

01163
1e
2

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MEXICO

EXPLORACION CON CONO ELECTRICO EN LA CIUDAD DE
MEXICO

T E S I S

que presenta

LUIS ENRIQUE MONTAÑEZ CARTAXO

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(Mecánica de Suelos)

J U R A D O

01163
1983

- DR. RAUL J. MARSAL CORDOBA . .
- ING. GUILLERMO SPRINGALL CARAM
- DR. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ
- DR. LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS
- Me n I GABRIEL AUVINET GUICHARD

Raúl Marsal
Guillermo Springall
J. Abraham Díaz
Leonardo Zeevaert
Gabriel Auvinet

Cd. Universitaria, D. F. Agosto de 1983

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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

CONTENIDO

1. INTRODUCCION

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Objetivos
- 1.3 Alcances

2. CONO HOLANDES

- 2.1 Reseña histórica
- 2.2 Operación de los conos mecánicos y eléctricos
- 2.3 Ventajas y desventajas de los conos mecánicos
- 2.4 Ventajas y desventajas del cono eléctrico
- 2.5 Descripción del cono eléctrico usado en este trabajo

3. RESISTENCIA DE PUNTA VS RESISTENCIA NO DRENADA

- 3.1 Determinación de la resistencia no drenada en el laboratorio
 - 3.1.1 Prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU)
 - 3.1.2 Prueba de compresión simple
 - 3.1.3 Prueba con torcómetro
 - 3.1.4 Comparación entre c_{uu} , c_u y c_t
- 3.2 Medición indirecta de resistencia no drenada con el cono eléctrico
 - 3.2.1 Relaciones $q_c - s_u$
 - 3.2.2 Variables que afectan la resistencia de punta, q_c

4. EXPLORACION DEL SUBSUELO

- 4.1 Breve descripción del subsuelo de la Ciudad de México
- 4.2 Sondeo realizados
- 4.3 Eje Tezontle
- 4.4 Eje Cuauhtémoc
- 4.5 Reforma y Río de la Plata

5. SONDEOS CON CONO ELECTRICO

5.1 Eje Tezontle

5.2 Eje Cuauhtémoc

5.3 Reforma y Río de la Plata

6. COMPARACION ENTRE SONDEOS CON CONO Y SONDEOS CON MUESTREO

6.1 Eje Tezontle

6.2 Eje Cuauhtémoc

6.3 Reforma y Río de la Plata

6.4 Resumen y comentarios

7. CONCLUSIONES

8. RECONOCIMIENTOS

9. REFERENCIAS

APENDICE A. EJECUCION DE UN SONDEO CON CONO ELECTRICO

APENDICE B. INFORMACION ADICIONAL DERIVADA DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

B.1 Relaciones c_{uu}/c_t y c_{uu}/c_u

B.2 Relaciones M_i vs s_u

NOTACION

| | |
|-------------------------|--|
| B | Diámetro del cono o ancho de la cuña |
| c_t | Resistencia al corte medida con torcómetro |
| c_u | Resistencia no drenada en compresión simple |
| c_{uu} | Resistencia no drenada en prueba de compresión triaxial UU |
| CV | Coefficiente de variación |
| D | Profundidad |
| f_s | Fricción medida con el penetrómetro |
| I_p | Índice de plasticidad |
| I_r | Índice de rigidez del suelo |
| K | Coefficiente de correlación ($K_{uu} = q_c / c_{uu}$, $K_t = q_c / c_t$) |
| M_i | Módulo de deformación tangente inicial |
| N_k | Factor de cono |
| q_c | Resistencia de punta medida con el cono |
| s | Desviación estándar |
| s_u | Resistencia no drenada de laboratorio |
| u | Presión de poro |
| v | Velocidad de hincado del cono |
| \bar{x} | Promedio |
| z | Profundidad |
| α, θ | Semiángulo sólido del cono o de la cuña |
| γ | Peso volumétrico |
| δ | Ángulo de fricción cono-suelo |
| ϵ_f | Deformación unitaria en la falla |
| ϕ | Ángulo de fricción interna |
| ν | Relación de Poisson |
| w | Contenido de agua |
| w_L | Límite líquido |
| w_p | Límite plástico |
| σ_c | Presión confinante |
| σ_h | Esfuerzo total horizontal |
| σ_v | Esfuerzo total vertical |
| $\bar{\sigma}, \sigma'$ | Esfuerzo efectivo |
| $\bar{\sigma}_{pc}$ | Esfuerzo de preconsolidación |
| ad | Adaptado de |
| NAF | Nivel de agua freática |
| REC | Porcentaje de recuperación = longitud de muestra recuperada / longitud hincada |

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

El estudio de las propiedades de los suelos in-situ tiene una larga historia dentro del marco de la ingeniería de cimentaciones, dado - que desde antes del desarrollo de la mecánica de suelos ya se hacían pruebas de carga de diversos tipos. Métodos de exploración similares a los actuales de penetración estándar, SPT, y de penetración con cono, CPT, ya se utilizaban en la década de los treinta y se habían - generado procedimientos de diseño basados en correlaciones empíricas. En la década de los cuarentas se desarrolló en Suecia la prueba de - veleta para "medir" la resistencia de los suelos in-situ. El interés por evaluar estos procedimientos de exploración y de otros más recien - tes, como el uso del presiómetro, ha aumentado considerablemente en los últimos años [Ladd et al (1977)].

El penetrómetro estático o cono holandés se desarrolló en la década de los treinta en los Países Bajos con el fin de estudiar exhaustivamente los suelos blandos que ahí abundan y sobre los que habría de construirse la red carretera holandesa actual. Paralelamente empezó a estudiarse la posibilidad de determinar la profundidad de desplante de las cimentaciones piloteadas con base en los registros de resistencia a la penetración con cono. A partir de 1945 se intensificó notablemente la exploración con cono para cimentaciones con pilotes

hincados, al grado de que hoy en día en Holanda se hacen alrededor de 80,000 sondeos con cono anualmente, y las profundidades de desplante y las capacidades de carga de punta se determinan con base en los resultados de los sondeos y a través de relaciones semiempíricas derivadas de la teoría de capacidad de carga de Terzaghi.

El penetrómetro estático o cono holandés ha probado ser un instrumento útil para conocer la estratigrafía detallada de un sitio. Además, la resistencia que ofrece el suelo a la penetración del cono es indicativa de la resistencia en condiciones no drenadas de suelos arcillosos [Sanglerat (1972) y Schmertmann (1975) y (1978)].

La capacidad de empuje de las máquinas con las que se hincan los conos ha ido en aumento constante. También la forma del penetrómetro se ha modificado al paso del tiempo. Actualmente existen dos tipos de penetrómetros estáticos: el mecánico y el eléctrico. Este ofrece ventajas considerables sobre el primero, principalmente en cuanto a la información que se obtiene de la resistencia del suelo y porque es factible hincarlo con una perforadora de suelos convencional.

1.2 *Objetivos*

Dado el gran éxito técnico que ha tenido la exploración con cono en Europa y tomando en cuenta que la Ciudad de México está construida sobre arcillas blandas fácilmente sondeables con un penetrómetro estático, se ha considerado que la utilización de esta herramienta puede ser de gran utilidad para diversificar y mejorar los métodos exploratorios empleados actualmente en México.

El propósito fundamental de este trabajo es el de mostrar algunos ejemplos de recientes exploraciones con cono eléctrico en la Ciudad de México y poner de manifiesto la utilidad y rapidez del procedimiento exploratorio. Se estudiaron dos áreas típicas de zonas blandas para determinar la estratigrafía y correlacionar los perfiles

de resistencia de punta con los de contenido de agua y de resistencia no drenada. También se incluyen los resultados de un estudio hecho en la zona de Transición del subsuelo de la ciudad.

1.3 Alcances

En la primera parte de este trabajo se presenta una breve reseña histórica de la evolución del cono holandés y se describen su funcionamiento, campo de aplicación, ventajas y desventajas. Además, se hace una descripción detallada del cono y del equipo adicional empleados en este estudio.

En el Capítulo 3 se comparan los diferentes métodos de laboratorio -- que usualmente se emplean para determinar la resistencia no drenada, s_u , de arcillas y se justifica la decisión de correlacionar en este estudio la resistencia de punta del cono con las resistencias medidas en prueba triaxial no consolidada-no drenada, c_{uu} , y con torcómetro, c_t . Además, se analizan los tres tipos de correlación resistencia de punta vs resistencia no drenada que, basados en diferentes mecanismos de falla del suelo, aparecen en la literatura y se fundamenta la elección de una de estas correlaciones como herramienta de trabajo.

La estratigrafía de dos ejes estudiados y las propiedades índice y mecánicas de los suelos ensayados se presentan en el Capítulo 4. Los ejes son: uno N-S de 2 km de longitud a lo largo de las calles Bucareli y Cuauhtémoc en el centro de la ciudad y el otro E-W a lo largo de 3 km en la Col Agrícola Oriental. Además, se presenta información de otro sondeo efectuado sobre el Paseo de la Reforma, en la Col - - Cuauhtémoc. En el Capítulo 5 se describen los sondeos de cono que se hicieron en los lugares mencionados.

La parte fundamental del trabajo, relativa a las correlaciones cono - estratigrafía, cono-contenido de agua y cono-resistencia no drenada de los suelos estudiados, aparece en el Capítulo 6.

Finalmente, en el Capítulo 7 se presentan las conclusiones del trabajo.

Se incluyen, además, dos apéndices. En el A se hace una descripción de la realización de un sondeo de cono con una perforadora convencional y en el B se presentan algunas correlaciones entre resistencias no drenadas determinadas con pruebas diversas y entre resistencia no drenada y módulo de deformación inicial respectivo.

Antes de pasar al cuerpo propiamente dicho de la tesis es necesario aclarar que en este estudio no se midió la resistencia de fricción del cono por las razones que se señalan en el siguiente capítulo.

2. CONO HOLANDES Y CONO ELECTRICO

2.1 Reseña histórica

Un penetrómetro consiste simplemente en una barra hueca o ciega de metal, esbelta, que se hinca a presión o a percusión en el suelo; dependiendo del método de avance, en el primer caso se trata de un penetrómetro estático y en el segundo de uno dinámico. La idea es medir la resistencia del suelo al paso del penetrómetro y los resultados se presentan en un diagrama de resistencia a la penetración vs profundidad.

A continuación se incluye un breve resumen de la historia del desarrollo del penetrómetro estático, conocido comúnmente como cono holandés.

En la parte occidental y más populosa de Holanda se encuentran suelos aluviales que contienen estratos de arcilla y turba de hasta 20 m de espesor que descansan sobre un estrato competente de arena. Durante la década de los treinta se intensificó el desarrollo carretero de ese país y fue necesario idear un método rápido y barato de exploración de suelos que permitiera conocer la variación de consistencia y compacidad de los suelos con la profundidad. Así nació el primer penetrómetro [Barentsen (1936)], que consistía simplemente en una barra de ϕ 15 mm que se movía libremente dentro de una tubería de gas de ϕ 3/4". En el extremo inferior de la barra se encontraba una pun-

ta cónica de 60° y 10 cm^2 de área en la base. Este juego de tuberías se instalaba en posición vertical en el suelo y se hacía avanzar manualmente la barra interior hasta 15 cm por debajo de la exterior y se medía con un manómetro de Bourdon la presión requerida para esta operación. Después se hacía avanzar la tubería exterior hasta alcanzar nuevamente al cono. El sondeo podía profundizarse aumentando tramos de 1 m a los dos juegos de tubería y podían medirse resistencias hasta de 10 kg/cm^2 a una velocidad de penetración del cono de 1 cm/seg .

En la misma época el penetrómetro holandés empezó a usarse para determinar la profundidad de desplante de cimentaciones piloteadas en Holanda [Laboratory of Soil Mechanics (1936)]. En la fig 1 se observan las dos tuberías y la punta cónica en posición recogida y en posición extendida. En este tipo de exploraciones, además de la presión de hincado del cono en el suelo se medía la presión necesaria para hacer avanzar al conjunto de las dos tuberías, y restando la resistencia de punta se conocía la fricción suelo-barras exteriores acumulada.

Los primeros penetrómetros tenían varias desventajas. Como se hincaban a mano, las máximas resistencias que se podían medir eran muy bajas. Además, al hacer avanzar el cono se generaba un espacio cilíndrico entre la base de la punta y el extremo inferior de la tubería exterior que podía ser rellenado o no con el material circundante o desplazado, provocando mediciones equivocadas de resistencia. Por otro lado, muchas veces el hueco en la tubería exterior por el que pasaba la barra con el cono se llenaba con partículas de material, generando una fricción indeseable entre los dos sistemas de barras. Para aminorar estos problemas, se diseñó una nueva punta cónica con una camisa protectora para evitar la entrada de material al sistema y se fabricaron máquinas ligeras para hincar los penetrómetros, - fig 2 [Vermeiden (1948) y Plantema (1948)]. A este tipo de penetrómetros se les conoce como conos Delft.

Debido a que en muchas ocasiones la medición de la fricción suelo - barras arrojaba resultados ilógicos, sobretodo a medida que los sondeos eran más profundos, Begemann (1953) diseñó un penetrómetro con el que se "mide" la fricción local a la profundidad deseada, fig 3.

Este aparato consta de una punta cónica con camisa protectora más una funda de fricción independiente. Su funcionamiento se describe detalladamente en la sección 2.2.

A pesar de que ya a mediados de los cuarentas Plantema (1948) había diseñado un penetrómetro instrumentado eléctricamente para sustituir la medición hidráulica, hasta hace apenas diez años de Ruiter - (1971) presenta el cono cilíndrico eléctrico tipo Fugro, fig 4, instrumentado con indicadores eléctricos de deformación (strain-gages) para medir simultánea e independientemente la resistencia de punta en el cono y la fricción generada entre funda y suelo.

Aunque se han fabricado penetrómetros estáticos de muchos tipos, tamaños y capacidades a lo largo de tantos años, existe una tendencia hacia la normalización de la geometría. En general, la punta cónica del penetrómetro tiene una base de ϕ 36 mm y 10 cm² de área y un ángulo sólido de 60°, y la funda de fricción en los aparatos Begemann y Fugro es de 36 mm de diámetro exterior y 13 cm de altura, lo que da una superficie lateral de casi 150 cm², figs 3 y 4 [ASTM (1982)].

2.2 Operación de los conos mecánicos y eléctricos

De aquí en adelante se llamará simplemente cono al penetrómetro estático, a menos que se haga la aclaración correspondiente o que se preste a confusión el término.

Los conos mecánicos requieren de dos juegos de tuberías concéntricas, unas barras interiores de ϕ 1.5 cm y otras barras huecas exteriores de ϕ 3.6 cm, que se accionan con un sistema de gatos hidráulicos ins

talados en una máquina semejante a una perforadora de suelos convencional, fig 5. Las barras miden 1 m de longitud y se van acoplando a medida que avanza el cono. Este se hince generalmente a razón de 1-2 cm/seg. Las cargas aplicadas al cono y a la funda (en el caso - Begemann) se miden con celdas hidráulicas de carga y manómetros de Bourdon instalados en la línea de alimentación de los gatos hidráulicos.

El cono Delft se opera de la siguiente manera, fig 2: El cono se avanza 8 cm en el suelo por medio de las barras interiores y se registra la fuerza requerida para ese intervalo; después se hace avanzar 20 cm las barras exteriores y en los últimos 12 cm el cono y las barras penetran juntos. El procedimiento se repite continuamente, - de tal manera que se obtienen mediciones de resistencia a cada 20 cm.

El método de operación de un cono Begemann es el siguiente, fig 3:

- 1) Las barras exteriores se mantienen estacionarias. Se hincan las interiores 4 cm y se obtiene una medición de la resistencia de punta, q_c .
- 2) Se hace avanzar 4 cm más las barras interiores, acoplándose el cono con la funda de fricción en este intervalo, de manera que el cono y la funda se mueven conjuntamente. Se registra la resistencia ofrecida por el suelo, que corresponde a la suma de la de punta, q_c , más la de fricción, f_s .
- 3) Se empujan las barras exteriores 20 cm, lo que hace avanzar a la funda en los últimos 16 cm y al cono en los últimos 12 cm.
- 4) Se repiten los pasos 1 a 3 hasta llegar a la profundidad máxima de exploración, obteniéndose mediciones de resistencia q_c y $(q_c + f_s)$ a cada 20 cm.

La operación del cono eléctrico es muy sencilla. Sólo se usa un sistema de barras de 1 m y en la primera se acopla el instrumento. Antes de hacer el sondeo se pasa por las barras el cable que conecta

las celdas eléctricas del cono con el puente de Wheatstone que se usa para registrar las cargas aplicadas. Se instala la primera barra en la máquina equipada con gatos hidráulicos para hacer avanzar el cono y se inicia el sondeo. Se acoplan nuevas barras a medida que el cono penetra en el terreno, hasta llegar a la profundidad deseada. Con equipo electrónico puede obtenerse un registro casi continuo de q_c y f_s (@ 5-20 cm) si se apuntan las lecturas del puente manualmente, o continuo si se cuenta con un sofisticado y costoso equipo electrónico adicional (computadora, impresora, graficador, etc) [de Ruitter - (1981)].

2.3 Ventajas y desventajas de los conos mecánicos

La simplicidad del equipo y del método de operación resulta ventajoso en los conos mecánicos. La experiencia acumulada a través de los años por ingenieros de varios países ha demostrado que se obtienen resultados confiables con el cono mecánico, siempre y cuando se hagan sondeos cuidadosos. El equipo para hincar el cono, fig 5, es relativamente ligero y puede ser transportado fácilmente y a bajo costo a sitios lejanos. En general el mantenimiento del equipo es muy sencillo y lo pueden hacer los mismos operadores.

A pesar de todo lo anterior, los conos mecánicos presentan ciertas desventajas, las cuales se resumen a continuación [de Ruitter (1971)].

En caso de que penetre material entre las barras interiores y exteriores o que éstas se hallen oxidadas puede desarrollarse fricción entre los dos sistemas de barras y por consiguiente la presión medida en los manómetros no corresponderá exclusivamente a la resistencia del suelo.

Al penetrar estratos muy duros pueden aplicarse cargas de 10 ton o más y si esto sucede a profundidades grandes la compresión elástica de la sarta interior es considerable. Fácilmente puede calcularse que si se aplica una carga de 10 ton estando el cono a 30 m de pro-

fundidad las barras interiores sufrirán un acortamiento de 8.5 cm, lo que produce que el cono Delft no sobresalga de las barras exteriores, interfiriendo así con la medición correcta de la resistencia de punta. Resulta evidente que este problema es más crítico en el cono Begemann, ya que el avance libre del cono es de sólo 4 cm.

Además de las desventajas apuntadas en el párrafo anterior el cono Begemann tiene otras más. Al avanzar la punta, el suelo llenará el espacio dejado entre el cono y la funda de fricción, fig 3; por lo tanto, la medición de fricción incluye, además, alguna contribución de "punta" en la parte inferior de la funda. Esto puede ser despreciable en suelos arcillosos pero en arenas puede afectar significativamente los resultados. Por otro lado, la fricción se obtiene restando la resistencia de punta del valor combinando de q_c y f_s , pero la q_c usada en la resta se determina a una profundidad ligeramente mayor y puede no corresponder exactamente a la contribución de q_c en la medición combinada. Este problema es más importante en suelos finamente estratificados pero también puede ser de consideración en estratos arenosos que presenten variaciones grandes y frecuentes de q_c .

2.4 Ventajas y desventajas del cono eléctrico

Las principales ventajas del cono eléctrico se resumen a continuación:

- 1) Al usar sólo un sistema de barras, en vez de dos como en los conos mecánicos, se elimina la fricción entre barras.
- 2) Con el cono eléctrico se obtiene un registro casi continuo o continuo de q_c y de f_s y por lo tanto una visión más detallada de la estratigrafía que con los conos mecánicos.
- 3) La medición directa de f_s elimina la necesidad de restar q_c de la medición combinada de q_c y f_s como en los conos mecánicos, y evita los errores que esto implica.

- 4) El cono eléctrico puede hincarse fácilmente con una perforadora convencional de mecánica de suelos, usando barras de perforación EW (ϕ 34.9 mm). Esto implica una reducción notable en el costo del equipo ya que sólo es necesario adquirir el cono y el puente de Wheatstone y no la máquina de hincado como en los conos mecánicos.
- 5) Los conos eléctricos pueden instrumentarse para diversas cargas máximas y sensibilidades, por lo que pueden obtenerse registros muy finos en suelos de baja resistencia, $q_c \leq 15 \text{ kg/cm}^2$, como las arcillas de la Ciudad de México.
- 6) Además de las celdas de carga para medir q_c y f_s , los conos eléctricos pueden instrumentarse con celdas eléctricas para medir desviaciones de la vertical, presiones de poro, variaciones de temperatura, etc [de Ruitter (1981)].

Los conos eléctricos también presentan ciertas desventajas importantes en comparación con los mecánicos:

- 1) El sistema electrónico es complicado y delicado y en consecuencia requiere de un taller electrónico con personal calificado para la calibración y el mantenimiento del equipo. Esto obliga a que en el campo también los operadores tengan un conocimiento mínimo del equipo y que puedan percibir el funcionamiento defectuoso del aparato.
- 2) Si el cono es de baja capacidad, 1-2 ton, cualquier estrato de resistencia media a alta puede provocar un incremento repentino de q_c y dañar las celdas eléctricas, en cuyo caso es necesario reinstrumentar el cono.

2.5 Descripción del cono eléctrico usado en este trabajo

Para este estudio se utilizó un penetrómetro eléctrico como el descrito por de Ruitter (1971); en la fig 6 se presenta un corte de un

aparato semejante [Santoyo (1980)]. El cono se atornilla al elemento sensible, el cual tiene un escalón en la parte superior, sobre el que se apoya la funda de fricción. Al hacer avanzar el penetrómetro en el suelo, la parte inferior del elemento sensible se comprime, mientras que la fricción suelo-funda obliga a que la parte superior del mismo elemento se elongue. Este está instrumentado con straingages que transmiten la señal a través del cable a un puente de Wheatstone de dos canales para medir en uno la fuerza en la punta y en el otro la fuerza de fricción. Las resistencias de punta y de fricción se calculan dividiendo las fuerzas medidas entre el área de la base del cono y entre la superficie de la funda, respectivamente.

Para hincar el penetrómetro en el terreno se usaron perforadoras convencionales de mecánica de suelos, Longyear 34 en los dos ejes estudiados y Central Mine Equipment (CME) 55 en el sondeo de la Colonia Cuahutémoc (Capítulo 5). Se trabajó con barras estándar de perforación EW (ϕ 34.9 mm) de 10 pies (3.05 m) de longitud dado que en la práctica es mejor utilizar barras largas porque se tienen menos conexiones y disminuye el riesgo de dañar el cable al pasarlo a través de ellas y durante la operación (ver Anexo A).

En los dos primeros sondeos con cono realizados en el Eje Tezontle (sección 5.1) se midieron las resistencias q_c y f_s con el cono, pero en los dos casos se alcanzó la resistencia de fricción máxima para la cual estaba diseñada la celda respectiva (2 kg/cm^2). Por tal motivo se decidió reinstrumentar el penetrómetro para medir f_s hasta de 10 kg/cm^2 y tener un amplio margen de seguridad. Sin embargo, en el siguiente sondeo la "fricción" medida rebasó nuevamente la capacidad de la celda. Apparently el cono perdió la verticalidad al encontrar algún estrato resistente y esto hizo que la celda midiera la fricción suelo-funda normal más una fricción extra por "derrapamiento".

En la literatura se reportan otras exploraciones en las que también se han tenido problemas con la medición de la fricción y su interpretación [Baligh et al (1980)]. De Ruiters (1981) afirma que es común la imprecisión de f_s en comparación con q_c , sobre todo en suelos finos, y recomienda ser precavidos en el uso cuantitativo de f_s . Además, la medición de la fricción sólo se usa para correlacionar la relación f_s/q_c con la estratigrafía [Douglas y Olsen (1981)].

Por la experiencia tenida en los primeros sondeos y por lo expresado en el párrafo anterior, además de que junto a los sondeos de como presentados en esta tesis se hicieron sondeos con recuperación continua de muestras para conocer la estratigrafía, se optó por no medir la resistencia de fricción.

3. RESISTENCIA DE PUNTA VS RESISTENCIA NO DRENADA

3.1 *Determinación de la resistencia no drenada en el laboratorio*

Cuando se piensa en correlacionar la resistencia de punta del cono, q_c , con la resistencia no drenada, s_u , de un suelo arcilloso surge la siguiente pregunta ¿cuál es la resistencia no drenada que debe tomarse como referencia? En casi todos los casos presentados en la literatura se ha relacionado q_c con la resistencia medida en prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU) en el laboratorio o con la resistencia medida con veleta in-situ.

No se pretende en la primera sección de este capítulo disertar sobre cuál de las pruebas de laboratorio o de campo es la que refleja la verdadera resistencia del suelo. En cambio se presentan los procedimientos más comunes para medir s_u en el laboratorio y se justifica el patrón de comparación usado en este estudio.

3.1.1 Prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU)

En este tipo de prueba el espécimen se lleva a la falla en una cámara triaxial sin permitir que la muestra drene en ningún momento. La manera práctica de lograr esto es que la base y la tapa de la muestra sean ciegas, es decir, que no se usen piedras porosas conectadas a algún sistema de drenaje aunque éste permanezca cerrado. Así, si la muestra está 100 % saturada, no podrá consolidarse durante la e-

tapa de aplicación del esfuerzo confinante ni se reducirán los esfuerzos capilares por contacto del espécimen con agua. En la etapa de falla, o sea, al aplicar el esfuerzo desviador, tampoco podrá drenar la muestra, alcanzándose la falla en condiciones no drenadas.

Usualmente la muestra se lleva a la falla en 10-20 min con velocidad de deformación controlada y no se mide la presión de poro durante el ensaye. Por lo tanto, los resultados se expresan en términos de esfuerzos totales.

Los esfuerzos totales y efectivos y las presiones de poro que se desarrollan durante cada una de las etapas de la prueba se presentan esquemáticamente en la fig 7. Nótese que en muestras inalteradas se desarrolla en su superficie un estado de tensión capilar, que resulta de la liberación de esfuerzos durante el muestreo. En otras palabras, el agua que se encuentra en contacto con el aire desarrolla tensión, por lo que en la fig 7 se ha marcado con signo negativo la presión de poro residual o inicial. Sin embargo, debe quedar bien claro que se desconoce el estado de presiones de poro en el interior de la muestra y que el signo negativo es un convencionalismo. (La muestra se mantiene íntegra no sólo por la tensión intersticial superficial sino por la cohesión y/o cementación propia del material). Cuando se aplica la presión de confinamiento sin permitir que la muestra drene, se genera una presión de poro positiva, Δu_c , que es igual a la presión de confinamiento aplicada, σ_c , en caso de que la muestra esté 100% saturada; cuando el grado de saturación sea menor que 100% la relación $\Delta u_c/\sigma_c$ será menor que la unidad y dependerá del tipo de suelo y de la historia de carga [Holtz y Kovacs (1981)]. Durante la etapa de aplicación del esfuerzo desviador la presión de poro varía debido a la restricción impuesta al cambio de volumen al no permitir el drenaje; esta presión adicional será positiva si el suelo es contractivo y negativa si el suelo es dilatante. Al momento de la falla se presentan los esfuerzos totales máximos y los efectivos de falla, así como la presión de poro última.

En la fig 7 también se han dibujado los círculos de Mohr de una serie de pruebas UU hechas con arcilla totalmente saturada. Supuestamente las tres muestras tienen el mismo contenido de agua y la misma relación de vacíos y por lo tanto deben tener la misma resistencia, ya que no se ha permitido la consolidación durante los ensayos. De ahí que los tres círculos de Mohr sean del mismo diámetro y en consecuencia la envolvente de falla es una recta horizontal. Nótese en el diagrama de esfuerzos de la fig 7 que el esfuerzo vertical efectivo en la falla, $\bar{\sigma}_{vf}$, no depende de la presión de confinamiento. Como se había dicho antes, la prueba UU da la resistencia en términos de esfuerzos totales y la pendiente de la envolvente de falla es nula, $\phi_{uu}=0$. La ordenada al origen de esta recta define la resistencia no drenada, c_{uu} .

3.1.2 Prueba de compresión simple

Esta prueba, también conocida como de compresión no confinada, es un caso especial de la prueba UU, en el que la presión de confinamiento es nula. Los estados de esfuerzos en este ensayo son semejantes a los mostrados en la fig 7 para la prueba UU, excepto que $\sigma_c=0$, según se indica en la fig 8. Al comparar estos dos diagramas se observa que los esfuerzos efectivos en la falla son idénticos. Por consiguiente, si las condiciones de esfuerzos efectivos son las mismas en ambos casos, las resistencias deben ser iguales.

En la práctica, para que una prueba de compresión simple arroje los mismos resultados que una prueba UU será necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

- 1) El espécimen debe estar 100 % saturado ya que si no es así la compresión del aire presente al aplicar el confinamiento en prueba UU causará un decremento en la relación de vacíos y un consiguiente incremento de la resistencia.

- 2) La muestra no debe contener fisuras ni vetas de limo o arena fina o cualquier otra heterogeneidad. Sin embargo, es muy raro encontrar arcillas preconsolidadas totalmente homogéneas y aun las normalmente consolidadas suelen tener fisuras.
- 3) El espécimen debe llevarse rápidamente a la falla puesto que se trata de una prueba en condiciones no drenadas. Si el tiempo de falla es demasiado grande puede secarse superficialmente la muestra por evaporación, lo que hará aumentar la tensión capilar inicial y en consecuencia se tendrá una resistencia más alta. En general las muestras deben fallarse en 5 a 15 min.

3.1.3 Prueba con torcómetro

Hay otras maneras de medir en el laboratorio la resistencia no drenada de un suelo cohesivo aparte de las pruebas de compresión simple y UU. En cualquier caso se supone que la falla ocurre tan rápidamente que la muestra no alcanza a drenar. Entre este tipo de pruebas destaca la de torcómetro, que por su sencillez y bajo costo se aplica en muchos casos. De hecho, es una prueba en la que no se conoce en ningún momento el estado de esfuerzos en el suelo y se obtiene más bien un índice de resistencia.

El torcómetro es una especie de veleta que se hinca en la muestra inalterada y se hace girar manualmente hasta que el suelo alcanza su máxima resistencia. El aparato, fig 9, tiene un resorte calibrado que permite determinar confiablemente resistencias no drenadas, c_t , hasta de 1 kg/cm² en suelos blandos, según Peck et al (1974).

3.1.4 Comparación entre c_{uu} , c_u y c_t

Como se apuntó en el inciso 3.1.2, para que se tengan los mismos resultados en una prueba UU y en una de compresión simple es necesario que la muestra cumpla con ciertos requisitos, lo cual rara vez sucede. De ahí que, en general, la resistencia c_{uu} de un suelo sea mayor

que c_u . Este es el caso de la arcilla de la Ciudad de México, dado que el suelo se encuentra muchas veces fisurado y contiene numerosos lentes delgados de arena fina, de vidrio y ceniza volcánicos y de microfósiles.

Por otro lado, la resistencia medida con torcómetro, c_t , en la arcilla de la Cd de México queda comprendida entre c_u y c_{uu} , aunque es más bien cercana a esta última (ver Apéndice B). Además, como se tienen tres determinaciones de c_t por cada tubo shelby se cuenta con una gran cantidad de resultados para correlacionar con la resistencia de punta del cono, q_c .

Por lo anterior, se ha descartado para este estudio la comparación entre la resistencia q_c y la de compresión simple, c_u , aunque se hicieron pruebas de este tipo en el Eje Tezontle (sección 4.3).

De acuerdo con lo dicho en el inciso 3.1.1, la resistencia c_{uu} es única, o sea, es independiente de la presión confinante a la que se hagan las pruebas si el suelo está totalmente saturado. Resulta que si se ensaya sólo una muestra a una presión confinante se tendrá el mismo resultado que si se prueban varias muestras con diferentes confinamientos. Por lo tanto, para este estudio las pruebas UU se hicieron fallando sólo una muestra con la presión confinante igual al esfuerzo "efectivo" dado por el esfuerzo por peso propio del material menos la supuesta presión de poro hidrostática. El confinamiento se aplicó con presión de aire en vez de agua, lo que agiliza notablemente la prueba.

