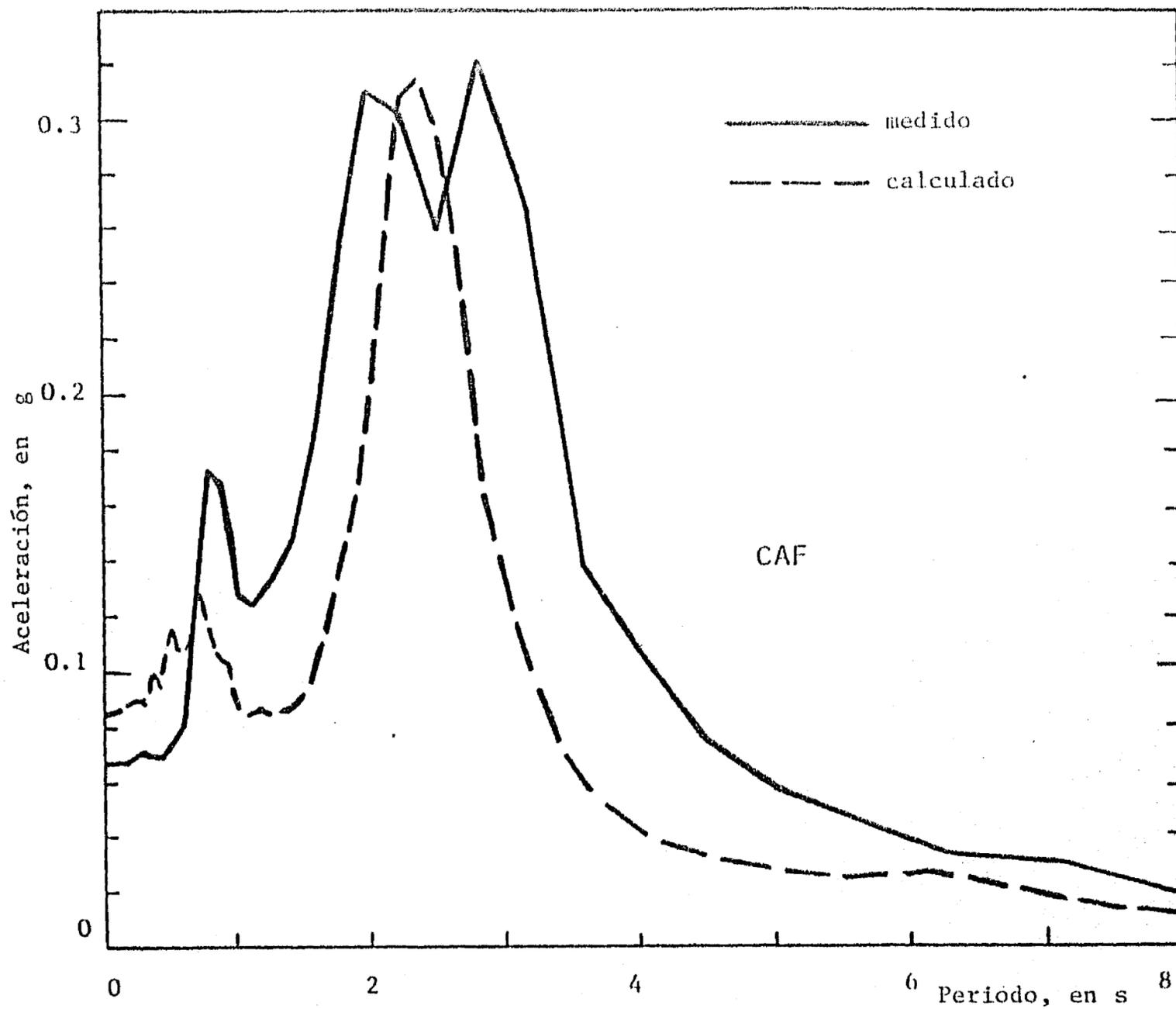


Fig 7.29 Espectros de respuesta de aceleraciones totales, Sitio CAF

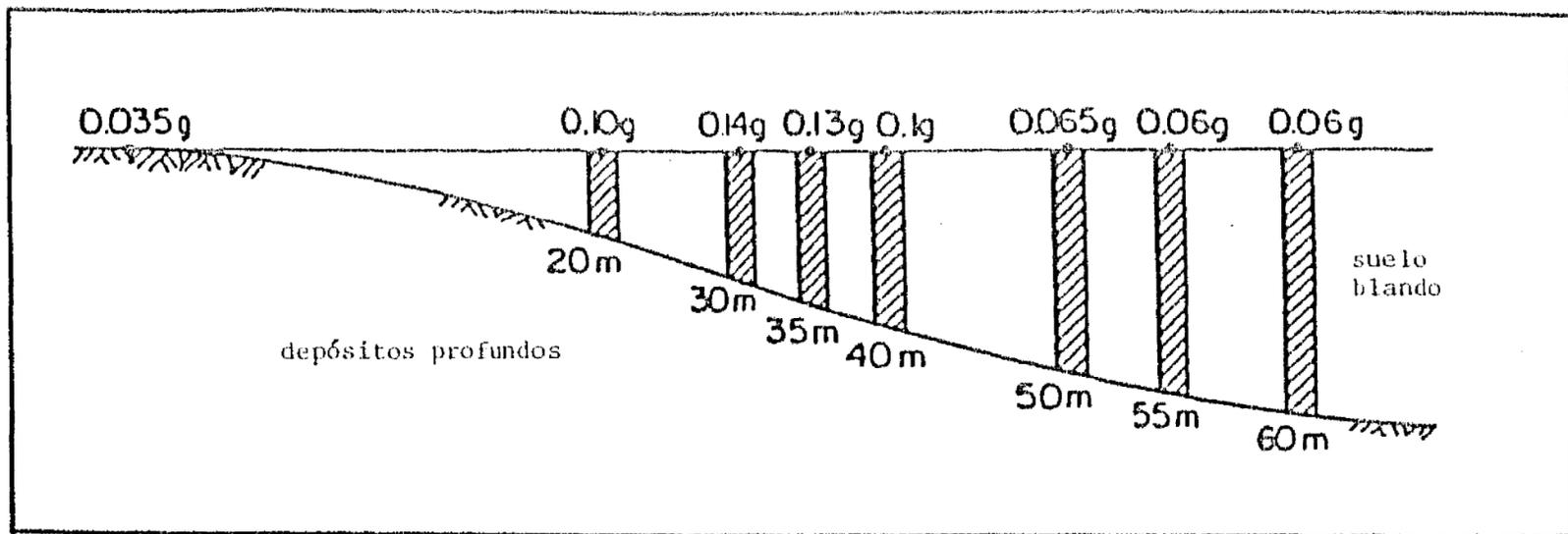


Fig 7.30 Influencia del espesor del depósito de suelo blando en las aceleraciones