3.2 Medición indirecta de resistencia no drenada con el cono eléctrico

3.2.1 Relaciones $q_c - s_u$

Para estimar la resistencia no drenada de laboratorio, s_u , de un suelo arcilloso a partir de la resistencia de punta del cono, q_c , se -

han propuesto varias relaciones semiempíricas. La que más difusión ha tenido y que se ha aplicado en la mayoría de los casos reportados en la literatura es:

$$s_u = \frac{q_c - \gamma z}{N_k} \quad (1)$$

Esta expresión está basada en la teoría de capacidad de carga de Terzaghi aplicada a cimientos profundos; en ella el factor de cono, N_k , es similar al N_c de Terzaghi y γz es el esfuerzo vertical total en el punto en el que se mide q_c [Schmertmann (1978)]. El factor N_k es precisamente el que correlaciona s_u y q_c y depende principalmente de la geometría y de la rugosidad del cono en un suelo determinado, pero además es variable con el tipo de suelo que se esté ensayando [Sanglerat (1972) y Durgunoglu y Mitchell (1975 a)]. La literatura reporta que los valores de N_k fluctúan usualmente entre 5 y 20 para conos eléctricos y entre 10 y 25 para conos mecánicos tipo Delft. Schmertmann (1978) apunta que los valores de N_k en arcillas "promedio" son 10 y 16 para los dos tipos de cono, respectivamente. Algunos ejemplos de la aplicación de la expresión (1) en la práctica se encuentran en Lunne et al (1977) y Kjekstad et al (1978).

Por otra parte, algunos desprecian el término γz de la ecuación (1), de manera que

$$s_u = \frac{q_c}{K} \quad (2)$$

Como en el caso de N_k , el parámetro K varía con el tipo de suelo y con las características del cono y oscila generalmente entre 10 y 25. Ejemplos de correlación práctica de este tipo se encuentran en Bege-mann (1965), Alperstein y Leifer (1976), Koutsoftas y Fisher (1976), Montañez et al (1980), y en la sección 7.3 de Sanglerat (1972).

En los últimos años se ha pretendido interpretar la prueba de cono basándose en teorías de expansión de cavidades [Vesić (1972)], pero sin que hasta la fecha aparezcan en la literatura casos de aplicación, excepto el reportado por La Rochelle et al (1973). Combinando las dos teorías, la de capacidad de carga y la de expansión de una cavidad en un medio puramente cohesivo y elasto-plástico perfecto, Baligh llegó a los resultados mostrados en la fig 10 [Ladd et al (1977)]. Nótese que se hace referencia al índice de rigidez del suelo, $I_r = M_i / 2(1+\nu)c_u$, y al esfuerzo total horizontal, σ_h , y que los resultados son aplicables a conos eléctricos. Para el caso $2\theta=60^\circ$, $N_k = 16+2$ en un gran intervalo de variación de I_r .

Para correlacionar los resultados de cono con los de laboratorio se propone usar la expresión (2) por las siguientes razones:

- a) La expresión (1) implica que la resistencia q_c crece continuamente con la profundidad dado que el término γz aumenta con z y que es poco probable que s_u disminuya progresivamente con la profundidad. Sin embargo, se conocen casos en los que q_c prácticamente permanece constante o crece muy poco con la profundidad en un solo estrato, lo que equivaldría a tener varios N_k para un mismo depósito.
- b) Es dudoso que todo el suelo que gravita sobre el nivel de prueba — no importando a qué profundidad se encuentre el cono — contribuya a la resistencia a la penetración. Por ejemplo, pruebas de carga en pilotes indican que en arcillas homogéneas bajo condiciones $\phi=0$ la resistencia de punta es prácticamente constante a partir de una profundidad crítica, igual a dos veces el radio del pilote [Terzaghi y Peck (1967)]. Con más razón, dada la diferencia de escala entre la prueba de cono y la de un pilote, la resistencia q_c no puede crecer indefinidamente con la profundidad.
- c) De acuerdo con las conclusiones del trabajo experimental de Durgunoglu y Mitchell (1975 b) en arena normalmente consolidada, exis-

te una profundidad crítica, $(D/B)_{cr}$, arriba de la cual la resistencia q_c está gobernada por un mecanismo de falla semejante al estado general de falla de un cimiento profundo, propuesto por Terzaghi, fig 11. $(D/B)_{cr}$ varía entre 5 y 10 en arenas sueltas y entre 20 y 25 en arenas compactadas, donde D es la profundidad y B el diámetro del cono. Abajo de la profundidad crítica la compresibilidad del suelo adquiere relevancia y la razón de incremento de q_c con la profundidad decrece e incluso puede anularse si se presenta el fenómeno de arqueo sobre la base del penetrómetro. Es de esperarse que algo similar ocurra en arcillas, en las que la compresibilidad es más significativa que en arenas, y si el orden de magnitud de la profundidad crítica se mantiene en esos suelos, después de 1 m de profundidad sería inaplicable la expresión (1).

- d) Opina Schmertmann (1975) que el análisis de la resistencia de punta del cono basado en teorías de expansión de cavidades promete superar la interpretación a partir de teorías de capacidad de carga, ya que se incluyen dos variables sumamente importantes: la compresibilidad del material y los efectos de presión de poro. Sin embargo, a la fecha no se ha podido comprobar experimentalmente ninguna teoría de este tipo.
- e) A pesar de que la expresión (2) implica una correlación entre q_c y s_u del tipo caja negra, aparentemente la suma de los efectos de las variables de las que depende q_c debe ser más o menos la misma en todos los casos reportados en la literatura dado que el parámetro K varía en un intervalo relativamente pequeño a pesar de que algunos estudios se han hecho con conos mecánicos y otros con eléctricos y de que la s_u de referencia no es la misma en todos los casos.

Todas las correlaciones mencionadas en este inciso están basadas en trabajos experimentales en los que se han usado conos metálicos de 60°

y 10 cm² de área, hincados a razón de 1-2cm/seg. Sin embargo, no siempre se tienen estas condiciones, por lo que en el próximo inciso se analiza la influencia de ciertas variables en la resistencia de punta del cono.

3.2.2 Variables que afectan la resistencia de punta, q_c

Aparte de que la resistencia q_c varía con el tipo de suelo y con la compactación o consistencia de éste, existen otros factores que afectan las mediciones de q_c . Entre estas variables se encuentran la geometría y la rugosidad del penetrómetro, la velocidad de hincado y la generación de presión de poro en el suelo por el paso del cono. La mayor parte de los estudios para evaluar la influencia de estas variables se ha hecho en arenas, pero es indudable que los mismos factores afectan las mediciones de q_c en arcillas, por lo que en este inciso se resumen las conclusiones de varios investigadores, principalmente Schmertmann (1978) y Durgunoglu y Mitchell (1975 b).

En las figs 12 y 13 se presentan las variaciones de las resistencias medidas en laboratorio de una arena en estados suelto y compacto, respectivamente, utilizando cuñas y conos con diversos ángulos de sólidos (2α) y rugosidades (δ/ϕ). En las mismas figuras se muestran las curvas teóricas de resistencia a la penetración, obtenidas a partir de una expresión tipo capacidad de carga para suelos puramente friccionantes [Durgunoglu y Mitchell (1975 a)]. Se concluye que las curvas predichas y medidas son muy semejantes. Pero hay una leve indicación de la posible existencia de una profundidad crítica en la arena suelta, pues debajo de ella la resistencia medida creció menos que la calculada. Esta profundidad equivale a 30 cm, puesto que se usaron conos y cuñas de $B=2.03$ cm:

Otro estudio sobre las diferencias en q_c medidas con un cono mecánico tipo Delft sin camisa protectora y con un cono cilindro eléctrico en una arena compacta se presenta en la fig 14. El penetrómetro del

tipo Delft original deja un espacio cilíndrico entre la punta cónica y las barras exteriores, lo que provoca un reacomodo del suelo desplazado por la punta. Esto se traduce en una reducción en el esfuerzo efectivo promedio que actúa a la profundidad de prueba y - consecuentemente se registra una resistencia menor que con el penetrómetro cilíndrico tipo Fugro.

Se han hecho varios estudios para determinar la variación de q_c con la velocidad de penetración. La conclusión general es que la influencia es despreciable para velocidades comprendidas entre 1 y 3 cm/seg. [de Ruitter (1981)], como puede apreciarse en la fig 15, que reúne los resultados de varias experiencias. Sin embargo, Santoyo (1980), fig - 16, reporta un caso en la Ciudad de México en el que la resistencia de punta medida a 1 cm/seg es 10 % menor que la medida a 2 cm/seg, que concuerda con los resultados de este estudio y que se presentan en el Capítulo 5.

Un ejemplo de cómo la presión de poro generada durante la penetración de un cono Begemann en una arena arcillosa orgánica provoca una reducción en q_c se muestra en la fig 17 [Schmertmann(1978)]. Esta arena tiene un coeficiente de permeabilidad lo suficientemente pequeño, $k=10^{-5}$ cm/seg, como para generar presiones de poro significativas al paso del penetrómetro; pero la permeabilidad es también lo bastante grande como para permitir percibir cambios en la disipación de la presión de poro al variar la velocidad de penetración del cono. En la parte (a) de la fig 17 se presentan los perfiles de q_c con tres velocidades de hincado y en la (b) se muestran los resultados de tres ensayos de disipación de presión de poro efectuados hincando un piezómetro eléctrico a 1-2 cm/seg en el terreno y deteniéndose al tiempo 0; las pruebas corresponden a tres sondeos piezométricos diferentes.

Finalmente, la fig 18 muestra los resultados de dos sondeos hechos -

para determinar q_c y la generación de presión de poro, u , en un si tio en el que se encuentra un estrato superficial de turba, al que le siguen una capa de arena limpia y un depósito de arcilla azul - de Boston fuertemente desecada que contiene lentes arenosos. Como se observa en dicha figura y generalizando, la presión de poro en exceso de la hidrostática generada al penetrar una sonda piezométrica o un cono en un suelo granular a 1-2 cm/seg es prácticamente nula; en cambio en suelos arcillosos la presión u crece notablemente. Con base en resultados experimentales, Baligh et al (1980) afirman que la relación u/q_c ofrece un nuevo método para identificar los diferentes tipos de suelo y sugieren que en arcillas dicho cocien te es dependiente del grado de preconsolidación del material.

4. EXPLORACION DEL SUBSUELO

4.1 Breve descripción del subsuelo de la Ciudad de México

La Ciudad de México se localiza dentro de la provincia fisiográfica llamada Eje Neovolcánico, en el extremo SW del Valle de México. Este es una cuenca cerrada que drena actualmente hacia el Norte a través del tajo de Nochistongo y de los túneles de Tequixquiac y que está rodeada por aparatos de depósitos volcánicos de las sierras vecinas; fig 19 [Marsal y Mazari (1969), Zeevaert (1973) y Mooser (1978)].

El desarrollo de la cuenca del Valle de México se inició a mediados del Terciario y la actividad volcánica intensa terminó hace aproximadamente 700,000 años con las erupciones de la Sierra del Chichinautzin, al sur de la cuenca, que provocaron su cierre. A partir de entonces el Valle se azolvó rápidamente con material acarreado por los ríos que descendían de las sierras, formando varios abanicos clásticos a los pies de las mismas; las gravas, arenas y suelos finos se acumularon al centro de la cuenca, constituyendo depósitos aluviales y lacustres de varios cientos de metros de espesor. En la zona antigua de la Ciudad de México la superficie de estos depósitos se encuentra a 35 m de profundidad media. Los depósitos más recientes de la cuenca, que datan de fines del Pleistoceno, están constituidos por productos de efusiones volcánicas de partículas muy finas de origen basáltico depositadas en un ambiente lacustre; estas efu-

siones estuvieron acompañadas por explosiones de vapor que contenían ceniza y vidrio volcánico y otros materiales piroclásticos. La fina ceniza volcánica se ha descompuesto en arcilla bentónica con alto contenido de fósiles y constituye la llamada Formación Arcillosa Superior de la ciudad, famosa por su alta compresibilidad; además de los depósitos lacustres continuó la aportación fluvial de material fino hacia los lagos que se habían formado. Cubren a los depósitos anteriores rellenos de materiales piroclásticos más gruesos, producto de la descomposición y erosión de las sierras aledañas, intercalados con lentes de ceniza volcánica que evidencian una actividad volcánica menor en fechas recientes, formación Becerra.

Durante el azolve de la cuenca ocurrieron cambios climatológicos importantes. En épocas en las que la actividad volcánica cesaba se formaban lagos en la superficie del relleno y algunos de ellos alcanzaron incluso a secarse dejando horizontes con depósitos de sales que son típicos del subsuelo de la zona urbana.

Se ha convenido en dividir el subsuelo de la Ciudad de México en tres grandes zonas, en función de la estratigrafía de cada una de ellas, fig 20. La zona de Lago corresponde a las partes centro y oriente de la ciudad, que se construyeron sobre el fondo del lago de Texcoco, y cuya estratigrafía es la que se ha descrito someramente en los párrafos anteriores. La parte poniente de la ciudad está localizada en las faldas de la sierra de Las Cruces, formada por terrenos compactos arenolimosos con contenido variable de gravas, mientras que la parte sur invade los derrames basálticos de El Pedregal; a esta zona se le denomina Lomas. Entre las dos zonas anteriores se encuentra normalmente la de Transición, en la que las condiciones estratigráficas del subsuelo pueden cambiar notablemente de un punto a otro; en general, se tienen depósitos arcillosos o limosos orgánicos superficiales que cubren a estratos de espesores muy variables formados por arcilla volcánica compresible intercalada con capas arenosas, los cuales descansan sobre potentes mantos de grava y arena.

4.2 Sondeos realizados

Como ya se había apuntado en la Introducción de esta tesis, se hicieron sondeos a lo largo de dos ejes en la zona de Lago de la Ciudad de México; uno N-S a lo largo de las calles Bucareli y Cuauhtémoc - (Eje Cuauhtémoc) en el centro de la ciudad y otro E-W por las calles Canal Tezontle y Ferrocarril Río Frío (Eje Tezontle) en la Colonia Agrícola Oriental, ubicado al oriente de la ciudad. A lo largo del primer eje se encuentran edificios pesados y el subsuelo ha estado sujeto a cargas importantes durante varios siglos y a un fuerte abatimiento de la presión piezométrica por bombeo entre mediados del siglo pasado y 1955 [Zeevaert (1973)]. En cambio, el Eje Tezonlte está localizado en una zona de asentamientos humanos relativamente recientes donde predominan estructuras ligeras.

Se incluye en esta tesis otro sondeo realizado sobre el Paseo de la Reforma, en la Colonia Cuauhtémoc, ubicado en la zona de Transición, cerca de la frontera con la zona de Lago.

Las muestras inalteradas de los suelos blandos se obtuvieron con tubos Shelby de ϕ 4". En los suelos más consistentes se empleó tubo rotatorio de ϕ 4" y los materiales muy rígidos o compactos se muestrearon con barril Denison de ϕ 3". Todos los sondeos se hicieron con máquina rotatoria y se ademaron con lodo bentonítico.

Por lo que respecta al laboratorio, las pruebas de compresión simple y triaxiales se hicieron con probetas de ϕ 3.6 cm y 9.0 cm de altura, y se usaron anillos de ϕ 7.0 cm y 2.0 cm de altura en los ensayos de consolidación unidimensional:

En los siguientes incisos se describen los cortes estratigráficos de todos los sondeos efectuados y se resumen las propiedades de los suelos muestreados. En el plano parcial de la Ciudad de México de la fig 21 se localizan los ejes Cuauhtémoc y Tezontle y el sitio sobre

el Paseo de la Reforma al que se ha hecho referencia.

4.3 Eje Tezontle

Sobre los 3 km de longitud del Eje Tezontle se hicieron doce sondeos con recuperación de muestras (sondeos inalterados), fig 22. Los perfiles estratigráficos y de propiedades de los suelos de cada uno de los sondeos inalterados se presentan en las figs 23 a 34 y un corte estratigráfico y de variación del contenido de agua a lo largo de todo el eje aparece en la fig 35. En las tablas 1 a 12 se resumen las propiedades de las muestras probadas en compresión simple y los resultados de estos ensayos.

De acuerdo con la fig 35, a lo largo del Eje Tezontle se distinguen cinco estratos de suelo:

1. Estrato superficial de relleno, del que no se obtuvieron muestras y sólo se detectó en el campo observando el avance de la máquina perforadora
2. Intercalaciones de arcillas limosas y limosarcillosos de tonalidades café en la parte superior y gris en la inferior, con raíces, fósiles, fragmentos de conchas y lentes de arena volcánica. El material es parcialmente grumoso y quebradizo y el espesor del estrato disminuye de E a W, hasta casi desaparecer en el sondeo L-4. El contenido de agua es sensiblemente constante y promedia 100 %; la consistencia natural varía entre media y firme
3. Arcilla gris verdoso y café verdoso, y en partes color ocre, con fósiles, que en la parte inferior se encuentra fisurada y contiene manchas de vidrio volcánico. El espesor de este estrato varía entre 4 y 6 m, con tendencia a disminuir hacia el W. El contenido de agua crece de 100 % en la parte superior a 400 % en la profunda; la consistencia es blanda a media y tiende a muy blanda entre

los sondeos S-7 y L-4

4. Arena fina gris oscuro a negra, de origen volcánico y compacidad media a compacta; el espesor del estrato varía entre 1.20 m al E y 0.50 m al W
5. Secuencia de arcillas café verdoso, rojiza o café rojizo, café grisáceo y gris verdoso. Contienen fósiles y lentes de arena fina, así como manchas y lentes de vidrio volcánico, y están poco fisuradas. El contenido de agua varía de 200 a 400 % en el E y de 300 a 600 % en el W (sondeos L-3 y S-8), en tanto que la consistencia natural es blanda a media en el sondeo L-1 y muy blanda en el tramo S-6 a L-4

Para complementar la anterior descripción estratigráfica, en la fig 36 se han dibujado los resultados de los límites de plasticidad de los estratos 2,3 y 5 en la carta de Casagrande. Las arcillas limosas y limos arcillosos del depósito 2 se clasifican como limos de alta plasticidad, MH, en tanto que las arcillas 3 y 5 son de alta compresibilidad, CH.

4.4 Eje Cuauhtémoc

A lo largo de los 2 km de este eje se hicieron cinco sondeos continuos con recuperación de muestras inalteradas. Los sondeos SC-1 y SC-2 se localizan prácticamente en el mismo punto, en el extremo Norte del eje; la información correspondiente al sondeo SC-5 ha sido tomada y adaptada de la presentada anteriormente por Santoyo (1980). La fig 37 muestra la localización de los sondeos y un corte estratigráfico por el eje. Los perfiles estratigráficos y de variación de contenido de agua, así como de resistencia al corte de cada sondeo, se presentan en las figuras 38 a 42, y en las tablas 13 a 17 se resumen las propiedades de las muestras ensayadas en -

prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU) y los resultados de estos ensayos. Además, en las figuras 43 a 46 aparecen las curvas de compresibilidad de varias muestras de los sondeos SC-1 a SC-4, y los esfuerzos de preconsolidación respectivos, $\bar{\sigma}_{pc}$, se encuentran graficados en la fig 47.

Aunque en los perfiles de las figs 38 a 42 sólo se observan los primeros 30 m explorados, todos los sondeos se llevaron hasta la Primera Capa Dura, cuya frontera superior se encuentra entre 30.5 y 32.5 m de profundidad, como se aprecia en la fig 37.

Para la clasificación estratigráfica mostrada en la fig 37 se ha adoptado la nomenclatura propuesta por Zeevaert (1973). Superficialmente se encuentra un relleno arqueológico que descansa sobre un estrato de limo arenoso gris oscuro de la formación Becerra y que se halla hasta 5 m de profundidad. Desde ahí y hasta 30.5-32.5 m se encuentra el depósito arcilloso superior de la formación Tacubaya, - que comprende cinco subestratos, I a V. El primero se extiende hasta 13 m y está compuesto por arcilla blanda de coloraciones café, - rojiza y gris verdoso, fisurada, con contenido de agua, ω , entre 300 y 400 %, y que incluye un estrato delgado de ceniza volcánica negra a los 9 m. Entre los subestratos I y II se encuentra un limo arcilloso gris, grumoso y quebradizo, con $\omega \approx 100$ %, de alta resistencia, - $c_t > 1.0$ kg/cm². La capa II llega hasta cerca de los 20 m de profundidad y está constituida por arcilla blanda a media, gris verdoso y café grisáceo, con algunas fisuras, fósiles y vetas y manchas de vidrio volcánico. El estrato III de arcilla gris verdoso y café rojizo, $200 < \omega < 300$ %, está comprendido entre una capa de arcilla grumosa en la parte superior y un depósito muy delgado de arena y vidrio volcánico en la frontera inferior. La capa arcillosa IV llega hasta 25-26 m, es de consistencia media, con $200 < \omega < 300$ %, color gris verdoso, y termina en un estrato delgado de vidrio volcánico. El último subestrato, V, se extiende hasta la Primera Capa Dura y contiene arcilla café rojizo y gris verdoso de consistencia media, con ω seme

jante al subestrato anterior y lentes delgados de vidrio y arena volcánicos. Finalmente se encuentran arena fina y limo arenoso de la parte superior de la Primera Capa Dura.

4.5 Reforma y Río de la Plata

En la fig 48 se presentan los perfiles estratigráfico , de variación del contenido de agua y de resistencia al corte del sondeo SCD-1 hecho en la esquina de Paseo de la Reforma y Río de la Plata, en la zona de Transición del subsuelo de la Cd de México. En la ta bla 18 se resumen las propiedades de las muestras ensayadas en prueba triaxial UU y los resultados de estos ensayos.

Superficialmente se encuentra un relleno de limo gris oscuro, con raíces, que yace sobre un estrato de limo arenoso de la formación Becerra. Le sigue un depósito de arcilla gris verdoso, fisurada, con fósiles, de consistencia media, que descansa sobre una capa de ceniza volcánica y limo arenoso. Entre 11 y 18 m continúa la arcilla gris verdoso, con fósiles, aunque con menor contenido de agua y mayor consistencia, interrumpida por un subestrato de limo con ceniza volcánica. Entre 18 y 20 m existe una capa limoarenosa muy consistente, la cual yace sobre un estrato de 3 m de espesor de arcilla firme. De 23 m en adelante se encuentran limos arenosos de consistencia muy firme a dura, con contenido de agua de 50 %.

5. SONDEOS CON CONO ELECTRICO

5.1 Eje Tezontle

A lo largo del Eje Tezontle se hicieron trece sondeos de penetración con cono, fig 22. Cinco de ellos se hicieron junto a sondeos exploratorios (L-1 a L-4 y S-3) y los restantes se intercalaron entre éstos. La resistencia se registró a cada 10 cm de penetración, hincándose el cono a una velocidad constante de 1 cm/seg con una máquina perforadora Longyear 34 , montada sobre camión. La capa de arena volcánica, fig 35, se atravesó con penetración estándar en los sondeos CL-1 a C-4 y con el cono en los sondeos restantes, sin medir la resistencia y aplicando la máxima potencia a la perforadora.

Los perfiles de resistencia de punta del cono a todo lo largo del Eje Tezontle se presentan en la fig 49 y junto a los perfiles estratigráficos de los sondeos exploratorios L-1 a L-4 y S-3 se muestran los sondeos de cono correspondientes. Los primeros metros acusan un perfil zigzagueante con valores mínimos de q_c de 3 kg/cm² y máximos del orden de 40 kg/cm². A mayor profundidad y hasta la capa arenosa el perfil es prácticamente constante con $q_c \approx 5$ kg/cm² en la mayoría de los sondeos, excepto en los C-3, C-4 a C-6 y CL-4, en los que q_c es menor, 3-4 kg/cm². En el estrato arcilloso inferior q_c crece ligeramente con la profundidad y varía entre 3 y 5 kg/cm²; en esta capa y a 5 m por debajo del estrato arenoso se aprecia un incremento de q_c , casi imperceptible en los sondeos C-1 a CL-2 y muy claro en los sondeos C-4 a CL-4.

5.2 Eje Cuauhtémoc

Se hicieron cinco sondeos de penetración con cono sobre el Eje Cuauhtémoc, localizándose los SK-1 y SK-2 prácticamente en el mismo punto, fig 37. El sondeo SK-1 se hizo con velocidad de hincado de 2 cm/seg y los cuatro restantes con $v=1$ cm/seg. En todos los casos el cono se hincó con una perforadora Longyear 34 montada en remolque y se registró la resistencia de punta a cada 10 cm.

En la fig 50 se presentan los perfiles de resistencia de cono a lo largo del Eje Cuauhtémoc y junto a los perfiles estratigráficos de los sondeos exploratorios SC-1 a SC-5 se muestran los sondeos de cono correspondientes. De 0 a 5 m el perfil es muy variable, registrándose resistencias mayores de $40/\text{cm}^2$. Desde ahí y hasta la máxima profundidad explorada la resistencia q_c crece linealmente desde $q_c \approx 3 \text{ kg/cm}^2$ hasta $9 < q_c < 12 \text{ kg/cm}^2$ y se aprecian algunos incrementos notables de resistencia a ciertas profundidades; estos picos en q_c se han marcado con las letras A a G en las figs 40 y 50. La comparación entre los perfiles de los sondeos SK-1 y SK-2 se muestra en la fig 51. La resistencia medida con velocidad de hincado de 1 cm/seg es 13 % menor que la medida con $v=2$ cm/seg, lo que concuerda con la estimación de Santoyo (1980) para la arcilla del centro de la Cd de México.

5.3. Reforma y Río de la Plata

El perfil de resistencia del sondeo con cono hecho junto al sondeo SCD-1 aparece en la fig 48. Para hincar el cono se utilizó una perforadora CME-55 y la q_c se registró a cada 10 cm, avanzando a velocidad constante de 1 cm/seg. En los primeros 4 m el perfil es errático, con valores de q_c entre 8 y 34 kg/cm^2 . De ahí en adelante se aprecia que q_c aumenta con la profundidad de 3 kg/cm^2 hasta 8 kg/cm^2 a los 17 m, con algunos picos de alta resistencia a diversas elevaciones. Entre 18.5 y 20.5 m se perforó con broca tricónica para atravesar el estrato limoarenoso de alta resistencia ($q_c > 120 \text{ kg/cm}^2$), y después se -

continuó sondeando con el cono 1 m más hasta registrar resistencias del orden de 150 kg/cm².

6. COMPARACION ENTRE SONDEOS CON CONO Y SONDEOS CON MUESTREO

En los dos capítulos previos se han presentado la estratigrafía, las propiedades índice y las resistencias de laboratorio de los suelos estudiados, así como los perfiles de resistencia de punta del cono de todos los sondeos efectuados. En este capítulo se compararán los perfiles estratigráficos y de contenido de agua con los de cono y las resistencias de laboratorio (c_t y c_{uu}) con la de cono, q_c , para cada uno de los ejes por separado y para el sondeo en zona de Transición.

6.1 Eje Tezontle

En las figuras 23, 26, 27, 31 y 34 aparecen los cinco sondeos del Eje Tezontle junto a los que se hicieron sondeos de cono. Debe notarse - que todos los perfiles de cono están a la misma escala, excepto el Cl-4 de la fig 34, en el que se ha ampliado la escala debido a las resistencias tan bajas registradas.

Para hacer una comparación entre la estratigrafía de este eje con los perfiles de cono tomaremos como ejemplo el sondeo L-2, fig 27. Hasta 10 m de profundidad se tienen los estratos 1 y 2 de relleno y limos arcillosos, fig 35, que corresponden con un perfil errático de q_c , con valores comprendidos entre 7 y 40 kg/cm². De 10 a 15 m se encuentra el estrato arcilloso 3 en el que q_c es prácticamente constante, con algunos pequeños picos que están identificados en la fig 27 con las letras A a C. El pico A corresponde a una delgada capa de arcilla

grumosa; el B coincide con un lente de arena; el ligero incremento de q_c en la zona C se debe al vidrio volcánico contenido en la arcilla. El estrato arenoso que se encuentra a lo largo de todo el eje se detecta claramente con el cono, ya que se alcanzan resistencias superiores a 100 kg/cm^2 , pico D. El estrato 5, de arcillas blandas, se refleja en el perfil regular de q_c , ligeramente creciente con la profundidad, que se ve interrumpido en dos zonas, E y F. El primer pico es nuevamente debido a algunas manchas de vidrio contenidas en la arcilla, mientras que el pico F se relaciona con el último lente de arena muestreado.

La fig 49 muestra la correspondencia entre los perfiles de cono y el corte estratigráfico del Eje Tezontle, pudiendo generalizarse lo dicho en el párrafo anterior. Sólo cabe señalar, además, que el pico del estrato arcilloso 5, presente en casi todos los sondeos a 5 m por debajo de la capa de arena volcánica, corresponde a un substrato delgado que se clasifica en algunos sondeos como arena y en otros como vidrio volcánico.

En la fig 52 se muestran los perfiles de cono CL-1 a CL-4 y C-3 y de contenido de agua de los sondeos exploratorios respectivos. Obsérvese que los valores de q_c crecen hacia la derecha y los de ω hacia la izquierda, resaltando así la correlación que existe entre estas dos variables: a mayor ω menor q_c y viceversa, en tanto que si ω es sensiblemente constante también lo es q_c .

Para el estudio de la resistencia al corte de los suelos del Eje Tezontle, en el laboratorio se hicieron pruebas de compresión simple y de torcómetro. Como se había apuntado antes, los resultados de las pruebas de compresión no confinada son muy erráticos, por lo que sólo se compararán los de torcómetro con las resistencias de cono. Para tal efecto se cuenta con los cinco sondeos junto a los que se hicieron sondeos de cono, L-1 a L-4 y S-3, más otros seis pares de sondeos tomados de los de exploración y de cono más cercanos entre sí, tabla 19.

Nuevamente observemos el sondeo L-2, fig 27; el perfil de c_t es errático hasta 10 m y después es poco variable, a semejanza del perfil de q_c , aunque en la capa arcillosa inferior el perfil de c_t es más variable que el de q_c .

Los valores promedio de $K_t = q_c / c_t$ y el correspondiente coeficiente de variación de cada una de las capas arcillosas 3 y 5, figs 35 y 49, y de cada uno de los sondeos se resumen en la tabla 19. Estos valores de K_t se han determinado comparando cada resistencia c_t con la correspondiente q_c y por lo tanto se cuenta con un promedio de 32 pares de valores por sondeo. De acuerdo con estos resultados, en el estrato arcilloso 3 el coeficiente K_t varía entre 9.5 y 14.4 y promedia 12.9, considerando todos los sondeos excepto el L-3, en el que K_t resulta 20.9. En la otra capa arcillosa la situación es diferente, ya que entre los sondeos S-1 y S-5 el valor de K_t varía entre 11.5 y 15.0 y promedia 13.0, mientras que entre los sondeos S-6 y L-4 K_t aumenta a entre 18.8 y 21.5, con promedio en estos cuatro sondeos de 20.3.

Las variaciones de K_t con la profundidad se perciben más claramente en la fig 53. En ella se incluyen todos los valores tomados en cuenta para los promedios de la tabla 19. Nótese que se han hecho resaltar los perfiles de los sondeos L-2 y L-4 para remarcar las diferencias entre las mitades E y W del eje.

Se deduce de la tabla 19 que el coeficiente K_t es del orden de 13 para la capa arcillosa 3 y la mayor parte de la 5. El cambio notable de K_t en el estrato 5 de los últimos sondeos del extremo W se relaciona: 1) con una distribución y magnitud del contenido de agua en esta zona claramente diferente al perfil de ω de los sondeos del otro lado del eje, fig 35, y 2) con la diferencia de nivel de la frontera superior de la capa 5 entre las mitades W y E; considerando los sondeos S-5 y S-6 como de transición entre los sondeos extremos del eje, fig 35. Con respecto a la incongruencia de q_c en el estrato 3 del

sondeo L-3 en comparación con los otros sondeos, es posible que el muestreo haya sido deficiente y que en consecuencia las resistencias c_t resulten bajas y los valores de K_t muy altos.

6.2 Eje Cuauhtémoc

Los perfiles estratigráficos de los cinco sondeos de este eje y sus respectivos sondeos de cono se presentan en las figuras 38 a 42, y un corte de las resistencias de cono en la fig 50. Estas figuras ya habían sido analizadas por separado en capítulos anteriores y en lo que sigue nos referiremos exclusivamente a ellas.

Para correlacionar la resistencia de punta del cono con la estratigrafía analizaremos detalladamente el sondeo SC-3, fig 40. El perfil errático de q_c en los primeros 5 m corresponde al relleno arqueológico y al estrato limoso de la formación Becerra. La Formación Arcillosa Superior se caracteriza por un incremento paulatino de q_c con la profundidad, interrumpido por varios picos de resistencia, A a G, como ya se había hecho notar en la sección 5.2. El pico A se relaciona con una capa muy delgada de arena volcánica y el B con una de ceniza volcánica; el alto incremento de q_c en C se debe al estrato de limo arcilloso de alta resistencia; los picos D y E se relacionan con zonas de arcilla fisurada, grumosa y calichosa (la primera zona es poco clara en el sondeo SC-3); el pico F se debe a una delgada zona de arcilla mezclada con vidrio volcánico y el G a una pequeña lente de arcilla con arena fina.

La correspondencia entre los perfiles de cono y la estratigrafía de todo el eje se muestra en la fig 50. Obsérvese que los picos de resistencia discutidos en el párrafo anterior aparecen en casi todos los sondeos y que los C, D, E, y F coinciden con las fronteras entre los substratos I a V en que se ha dividido la Formación Arcillosa Superior.

Por otro lado, debe señalarse la correlación que existe entre los perfiles de contenido de agua y los de q_c en las figuras 38 a 42. En todos los sondeos ω disminuye paulatinamente de 400 % en la parte alta del depósito arcilloso a 150-200 % a los 30 m, en tanto que q_c crece en forma sostenida. Obsérvese en el sondeo SC-1, por ejemplo, las formas cóncavas y encontradas de los perfiles de q_c y ω en cada uno de los substratos de arcilla I a IV, indicando que, dentro de una misma capa, a mayor ω menor q_c y viceversa. Para resaltar - aún más lo dicho, los perfiles de q_c y de ω de cada uno de los sondeos del Eje Cuauhtémoc se han redibujado en la fig 54, pero con los valores de q_c crecientes hacia la derecha y los de ω hacia la izquierda.

Se hicieron pruebas de compresión triaxial UU y de torcómetro para estudiar la resistencia al corte de las arcillas del Eje Cuauhtémoc, excepto en el SC-5 para el que se hicieron pruebas de compresión simple en vez de torcómetro. En las figuras 38 a 42 y 50 se observa que los perfiles de c_{uu} , c_t , c_u y q_c son semejantes entre sí en cada sondeo, excepto por los picos en q_c ; sin embargo, el perfil de c_{uu} del sondeo SC-5 incluye algunos de los picos del sondeo de cono respectivo gracias a la gran cantidad de pruebas de laboratorio efectuadas.

En la tabla 20 se resumen los valores promedio de $K_{uu} = q_c/c_{uu}$ y $K_t = q_c/c_t$ de cada una de las capas de arcilla I a V de los cinco sondeos. Los valores de q_c corresponden a velocidades de hincado del cono de 1 cm/seg; los resultados de los sondeos de cono SK-1 y SK-5 se multiplicaron por 0.9 para hacerlos comparables con los de los otros tres sondeos. Con base en los valores presentados en la tabla 20 puede decirse que en los sondeos SC-1, SC-2 y SC-5 el coeficiente K_{uu} es similar en todos los estratos y varía entre 10.2 y 14.2 con promedio de 12.0 en 145 datos, mientras que en los sondeos SC-3 y SC-4 K_{uu} varía entre 15.2 y 25.2, con valor medio pesado de los 54 datos de 18.2.

Por lo que respecta a K_t , en todos los sondeos tiende a aumentar con la profundidad, debido a que la precisión del torcómetro disminuye cuando la resistencia del suelo es cercana a 1 kg/cm^2 y hay varios puntos en los que $c_t > 1 \text{ kg/cm}^2$, como sucede en el sondeo SC-3, que no se han tomado en cuenta para la determinación del K_t promedio. Además, debe aclararse que las mediciones con torcómetro del sondeo SC-5 se hicieron en el frente del túnel que se estaba construyendo en ese lugar [Santoyo (1980)]. Hechas las dos aclaraciones anteriores y de acuerdo con la tabla 20, K_t varía entre 13.3 y 19.7 en los sondeos SC-1, SC-2 y SC-5 y promedia 16.5 en los 121 datos analizados; en los sondeos SC-3 y SC-4 K_t está comprendido entre 16.2 y 33.6, con promedio pesado de 21.3 en los 91 datos disponibles.

En la fig 55 se han vaciado todos los valores de K_{uu} con los que se calcularon los promedios de la tabla 20. Con trazo continuo se han hecho resaltar los perfiles de los sondeos SC-3 y SC-5, correspondientes a la zona central y a un extremo del Eje Cuauhtémoc, respectivamente. Las dispersiones de K_{uu} por estrato y por sondeo, que se reflejan a través de los coeficientes de variación de la tabla 20, se distinguen claramente en esta figura.

De lo expresado en los párrafos anteriores se concluye que, a pesar de que la estratigrafía a todo lo largo del eje es prácticamente la misma, los valores de K_{uu} y K_t se concentran en dos grupos; uno que abarca los sondeos SC-1, SC-2 y SC-5 ubicados en los extremos del eje, y el otro que comprende los dos sondeos restantes. Como el control durante el muestreo en los primeros tres sondeos fue muy estricto, mientras que los sondeos SC-3 y SC-4 se hicieron sin la presencia continua de un ingeniero en el lugar, originalmente se dudaba de la calidad de las muestras obtenidas en estos sondeos. Sin embargo, una vez hechas las pruebas de consolidación se comprobó que todas las muestras eran de buena calidad, figs 43 a 46. Pero, aunque los perfiles de contenido de agua son iguales a lo largo del eje, figs 38 a 42, en la fig 47 se observa una clara diferencia -

entre los sondeos SC-1 y SC-2 por un lado y los SC-3 y SC-4 por el otro. Los esfuerzos de preconsolidación son mayores en el primer grupo, y reflejan grandes abatimientos de la presión hidrostática provocados en la esquina de Reforma y Bucareli al cimentar recientemente edificios muy altos, como el de la Lotería Nacional y el del hotel Holiday Inn. Aunque no se cuenta con datos de compresibilidad de las arcillas del sondeo SC-5, es probable que las condiciones de preconsolidación en ese lugar sean similares a las del otro extremo del eje, ya que también ahí se han abatido fuertemente los niveles piezométricos para la construcción de una lumbrera del drenaje profundo de la ciudad. Por lo tanto, parece razonable suponer que la división de los coeficientes K en dos grupos se debe a la diferente historia de carga de las arcillas pertenecientes a esos grupos; en las arcillas más preconsolidadas los factores K son menores. Esto se contrapone con lo señalado por Schmertmann (1975) en el sentido de que a mayor grado de preconsolidación (OCR) de una arcilla, mayor es el factor de cono N_k . (A pesar de que en este estudio se está trabajando con K en vez de N_k , la conclusión de Schmertmann debía ser válida también en este caso, dada la naturaleza semejante de las expresiones 1 y 2). Pero, por otra parte, el mismo Schmertmann (1978), apoyado en el trabajo de Lunne et al (1977), afirma que mientras más blanda sea una arcilla, mayor es N_k , lo que concuerda con los resultados de este estudio, ya que las resistencias de los sondeos SC-3 y SC-4 son menores que las de los sondeos de los extremos del eje, figs 38 a 42 y tablas 13 a 17.

6.3 Reforma y Río de la Plata

Los perfiles estratigráfico, de resistencia al corte y de cono del sitio explorado aparecen en la fig 48. Nuevamente, el perfil errático de q_c en los primeros 4.5 m corresponde al relleno y al limo arenoso superficiales, y el perfil más regular a los depósitos de arcilla que se encuentran hasta 22.5 de profundidad. Los incremen-

tos bruscos en q_c se han clasificado con las letras A a H. Los picos E, G y H se deben a los estratos limosos de alta resistencia - intercalados en el depósito de arcilla. El incremento en la zona A se relaciona con una capa de arcilla fisurada, el pico B se debe a unos lentes de ceniza volcánica, el C a grumos de limo y el D a inclusiones de arena fina en la arcilla. Finalmente, las discontinuidades en la zona F están relacionadas con un alto contenido de fósiles en la arcilla y con algunos lentes delgados de vidrio y arena volcánicos.

Por otro lado, obsérvese en la fig 48 la correspondencia que existe entre el perfil de contenido de agua con el de q_c ; pareciera como si uno de ellos fuera el reflejo del otro. Como en el caso del Eje Cuauhtémoc, el contenido de agua disminuye paulatinamente desde la parte alta de la primera capa arcillosa hasta los 22.5 m y en cada estrato arcilloso el perfil de w es cóncavo; lo contrario sucede con el perfil de q_c , en el que las concavidades son inversas, como se observa claramente en la primera capa de arcilla.

Por lo que respecta a la resistencia al corte, es evidente que el perfil de c_{uu} es semejante al de q_c , fig 48, excepto en los picos, ya que algunos se deben a lentes muy delgados de material resistente o a estratos que no se probaron en el laboratorio. Según la tabla 21, el valor de K_{uu} promedio es de 8.4, considerando los 14 datos de las cuatro capas de arcilla; el coeficiente promedio K_t en los mismos estratos es de 10.9, y como en el caso del Eje Cuauhtémoc, el valor K_t es 30 % más alto que el de K_{uu} ; pero, como se -- observa en la fig 46, los perfiles de c_{uu} y c_t prácticamente se -- confunden, al menos hasta los 15 m. Esto nuevamente indica que en arcillas de la Cd de México con resistencia menor de 0.7 kg/cm^2 en prueba triaxial UU el torcómetro ofrece resultados confiables (ver sección B.1 del Anexo B).

6.4 Resumen y Comentarios

Los promedios de los coeficientes K_t y K_{uu} de los tres sitios estudiados se resumen en la tabla 22. Se observa claramente que a cada una de las zonas estudiadas corresponde un K diferente. Además, en cada eje se tienen dos coeficientes de correlación promedio para un mismo estrato. Esto se debe a que la historia de carga no ha sido la misma en todo el estrato; donde los esfuerzos de preconsolidación son mayores el coeficiente K es menor y viceversa. Por lo tanto, para futuras exploraciones con cono eléctrico en la Ciudad de México habrá que tomar muy en cuenta las condiciones de preconsolidación de las arcillas de cada sitio si se pretende correlacionar q_c con s_u . Para ello es necesario hacer pruebas de consolidación con muestras del lugar y conocer las condiciones de presión de agua en el sitio.

7. CONCLUSIONES

1. La exploración con penetrómetro estático o cono es un método exploratorio indirecto, en el sentido de que no se obtienen muestras del suelo que se sondea. Por tal motivo es imprescindible realizar barrenos con recuperación de muestras en la misma zona en la que se hagan sondeos de cono con el fin de calibrar los resultados de éstos.
2. La resistencia ofrecida por el suelo a la penetración del cono, q_c , es indicativa de la resistencia no drenada y del contenido de agua de suelos arcillosos.
3. De las relaciones entre resistencia no drenada de laboratorio, s_u , y resistencia de punta de cono, q_c , que se encuentran en la literatura, la correlación directa $s_u = q_c/K$ es la recomendable por las razones expuestas en la sección 3.2.1.
4. Una campaña de exploración con cono eléctrico en un sitio en el que no se encuentren arenas muy compactas ni depósitos de grava o roca, complementada con sondeos de control con recuperación de muestras (Conclusión 1), permite:
 - a) conocer la estratigrafía del área en un tiempo relativamente corto

- b) seleccionar las profundidades a las que deben obtenerse muestras inalteradas y elegir los muestreadores más convenientes
 - c) localizar estratos de sólo 2-5 cm de espesor que difícilmente se detectan con otros procedimientos exploratorios
5. A lo largo de los ejes Tezontle y Cuauhtémoc existe una clara -- correspondencia entre la resistencia de punta, q_c , y a) la estratigrafía y b) el contenido de agua, figs 49, 50, 52 y 54.
6. Los promedios de los coeficientes $K_t = q_c/c_t$ y $K_{uu} = q_c/c_{uu}$ de los tres sitios estudiados se resumen en la tabla 22. En cada lugar se tienen valores promedio K particulares e inclusive existen variaciones dentro de un mismo estrato por diferencias en los esfuerzos de preconsolidación, secciones 6.1 y 6.2.

8. RECONOCIMIENTOS

Se agradece al Prof Raúl J Marsal el haber sido director de esta tesis, encauzando y discutiendo con el autor las ideas aquí expresadas.

Los ingenieros Alberto Jaime y Mario Jasso merecen especial reconocimiento por su invaluable colaboración en los trabajos de campo y gabinete y en la discusión de los resultados. En la realización de los ensayos de laboratorio se contó con el apoyo del Sr Reynaldo Buenrostro.

El Instituto de Ingeniería aportó valiosa información del Eje Cuauhtémoc a través del Ing Enrique Santoyo, con quien se discutieron algunos detalles al respecto.

El Eje Tezontle se estudió para la construcción del túnel del Colector Semiprofundo Tezontle-Oriente. El Eje Cuauhtémoc se exploró para la construcción del túnel del Interceptor Central, entre las lumbreras 6 y 7. El sondeo en zona de Transición se hizo para el estudio de cimentación de un edificio alto. Todos estos trabajos fueron realizados por la firma Geotecnología, S A, a la cual se debe el apoyo económico para realizar esta tesis.

9. REFERENCIAS

Abreviaturas empleadas en las referencias:

| | |
|--------|---|
| ASCE | American Society of Civil Engineers |
| ASTM | American Society for Testing and Materials |
| CISMSP | Conference on In Situ Measurement of Soil Properties |
| ICSMFE | International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering |
| II | Instituto de Ingeniería |
| JGED | Journal of the Geotechnical Engineering Division |
| JSMFD | Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division |
| NGI | Norwegian Geotechnical Institute |
| SHCP | Secretaría de Hacienda y Crédito Público |
| SMMS | Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos |
| UNAM | Universidad Nacional Autónoma de México |

1. Alperstein, R y Leifer, S A (1976), "Site Investigation with Static Cone Penetrometer", *JGED*, GT5, pp 539-555
2. ASTM (1982), "Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil", Norma D 3441-79, *Annual Book of ASTM Standards Parte 19*, pp 524-531
3. Baligh, M M, Vivatrat, V y Ladd C C (1980), "Cone Penetration in-Soil Profiling", *JGED*, Vol 106, pp 447-461
4. Barentsen, P (1936), "Short Description of a Field-Testing Method with Coneshaped Sounding Apparatus", *Procs I ICSMFE*, Harvard, Vol 1, pp 7-10
5. Begemann, H K S (1953), "Improved Method of Determining Resistance to Adhesion by Sounding through a Loose Sleeve placed behind the Cone", *Procs III ICSMFE*, Zurich, Vol 1, pp 213-217

6. Begemann, H K S (1965), "The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile", *Procs VI ICSMFE*, Montreal, Vol 1, pp 17-20
7. de Ruiter, J (1971), "Electric Penetrometer for Site Investigations", *JSMFD*, SM2, pp 457-472
8. de Ruiter, J (1981), "Current Penetrometer Practice", *Procs ASCE Convention, Session 35, Cone Penetration-Testing and Experience*, St Louis, EUA, pp 1-47
9. 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*, SMMS, México, pp 15-50
10. Douglas, B J y Olsen, R S (1981), "Soil Classification using Electric Cone Penetrometer", *Procs ASCE Convention, Session 35, Cone Penetration-Testing and Experience*, St Louis, EUA, pp 209-227
11. Durgunoglu, H T y Mitchell, J K (1975 a), "Static Penetration Resistance of Soils: I- Analysis", *Procs CISMSP, ASCE, Raleigh, EUA, Vol 1*, pp 151-171
12. Durgunoglu, H T y Mitchell, J K (1975 b), "Static Penetration Resistance of Soils: II-Evaluation of Theory and Implications for Practice", *Procs CISMSP, ASCE, Raleigh, EUA, Vol I*, pp 172-189
13. Holtz, R D y Kovacs, W D (1981), *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Inc, EUA, Capítulo 11, pp 490-664
14. Kjekstad, O, Lunne, T y Clausen, C (1978), "Comparison between In Situ Cone Resistance and Laboratory Strength for Overconsolidated North Sea Clays", *Publicación No 124 de NGI, Noruega*, pp 1-4
15. Koutsoftas, D y Fisher, J A (1976), "In-Situ Undrained Shear Strength of two Marine Clays", *JGED, GT9*, pp 989-1005

16. La Rochelle, P, Roy, M y Tavenas, F (1973), "Field Measurements of Cohesion in Champlain Clays", *Procs VIII ICSMFE*, Moscú, Vol 1, pp 229-236
17. Laboratory of Soil Mechanics (1936), "The Predetermination of the Required Length and the Prediction of the Toe Resistance of Piles", *Procs I ICSMFE*, Harvard, Vol 1, pp 181-184
18. Ladd, C C, Foott, R, Ishihara, K, Schlosser, F y Poulos, H G (1977), "Stress Deformation and Strength Characteristics", State of the Art Report, *Procs IX ICSMFE*, Tokio, Vol 2, pp 421-494
19. Lunne, T, Eide, O y de Ruiter, J (1977), "Correlations Between Cone Resistance and Vane Shear Strength in some Scandinavian Soft to Medium Stiff Clays", *Publicación No 16 de NGI*, Noruega, pp 1-12
20. Marsal, R J y Graue, R (1969), "El Subsuelo del Lago Texcoco", *Volumen Nabor Carillo-El Hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco*; SHCP, pp 167-202
21. Marsal, R J y Mazari, M (1969), *El Subsuelo de la Ciudad de México*, 2ª Edición, Facultad de Ingeniería, UNAM, México
22. Mooser, F (1978), "Geología del Relleno Cuaternario de la Cuenca de México", *Memorias del Simposio El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area del Valle de México*, SMMS, México, pp 9-13
23. Montañez, L, Jaime, A, Santoyo, E y Argüello, M (1980), "Proyecto Tamesí. Estudio del Subsuelo de los Terraplenes de Prueba y del Comportamiento de éstos", *Informe del II*, UNAM, a la Comisión de Estudios del Río Pánuco, Proy 8069, pp 13-35
24. Peck, R B, Hanson, W E y Thornburn, T H (1974), *Foundation Engineering*, 2ª Edición, John Wiley & Sons, E U A, p 116

25. Plantema, G (1948), "Construction and Method of Operating of a New Deep sounding Apparatus", *Procs II ICSMFE*, Rotterdam, Vol 1, 277-279
26. Sanglerat, G (1972), *Penetrometer and Soil Exploration*, Elsevier Publishing Company, Amsterdam
27. Santoyo, E (1980), "Empleo del Cono Estático en un Túnel de la Ciudad de México", *Memorias de la X Reunión Nal de Mec de Suelos*, SMMS, Morelia, México, Tomo I, pp 1-XVI
28. Schmertmann, J H (1977), "Measurement of In Situ Shear Strength", State of the Art Paper, *Procs CISMSP*, ASCE, Raleigh, EUA, Vol II, pp 57-138
29. Schmertmann, J H (1978), *Guidelines for Cone Penetration Test - Performance and Design*, Reporte FHWA-TS 78-209, US Department of Transportation, EUA
30. Terzaghi, K y Peck, R B (1967), *Soil Mechanics in Engineering - Practice*, 2^a Edición, John Wiley & Sons, EUA, pp 225-227
31. Vermeiden, J (1948), "Improved Soundings Apparatus, as Developed in Holland since 1936", *Procs II ICSMFE*, Rotterdam, Vol I, pp - 208-287
32. Vesić, A (1972), "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass", *JSMFD*, SM 3, pp 265-290
33. Zeevaert, L (1973), *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, van Nostrand Reinhold Co, EUA, pp 256-280

Tabla 1. Pruebas de compresión simple, Sondeo L-1

| Muestra | Prof m | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | q_u kg/cm ² | Torcómetro t kg/cm ² |
|---------|-----------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------------------|---|
| 2-4 | 2.90 | 1,362 | 70 | 135 | 0.6 | 0.31 | 0.38 |
| 3-2 | 3.25 | 1,179 | 232 | 26 | 3.5 | 0.46 | 0.66 |
| 3-3 | 3.45 | | 305 | 39 | 2.2 | 0.32 | 0.37 |
| 3-4 | 3.65 | 1,222 | 218 | 74 | 2.1 | 0.42 | 0.33 |
| 5-3 | 4.95 | 1,427 | 80 | 44 | 1.5 | 0.30 | 0.45 |
| 5-4 | 5.15 | 1,575 | 60 | 46 | 2.4 | 0.41 | 0.63 |
| 6-2 | 5.50 | 1,525 | 61 | 170 | 0.7 | 0.58 | 0.40 |
| 6-3 | 5.70 | 1,508 | 67 | 110 | 0.8 | 0.33 | 0.40 |
| 6-4 | 5.90 | 1,431 | 94 | 24 | 2.2 | 0.24 | 0.26 |
| 6-5 | 6.25 | 1,525 | 64 | 84 | 1.6 | 0.44 | |
| 7-3 | 6.45 | 1,444 | 82 | 30 | 2.2 | 0.40 | 0.35 |
| 7-4 | 6.65 | 1,521 | 67 | 14 | 4.4 | 0.24 | 0.27 |
| 8-1 | 6.82 | 1,372 | 106 | 106 | 0.9 | 0.32 | 0.38 |
| 8-2 | 7.00 | 1,500 | 74 | | 2.7 | 0.13 | 0.40 |
| 8-3 | 7.20 | 1,525 | 66 | | | 0.75 | 0.81 |
| 9-2 | 7.75 | 1,430 | 81 | 236 | 0.9 | 0.83 | 0.82 |
| 9-3 | 7.95 | 1,283 | 146 | 130 | 0.9 | 0.45 | 0.45 |
| 9-4 | 8.15 | 1,214 | 205 | 30 | 1.7 | 0.24 | 0.35 |
| 10-2 | 8.50 | 1,264 | 182 | 14 | 2.4 | 0.14 | 0.25 |
| 10-3 | 8.70 | 1,495 | 72 | 89 | 1.7 | 0.48 | 0.10 |
| 10-4 | 8.90 | 1,251 | 155 | 70 | 0.9 | 0.25 | 0.47 |
| 11-2 | 9.25 | 1,220 | 222 | 44 | 2.4 | 0.35 | 0.43 |
| 11-3 | 9.45 | 1,237 | 203 | 100 | 1.2 | 0.51 | 0.35 |
| 11-4 | 9.65 | 1,270 | 138 | 24 | 2.7 | 0.26 | 0.47 |
| 12-2 | 10.00 | 1,160 | 303 | 32 | 2.3 | 0.30 | 0.38 |
| 12-3 | 10.20 | 1,184 | 251 | 43 | 3.8 | 0.50 | 0.50 |
| 12-4 | 10.40 | 1,152 | 362 | 24 | 2.0 | 0.20 | 0.40 |
| 13-2 | 10.75 | 1,147 | 356 | 38 | 2.7 | 0.33 | 0.30 |
| 13-3 | 10.95 | 1,153 | 352 | 39 | 2.3 | 0.34 | 0.34 |
| 13-4 | 11.15 | 1,185 | 272 | 32 | 1.9 | 0.22 | 0.42 |
| 14-4 | 11.90 | 1,160 | 304 | 40 | 2.7 | 0.24 | 0.50 |
| 15-2 | 12.25 | 1,123 | 408 | 14 | 2.6 | 0.17 | 0.30 |
| 15-3 | 12.45 | 1,124 | 359 | 20 | 2.0 | 0.20 | 0.38 |
| 15-4 | 12.65 | 1,092 | 416 | 12 | 3.4 | 0.15 | 0.45 |
| 16-2 | 13.00 | 1,150 | 309 | 22 | 3.9 | 0.37 | 0.38 |
| 16-3 | 13.20 | 1,164 | 313 | 23 | 3.6 | 0.35 | 0.38 |
| 16-4 | 13.40 | 1,110 | 407 | | 1.3 | 0.03 | 0.38 |
| 19-2 | 15.25 | 1,167 | 269 | 45 | 2.4 | 0.41 | 0.41 |
| 19-3 | 15.45 | 1,168 | 272 | 34 | 2.5 | 0.30 | 0.47 |
| 19-4 | 15.65 | 1,182 | 243 | 30 | 4.1 | 0.43 | 0.41 |
| 20-2 | 16.00 | 1,161 | 286 | | 0.9 | 0.12 | 0.30 |
| 20-3 | 16.20 | 1,174 | 261 | 40 | 1.0 | 0.18 | 0.35 |
| 20-4 | 16.40 | 1,152 | 346 | 38 | 1.9 | 0.25 | 0.41 |

Tabla 1. (Cont) Pruebas de compresión simple, Sondeo L-1

| Muestra | Prof m | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | l_{qu} kg/cm ² | Torcómetro c_t kg/cm ² |
|---------|-----------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|---|
| 21-1 | 16.57 | 1,119 | 301 | 5 | 4.5 | 0.05 | 0.20 |
| 21-3 | 16.95 | 1,111 | 355 | 10 | 2.4 | 0.16 | 0.40 |
| 21-4 | 17.15 | 1,139 | 358 | 25 | 1.2 | 0.15 | 0.38 |
| 22-2 | 17.50 | 1,108 | 350 | 7 | 4.4 | 0.10 | 0.20 |
| 22-3 | 17.70 | 1,115 | 346 | 12 | 4.3 | 0.16 | 0.19 |
| 22-4 | 17.90 | 1,139 | 346 | 27 | 3.0 | 0.24 | 0.21 |
| 23-2 | 18.25 | 1,150 | 369 | 33 | 1.9 | 0.25 | 0.39 |
| 23-3 | 18.45 | 1,115 | 379 | 10 | 1.7 | 0.19 | 0.36 |
| 23-4 | 18.65 | 1,194 | 318 | 30 | 2.1 | 0.23 | 0.32 |
| 24-3 | 19.20 | 1,196 | 267 | 53 | 2.8 | 0.46 | 0.38 |
| 24-4 | 19.40 | 1,205 | 264 | 32 | 2.7 | 0.28 | 0.35 |
| 25-2 | 19.75 | 1,246 | 189 | 26 | 1.9 | 0.20 | 0.32 |
| 25-3 | 19.95 | 1,258 | 180 | 37 | 2.1 | 0.30 | 0.32 |
| 25-4 | 20.15 | 1,187 | 272 | 28 | 1.9 | 0.21 | 0.29 |

γ Peso volumétrico
 ω Contenido de agua
 M_i Módulo de deformación tangente inicial
 ϵ_f Deformación unitaria en la falla
 l_{qu} Resistencia a la compresión simple
 c_t Resistencia al corte con torcómetro

Tabla 2. Pruebas de compresión simple, Sondeo L-2

| Muestra | Prof m | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | l_{qu} kg/cm ² | Torquímetro ϵ_t kg/cm ² |
|---------|-----------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|---|
| 1-2 | 3.12 | 1,267 | 147 | 16 | 1.7 | 0.11 | 0.13 |
| 2-2 | 4.12 | 1,294 | 101 | 60 | 1.4 | 0.35 | 0.66 |
| 3-1 | 4.62 | 1,475 | 65 | 121 | 0.5 | 0.23 | 0.54 |
| 3-3 | 5.10 | 1,387 | 90 | 135 | 0.5 | 0.30 | 0.56 |
| 4-2 | 5.60 | 1,430 | 97 | 62 | 1.3 | 0.32 | 0.66 |
| 5-2 | 6.35 | 1,209 | 235 | 134 | 1.4 | 0.77 | 0.76 |
| 6-1 | 6.85 | 1,489 | 75 | 68 | 0.8 | 0.24 | 0.64 |
| 6-3 | 7.37 | 1,516 | 80 | 48 | 1.4 | 0.28 | 0.57 |
| 7-2 | 7.85 | 1,532 | 64 | 305 | 0.9 | 0.83 | 0.55 |
| 8-3 | 8.87 | 1,475 | 76 | 34 | 1.6 | 0.24 | 0.26 |
| 9-2 | 9.37 | 1,461 | 75 | 55 | 1.4 | 0.31 | 0.38 |
| 10-2 | 10.10 | 1,481 | 84 | 36 | 1.6 | 0.24 | 0.39 |
| 11-1 | 10.62 | 1,306 | 128 | 10 | 3.3 | 0.16 | 0.33 |
| 11-3 | 11.12 | 1,194 | 189 | 23 | 1.5 | 0.12 | 0.45 |
| 12-2 | 11.62 | ... | 347 | 20 | 1.6 | 0.14 | 0.37 |
| 12-3 | 11.87 | 1,110 | 409 | 22 | 2.4 | 0.21 | 0.30 |
| 13-2 | 12.37 | 1,124 | 428 | 16 | 2.4 | 0.15 | 0.21 |
| 14-1 | 12.87 | 1,140 | 367 | 14 | 2.9 | 0.24 | 0.17 |
| 14-3 | 13.37 | 1,133 | 383 | 42 | 1.8 | 0.28 | 0.25 |
| 15-2 | 13.87 | 1,135 | 406 | 33 | 1.4 | 0.20 | 0.43 |
| 16-1 | 14.37 | 1,144 | 367 | 33 | 2.9 | 0.33 | 0.28 |
| 16-3 | 14.88 | 1,139 | 363 | 30 | 2.1 | 0.25 | 0.30 |
| 17-2 | 15.37 | 1,908 | 26 | 28 | 2.6 | 0.25 | |
| 18-2 | 16.12 | 1,158 | 287 | 24 | 2.9 | 0.34 | 0.35 |
| 19-1 | 16.62 | 1,181 | 249 | 31 | 3.7 | 0.51 | 0.47 |
| 19-3 | 17.13 | 1,169 | 291 | 46 | 2.8 | 0.42 | 0.28 |
| 20-2 | 17.62 | 1,126 | 362 | 30 | 2.1 | 0.26 | 0.26 |
| 21-1 | 18.12 | 1,126 | 364 | 26 | 1.8 | 0.20 | 0.15 |
| 21-3 | 18.62 | 1,135 | 335 | 31 | 1.8 | 0.20 | 0.30 |
| 22-2 | 19.12 | 1,169 | 305 | 28 | 3.1 | 0.27 | 0.25 |
| 23-2 | 19.88 | 1,163 | 300 | | 3.4 | 0.02 | 0.10 |
| 23-3 | 20.12 | 1,115 | 390 | 6 | 3.1 | 0.05 | 0.15 |
| 24-2 | 20.62 | 1,209 | 220 | 31 | 2.1 | 0.25 | 0.28 |
| 25-2 | 21.37 | 1,288 | 203 | 31 | 2.5 | 0.30 | 0.34 |
| 25-3 | 21.62 | 1,202 | 233 | 42 | 2.1 | 0.30 | 0.35 |
| 26-3 | 22.37 | 1,181 | 244 | 19 | 1.8 | 0.10 | 0.20 |

Tabla 3. Pruebas de compresión simple, Sondeo L-3

| Muestra | Prof m | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | iq_u kg/cm ² | Torcómetro ϵ_t kg/cm ² |
|---------|-----------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|------------------------------|--|
| 1-3 | 1.78 | 1,325 | 84 | 68 | 0.8 | 0.36 | 0.33 |
| 2-3 | 2.87 | 1,393 | 96 | 91 | 1.3 | 0.42 | 0.45 |
| 3-1 | 3.12 | 1,482 | 74 | 39 | 1.7 | 0.24 | 0.26 |
| 3-3 | 3.63 | 1,374 | 96 | 59 | 2.0 | 0.42 | 0.46 |
| 4-2 | 4.12 | 1,448 | 77 | 151 | 0.6 | 0.40 | 0.38 |
| 5-2 | 4.87 | 1,182 | 157 | 46 | 0.9 | 0.18 | 0.29 |
| 6-2 | 5.63 | 1,152 | 375 | 22 | 2.5 | 0.21 | 0.24 |
| 7-2 | 6.37 | 1,137 | 462 | 23 | 2.1 | 0.19 | 0.25 |
| 8-2 | 7.12 | 1,162 | 377 | 9 | 2.6 | 0.10 | 0.16 |
| 9-2 | 7.87 | 1,154 | 379 | 9 | 3.9 | 0.09 | 0.15 |
| 10-2 | 8.62 | 1,109 | 452 | 9 | 3.6 | 0.12 | 0.19 |
| 11-2 | 9.37 | 1,135 | 358 | 14 | 2.4 | 0.14 | 0.23 |
| 12-1 | 9.88 | 1,913 | 31 | 25 | 2.4 | 0.16 | — |
| 12-3 | 10.37 | 1,906 | 33 | 26 | 1.9 | 0.19 | — |
| 13-2 | 10.88 | 1,156 | 308 | 34 | 2.6 | 0.32 | 0.37 |
| 14-1 | 11.37 | 1,308 | 160 | 10 | 3.5 | 0.15 | 0.22 |
| 14-2 | 11.62 | 1,156 | 311 | 16 | 1.7 | 0.12 | 0.23 |
| 15-1 | 12.12 | 1,111 | 438 | 13 | 0.3 | 0.13 | 0.16 |
| 15-3 | 12.62 | 1,117 | 393 | 13 | 2.1 | 0.14 | 0.23 |
| 16-2 | 13.12 | 1,116 | 403 | 18 | 2.1 | 0.13 | 0.26 |
| 17-1 | 13.62 | 1,123 | 583 | 10 | 1.6 | 0.07 | 0.20 |
| 17-3 | 14.12 | 1,148 | 480 | 13 | 2.7 | 0.12 | 0.21 |
| 18-2 | 14.62 | 1,164 | 271 | 5 | 5.0 | 0.08 | 0.13 |
| 19-2 | 15.37 | 1,227 | — | 8 | 2.5 | 0.06 | 0.16 |
| 20-1 | 15.87 | 1,222 | 228 | 15 | 2.2 | 0.14 | 0.23 |
| 20-3 | 16.37 | 1,118 | 411 | 23 | 2.1 | 0.17 | 0.16 |
| 21-3 | 17.12 | 1,098 | 477 | 13 | 1.8 | 0.05 | 0.10 |
| 22-2 | 17.62 | 1,096 | 541 | 12 | 2.5 | 0.11 | 0.15 |
| 23-2 | 18.37 | 1,099 | 464 | 4 | 5.0 | 0.06 | 0.10 |
| 24-2 | 19.12 | 1,133 | 426 | 20 | 1.6 | 0.15 | 0.20 |
| 25-2 | 19.87 | 1,110 | 457 | 21 | 2.1 | 0.20 | 0.28 |