máximas superficiales del terreno (Romo y Seed, 1986)

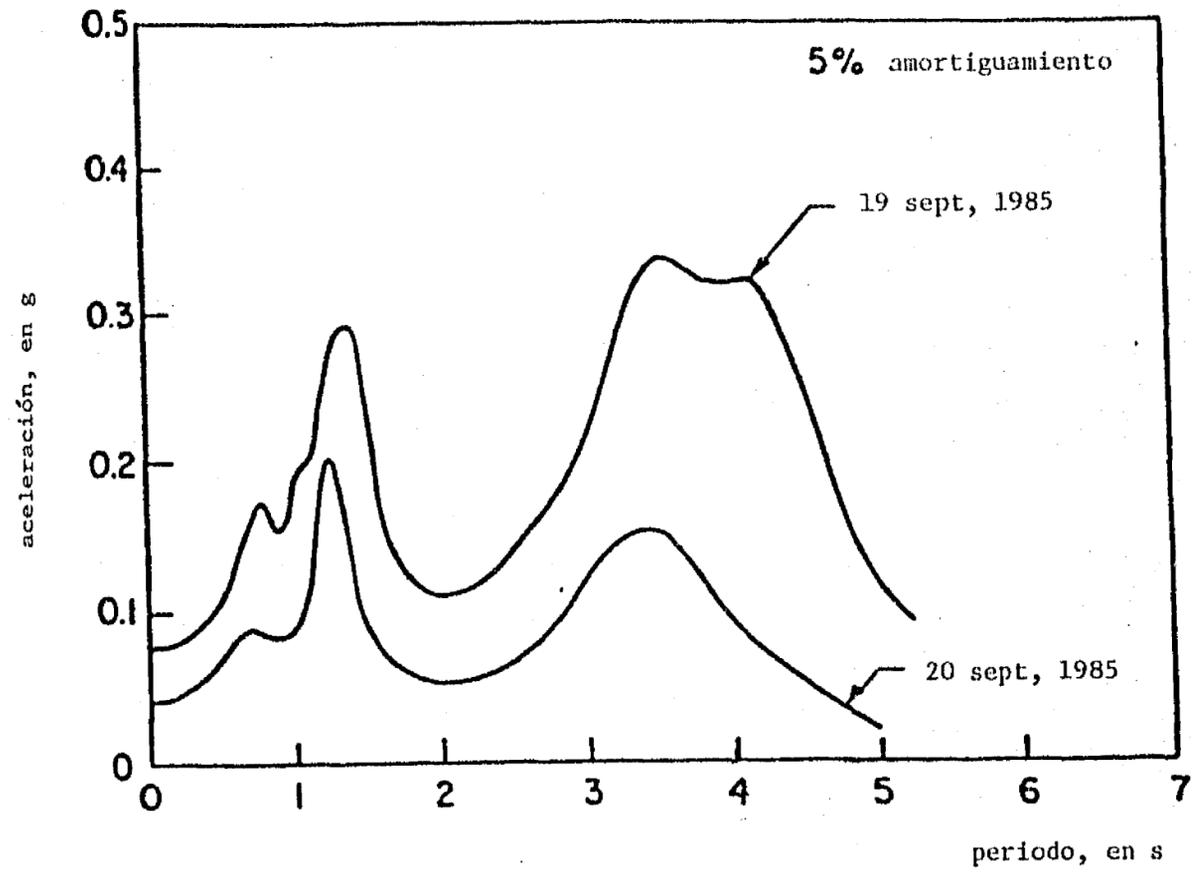


Fig 7.31 Espectros de aceleraciones en la estación CAO, calculados de los registros medidos durante los sismos del 19 y 20 de septiembre, 1985