Tabla 4. Pruebas de compresión simple, Sondeo L-4

| Muestra | Prof m | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | l_{qu} kg/cm ² | Torcómetro C_t kg/cm ² |
|---------|-----------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|---|
| 2-2 | 4.12 | 1,393 | 83 | 108 | 0.9 | 0.41 | 0.34 |
| 3-1 | 4.62 | 1,126 | 427 | 30 | 2.6 | 0.32 | 0.29 |
| 3-3 | 5.12 | 1,125 | 409 | 19 | 1.9 | 0.17 | 0.23 |
| 4-2 | 5.62 | 1,204 | 248 | — | 2.8 | 0.02 | 0.14 |
| 5-2 | 6.37 | 1,226 | 216 | 31 | 1.6 | 0.18 | 0.13 |
| 6-1 | 6.87 | 1,140 | 427 | 33 | 2.3 | 0.28 | 0.21 |
| 6-3 | 7.37 | 1,111 | 208 | 12 | 2.4 | 0.13 | 0.16 |
| 7-2 | 7.87 | 1,115 | 545 | 22 | 1.8 | 0.19 | 0.16 |
| 8-3 | 8.87 | 1,137 | 289 | 23 | 2.1 | 0.24 | 0.23 |
| 9-2 | 9.37 | 1,900 | 23 | 32 | 2.2 | 0.22 | — |
| 9-3 | 9.62 | 1,851 | 20 | 15 | 3.3 | 0.19 | — |
| 10-3 | 10.37 | 1,136 | 353 | 24 | 2.6 | 0.27 | 0.20 |
| 11-2 | 10.87 | 1,083 | 366 | 6 | 0.9 | 0.03 | 0.20 |
| 12-1 | 11.37 | — | 439 | 5 | 3.6 | 0.06 | 0.18 |
| 12-3 | 11.87 | 1,087 | 415 | 16 | 1.9 | 0.12 | 0.23 |
| 13-2 | 12.37 | 1,100 | 409 | 7 | 4.0 | 0.10 | 0.13 |
| 14-1 | 12.87 | 1,115 | 297 | 2 | 4.5 | 0.04 | 0.15 |
| 14-3 | 13.37 | 1,123 | 362 | 13 | 2.7 | 0.14 | 0.16 |
| 15-2 | 13.87 | 1,133 | 369 | 7 | 3.6 | 0.10 | 0.13 |
| 15-3 | 14.12 | 1,138 | 327 | 8 | 3.8 | 0.10 | 0.13 |
| 16-3 | 14.87 | 1,181 | 270 | 11 | 1.6 | 0.07 | 0.21 |
| 17-1 | 15.12 | 1,191 | 243 | 5 | 4.5 | 0.07 | 0.20 |
| 18-3 | 16.37 | 1,125 | 516 | — | 5.0 | 0.09 | 0.16 |
| 19-2 | 16.87 | 1,099 | 540 | 7 | 3.0 | 0.08 | 0.12 |
| 20-2 | 17.62 | 1,119 | 502 | 7 | 4.0 | 0.10 | 0.10 |
| 21-2 | 18.37 | 1,126 | 433 | 7 | 3.6 | 0.10 | 0.12 |
| 22-1 | 18.87 | 1,097 | 481 | 12 | 2.2 | 0.11 | 0.13 |
| 22-3 | 19.37 | 1,117 | 469 | 19 | 2.1 | 0.16 | 0.22 |
| 23-2 | 19.87 | 1,186 | 274 | 29 | 2.7 | 0.30 | 0.26 |

Tabla 5. Pruebas de compresión simple, Sondeo S-1

| Muestra | Prof | γ | ω | M_i | ϵ_f | l_{qu} | Torcómetro |
|---------|-------|-------------------|----------|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------------|
| No | m | kg/m ³ | % | kg/cm ² | % | kg/cm ² | c_t kg/cm ² |
| 8-2 | 7.12 | 1,375 | 74 | 12 | 0.7 | 0.34 | 0.47 |
| 9-2 | 7.87 | 1,400 | 78 | 30 | 1.0 | 0.14 | 0.40 |
| 10-1 | 8.37 | 1,268 | 106 | 122 | 0.9 | 0.43 | 0.41 |
| 11-2 | 9.37 | 1,306 | 137 | | 1.7 | 0.10 | 0.36 |
| 12-2 | 10.12 | 1,296 | 128 | 18 | 1.9 | 0.16 | 0.46 |
| 13-2 | 10.87 | 1,170 | 253 | 42 | 2.5 | 0.41 | 0.56 |
| 14-2 | 11.62 | 1,192 | 225 | 29 | 2.3 | 0.28 | 0.34 |
| 15-2 | 12.37 | 1,126 | 333 | 7 | 2.7 | 0.08 | 0.17 |
| 16-2 | 13.12 | 1,120 | 375 | 42 | 2.0 | 0.36 | 0.35 |
| 17-2 | 13.87 | 1,178 | 270 | 45 | 2.8 | 0.50 | 0.50 |
| 18-3 | 14.62 | 1,965 | 25 | 43 | 2.1 | 0.29 | 0.32 |
| 19-2 | 15.12 | 1,943 | 28 | 44 | 2.3 | 0.30 | 0.30 |
| 20-3 | 16.12 | 1,176 | 277 | 41 | 2.3 | 0.39 | 0.39 |
| 21-2 | 16.62 | 1,149 | 263 | 9 | 6.9 | 0.18 | 0.26 |
| 22-2 | 17.37 | 1,139 | 355 | 43 | 3.0 | 0.48 | 0.33 |
| 23-3 | 18.37 | 1,165 | 298 | 29 | 3.2 | 0.31 | 0.44 |
| 24-2 | 18.87 | 1,131 | 349 | 27 | 1.6 | 0.20 | 0.32 |
| 25-3 | 19.87 | 1,171 | 228 | 10 | 4.3 | 0.12 | 0.31 |

Tabla 6. Pruebas de compresión simple, Sondeo S-2

| Muestra | Prof | γ | ω | M_i | ϵ_f | iq_u | Torcómetro |
|---------|-------|-------------------|----------|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------------|
| No | m | kg/m ³ | † | kg/cm ² | † | kg/cm ² | c_t kg/cm ² |
| 6-2 | 7.12 | 1,524 | .70 | 96 | 1.5 | 0.79 | 0.62 |
| 7-2 | 7.87 | 1,390 | 78 | 115 | 0.9 | 0.36 | 0.38 |
| 8-2 | 8.62 | 1,515 | 72 | 212 | 1.0 | 0.94 | 0.30 |
| 9-3 | 9.62 | 1,563 | 65 | 11 | 3.1 | 0.13 | 0.25 |
| 10-2 | 10.12 | 1,188 | 149 | 85 | 1.4 | 0.45 | 0.35 |
| 11-2 | 10.87 | 1,260 | 140 | 14 | 2.2 | 0.07 | 0.26 |
| 12-3 | 11.87 | 1,086 | 398 | 16 | 1.6 | 0.11 | 0.21 |
| 13-2 | 12.37 | 1,183 | 281 | 33 | 1.8 | 0.20 | 0.35 |
| 14-2 | 13.12 | 1,144 | 380 | 45 | 1.7 | 0.34 | 0.32 |
| 15-2 | 13.87 | 1,124 | 385 | 34 | 2.9 | 0.39 | 0.25 |
| 16-2 | 14.62 | 1,138 | 366 | 34 | 2.6 | 0.36 | 0.37 |
| 20-2 | 17.07 | 1,666 | 283 | 31 | 2.3 | 0.28 | 0.37 |
| 21-2 | 17.82 | 1,017 | 352 | 8 | 3.9 | 0.12 | 0.16 |
| 22-2 | 18.57 | 1,148 | 331 | 33 | 1.6 | 0.24 | 0.30 |
| 23-2 | 19.32 | 1,181 | 252 | 8 | 4.9 | 0.13 | 0.16 |
| 24-2 | 20.07 | 1,218 | 215 | 28 | 3.4 | 0.35 | 0.37 |

Tabla 7. Pruebas de compresión simple, Sondeo S-3

| Muestra No | Prof m | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | l_{qu} kg/cm ² | Torcómetro c_t kg/cm ² |
|---------------|-----------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|---|
| 7-2 | 7.35 | 1,350 | 65 | 67 | 1.8 | 0.48 | 0.62 |
| 8-2 | 8.12 | 1,275 | 75 | 192 | 0.9 | 0.37 | 0.20 |
| 9-2 | 8.87 | 1,364 | 66 | 88 | 1.0 | 0.29 | 0.34 |
| 10-3 | 9.62 | 1,200 | 213 | 85 | 1.9 | 0.50 | 0.24 |
| 11-3 | 10.62 | 1,195 | 235 | 57 | 1.7 | 0.43 | 0.47 |
| 12-3 | 11.37 | 1,261 | 166 | 43 | 1.2 | 0.22 | 0.25 |
| 13-2 | 11.87 | 1,115 | 434 | 30 | 1.5 | 0.21 | 0.26 |
| 14-2 | 12.62 | 1,145 | 335 | 43 | 2.8 | 0.51 | 0.35 |
| 15-2 | 13.37 | 1,129 | 389 | 40 | 2.6 | 0.39 | 0.26 |
| 16-2 | 14.12 | 1,139 | 345 | 49 | 2.2 | 0.46 | 0.31 |
| 17-2 | 14.87 | 1,125 | 388 | 20 | 3.2 | 0.24 | 0.35 |
| 18-2 | 15.62 | — | — | 26 | 2.6 | 0.28 | 0.31 |
| 21-2 | 17.02 | 1,173 | 276 | 36 | 3.6 | 0.51 | 0.27 |
| 22-3 | 18.02 | 1,162 | 318 | 45 | 2.5 | 0.45 | 0.36 |
| 23-2 | 18.52 | 1,141 | 349 | 38 | 2.8 | 0.37 | 0.35 |
| 24-2 | 19.22 | 1,151 | 302 | 33 | 1.5 | 0.22 | 0.22 |
| 25-2 | 19.97 | 1,289 | 136 | 37 | 2.3 | 0.29 | 0.35 |

Tabla 8. Pruebas de compresión simple, Sondeo S-4

| Muestra | Prof | γ | ω | M_i | ϵ_f | $i q_u$ | Torcómetro |
|---------|-------|-------------------|----------|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------------|
| No | m | kg/m ³ | † | kg/cm ² | † | kg/cm ² | c_t kg/cm ² |
| 8-2 | 7.62 | 1,532 | 77 | 13 | 5.2 | 0.23 | 0.10 |
| 9-2 | 8.37 | 1,513 | 73 | 118 | 1.0 | 0.40 | 0.55 |
| 10-2 | 9.12 | 1,206 | 190 | 52 | 1.6 | 0.36 | 0.37 |
| 11-2 | 9.87 | 1,154 | 291 | 51 | 2.0 | 0.38 | 0.38 |
| 12-2 | 10.62 | 1,130 | 428 | 36 | 2.3 | 0.32 | 0.34 |
| 13-2 | 11.37 | 1,151 | 364 | 42 | 2.1 | 0.32 | 0.25 |
| 14-2 | 12.12 | 1,135 | 380 | 28 | 1.8 | 0.22 | 0.30 |
| 15-3 | 13.12 | 1,106 | 372 | 23 | 2.6 | 0.30 | 0.36 |
| 16-2 | 13.62 | 1,123 | 351 | 32 | 2.6 | 0.34 | 0.32 |
| 17-2 | 14.37 | 1,858 | 26 | 57 | 2.4 | 0.30 | 0.18 |
| 19-2 | 15.62 | 1,116 | 277 | 26 | 3.6 | 0.32 | 0.36 |
| 20-2 | 16.27 | 1,081 | 370 | 22 | 2.7 | 0.23 | 0.31 |
| 21-2 | 17.12 | 1,133 | 337 | 34 | 2.9 | 0.36 | 0.31 |
| 22-2 | 17.87 | 1,209 | 269 | 17 | 2.7 | 0.15 | 0.20 |
| 23-3 | 18.87 | 1,150 | 299 | 50 | 2.0 | 0.39 | 0.21 |
| 24-2 | 19.37 | 1,226 | 208 | 38 | 3.7 | 0.45 | 0.28 |
| 25-2 | 20.12 | 1,184 | 212 | 8 | 5.0 | 0.12 | 0.15 |

Tabla 9. Pruebas de compresión simple, Sondeo S-5

| Muestra No | Prof m | γ kg/m ³ | ω % | M_1 kg/cm ² | ϵ_f % | $\frac{1}{2}q_u$ kg/cm ² | Torcómetro c_t kg/cm ² |
|---------------|-----------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|--|---|
| 1-2 | 7.37 | 1,113 | 467 | 51 | 1.8 | 0.33 | 0.35 |
| 2-2 | 8.12 | 1,135 | 411 | 19 | 3.0 | 0.18 | 0.25 |
| 3-2 | 8.87 | 1,100 | 423 | 31 | 3.1 | 0.33 | 0.25 |
| 4-2 | 9.62 | 1,090 | 449 | 41 | 2.3 | 0.37 | 0.30 |
| 5-2 | 10.37 | 1,129 | 387 | 34 | 1.8 | 0.25 | 0.30 |
| 6-2 | 11.12 | 1,909 | 27 | 63 | 2.0 | 0.35 | 0.2 |
| 8-2 | 12.47 | 1,191 | 295 | 42 | 3.1 | 0.48 | 0.35 |
| 9-2 | 13.22 | 1,104 | 400 | 39 | 2.3 | 0.38 | 0.28 |
| 10-2 | 13.97 | 1,127 | 406 | 35 | 2.1 | 0.29 | 0.29 |
| 11-2 | 14.72 | 1,192 | 259 | 34 | 2.9 | 0.33 | 0.30 |
| 12-2 | 15.47 | 1,177 | 293 | 30 | 2.1 | 0.26 | 0.25 |
| 13-2 | 16.22 | 1,197 | 242 | 24 | 3.2 | 0.25 | 0.15 |
| 14-2 | 16.97 | 1,141 | 277 | 20 | 2.1 | 0.16 | 0.23 |
| 15-3 | 11.66 | 1,166 | 246 | 19 | 1.9 | 0.13 | 0.38 |
| 16-3 | 18.72 | 1,090 | 520 | 5 | 2.5 | 0.05 | 0.10 |
| 17-2 | 19.22 | 1,104 | 413 | 31 | 1.8 | 0.26 | 0.25 |
| 18-2 | 19.97 | 1,107 | 431 | 26 | 1.6 | 0.19 | 0.30 |

Tabla 10. Pruebas de compresión simple, Sondeo S-6

| Muestra | Prof | γ | ω | M_i | e_f | $i q_u$ | Torcómetro |
|---------|-------|-------------------|----------|--------------------|-------|--------------------|-----------------------------|
| No | m | kg/m ³ | † | kg/cm ² | † | kg/cm ² | c_t kg/cm ² |
| 1-2 | 7.37 | 1,176 | 178 | 133 | 0.85 | 0.48 | 0.26 |
| 2-2 | 8.12 | 1,109 | 457 | 38 | 1.3 | 0.23 | 0.29 |
| 3-2 | 8.87 | 1,152 | 346 | 33 | 2.9 | 0.27 | 0.23 |
| 4-2 | 9.62 | 1,126 | 393 | 34 | 2.1 | 0.26 | 0.27 |
| 5-2 | 10.37 | 1,115 | 442 | 28 | 1.6 | 0.20 | 0.28 |
| 6-3 | 11.37 | 1,116 | 430 | 5 | 1.2 | 0.03 | 0.23 |
| 7-2 | 11.87 | 1,109 | 408 | 9 | 2.2 | 0.06 | 0.20 |
| 9-2 | 13.22 | 1,147 | 290 | 18 | 2.1 | 0.17 | 0.30 |
| 10-2 | 13.97 | 1,113 | 396 | 21 | 1.6 | 0.15 | 0.22 |
| 11-2 | 14.72 | 1,136 | 359 | 25 | 2.6 | 0.26 | 0.21 |
| 12-2 | 15.47 | 1,150 | 335 | 20 | 2.2 | 0.14 | 0.20 |
| 14-2 | 16.97 | 1,165 | 280 | 22 | 1.9 | 0.16 | 0.26 |
| 16-2 | 18.47 | 1,120 | 353 | 27 | 2.6 | 0.23 | 0.23 |
| 17-3 | 19.22 | 1,100 | 446 | 16 | 2.2 | 0.13 | 0.16 |
| 18-2 | 19.87 | 1,092 | 459 | 9 | 3.3 | 0.09 | 0.15 |

Tabla 11. Pruebas de compresión simple, Sondeo S-7

| Muestra | Prof | γ | ω | M_i | ϵ_f | i_{qu} | Torcómetro |
|---------|-------|-------------------|----------|--------------------|--------------|--------------------|-----------------------------|
| No | m | kg/m ³ | % | kg/cm ² | % | kg/cm ² | c_t kg/cm ² |
| 1-2 | 7.37 | 1,137 | 374 | 46 | 2.2 | 0.38 | 0.35 |
| 2-2 | 8.12 | 1,091 | 217 | 41 | 1.9 | 0.31 | 0.35 |
| 3-2 | 8.87 | 1,102 | 493 | 14 | 2.8 | 0.15 | 0.24 |
| 4-2 | 9.62 | 1,119 | 414 | 42 | 1.8 | 0.28 | 0.24 |
| 6-2 | 10.97 | 1,155 | 276 | 11 | 3.2 | 0.18 | 0.20 |
| 7-2 | 11.72 | 1,014 | 416 | 19 | 1.9 | 0.17 | 0.23 |
| 8-2 | 12.47 | 1,111 | 439 | 15 | 1.4 | 0.09 | 0.17 |
| 9-2 | 13.22 | 1,107 | 371 | — | 5.5 | 0.10 | 0.15 |
| 10-2 | 13.97 | 1,153 | 320 | 20 | 1.9 | 0.16 | 0.25 |
| 11-2 | 14.72 | 1,108 | 597 | 2 | 1.5 | 0.03 | 0.10 |
| 12-2 | 15.47 | 1,265 | 172 | 11 | 3.2 | 0.18 | 0.19 |
| 13-2 | 16.22 | 1,154 | 310 | 34 | 2.1 | 0.26 | 0.27 |
| 14-2 | 16.97 | 1,104 | 527 | 21 | 1.9 | 0.15 | 0.22 |
| 15-2 | 17.72 | 1,114 | 447 | 20 | 2.1 | 0.18 | 0.25 |
| 16-2 | 18.47 | 1,121 | 414 | 10 | 5.6 | 0.17 | 0.21 |
| 17-2 | 19.22 | 1,119 | 499 | 20 | 1.9 | 0.18 | 0.23 |
| 18-2 | 19.87 | 1,186 | 262 | 30 | 2.6 | 0.32 | 0.25 |

Tabla 12. Pruebas de compresión simple, Sondeo S-8

| Muestra | Prof | γ | ω | M_i | ϵ_f | $i q_u$ | Torcómetro c_t |
|---------|-------|----------|----------|-------|--------------|---------|---------------------|
| No | m | kg/m | † | kg/cm | † | kg/cm | kg/cm |
| 1-2 | 7.37 | 1,092 | 494 | 21 | 2.4 | 0.15 | 0.31 |
| 2-2 | 8.12 | 1,129 | 309 | 22 | 2.9 | 0.22 | 0.24 |
| 3-2 | 8.87 | 1,110 | 408 | 33 | 2.3 | 0.31 | 0.23 |
| 4-2 | 9.62 | 1,107 | 378 | 28 | 1.6 | 0.18 | 0.30 |
| 5-2 | 10.37 | 1,129 | 397 | 26 | 2.6 | 0.30 | 0.22 |
| 6-3 | 11.12 | 1,113 | 384 | 11 | 1.6 | 0.70 | 0.26 |
| 8-2 | 11.97 | 1,117 | 378 | 6 | 4.4 | 0.08 | 0.15 |
| 9-2 | 12.72 | 1,107 | 418 | 17 | 2.7 | 0.17 | 0.16 |
| 10-2 | 13.47 | 1,108 | 449 | 22 | 2.1 | 0.18 | 0.20 |
| 11-2 | 14.22 | 1,120 | 358 | 15 | 2.2 | 0.11 | 0.17 |
| 12-2 | 14.97 | 1,130 | 261 | 11 | 1.6 | 0.07 | 0.10 |
| 13-2 | 15.72 | 1,148 | 310 | 20 | 2.4 | 0.16 | 0.19 |
| 14-2 | 16.47 | 1,247 | 188 | 14 | 5.5 | 0.22 | 0.21 |
| 15-2 | 17.22 | 1,106 | 429 | 12 | 3.6 | 0.12 | 0.14 |
| 16-2 | 17.97 | 1,114 | 455 | 22 | 2.7 | 0.21 | 0.18 |
| 17-2 | 18.72 | 1,099 | 433 | 8 | 2.5 | 0.04 | 0.10 |
| 18-2 | 19.47 | 1,124 | 273 | 8 | 3.3 | 0.08 | 0.20 |
| 19-2 | 20.22 | 1,128 | 303 | 18 | 2.1 | 0.16 | 0.15 |

Tabla 13. Pruebas de compresión triaxial UU, Sondeo SC-1

| Muestra | Prof m | σ_c kg/cm ² | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | C_{UU} kg/cm ² |
|---------|-----------|----------------------------------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 2-3 | 5.55 | 0.22 | 1,338 | 116 | 23 | 6.4 | 0.42 |
| 3-1 | 5.95 | 0.22 | 1,181 | 194 | 46 | 2.3 | 0.42 |
| 3-3 | 6.37 | 0.23 | 1,140 | — | 40 | 2.6 | 0.28 |
| 4-1 | 6.60 | 0.23 | 1,124 | 342 | 40 | 4.0 | 0.43 |
| 4-3 | 7.05 | 0.24 | 1,114 | 420 | 40 | 2.3 | 0.41 |
| 5-1 | 7.35 | 0.24 | 1,122 | 407 | — | 2.8 | 0.36 |
| 6-1 | 8.90 | 0.26 | 1,101 | 422 | 20 | 4.6 | 0.28 |
| 6-2 | 9.25 | 0.27 | 1,124 | 354 | — | 3.1 | 0.14 |
| 6-3 | 9.40 | 0.27 | 1,147 | 317 | 16 | 3.8 | 0.21 |
| 7-1 | 9.60 | 0.28 | 1,168 | 313 | — | 3.4 | 0.38 |
| 7-3 | 10.12 | 0.28 | 1,152 | 289 | — | 4.0 | 0.27 |
| 8-1 | 10.30 | 0.29 | 1,146 | 336 | — | 5.1 | 0.25 |
| 8-3 | 10.82 | 0.29 | 1,120 | 408 | 16 | 6.0 | 0.23 |
| 9-2 | 11.30 | 0.30 | 1,127 | 349 | — | 5.2 | 0.29 |
| 11-1 | 12.15 | 0.31 | 1,173 | 302 | — | 3.6 | 0.31 |
| 11-3 | 12.75 | 0.31 | 1,190 | 269 | — | 3.2 | 0.46 |
| 12-1 | 13.20 | 0.32 | 1,175 | 294 | — | 3.0 | 0.41 |
| 12-3 | 13.75 | 0.33 | 1,231 | 146 | 80 | 3.0 | 0.60 |
| 13-1 | 14.10 | 0.33 | 1,239 | 173 | — | 12.0 | 0.31 |
| 13-3 | 14.50 | 0.34 | 1,155 | 276 | 38 | 7.0 | 0.30 |
| 14-3 | 15.28 | 0.35 | 1,126 | 331 | 47 | 2.4 | 0.38 |
| 15-1 | 15.65 | 0.36 | 1,147 | 423 | 53 | 2.5 | 0.36 |
| 15-3 | 16.20 | 0.37 | 1,135 | — | 46 | 2.8 | 0.50 |
| 16-1 | 16.25 | 0.37 | 1,141 | — | 42 | 2.7 | 0.40 |
| 16-3 | 16.70 | 0.38 | 1,160 | 382 | 52 | 2.2 | 0.40 |
| 17-1 | 17.83 | 0.39 | 1,152 | — | 63 | 3.4 | 0.60 |
| 21-1 | 20.90 | 0.43 | 1,163 | 295 | 58 | 3.0 | 0.50 |
| 21-3 | 21.20 | 0.44 | 1,366 | 112 | 46 | 2.9 | 0.48 |
| 23-1 | 22.25 | 0.45 | 1,150 | 269 | 19 | 3.0 | 0.16 |
| 23-3 | 22.80 | 0.46 | 1,152 | 304 | 28 | 2.7 | 0.28 |
| 24-1 | 23.10 | 0.46 | 1,155 | 316 | 63 | 2.3 | 0.51 |
| 24-3 | 23.50 | 0.47 | 1,172 | 290 | 102 | 2.2 | 0.85 |
| 25-3 | 24.30 | 0.48 | 1,167 | 309 | 85 | 2.8 | 0.91 |
| 26-2 | 24.50 | 0.48 | 1,195 | 245 | 72 | 2.7 | 0.75 |
| 26-3 | 24.75 | 0.49 | 1,199 | 281 | 50 | 3.0 | 0.38 |
| 27-2 | 25.40 | 0.50 | 1,244 | 180 | 67 | 2.7 | 0.74 |
| 28-3 | 26.35 | 0.51 | 1,286 | 171 | 53 | 7.0 | 0.67 |
| 29-1 | 26.60 | 0.51 | 1,264 | 174 | 56 | 4.0 | 0.54 |
| 29-3 | 27.15 | 0.52 | 1,237 | 197 | 53 | 4.5 | 0.48 |
| 30-2 | 27.35 | 0.52 | 1,280 | 160 | 77 | 2.2 | 0.52 |
| 30-3 | 27.60 | 0.53 | 1,240 | 192 | 74 | 2.7 | 0.75 |
| 31-2 | 27.90 | 0.53 | 1,202 | 248 | 60 | 2.5 | 0.61 |
| 31-3 | 28.15 | 0.54 | 1,209 | 238 | 69 | 1.8 | 0.44 |
| 33-1 | 29.25 | 0.55 | 1,225 | 218 | 93 | 2.5 | 0.85 |
| 34-3 | 30.50 | 0.57 | 1,207 | 222 | — | 4.4 | 0.64 |

Tabla 14. Pruebas de compresión triaxial UU, Sondeo SC-2

| Muestra | Prof m. | σ_c kg/cm ² | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | c_{uu} kg/cm ² |
|---------|------------|----------------------------------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 1-1 | 6.65 | 0.23 | 1,135 | 355 | 53 | 2.2 | 0.52 |
| 1-3 | 6.95 | 0.24 | 1,120 | 410 | 50 | 2.2 | 0.47 |
| 2-1 | 7.35 | 0.24 | 1,120 | 412 | 40 | 2.5 | 0.40 |
| 2-3 | 7.87 | 0.25 | 1,117 | 415 | 35 | 2.4 | 0.35 |
| 3-1 | 8.15 | 0.26 | 1,124 | 408 | 33 | 1.8 | 0.25 |
| 5-1 | 9.50 | 0.28 | 1,433 | 104 | 17 | 7.0 | 0.18 |
| 6-2 | 10.20 | 0.28 | 1,159 | 297 | 20 | 2.5 | 0.13 |
| 6-3 | 10.65 | 0.29 | 1,139 | 327 | 34 | 2.5 | 0.24 |
| 7-1 | 10.92 | 0.29 | 1,121 | 338 | — | — | 0.12 |
| 7-3 | 11.35 | 0.30 | 1,138 | 300 | 27 | 3.2 | 0.26 |
| 8-1 | 11.60 | 0.30 | 1,147 | 313 | 15 | 3.3 | 0.14 |
| 8-3 | 12.10 | 0.31 | 1,163 | 288 | 30 | 1.8 | 0.25 |
| 10-1 | 13.05 | 0.32 | 1,194 | 227 | 39 | 3.1 | 0.47 |
| 11-3 | 14.30 | 0.34 | 1,174 | 258 | 45 | 1.5 | 0.30 |
| 12-1 | 14.55 | 0.34 | 1,219 | 285 | 33 | 6.4 | 0.27 |
| 13-1 | 15.35 | 0.35 | 1,165 | 318 | 53 | 2.8 | 0.49 |
| 13-3 | 15.78 | 0.36 | 1,151 | 353 | 50 | 2.1 | 0.43 |
| 15-1 | 16.80 | 0.37 | 1,156 | 349 | 46 | 2.9 | 0.41 |
| 15-3 | 17.20 | 0.38 | 1,194 | 259 | 53 | 1.8 | 0.40 |
| 16-3 | 17.95 | 0.38 | 1,219 | 221 | 78 | 2.2 | 0.42 |
| 17-3 | 18.70 | 0.40 | 1,024 | 214 | 75 | 2.8 | 0.78 |
| 18-1 | 19.10 | 0.41 | 1,233 | 208 | 49 | 2.5 | 0.48 |
| 19-3 | 20.20 | 0.42 | 1,194 | 206 | 24 | 2.0 | 0.17 |
| 20-3 | 20.90 | 0.43 | 1,200 | 201 | 69 | 2.8 | 0.55 |
| 21-1 | 21.35 | 0.44 | 1,377 | 108 | 15 | 7.5 | 0.27 |
| 22-1 | 22.00 | 0.45 | 1,185 | 268 | 62 | 1.5 | 0.44 |
| 22-3 | 22.40 | 0.45 | 1,177 | 269 | 70 | 2.3 | 0.59 |
| 24-1 | 23.60 | 0.47 | 1,163 | 277 | 49 | 3.8 | 0.64 |
| 24-3 | 23.95 | 0.48 | 1,158 | 316 | 80 | 1.8 | 0.70 |
| 26-1 | 24.95 | 0.49 | 1,207 | 242 | 60 | 4.0 | 0.45 |
| 26-3 | 25.45 | 0.50 | 1,224 | 209 | 103 | 1.8 | 0.61 |
| 27-3 | 26.20 | 0.51 | 1,155 | 271 | 100 | 2.2 | 0.50 |
| 28-1 | 26.50 | 0.52 | 1,252 | 192 | 94 | 1.3 | 0.45 |
| 28-3 | 27.00 | 0.53 | 1,255 | 194 | 63 | 2.0 | 0.58 |
| 29-1 | 27.25 | 0.53 | 1,223 | 218 | 87 | 4.0 | 0.58 |
| 29-3 | 27.70 | 0.54 | 1,249 | 198 | 129 | 1.9 | 0.83 |
| 30-3 | 28.45 | 0.55 | 1,221 | 219 | 90 | 1.1 | 0.34 |
| 31-1 | 28.85 | 0.55 | 1,223 | 238 | 132 | 2.0 | 1.11 |
| 31-3 | 29.20 | 0.56 | 1,181 | 276 | 175 | 2.4 | 1.04 |
| 32-1 | 29.60 | 0.56 | 1,190 | 242 | 125 | 6.0 | 1.30 |
| 32-3 | 29.95 | 0.57 | 1,204 | 244 | 150 | 3.1 | 1.31 |
| 33-2 | 30.45 | 0.58 | 1,217 | 225 | 129 | 2.8 | 1.26 |

Tabla 15. Pruebas de compresión triaxial UU, Sondeo SC-3

| Muestra | Prof m | σ_c kg/cm ² | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | E_f % | C_{uu} kg/cm ² |
|---------|-----------|----------------------------------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|------------|--------------------------------|
| 2-3 | 3.62 | 0.20 | 1,461 | 77 | 107 | 3.7 | 0.81 |
| 3-3 | 4.62 | 0.21 | 1,409 | 85 | 45 | 2.6 | 0.22 |
| 4-3 | 5.37 | 0.22 | 1,202 | 217 | 34 | 3.6 | 0.24 |
| 5-2 | 5.87 | 0.22 | 1,247 | 180 | 37 | 4.1 | 0.39 |
| 6-2 | 6.67 | 0.24 | 1,105 | 390 | 23 | 3.0 | 0.28 |
| 7-3 | 7.67 | 0.25 | 1,104 | 358 | 14 | 6.5 | 0.13 |
| 8-3 | 8.47 | 0.26 | 1,108 | 414 | 15 | 5.4 | 0.19 |
| 9-2 | 8.87 | 0.26 | 1,135 | 326 | 9 | 6.6 | 0.10 |
| 10-3 | 9.97 | 0.28 | 1,140 | 325 | 24 | 2.6 | 0.20 |
| 11-3 | 10.72 | 0.30 | 1,103 | 365 | 20 | 3.7 | 0.23 |
| 12-2 | 11.22 | 0.30 | 1,108 | 368 | 14 | 5.4 | 0.18 |
| 13-2 | 11.97 | 0.31 | 1,193 | 216 | 29 | 3.6 | 0.23 |
| 14-2 | 12.62 | 0.35 | 1,133 | 318 | 20 | 2.0 | 0.21 |
| 16-2 | 14.12 | 0.34 | 1,183 | 257 | 28 | 3.6 | 0.32 |
| 17-2 | 14.87 | 0.36 | 1,089 | 391 | 27 | 2.0 | 0.21 |
| 18-3 | 15.87 | 0.36 | 1,112 | 430 | 20 | 2.0 | 0.26 |
| 19-1 | 16.12 | 0.36 | 1,127 | 359 | 32 | 3.0 | 0.34 |
| 20-2 | 17.12 | 0.38 | 1,101 | 412 | 21 | 3.1 | 0.26 |
| 21-2 | 17.87 | 0.38 | 1,137 | 288 | 18 | 5.4 | 0.20 |
| 22-3 | 18.87 | 0.40 | 1,225 | 203 | 32 | 4.1 | 0.29 |
| 23-3 | 19.87 | 0.42 | 1,146 | 290 | 27 | 1.9 | 0.31 |
| 24-2 | 20.37 | 0.42 | 1,172 | 248 | 26 | 2.6 | 0.19 |
| 25-3 | 21.37 | 0.44 | 1,103 | 197 | 57 | 1.6 | 0.28 |
| 27-1 | 22.37 | 0.46 | 1,180 | 250 | 28 | 6.4 | 0.21 |
| 28-2 | 23.37 | 0.47 | 1,168 | 280 | 65 | 2.2 | 0.55 |
| 29-3 | 24.37 | 0.48 | 1,150 | 300 | 58 | 2.2 | 0.56 |
| 30-3 | 25.12 | 0.50 | 1,183 | 241 | 38 | 3.3 | 0.53 |
| 31-2 | 25.62 | 0.50 | 1,198 | 213 | 67 | 3.4 | 0.52 |
| 32-3 | 26.62 | 0.51 | 1,179 | 214 | 65 | 2.0 | 0.41 |
| 33-3 | 27.37 | 0.52 | 1,210 | 638 | 63 | 2.7 | 0.57 |
| 34-3 | 28.12 | 0.53 | 1,219 | 695 | 61 | 2.3 | 0.51 |
| 35-2 | 28.62 | 0.54 | 1,185 | 331 | 33 | 3.5 | 0.24 |
| 36-3 | 29.62 | 0.55 | 1,207 | 222 | 47 | 2.7 | 0.59 |
| 37-3 | 30.37 | 0.57 | 1,151 | 297 | 68 | 2.7 | 0.62 |
| 38-2 | 30.87 | 0.58 | 1,147 | 302 | 28 | 3.0 | 0.41 |
| 39-2 | 31.62 | 0.58 | 1,295 | 225 | 59 | 4.0 | 0.78 |

Tabla 16. Pruebas de compresión triaxial UU, Sondeo SC-4

| Muestra | Prof m | σ_c kg/cm ² | γ kg/m ³ | ω % | M_i kg/cm ² | ϵ_f % | C_{UU} kg/cm ² |
|---------|-----------|----------------------------------|-------------------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 1-2 | 5.32 | 0.22 | 1,265 | 145 | 60 | 1.2 | 0.16 |
| 2-2 | 6.02 | 0.22 | 1,225 | 207 | 44 | 2.1 | 0.14 |
| 3-3 | 7.02 | 0.24 | 1,117 | 409 | 24 | 1.6 | 0.13 |
| 5-2 | 8.27 | 0.26 | 1,157 | 374 | 26 | 3.6 | 0.26 |
| 6-2 | 9.03 | 0.27 | 1,129 | 409 | 26 | 3.2 | 0.12 |
| 7-3 | 10.08 | 0.28 | 1,166 | 319 | 27 | 3.1 | 0.26 |
| 8-3 | 10.77 | 0.29 | 1,157 | 348 | 48 | 3.1 | 0.24 |
| 9-3 | 11.52 | 0.30 | 1,136 | 399 | 29 | 3.1 | 0.27 |
| 10-3 | 12.17 | 0.31 | 1,140 | 360 | 29 | 2.0 | 0.23 |
| 11-3 | 12.93 | 0.32 | 1,145 | 304 | 37 | 2.5 | 0.28 |
| 12-3 | 13.50 | 0.33 | 1,161 | 322 | 40 | 2.0 | 0.24 |
| 14-3 | 14.88 | 0.35 | 1,250 | 177 | 29 | 3.2 | 0.12 |
| 15-3 | 15.63 | 0.36 | 1,142 | 305 | 31 | 3.6 | 0.31 |
| 16-2 | 16.13 | 0.37 | 1,119 | 391 | 38 | 1.3 | 0.09 |
| 17-3 | 17.13 | 0.38 | 1,142 | 353 | 55 | 1.9 | 0.28 |
| 19-3 | 18.62 | 0.40 | 1,152 | 293 | 38 | 1.5 | 0.17 |
| 20-1 | 19.37 | 0.41 | 1,241 | 198 | 35 | 2.6 | 0.19 |
| 21-2 | 19.82 | 0.42 | 1,216 | 207 | 42 | 1.3 | 0.13 |
| 22-3 | 20.77 | 0.43 | 1,161 | 237 | 49 | 2.0 | 0.26 |
| 23-2 | 21.25 | 0.44 | 1,214 | 210 | 63 | 2.4 | 0.36 |
| 24-1 | 21.70 | 0.45 | 1,160 | 168 | 16 | 4.5 | 0.38 |
| 25-3 | 22.87 | 0.46 | 1,293 | 150 | 60 | 3.0 | 0.28 |
| 26-3 | 23.68 | 0.47 | 1,166 | 285 | 35 | 3.2 | 0.45 |
| 27-3 | 24.42 | 0.48 | 1,171 | 262 | 55 | 2.4 | 0.36 |
| 28-2 | 24.92 | 0.49 | 1,174 | 294 | 38 | 3.1 | 0.25 |
| 29-2 | 25.67 | 0.50 | 1,159 | 287 | 34 | 3.6 | 0.34 |
| 30-3 | 26.63 | 0.52 | 1,184 | 236 | 63 | 2.4 | 0.43 |
| 31-3 | 27.32 | 0.53 | 1,157 | 281 | 76 | 3.5 | 0.42 |
| 32-3 | 28.10 | 0.54 | 1,420 | 88 | 77 | 3.4 | 0.53 |
| 33-2 | 28.62 | 0.55 | 1,313 | 89 | 67 | 2.5 | 0.35 |
| 34-3 | 29.62 | 0.56 | 1,158 | 294 | 67 | 2.7 | 0.62 |
| 35-3 | 30.37 | 0.57 | 1,194 | 230 | 48 | 3.2 | 0.22 |
| 36-1 | 30.62 | 0.58 | 1,185 | 271 | 52 | 4.2 | 0.26 |
| 37-2 | 31.62 | 0.59 | 1,144 | 228 | 49 | 2.8 | 0.48 |

Tabla 17. Pruebas de compresión triaxial UU y compresión simple, Sondeo SC-5

| Muestra | Prof m | γ ton/m ³ | ω % | $i q_u$ kg/cm ² | c_{uu} kg/cm ² |
|---------|-----------|--------------------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------------|
| 1-1 | 5.10 | 1.35 | 114 | 0.12 | 0.20 |
| 1-2 | 5.35 | 1.28 | 132 | 0.19 | 0.20 |
| 2-1 | 5.85 | 1.24 | 183 | 0.26 | 0.41 |
| 2-2 | 6.05 | 1.28 | 155 | 0.39 | 0.47 |
| 2-3 | 6.25 | 1.33 | 143 | 0.17 | 0.31 |
| 3-1 | 6.85 | 1.21 | 304 | 0.23 | 0.24 |
| 3-2 | 7.05 | 1.13 | | 0.15 | |
| 3-3 | 7.25 | 1.16 | 400 | 0.15 | 0.21 |
| 4-1 | 7.65 | 1.13 | 352 | 0.27 | 0.29 |
| 4-2 | 7.95 | 1.14 | 378 | 0.27 | 0.29 |
| 4-3 | 8.15 | 1.16 | 402 | 0.25 | 0.25 |
| 5-1 | 8.40 | 1.29 | 168 | 0.09 | 0.19 |
| 5-2 | 8.65 | 1.43 | 99 | 0.24 | 0.25 |
| 5-3 | 8.90 | 1.16 | 304 | 0.12 | 0.23 |
| 6-1 | 9.60 | 1.15 | 328 | 0.26 | 0.27 |
| 6-2 | 9.85 | 1.19 | 271 | 0.26 | 0.29 |
| 6-3 | 10.10 | 1.21 | 267 | 0.25 | 0.24 |
| 7-1 | 10.90 | 1.13 | 434 | 0.19 | 0.31 |
| 7-3 | 11.40 | 1.17 | 380 | 0.25 | 0.26 |
| 8-1 | 12.10 | 1.16 | 316 | 0.23 | 0.32 |
| 8-2 | 12.35 | 1.20 | 295 | 0.31 | 0.36 |
| 8-3 | 12.60 | 1.18 | 317 | 0.29 | 0.24 |
| 9-1 | 13.10 | 1.51 | 76 | 0.68 | 1.33 |
| 9-2 | 13.35 | 1.46 | 80 | 0.51 | 1.57 |
| 9-3 | 13.60 | 1.31 | 78 | 0.54 | 1.73 |
| 10-1 | 13.85 | 1.23 | 211 | 0.25 | 0.65 |
| 10-2 | 14.10 | 1.14 | 232 | 0.16 | 0.57 |
| 10-3 | 14.40 | 1.22 | 241 | 0.44 | 0.47 |
| 11-1 | 14.65 | 1.22 | 275 | 0.23 | 0.29 |
| 11-2 | 14.90 | 1.21 | 284 | 0.32 | 0.35 |
| 11-3 | 15.15 | 1.13 | 237 | 0.25 | 0.28 |
| 12-1 | 15.40 | 1.15 | 346 | 0.10 | 0.17 |
| 12-2 | 15.65 | 1.15 | 381 | 0.24 | 0.30 |
| 12-3 | 15.90 | 1.13 | 422 | 0.25 | 0.32 |
| 13-1 | 16.15 | 1.15 | 448 | 0.25 | 0.35 |
| 13-2 | 16.40 | 1.16 | 352 | 0.36 | 0.33 |
| 13-3 | 16.65 | 1.14 | 416 | 0.22 | 0.35 |
| 14-1 | 17.30 | 1.16 | 417 | 0.27 | 0.31 |
| 14-2 | 17.55 | 1.16 | 374 | 0.23 | 0.34 |
| 14-3 | 17.80 | 1.21 | 254 | 0.28 | 0.36 |
| 15-1 | 18.05 | 1.15 | 351 | 0.21 | 0.29 |
| 15-2 | 18.30 | 1.23 | 234 | 0.21 | 0.33 |
| 15-2 | 18.55 | 1.22 | 248 | 0.17 | 0.35 |
| 16-1 | 18.80 | 1.20 | 252 | 0.25 | 0.40 |

Tabla 17 (Cont). Pruebas de compresión triaxial UU y compresión simple, Sondeo SC-5

| Muestra | Prof m | γ ton/m ³ | ω % | lq_u kg/cm ² | c_{uu} kg/cm ² |
|---------|-----------|--------------------------------|---------------|------------------------------|--------------------------------|
| 16-2 | 19.05 | 1.19 | 269 | 0.39 | 0.43 |
| 16-3 | 19.30 | 1.22 | 272 | 0.30 | 0.31 |
| 17-1 | 19.55 | 1.23 | 62 | 0.44 | 0.50 |
| 17-2 | 19.80 | 1.40 | 79 | 0.46 | 1.03 |
| 17-3 | 20.05 | 1.19 | 246 | 0.37 | 0.49 |
| 18-1 | 20.30 | 1.18 | 327 | 0.18 | 0.34 |
| 18-2 | 20.55 | 1.18 | 329 | 0.18 | 0.38 |
| 18-3 | 20.80 | 1.17 | 298 | 0.27 | 0.40 |
| 19-1 | 21.05 | 1.21 | 292 | 0.32 | 0.42 |
| 19-2 | 21.30 | 1.25 | 232 | 0.40 | 0.42 |
| 19-3 | 21.55 | 1.18 | 276 | 0.33 | 0.39 |
| 20-1 | 21.85 | 1.36 | 103 | 0.15 | 0.24 |
| 20-2 | 22.10 | 1.23 | — | 0.14 | — |
| 20-3 | 22.35 | 1.17 | — | 0.16 | — |
| 21 1 | 22.60 | 1.24 | 239 | 0.17 | 0.52 |
| 21-2 | 22.85 | 1.18 | 269 | 0.25 | 0.50 |
| 21-3 | 23.10 | 1.21 | 261 | 0.41 | 0.44 |
| 22-1 | 23.50 | 1.19 | 290 | 0.40 | 0.27 |
| 22-2 | 23.75 | 1.17 | 290 | 0.38 | 0.56 |
| 22-3 | 24.00 | 1.19 | 276 | 0.17 | 0.50 |
| 23-1 | 24.35 | 1.15 | 335 | 0.41 | 0.50 |
| 23-2 | 24.60 | 1.05 | 361 | 0.48 | 0.42 |
| 23-3 | 24.85 | 1.03 | 376 | 0.46 | 0.49 |
| 24-1 | 25.10 | 1.17 | 355 | 0.32 | 0.32 |
| 24-2 | 25.35 | 1.27 | 223 | 0.33 | 0.33 |
| 24-3 | 25.60 | 1.37 | 124 | 0.19 | 0.19 |
| 25-1 | 25.90 | 1.21 | 287 | 0.27 | 0.37 |
| 25-2 | 26.15 | 1.24 | 250 | 0.40 | 0.40 |
| 25-3 | 26.40 | 1.20 | 256 | 0.36 | 0.36 |
| 26-1 | 26.65 | 1.82 | 34 | 0.18 | 0.18 |
| 26-2 | 26.90 | 1.53 | 68 | 0.57 | 0.57 |
| 26-3 | 27.15 | 1.50 | 84 | 0.37 | 0.37 |
| 27-1 | 27.40 | 1.21 | 227 | 0.16 | 0.16 |
| 27-2 | 27.65 | 1.26 | 230 | 0.26 | 0.26 |
| 27-3 | 27.90 | 1.41 | 113 | 0.47 | 0.47 |
| 28-1 | 28.15 | 1.25 | 151 | 0.41 | 0.41 |
| 28-2 | 28.40 | 1.40 | 112 | 0.42 | 0.42 |
| 28-3 | 28.65 | 1.26 | 206 | 0.74 | 0.74 |
| 29-1 | 28.90 | 1.24 | 230 | 0.36 | 0.36 |
| 29-2 | 29.15 | 1.19 | 321 | 0.78 | 0.78 |
| 29-3 | 29.40 | 1.18 | 300 | 0.69 | 0.69 |
| 30-1 | 29.65 | 1.22 | 239 | 0.65 | 0.65 |
| 30-2 | 29.90 | 1.21 | 276 | 0.56 | 0.56 |
| 30-3 | 30.15 | 1.24 | 226 | 0.69 | 0.69 |

Tabla 18. Pruebas de compresión triaxial UU, Sondeo SCD-1

| Muestra No | Prof m | ω % | γ kg/m ³ | M_i kg/cm ² | E_f % | C_{uu} kg/cm ² |
|------------|--------|------------|----------------------------|--------------------------|---------|-----------------------------|
| 1-3 | 1.12 | 69.8 | 1,464 | 50 | 2.2 | 0.33 |
| 2-2 | 1.62 | 87.3 | 1,338 | 33 | 2.1 | 0.25 |
| 6-3 | 4.87 | 109.3 | 1,355 | 40 | 3.4 | 0.24 |
| 7-2 | 5.37 | 127.1 | 1,324 | 120 | 1.5 | 0.77 |
| 8-3 | 6.37 | 297.1 | 1,164 | 29 | 2.2 | 0.21 |
| 9-2 | 7.62 | 335.5 | 1,150 | 28 | 3.2 | 0.38 |
| 10-2 | 8.37 | 273.7 | 1,185 | 34 | 3.7 | 0.50 |
| 11-3 | 9.37 | 303.4 | 1,163 | 63 | 3.0 | 0.74 |
| 12-2 | 9.87 | 242.4 | 1,198 | 74 | 3.5 | 0.70 |
| 13-3 | 10.87 | 58.8 | 1,584 | 73 | 1.9 | 0.68 |
| 14-2 | 11.37 | 172.6 | 1,271 | 35 | 3.2 | 0.38 |
| 15-3 | 12.37 | 190.3 | 1,243 | 56 | 3.5 | 0.70 |
| 16-3 | 13.12 | 224.1 | 1,234 | 88 | 3.0 | 0.90 |
| 17-2 | 13.62 | 163.7 | 1,278 | 112 | 2.5 | 1.20 |
| 18-2 | 14.37 | 115.9 | 1,369 | 80 | 2.5 | 0.92 |
| 19-3 | 15.37 | 124.7 | 1,367 | 55 | 3.5 | 0.84 |
| 20-2 | 15.87 | 54.8 | 1,598 | 60 | 2.7 | 0.73 |
| 21-2 | 16.62 | 140.9 | 1,320 | 100 | 2.8 | 1.00 |
| 22-3 | 17.62 | 167.2 | 1,265 | 133 | 3.1 | 1.63 |
| 23-3 | 18.22 | 214.2 | 1,222 | 156 | 2.9 | 1.80 |
| 24-3 | 18.72 | 26.1 | 1,655 | 367 | 1.5 | 2.89 |
| 25-3 | 19.47 | 49.4 | 1,606 | 220 | 1.4 | 1.05 |
| 26-3 | 19.97 | 38.5 | 1,730 | 173 | 1.8 | 1.20 |
| 28-3 | 21.42 | 100.9 | 1,272 | 175 | 1.5 | 1.30 |
| 29-3 | 21.92 | 152.4 | 1,307 | 163 | 2.4 | 1.74 |
| 30-3 | 22.52 | 28.9 | 1,608 | 200 | 1.1 | 0.54 |
| 31-3 | 23.27 | 21.4 | 1,922 | 100 | 2.3 | 0.18 |
| 32-2 | 23.77 | 51.1 | 1,666 | 120 | 2.2 | 0.67 |
| 34-2 | 25.02 | 35.1 | 1,695 | 300 | 1.6 | 1.56 |
| 34-3 | 25.52 | 33.9 | 1,757 | 138 | 2.4 | 1.40 |
| 36-3 | 26.15 | 41.3 | 1,630 | 367 | 1.9 | 2.60 |
| 37-3 | 27.15 | 50.7 | 1,602 | 220 | 3.2 | 1.45 |
| 38-2 | 27.42 | 49.8 | 1,556 | 350 | 3.5 | 3.95 |
| 39-3 | 28.42 | 52.5 | 1,554 | 450 | 2.6 | 3.80 |
| 40-1 | 28.70 | 66.8 | 1,527 | 180 | 5.5 | 2.25 |
| 41-2 | 29.72 | 92.4 | 1,430 | 200 | 3.2 | 2.00 |

Tabla 19. Valores promedio de K_t del Eje Tezontle

| Estrato | Sondeo Cono | L-1 | S-1 | S-2 | S-3 | L-2 | S-4 | S-5 | S-6 | L-3 | S-7 | L-4 |
|---------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | CL-1 | C-1 | C-2 | C-3 | CL-4 | C-4 | C-5 | C-6 | CL-3 | C-8 | CL-4 |
| 3 | \bar{x} | 13.76 | 12.25 | 14.40 | 11.59 | 16.75 | 9.55 | 11.61 | 13.55 | 20.88 | 13.55 | 13.18 |
| | CV | 18.9 | 13.0 | 15.8 | 19.8 | 18.0 | 26.0 | 12.1 | 11.8 | 22.9 | 21.2 | 20.0 |
| 5 | \bar{x} | -- | 14.97 | 14.45 | 11.50 | 12.42 | 13.97 | 11.96 | 18.81 | 21.51 | 20.58 | 20.00 |
| | CV | -- | 17.2 | 10.3 | 19.9 | 15.8 | 21.4 | 15.7 | 21.6 | 37.0 | 18.0 | 24.6 |

Tabla 20. Valores promedio de K_{uu} y K_t del Eje Cuauhtémoc

| Estrato | Sondeo | SK-1 | | SK-2 | | SK-3 | | SK-4 | | SK-5 | |
|----------|-----------|----------|-------|----------|-------|----------|-------|----------|-------|----------|-------|
| | | K_{uu} | K_t |
| I | \bar{x} | 11.60 | 17.72 | 12.05 | 13.95 | 16.22 | 18.50 | 17.24 | 16.24 | 14.03 | -- |
| | CV | 23.0 | 23.6 | 38.5 | 23.0 | 25.7 | 21.4 | 23.7 | 16.7 | 21.6 | -- |
| II | \bar{x} | 12.74 | 17.40 | 10.21 | 13.35 | 17.58 | 20.68 | 25.21 | 21.24 | 12.49 | -- |
| | CV | 25.0 | 16.3 | 11.9 | 19.6 | 15.9 | 23.5 | 34.0 | 11.3 | 12.7 | -- |
| III + IV | \bar{x} | 11.95 | 18.86 | 11.68 | 14.59 | 15.27 | 21.99 | 20.78 | 23.14 | 13.81 | 14.24 |
| | CV | 20.6 | 16.5 | 15.7 | 18.4 | 22.1 | 17.3 | 19.1 | 9.7 | 13.2 | -- |
| V | \bar{x} | 14.20 | 19.75 | 11.13 | 15.58 | 17.50 | 33.61 | 20.07 | 29.30 | 12.89 | 14.71 |
| | CV | 17.5 | 14.4 | 26.4 | 17.4 | 20.6 | -- | 23.0 | 12.9 | 24.4 | -- |

\bar{x} Promedio CV Coeficiente de variación, en %

Tabla 21. Valores promedio de K_{uu} y K_t del sondeo en zona de Transición

| | K_{uu} | K_t |
|-----------|----------|-------|
| \bar{X} | 8.43 | 10.95 |
| CV | 34.6 | 19.5 |

\bar{X} Promedio

CV Coeficiente de variación, en %

Tabla 22. Resumen de los coeficientes K (Velocidad de hincado: 1 cm/seg)

| | Eje Tezontle | | | | Eje Cuauhtémoc | | Reforma-Río de la Plata |
|----------|--------------|------|-----------|------|----------------------------|--------------------------|-------------------------|
| | Estrato 3 | | Estrato 5 | | Estratos I a V Extremos | Estratos I a V Centro | |
| | E | W | E | W | | | |
| K_t | 13.0 | 13.0 | 13.0 | 20.3 | 16.5 | 21.3 | 10.9 |
| K_{uu} | — | — | — | — | 12.0 | 18.2 | 8.4 |

E Este

W Oeste

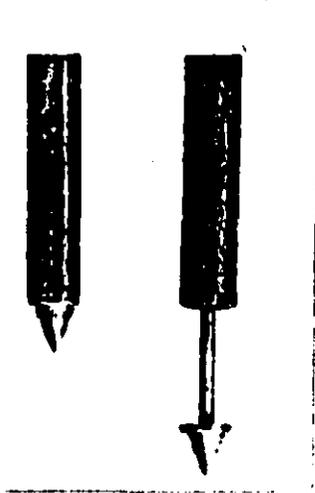


Fig 1. Forma de la punta cónica hacia 1936 (7) *

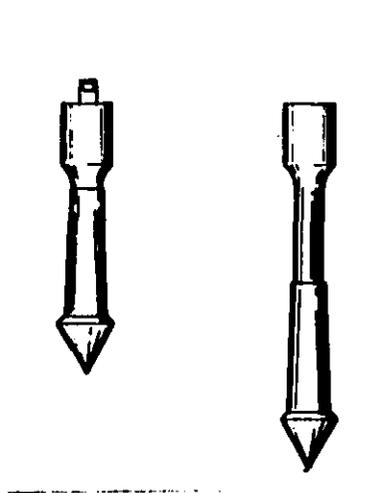
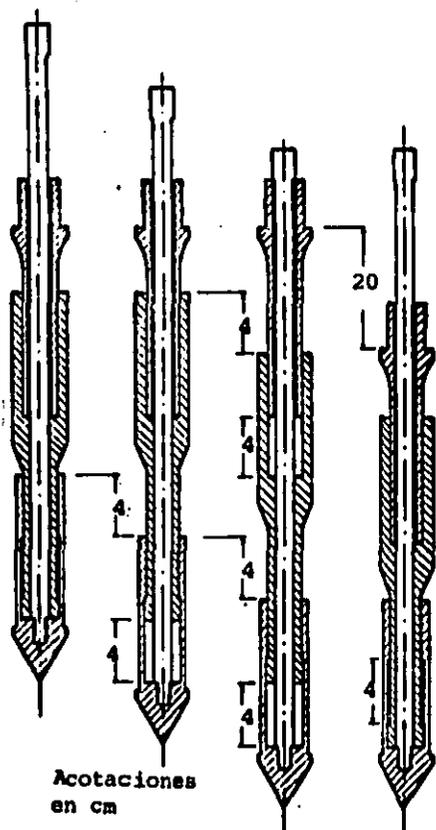


Fig 2. Penetrómetro Delft con punta cónica protegida (26)



Acotaciones en cm

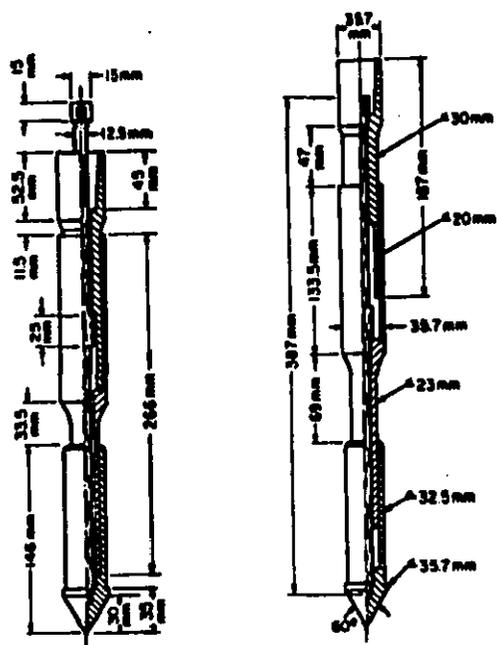
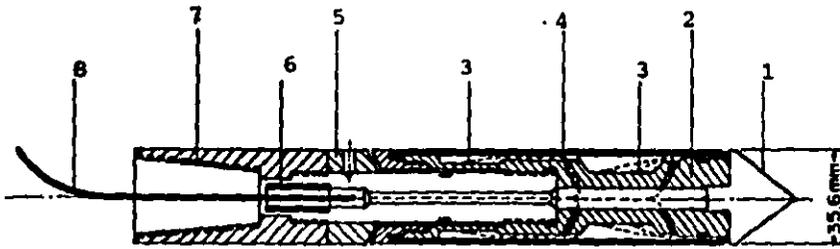


Fig 3. Cono mecánico con funda de fricción-tipo Begemann (15,2)

* Los números entre paréntesis indican las referencias



1. Punta cónica (Vértice 60°, Area 10 cm²)
2. Celda de carga
3. Galgas extensométricas (strain gages)
4. Funda de fricción (Area 150 cm²)
5. Anillo de ajuste
6. Buje para impermeabilizar
7. Conexión con las barras
8. Cable

Fig 4. Cono eléctrico tipo Fugro (2)

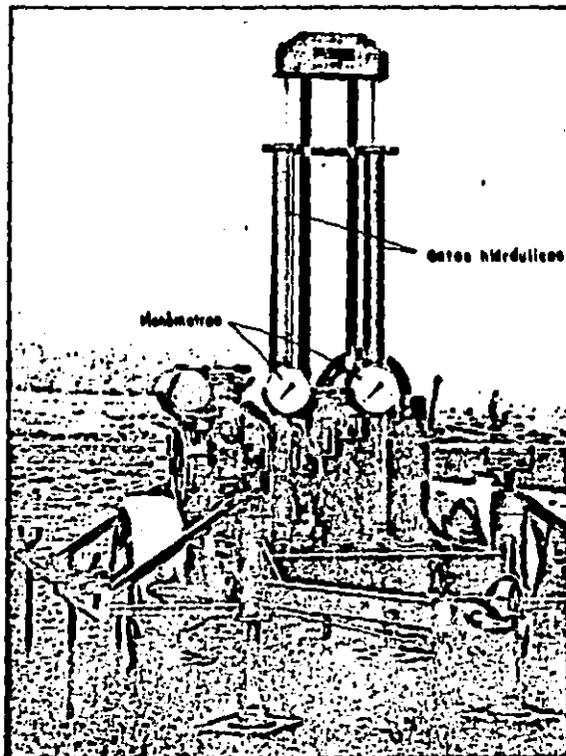


Fig 5. Equipo para hincar los conos mecánicos [26]

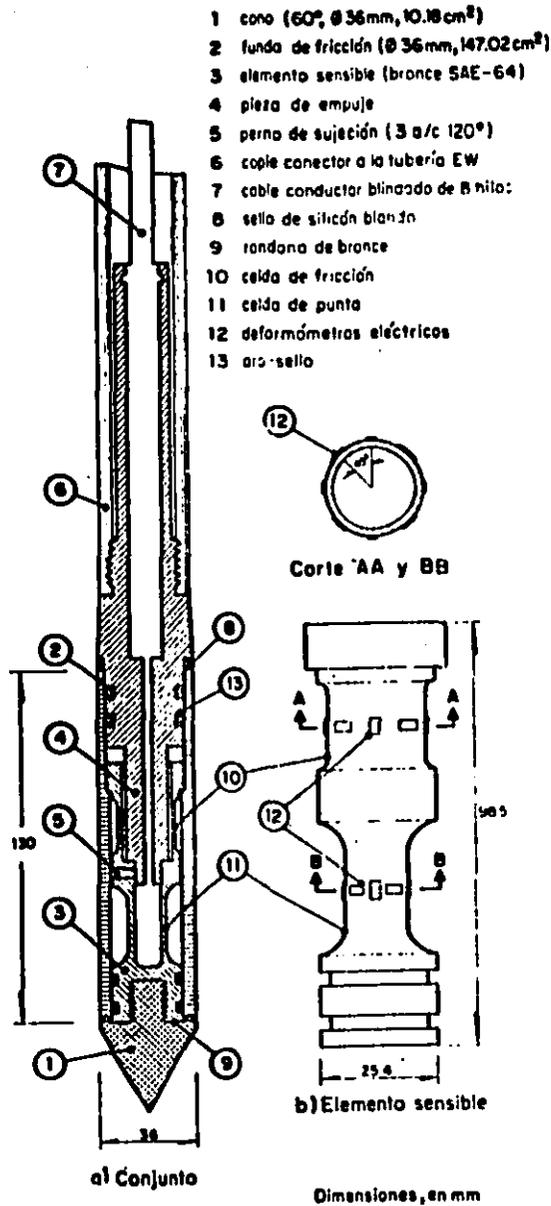


Fig 6. Cono eléctrico utilizado (27)

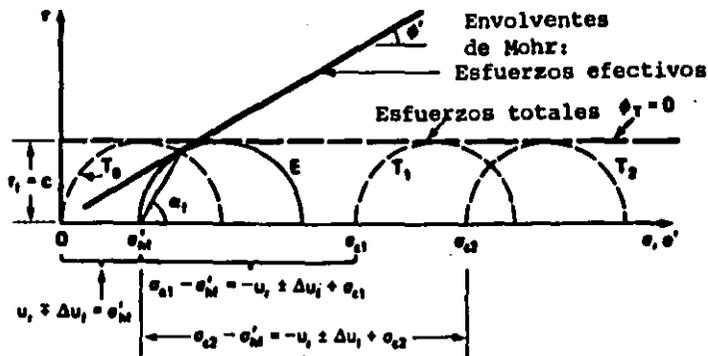
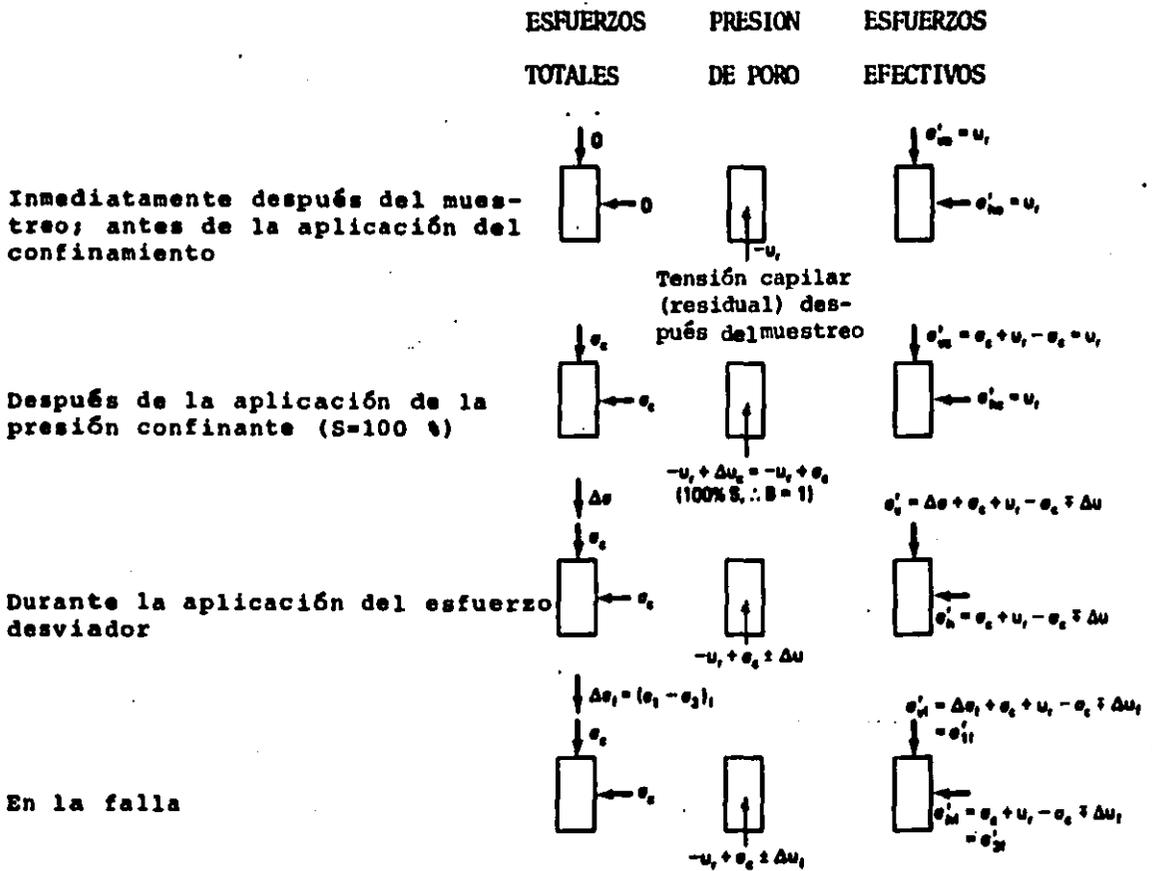


Fig 7. Esfuerzos totales, efectivos y presiones de poro en una prueba de compresión triaxial UU y círculos de Mohr de una serie de ensayos (13)

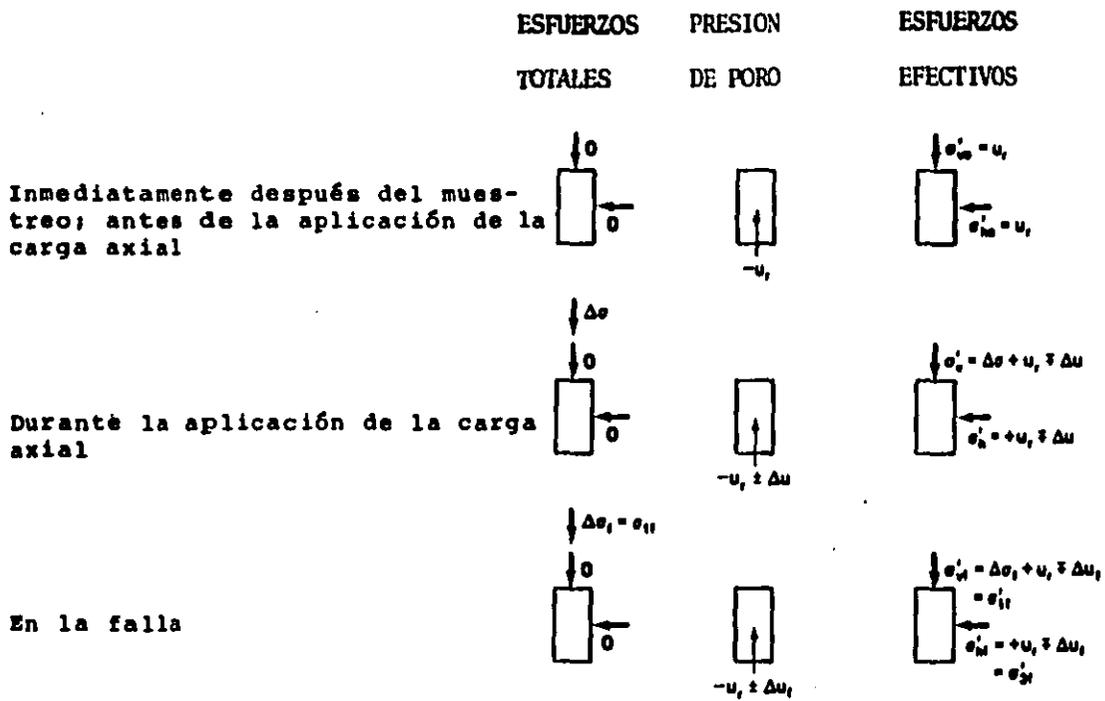


Fig 8. Estados de esfuerzos en una prueba de compresión simple (13)

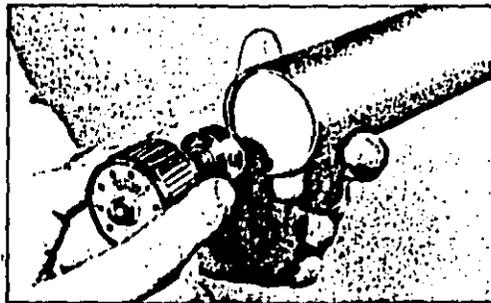


Fig 9. Torcómetro para medir resistencia no drenada de suelos blandos (13)

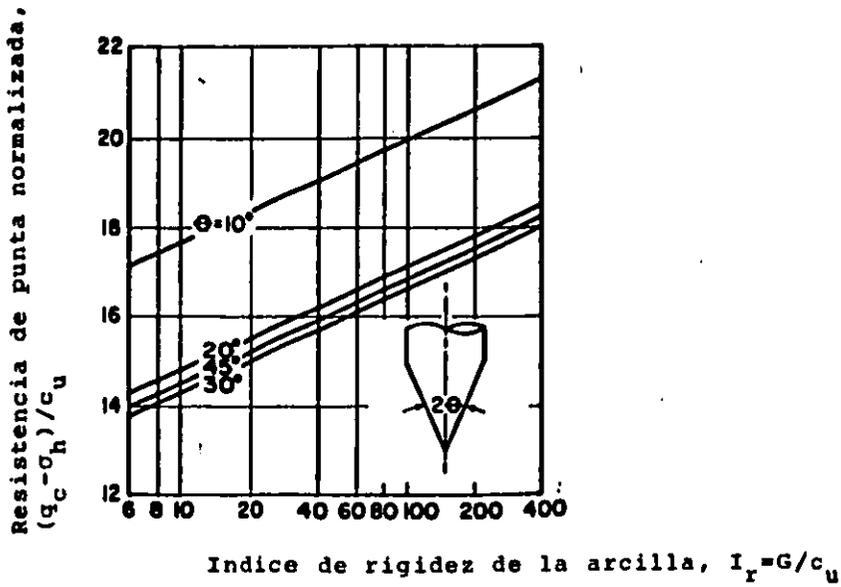


Fig 10. Efecto del Índice de rigidez y del ángulo del cono en la resistencia a la penetración en arcillas (18)

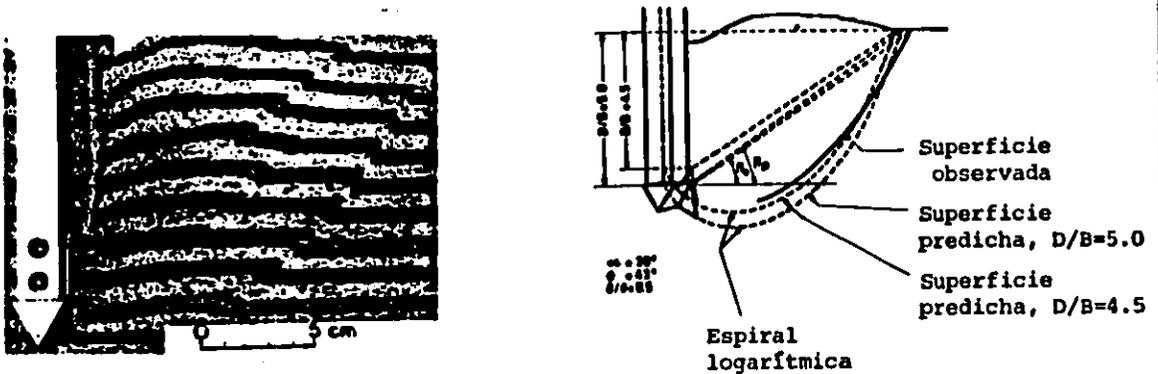


Fig 11. Comparación entre superficies de falla observadas y predichas-Penetración con cuña (11)

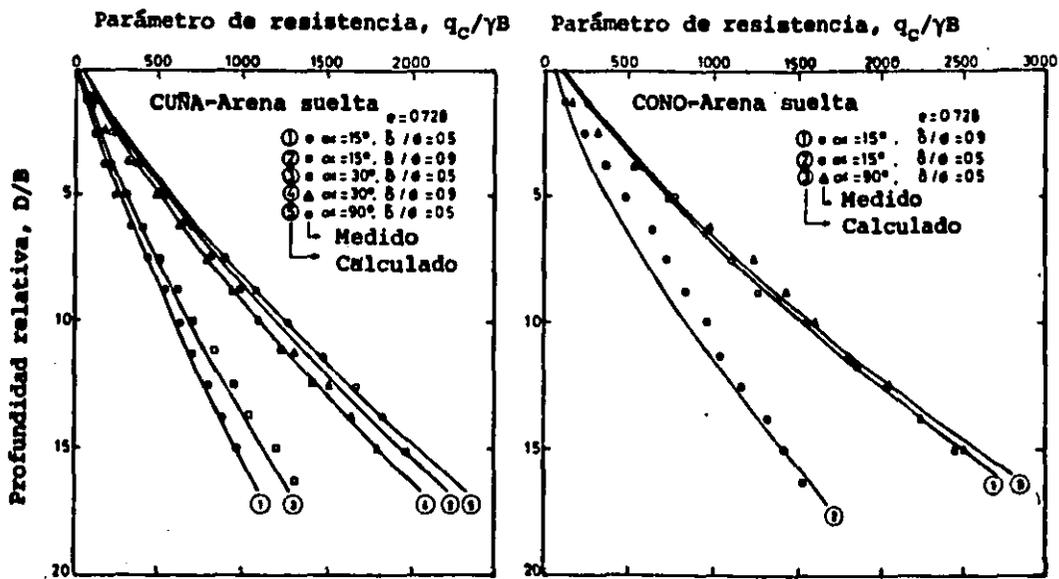


Fig 12. Resistencias medidas y calculadas en arena suelta (12)

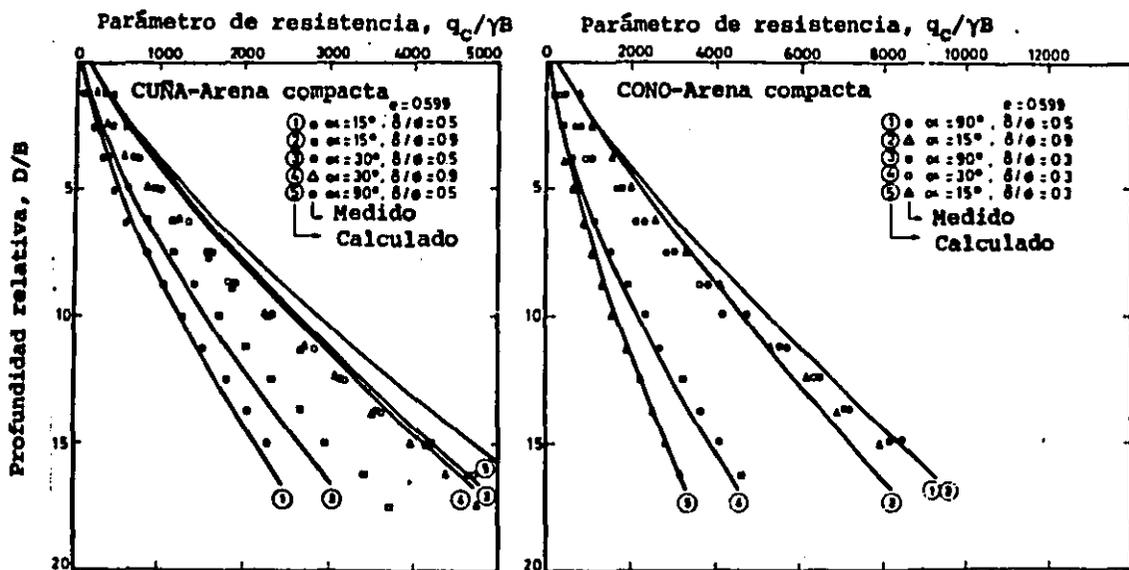


Fig 13. Resistencias medidas y calculadas en arena compacta (12)

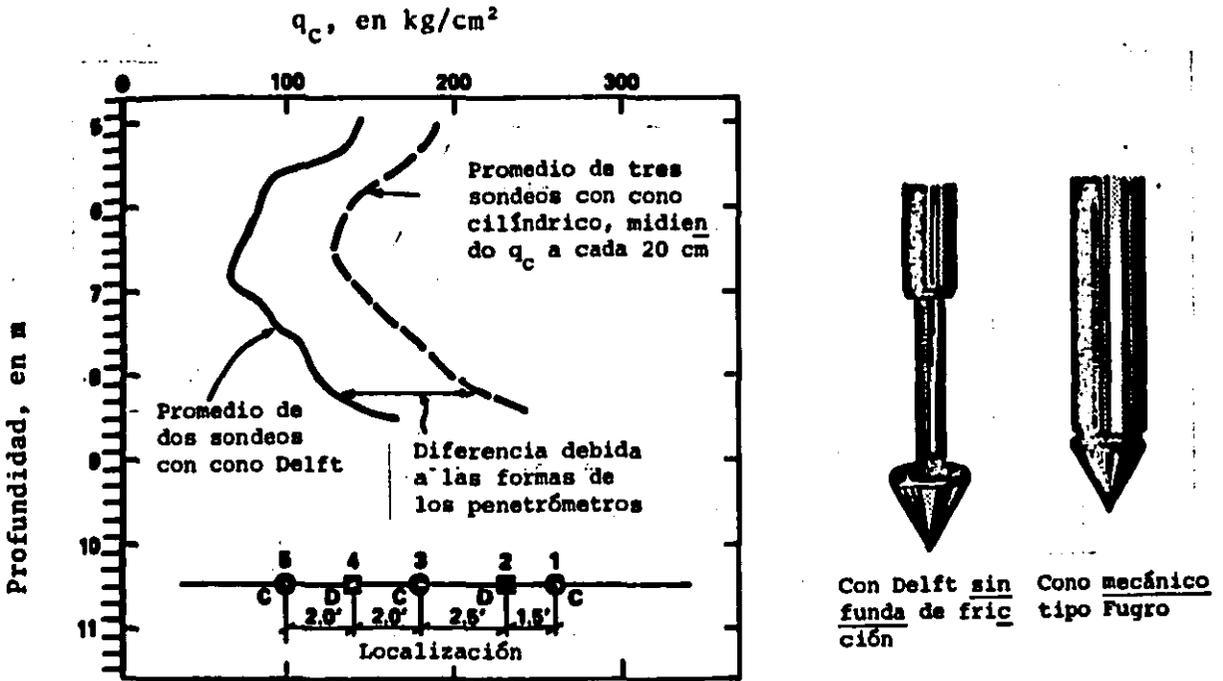


Fig 14. Comparación entre resistencias medidas con un penetrómetro Delft sin funda y un cono cilíndrico mecánico en una arena cuarzosa limosa (29)

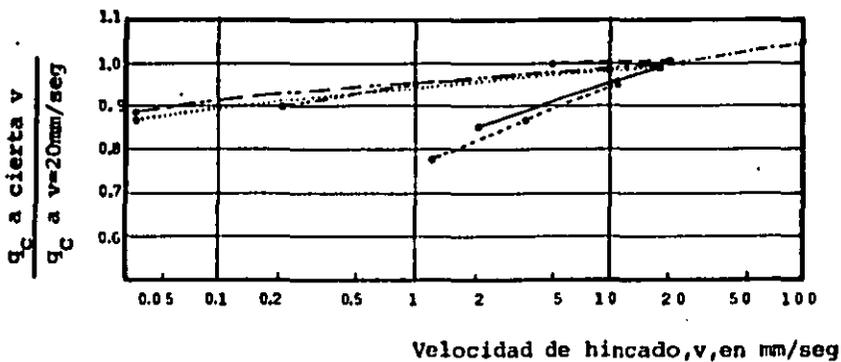


Fig 15. Efecto de la velocidad de penetración en la resistencia de punta (8)

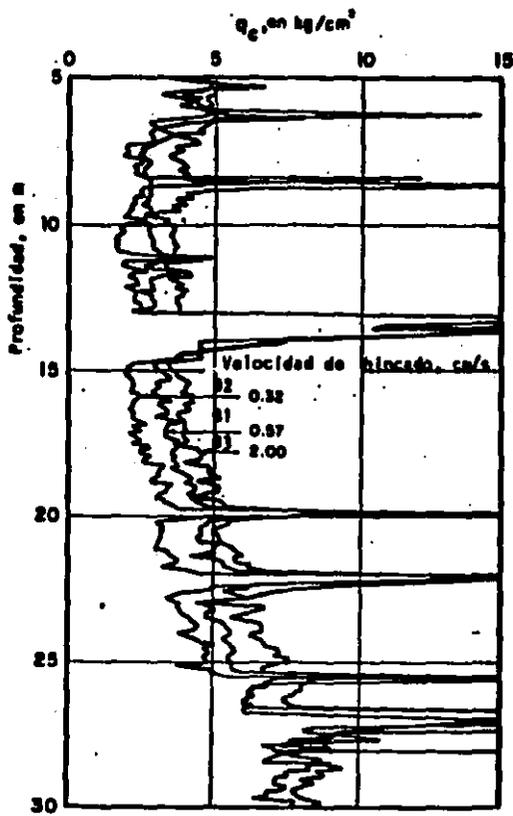


Fig 16. Sondes de cono con tres velocidades de hincado (27)

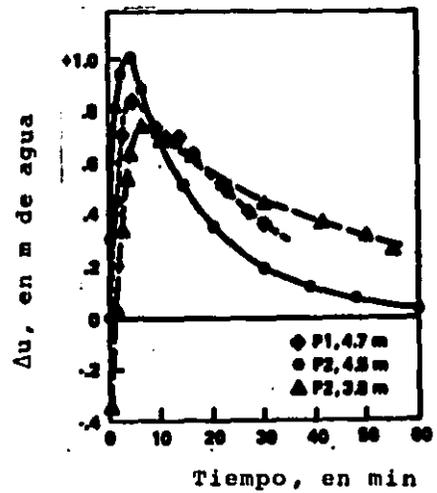
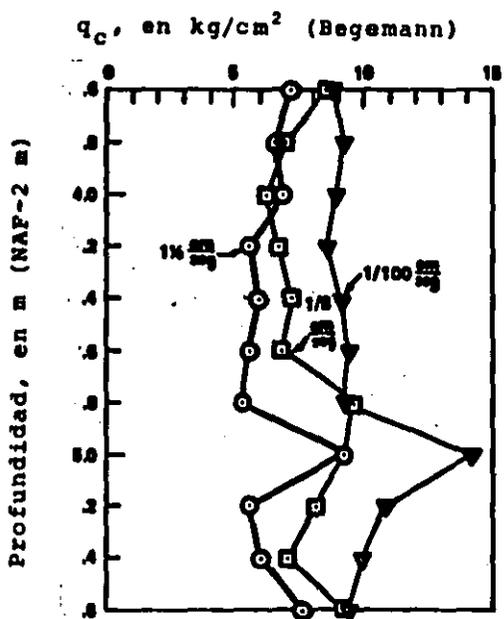


Fig 17. Efecto de la variación de la velocidad de penetración y disipación de la presión de poro en una arena arcillosa orgánica (29)

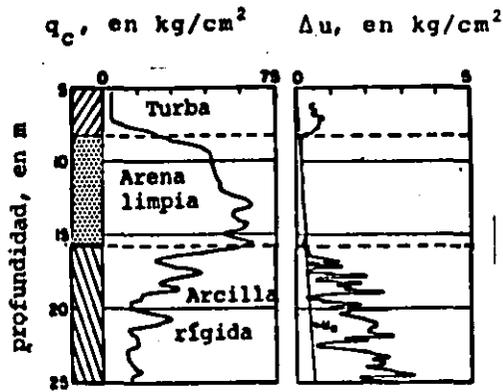


Fig 18. Penetración con cono y con piezómetro y generación de presión de poro en el suelo (3)

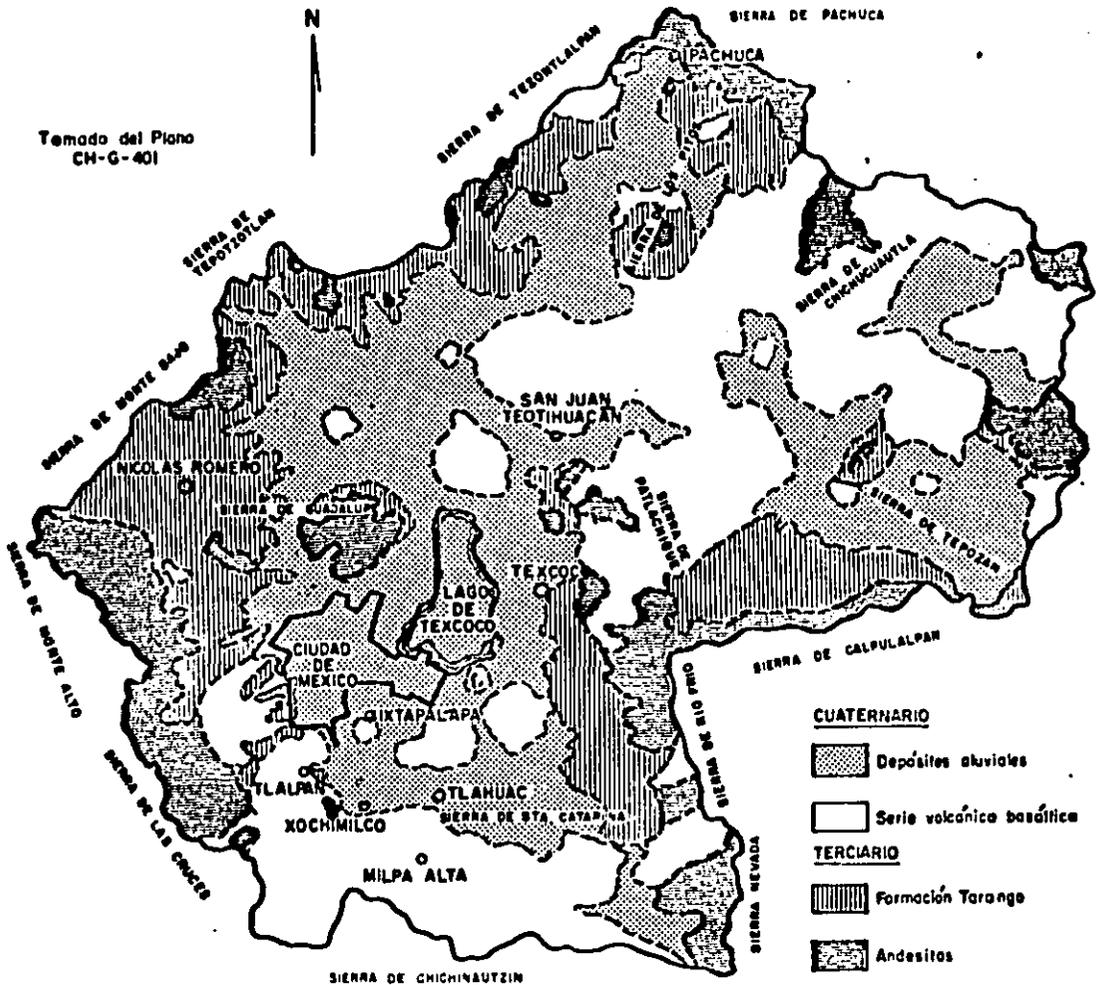


Fig 19. Geología superficial del Valle de México (20)

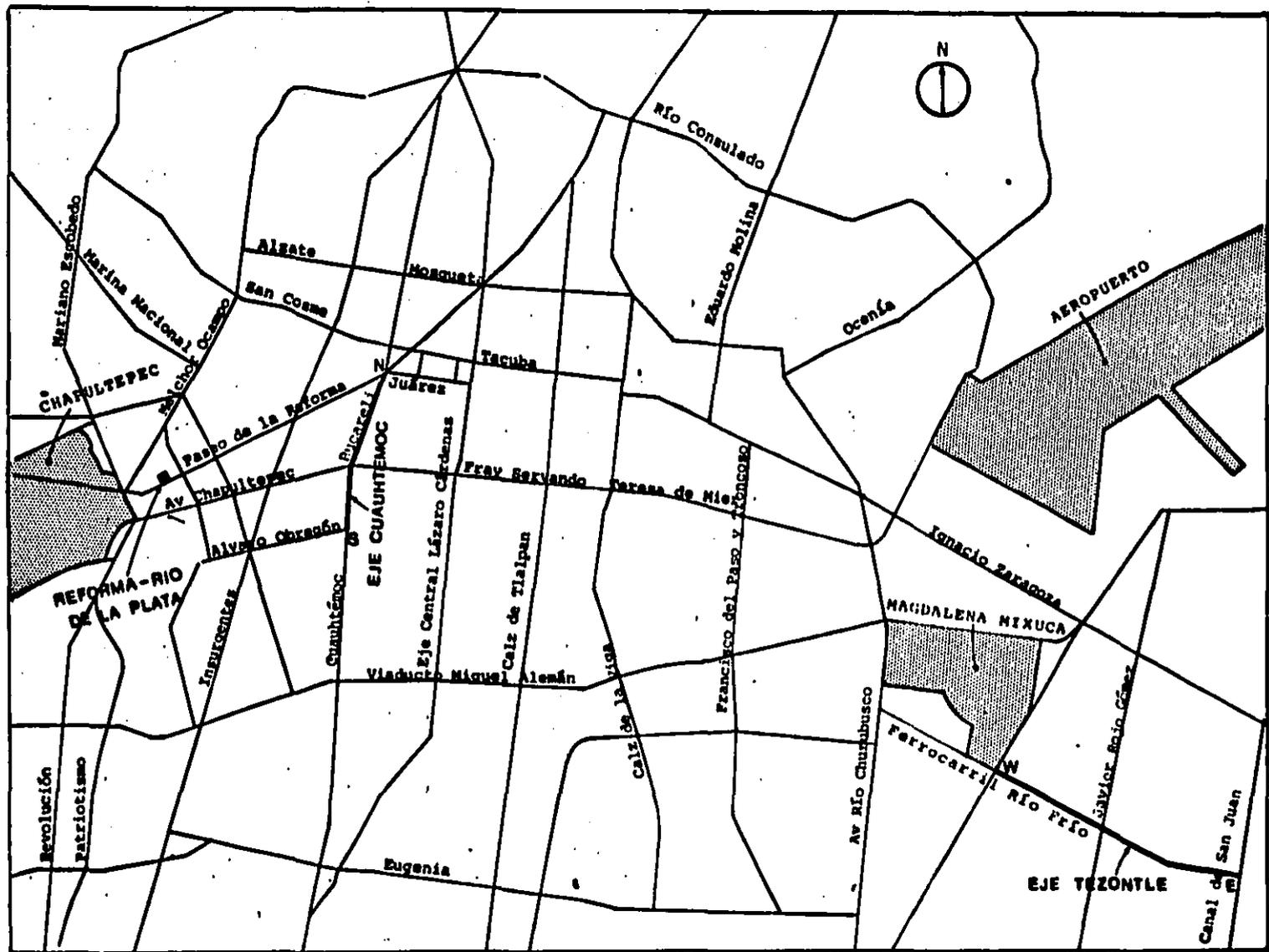


Fig 21. Localización de los Ejes Cuauhtémoc y Tezontle y del sitio Reforma-Río de la Plata

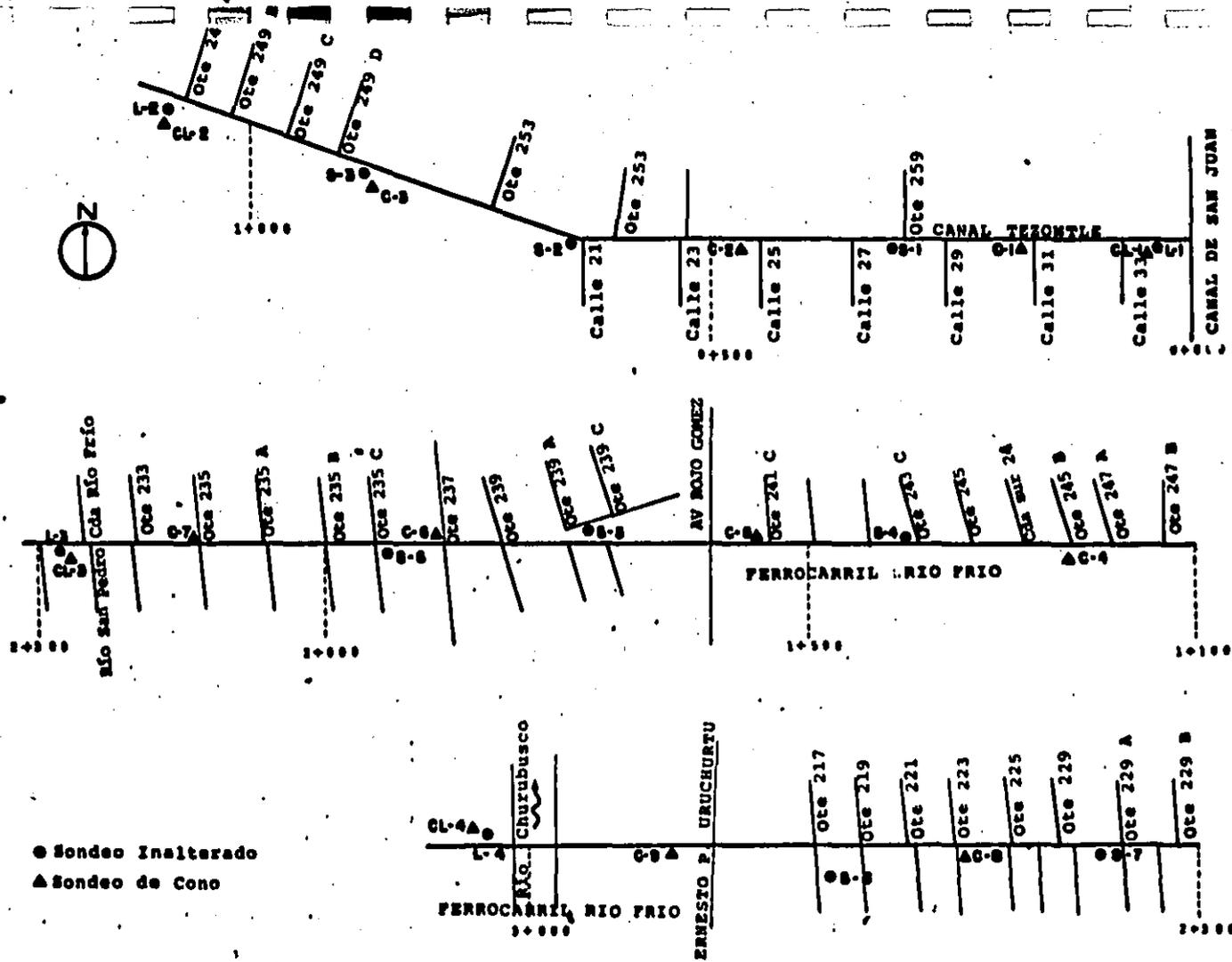
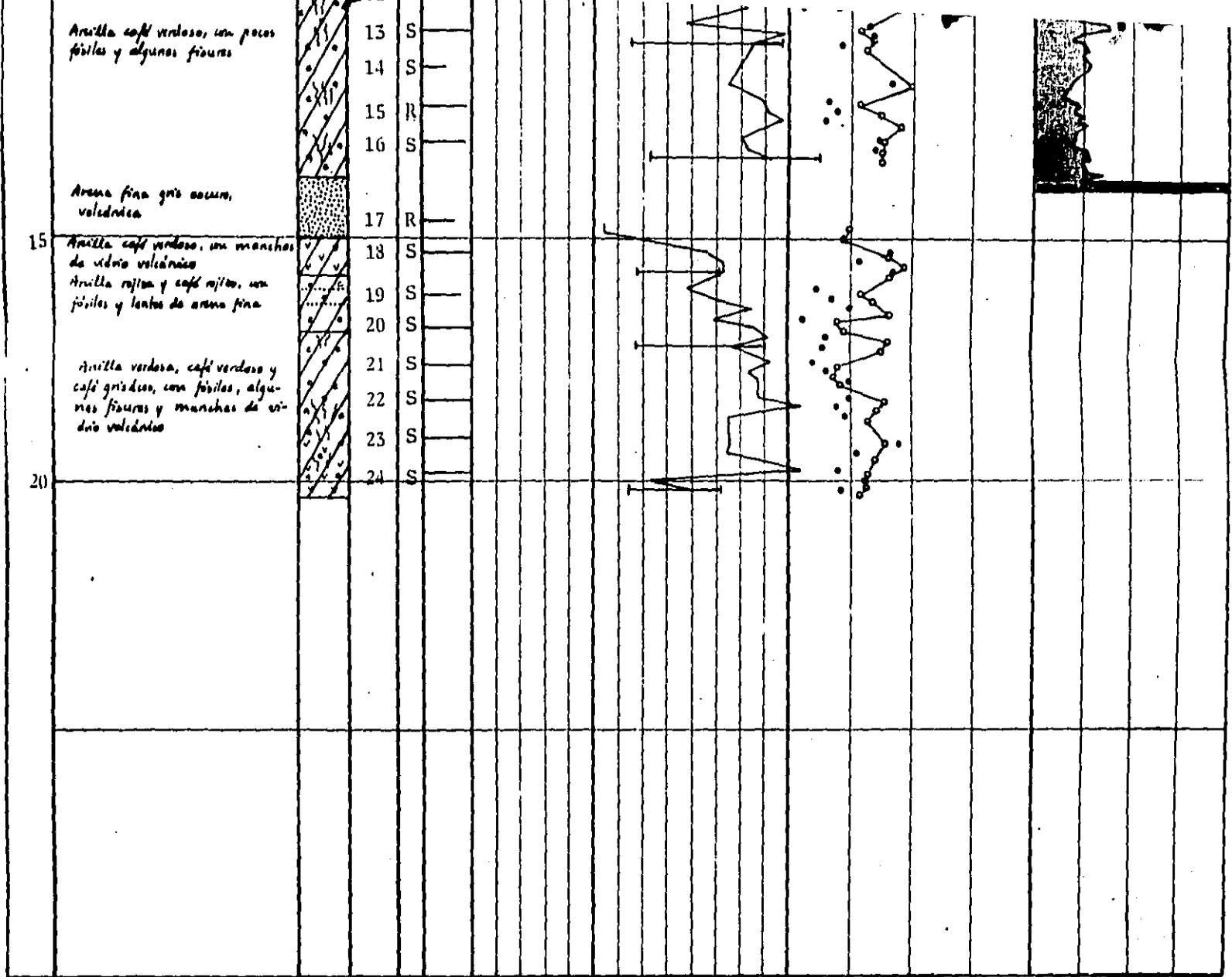


Fig 22. Localización de sondeos sobre el Eje Tezontle

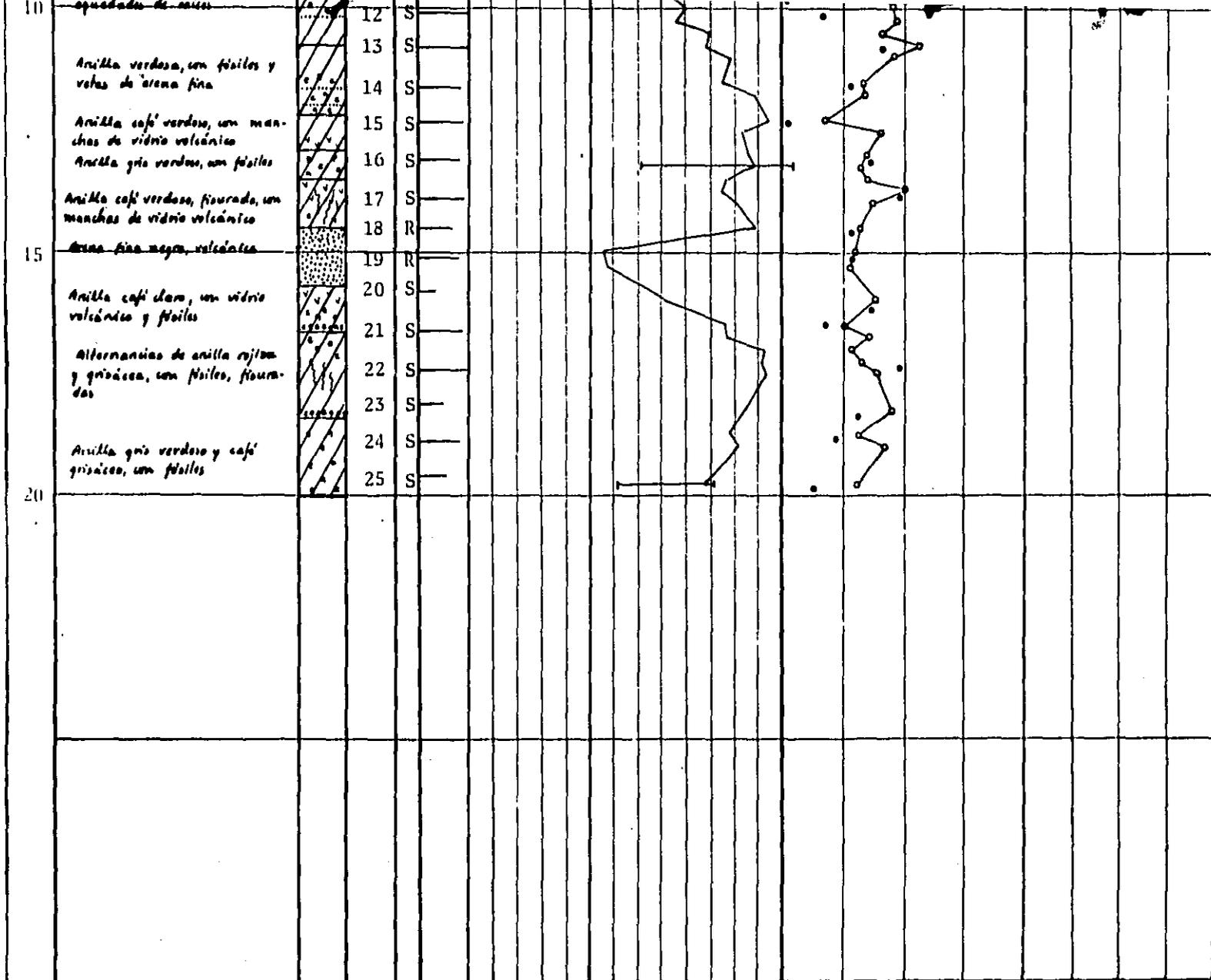


S Shelby R Tubo Rotatorio

Relleno
 Arcilla
 Limo
 Arena
 Fósiles
 Vidri volc
 Mat. Orgánico

| | | | | | |
|-------------|---------------------------|--------|------|----------------|-------------|
| PROY TM-IMC | OBRA | CONO | CL-1 | EQUIPO DE PERF | LONGYEAR 34 |
| | COLECTOR TEZONTLE ORIENTE | SONDEO | L-1 | FECHA | 9-10/oct/80 |

Fig 23. Perfiles estratigráfico y de propiedades del - - sondeo L-1 y sondeo de cono CL-1



S Shelby

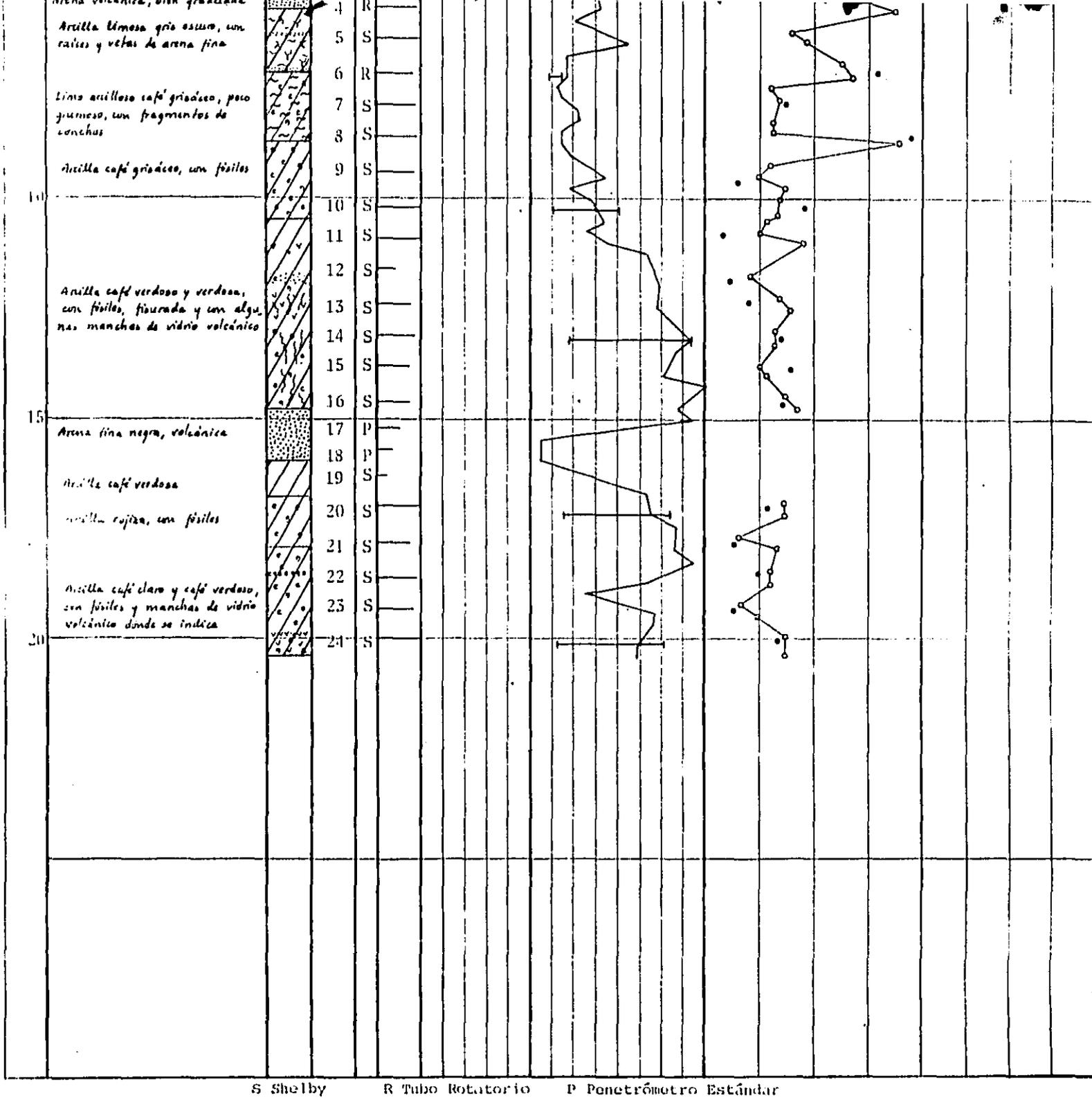
R Tubo Rotatorio

Hlleno Arcilla Limo Arena Fósiles Vidrio volc Fisuras

| | | | |
|--------------|------------------------------|---------------|--------------------------------|
| PROY 'IM-IMC | OBRA | SONDEO S-1 | EQUIPO DE PERF' LONGYEAR 54 |
| | COLECTOR TEZONTLE ORIENTE | | FECHA 25-30/oct/80 |

Fig 24. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo S-1

| PROF | ESTRATIGRAFIA DEL SUELO | | MUESTRA | | CONTENIDO DE AGUA NATURAL, w, % | RESISTENCIA AL CORTE | | | | |
|------|--|--------|---------|-----------|---------------------------------|------------------------------------|---|------|------|------|
| | DESCRIPCION | PERFIL | No | TIP REC % | | w_p — w — w_L 100 200 300 | • } COMP. SIMPLE ○ TORCONMETRO kg/cm ² | 0.25 | 0.50 | 0.75 |
| 0 | Rollano | | | | | | | | | |
| 5 | Limo arcilloso café grisáceo y café claro, grueso, con arena fina y raíces | | 1 | S | | | | | | |
| | | | 2 | R | | | | | | |
| | | | 3 | S | | | | | | |
| | Arena volcánica, bien graduada | | 4 | R | | | | | | |
| | Arcilla limosa gris oscura, con raíces y vetas de arena fina | | 5 | S | | | | | | |
| | | | 6 | R | | | | | | |
| | Limo arcilloso café grisáceo, poco grueso, con fragmentos de conchas | | 7 | S | | | | | | |
| | | | 8 | S | | | | | | |
| | Arcilla café grisáceo, con fósiles | | 9 | S | | | | | | |
| 10 | | | 10 | S | | | | | | |
| | | | 11 | S | | | | | | |
| | Arcilla café verdoso y verdoso, con fósiles, fibrosa y con algunas manchas de vidrio volcánico | | 12 | S | | | | | | |
| | | | 13 | S | | | | | | |
| | | | 14 | S | | | | | | |
| | | | 15 | S | | | | | | |
| | | | 16 | S | | | | | | |
| 15 | Arena fina negra, volcánica | | 17 | P | | | | | | |
| | | | 18 | P | | | | | | |
| | Arcilla café verdosa | | 19 | S | | | | | | |
| | Arcilla roja, con fósiles | | 20 | S | | | | | | |
| | | | 21 | S | | | | | | |
| | Arcilla café claro y café verdoso, con fósiles y manchas de vidrio volcánico donde se indica | | 22 | S | | | | | | |
| | | | 23 | S | | | | | | |
| 20 | | | 24 | S | | | | | | |

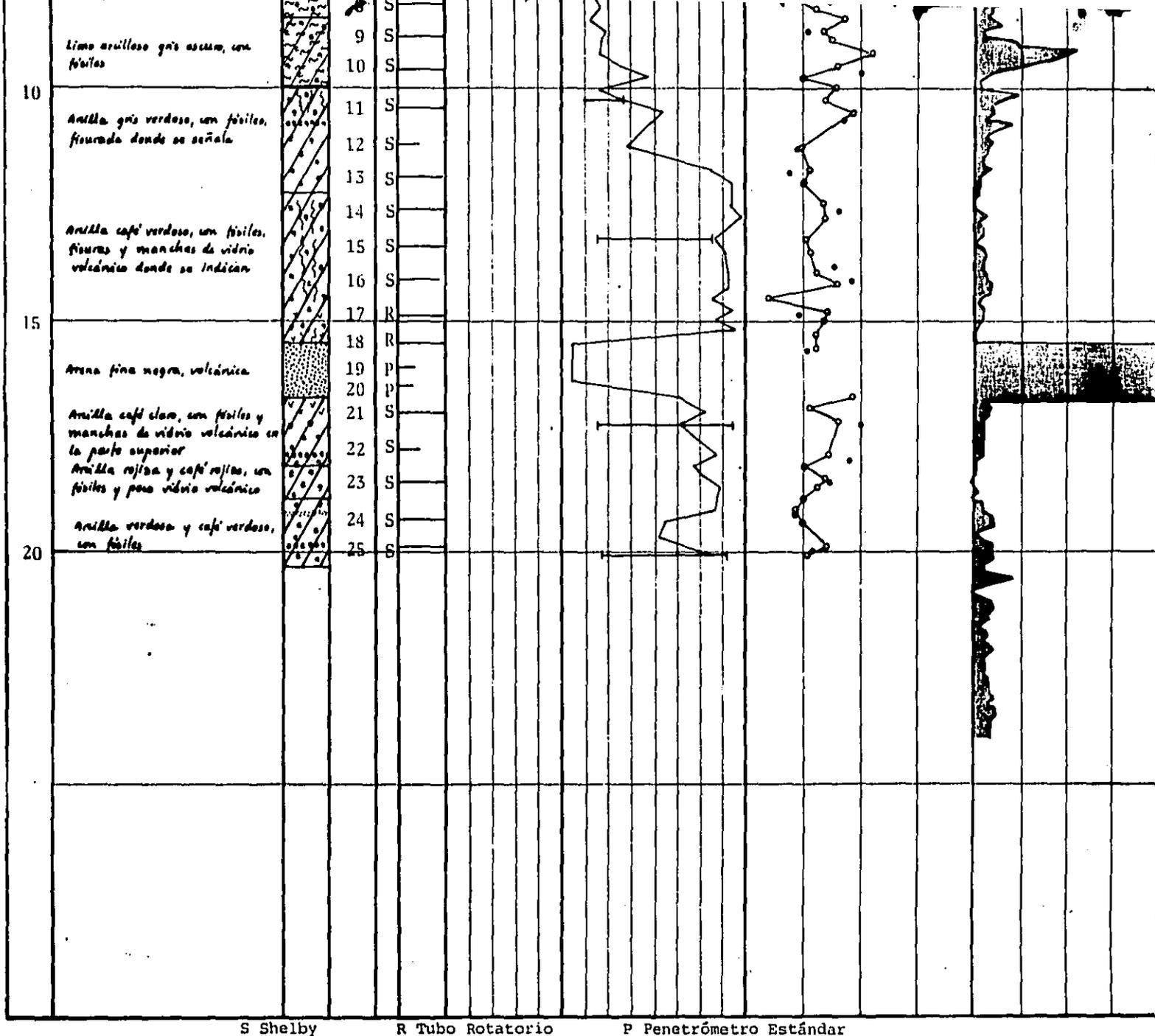


S Shelby R Tubo Rotatorio P Penetrómetro Estándar

Relleno
 Arcilla
 Limo
 S Arena
 F Fósiles
 R Raíces
 V Vidrio volc.

| | | | |
|-------------|---------------------------|------------|----------------|
| PROY IM-1MC | OBRA | SONDEO S-2 | EQUIPO DE PERF |
| | COLECTOR TIZONTLE ORIENTE | | LONGYEAR 34 |
| | | | FECHA |
| | | | 23/oct/80 |

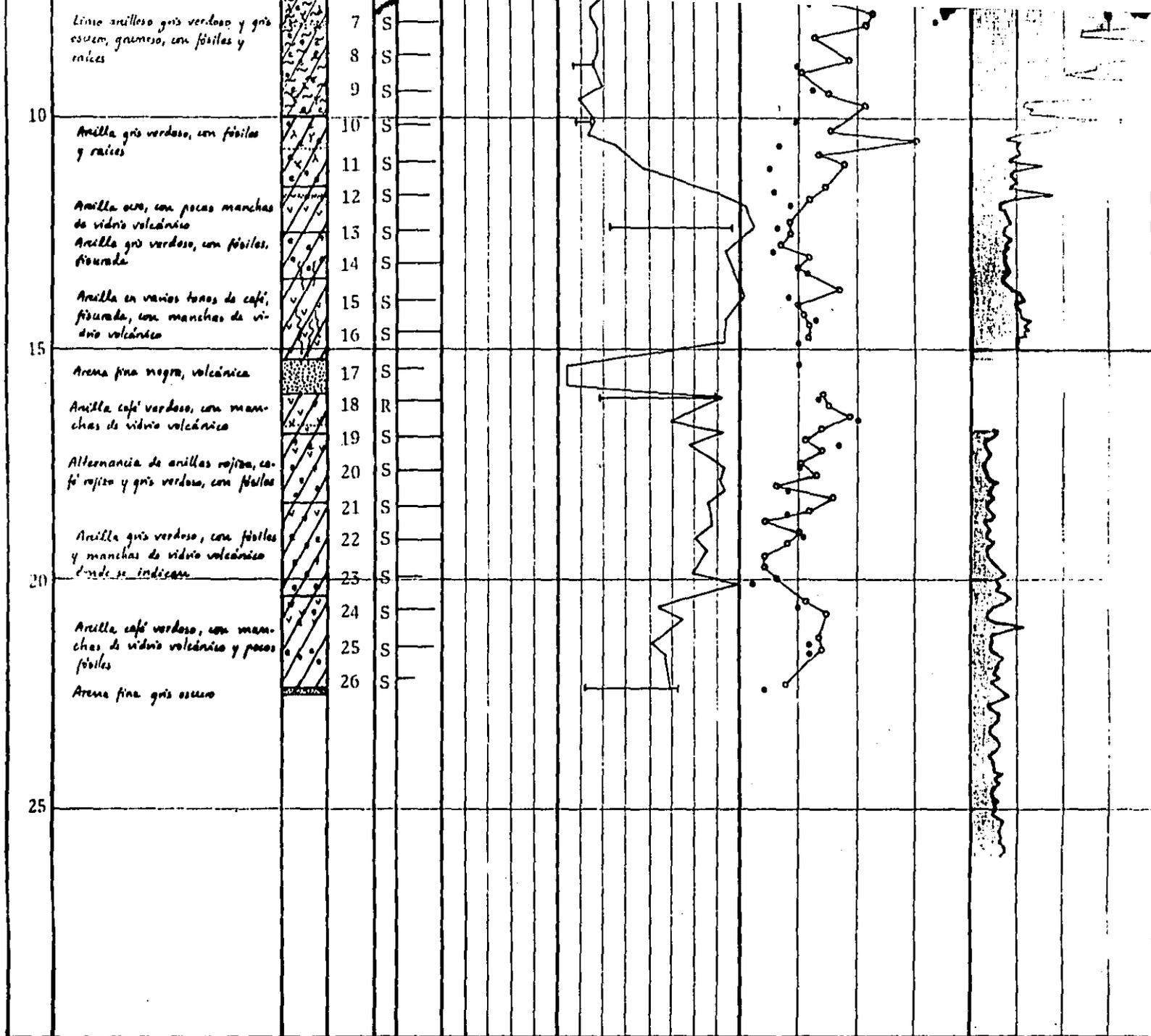
Fig 25. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo S-2



Relleno Arcilla Limo Arena Fósiles Vidrio volc Fisuras

| | | | |
|-------------|--------------------------------------|------------|-------------------------------|
| PROY IM-1MC | OBRA COLECTOR TEZONTLE ORIENTE | CONO C-3 | EQUIPO DE PERF LONGYEAR 34 |
| | | SONDEO S-3 | FECHA 29/oct/80 |

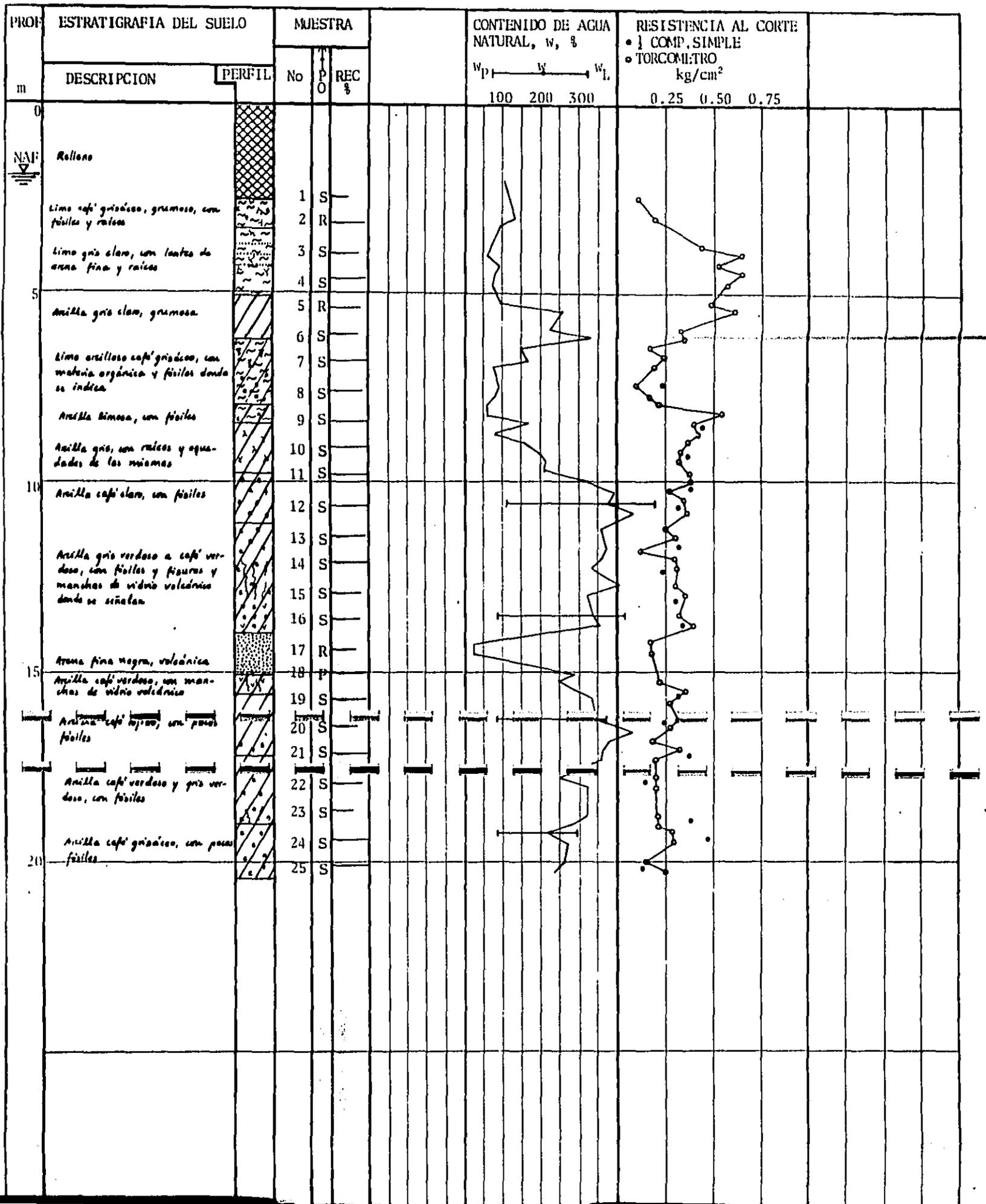
Fig 26. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo S-3 y sondeo de cono C-3

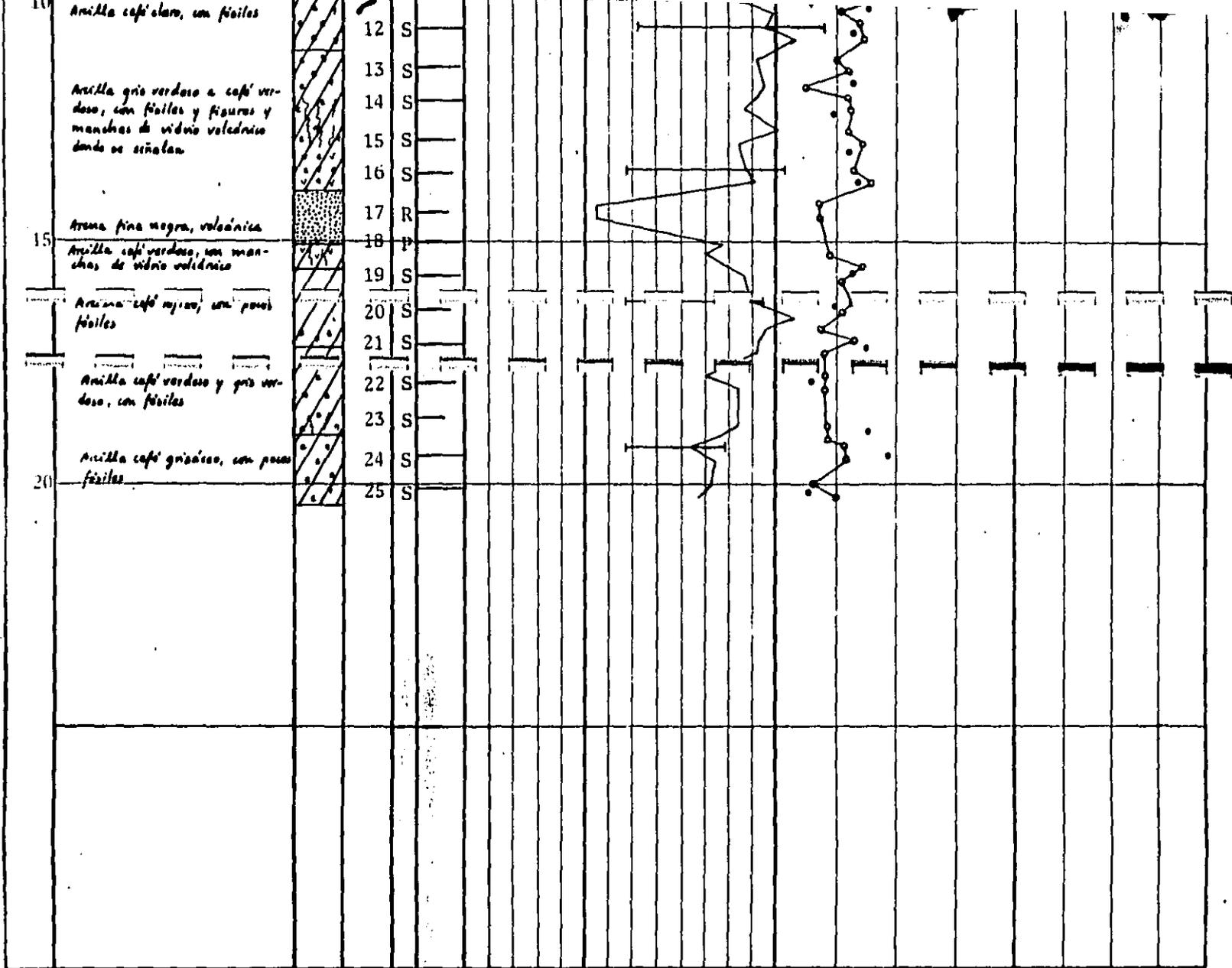


[Cross-hatch] Relleno [Diagonal lines] Arcilla [Wavy lines] Limo [Dotted] Arena [Triangles] Raíces [Squares] Fósiles [Hearts] Vidrio volc

| | | | | |
|-------------|---------------------------|--------|------|----------------|
| PROY IM-IMC | OBRA | CONO | CL-2 | EQUIPO DE PERF |
| | COLECTOR TEZONTLE ORIENTE | SONDEO | L-2 | LONGYEAR 54 |
| | | | | FECHA |
| | | | | 16-17/oct/80 |

Fig 27. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo L-2 y sondeo de cono CL-2





S Shelby

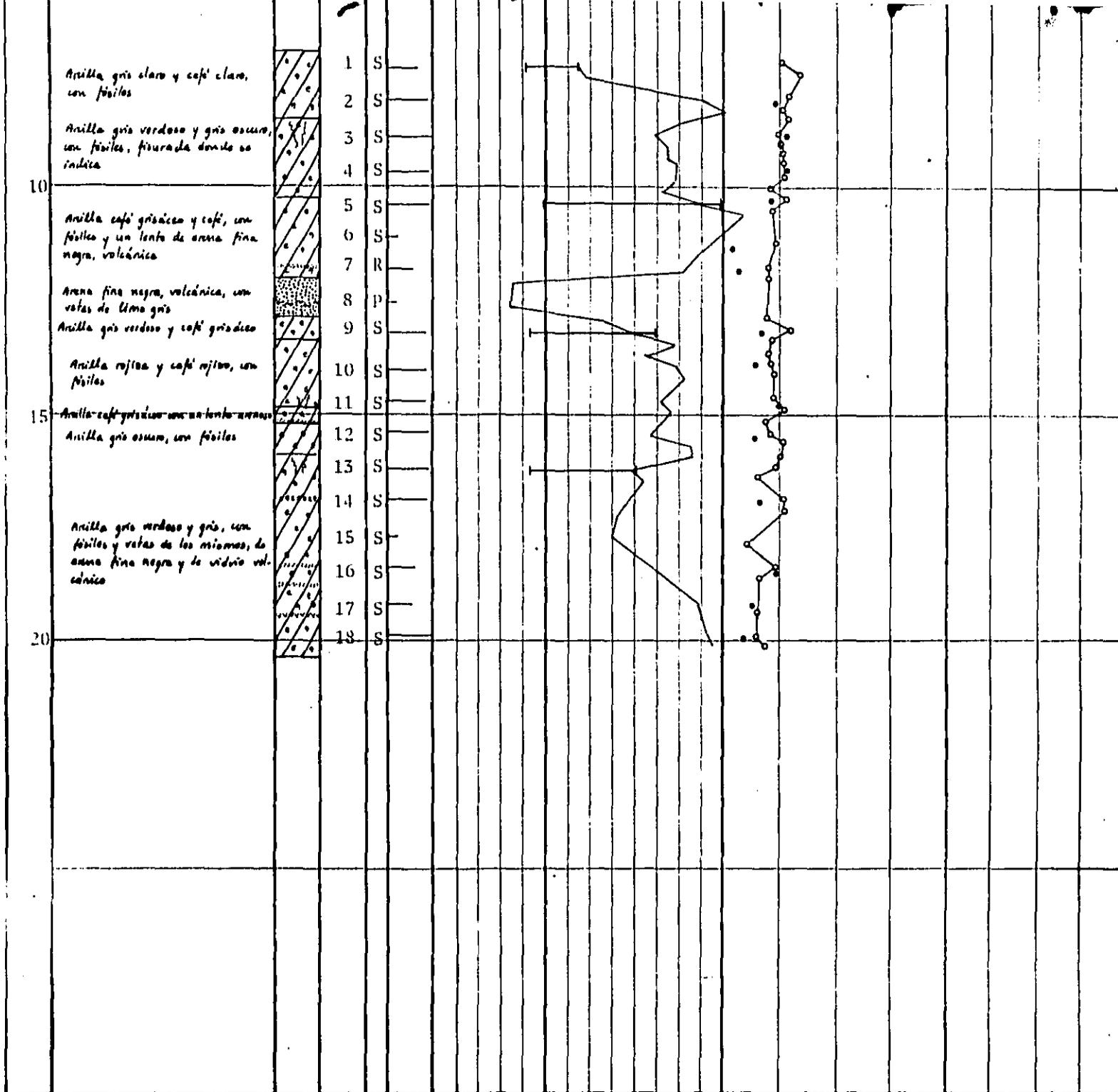
R Tubo Rotatorio

P Penetrómetro Estándar

| | | | |
|-------------|--------------------------------|--------|----------------|
| PROY TM-IMC | OBRA | SONDEO | EQUIPO DE PERF |
| | COLLECTOR TEZONTLE ORIENTE. | | LONGYEAR 54 |
| | | S-4 | FECHA |
| | | | 31/oct/80 |

Fig 28. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo S-4

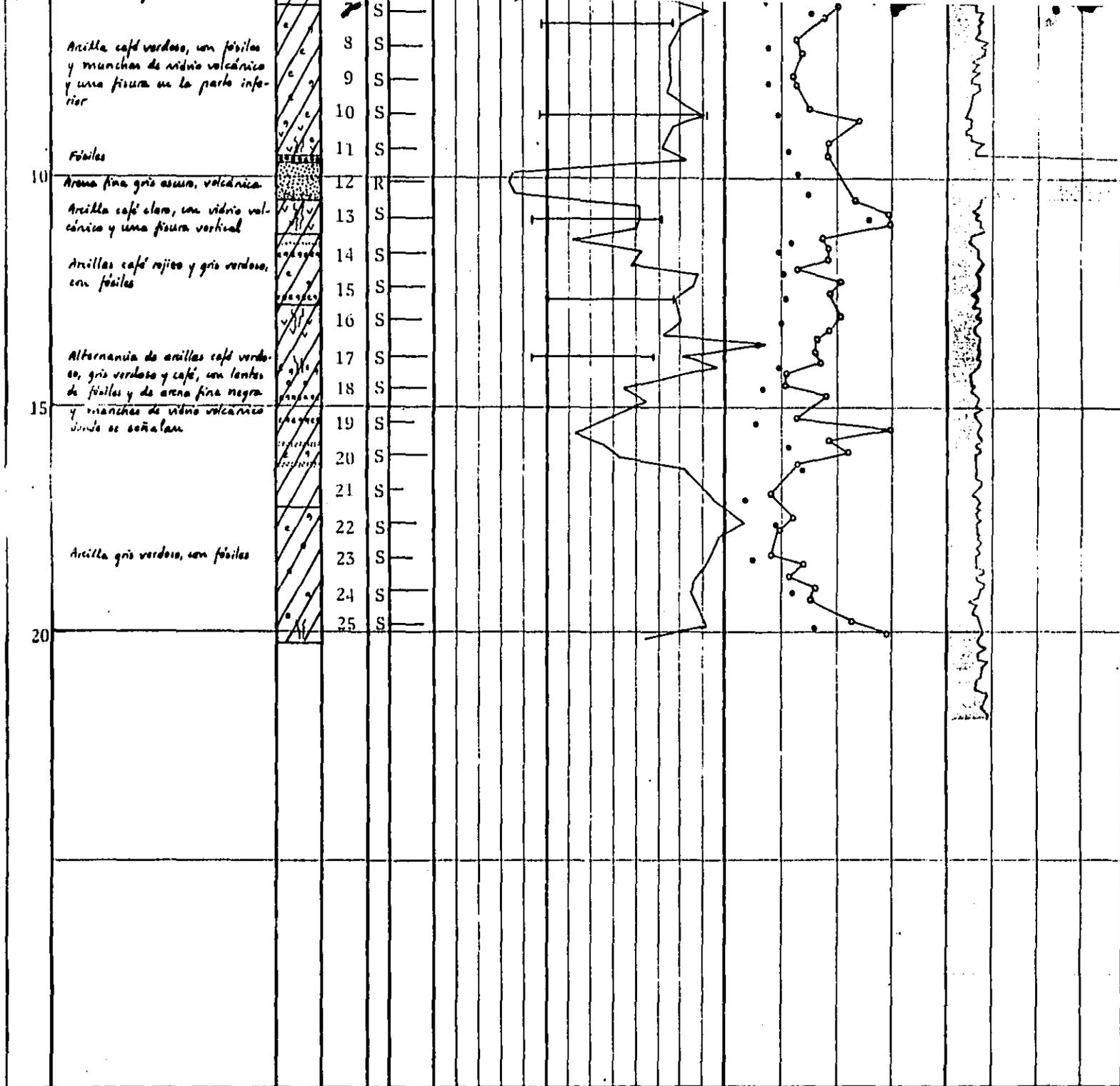
| PROF | ESTRATIGRAFIA DEL SUELO | | MUESTRA | | CONTENIDO DE AGUA NATURAL, w, % | RESISTENCIA AL CORTE | | |
|------|--|--------|---------|------------|---------------------------------|----------------------|-----|----------------|
| | DESCRIPCION | PERFIL | No | TIPO REC % | | w_p | w | w_L |
| 0 | | | | | 200 | 300 | 400 | 0.25 0.50 0.75 |
| 5 | | AVANCE | | | | | | |
| 10 | <p>Anilla café grisáceo y gris verdoso, con fósiles, fisurada donde se indica</p> <p>Anilla gris oscuro, con manchas de vidrio volcánico y pocos fósiles</p> <p>Arena fina negra, volcánica</p> <p>Alternancia de arcillas café rojizo y café verdoso, con fósiles y algunas fisuras</p> | | 1 | S | | | | |
| | | | 2 | S | | | | |
| | | | 3 | S | | | | |
| | | | 4 | S | | | | |
| | | | 5 | S | | | | |
| | | | 6 | R | | | | |
| | | | 7 | P | | | | |
| | | | 8 | S | | | | |
| | | | 9 | S | | | | |
| | | | 10 | S | | | | |
| 15 | <p>Anilla gris, con una fisura</p> <p>Anilla café con manchas rojizas y café verdosas, con vidrio volcánico y fósiles</p> <p>Ceniza volcánica gris clara</p> <p>Anilla gris verdosa, con fósiles</p> <p>Anilla café verdosa, fisurada con fósiles y un lente arenoso</p> | | 11 | S | | | | |
| | | | 12 | S | | | | |
| | | | 13 | S | | | | |
| | | | 14 | S | | | | |
| | | | 15 | S | | | | |
| | | | 16 | S | | | | |
| | | | 17 | S | | | | |
| 20 | <p>Anilla verdosa, con fósiles</p> | | 18 | S | | | | |



Arcilla
 Limo
 Arena
 Fósiles
 Vidrio volc
 Fisuras

| | | | |
|-------------|-------------------------------|---------------|-------------------------------|
| PROY TM-LAC | OBRA | SONDEO S-6 | EQUIPO DE PERF LONGYEAR 34 |
| | COLLECTOR TIZONTLE ORIENTE | | FECHA 5/nov/80 |

Fig 30. Perfiles estratigráfico y de propiedades del - - sondeo S-6



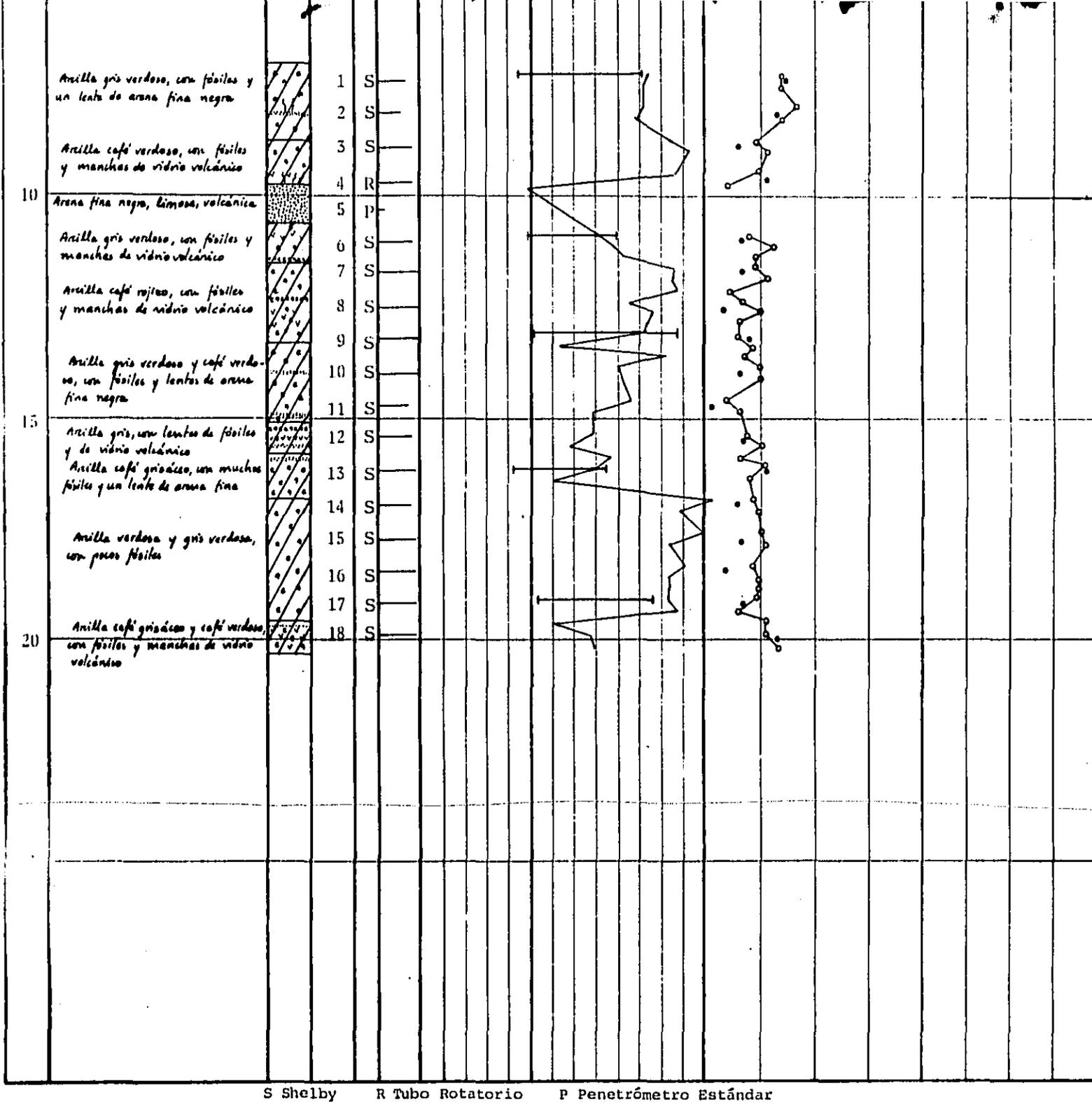
S Shelby R Tubo Rotatorio

Relleno
 Arcilla
 Limo
 Arena
 Fósiles
 Vidrio volc
 Fisuras

| | | | | |
|-------------|--------------------------------------|--------|------|-------------------------------|
| PROY IM-IMC | OBRA COLECTOR TEZONTLE ORIENTE | CONO | CI-3 | EQUIPO DE PERF LONGYEAR 54 |
| | | SONDEO | 1-3 | FECHA 21-22/oct/80 |

Fig 31. Perfiles estratigráfico y de propiedades del - - sondeo 1-3 y sondeo de cono CI-3

| PROF. | ESTRATIGRAFIA DEL SUELO | | MUESTRA | | | CONTENIDO DE AGUA NATURAL, w, % | RESISTENCIA AL CORTE | | |
|-------|--|----------------------------|---------|-------------|-----|---------------------------------|----------------------|--|------|
| | DESCRIPCION | PERFIL | No | T P O | REC | | w_p — w — w_L | • 1/2 COMP. SIMPLE • TORCOMETRO kg/cm ² | |
| 0 | | | | | | 200 300 400 | 0.25 | 0.50 | 0.75 |
| NAF | | | | | | | | | |
| 5 | | A V A N C E | | | | | | | |
| | Arilla gris verdosa, con fósiles y un lente de arena fina negra | | 1 | S | | | | | |
| | | | 2 | S | | | | | |
| | Arilla café verdosa, con fósiles y manchas de vidrio volcánico | | 3 | S | | | | | |
| | | | 4 | R | | | | | |
| 10 | Arena fina negra, limosa, volcánica | | 5 | P | | | | | |
| | Arilla gris verdosa, con fósiles y manchas de vidrio volcánico | | 6 | S | | | | | |
| | | | 7 | S | | | | | |
| | Arilla café rojiza, con fósiles y manchas de vidrio volcánico | | 8 | S | | | | | |
| | | | 9 | S | | | | | |
| | Arilla gris verdosa y café verdoso, con fósiles y lentes de arena fina negra | | 10 | S | | | | | |
| | | | 11 | S | | | | | |
| 15 | Arilla gris, con lentes de fósiles y de vidrio volcánico | | 12 | S | | | | | |
| | Arilla café grisáceo, con muchos fósiles y un lente de arena fina | | 13 | S | | | | | |
| | | | 14 | S | | | | | |
| | Arilla verdosa y gris verdosa, con pocos fósiles | | 15 | S | | | | | |
| | | | 16 | S | | | | | |
| | | | 17 | S | | | | | |
| 20 | Arilla café grisáceo y café verdoso, con fósiles y manchas de vidrio volcánico | | 18 | S | | | | | |

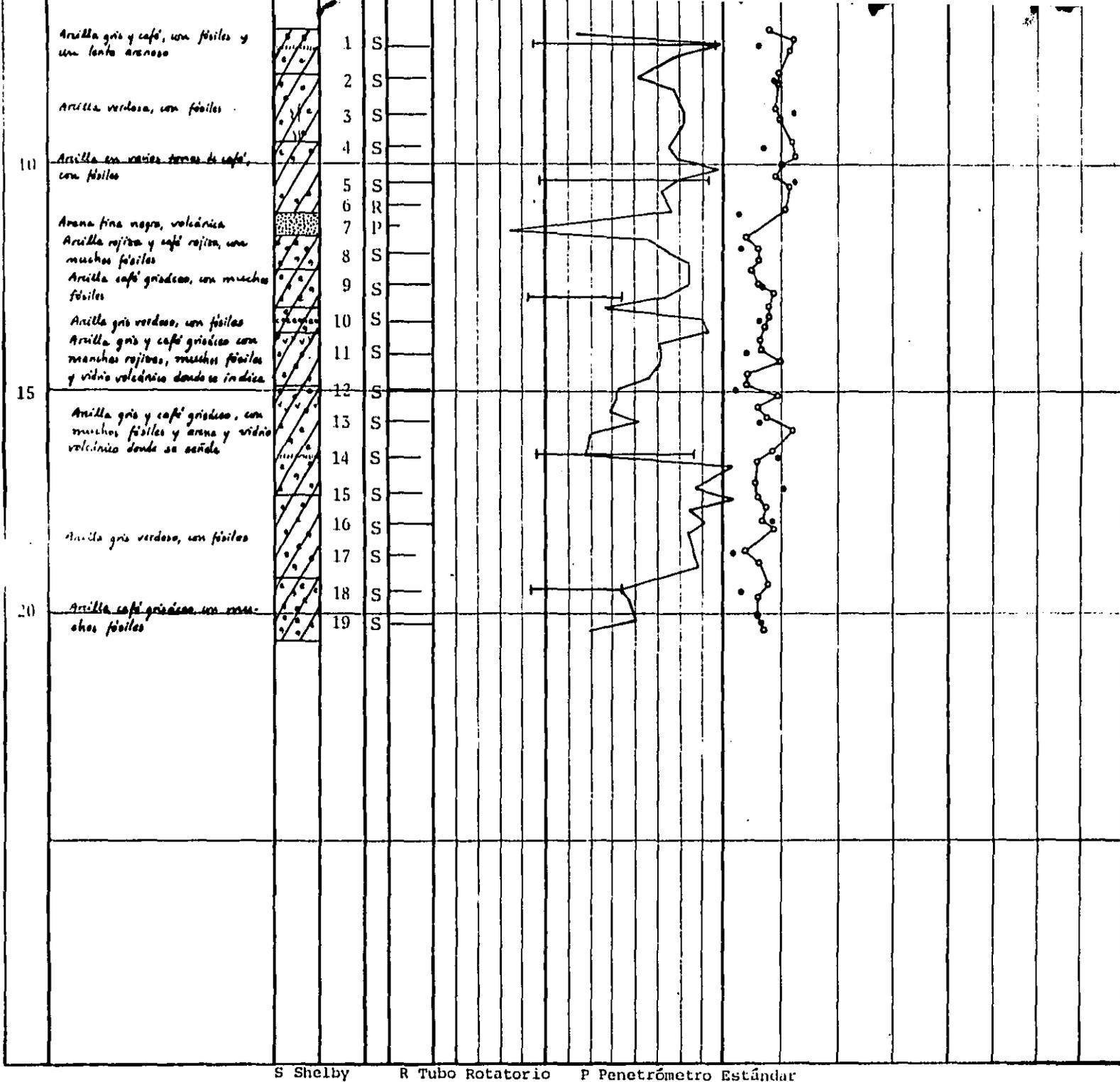


S Shelby R Tubo Rotatorio P Penetrómetro Estándar

Arcilla
 Arena
 Fósiles
 Vidrio volc

| | | | |
|-------------|----------------------------|------------|----------------|
| PROY IM-1MC | OBRA | SONDEO S-7 | EQUIPO DE PERF |
| | COLLECTOR TEZONTLE ORIENTE | | LONGYEAR 34 |
| | | | FECHA |
| | | | 6/nov/30 |

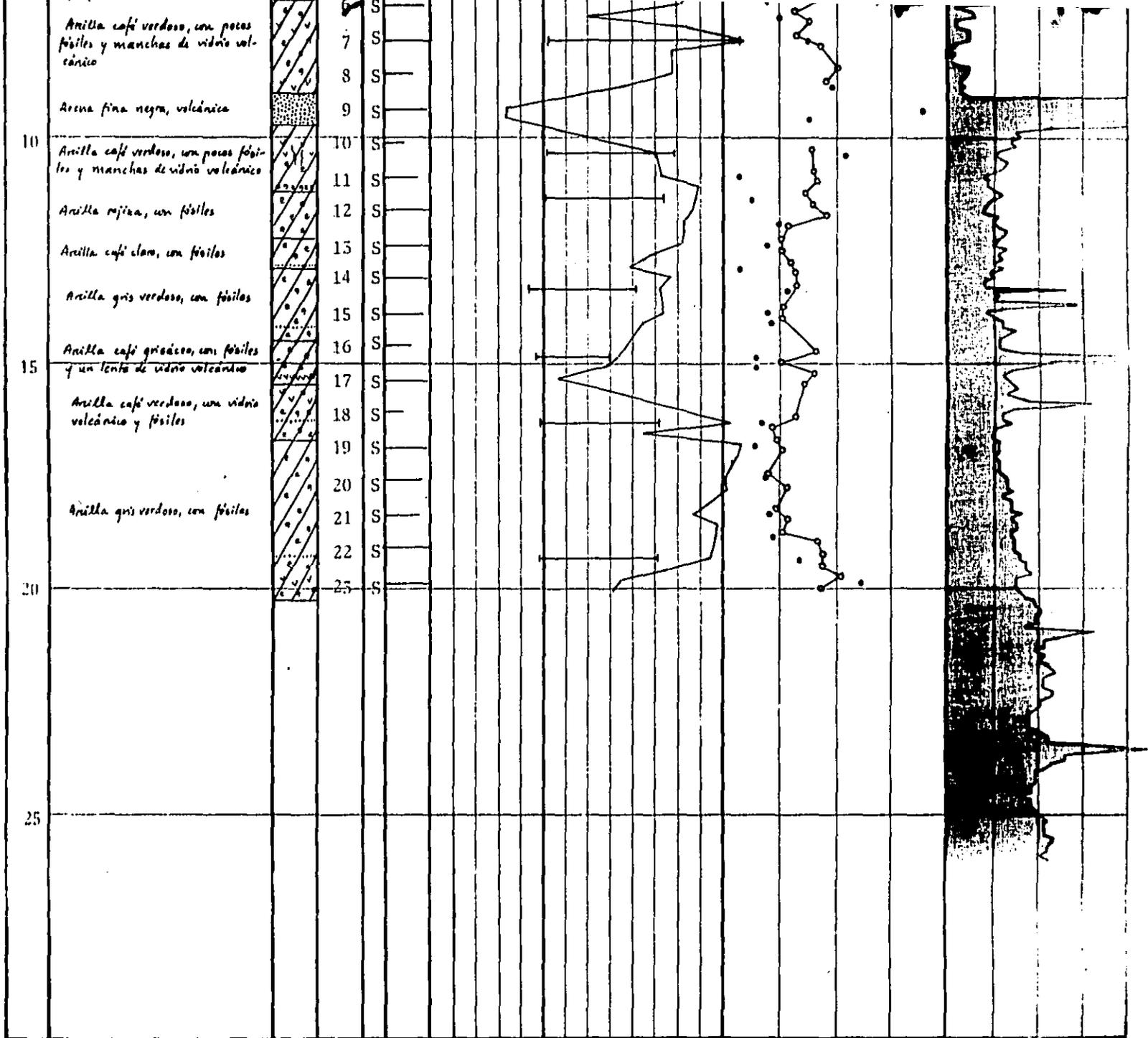
Fig 32. Perfiles estratigráfico y de propiedades del - - sondeo S-7



[Diagonal lines] Arcilla [Dotted] Arena [Dotted with circles] Fósiles [Dotted with triangles] Vidrio volc [Wavy lines] Fisuras [Empty box] [Empty box]

| | | | |
|-------------|----------------------------|--------|----------------|
| PROY TM-LMC | OBRA | SONDEO | EQUIPO DE PERF |
| | COLLECTOR TEZONTLE ORIENTE | | LONGYEAR 34 |
| | | S-8 | FECHA |
| | | | 10/nov/80 |

Fig 33. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo S-8

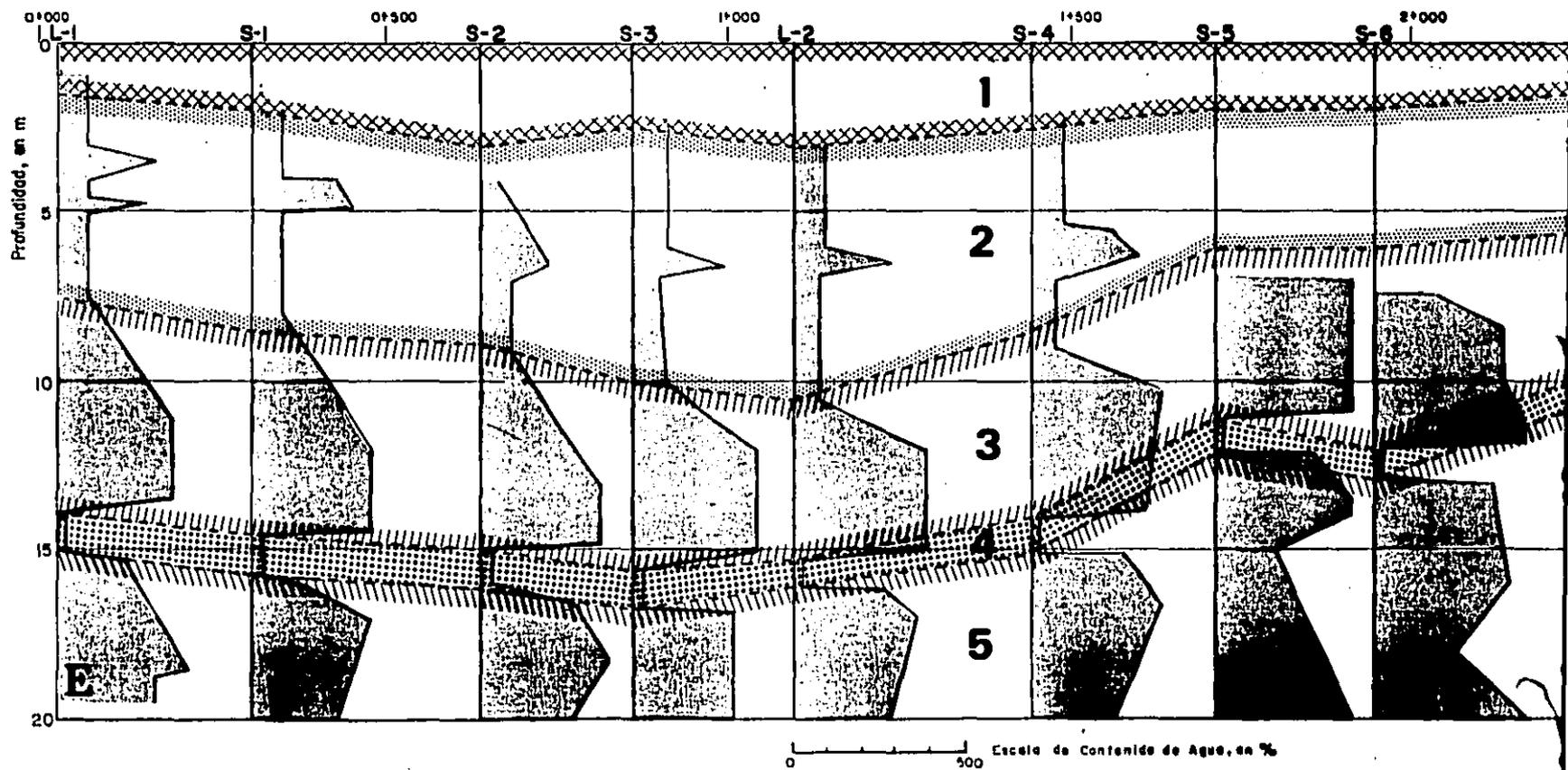


S Shelby

Relleno
 Arcilla
 Limo
 Arena
 Fósiles
 Vidrio volc
 Fisuras

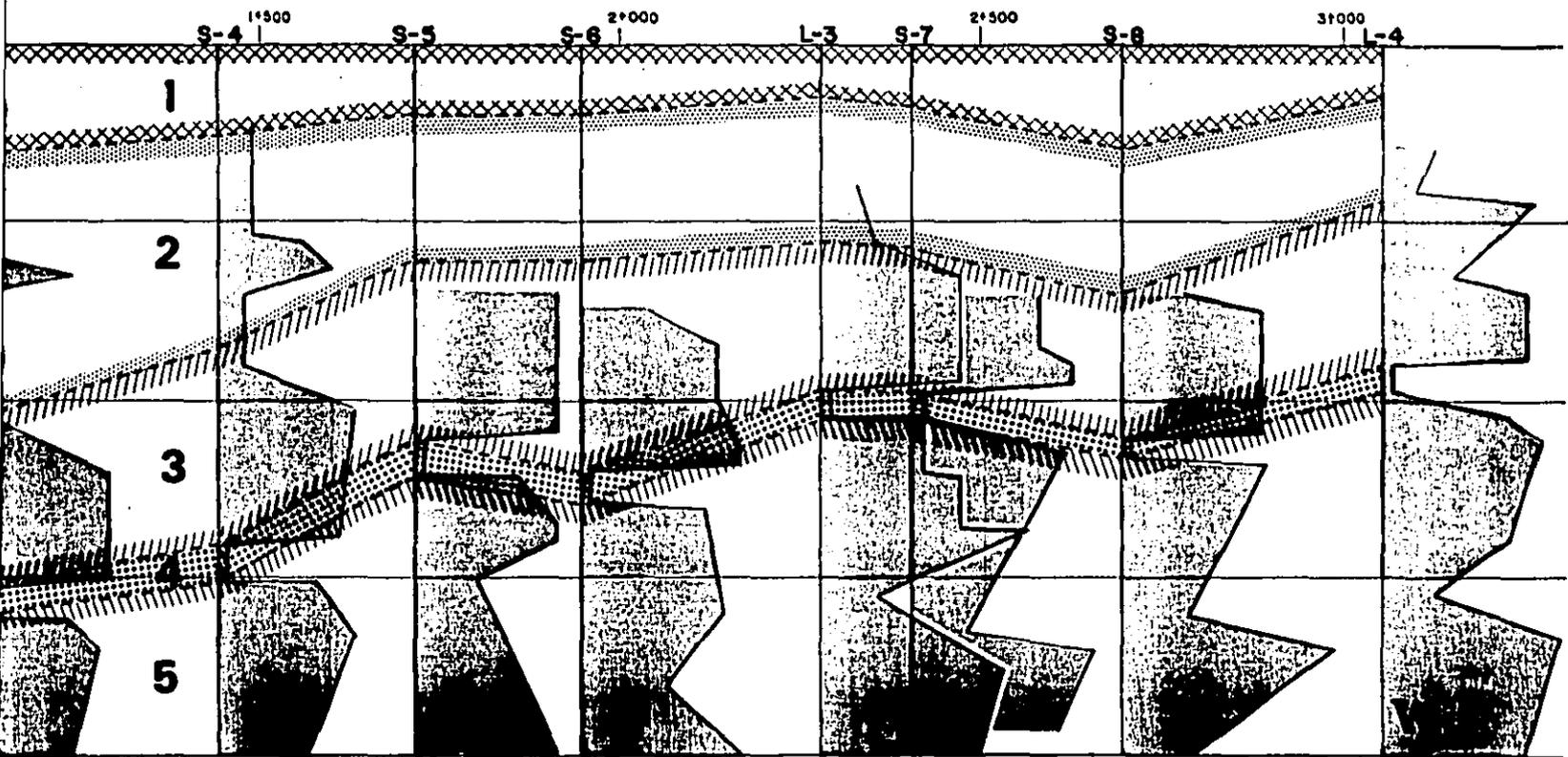
| | | | | |
|-------------|---------------------------|--------|------|----------------|
| PROY TM-1MC | OBRA | CONO | CL-4 | EQUIPO DE PERF |
| | COLECTOR TLZONTLE ORIENTE | SONDEO | 1-4 | LONGYEAR 34 |
| | | | | FECHA |
| | | | | 13-14/oct/80 |

Fig 34. Perfiles estratigráfico y de propiedades del - - sondeo L-4 y sondeo de cono CL-4



- 1 Relleno
- 2 Limos arcillosos y arcillas limosas con raíces, fósiles y arena volcánica
- 3 Arcilla de consistencia media a blanda, con fósiles y vidrio volcánico y fisurada
- 4 Arena fina volcánica, de compactidad media a compacta
- 5 Arcilla de consistencia media a blanda, con fósiles, lentes de arena fina y vidrio

Fig 35. Corte estratigráfico y de contenido de agua a lo largo del Eje



500 Escala de Contenido de Agua, en %

1. Arcillas limosas con raíces, fósiles y arena volcánica
 2. Arcilla media a blanda, con fósiles y vidrio volcánico y fisurada
 3. Arcilla de compactidad media a compacta
 4. Arcilla media a blanda, con fósiles, lentes de arena fina y vidrio volcánico

Diagrama geológico y de contenido de agua a lo largo del Eje Tezontle

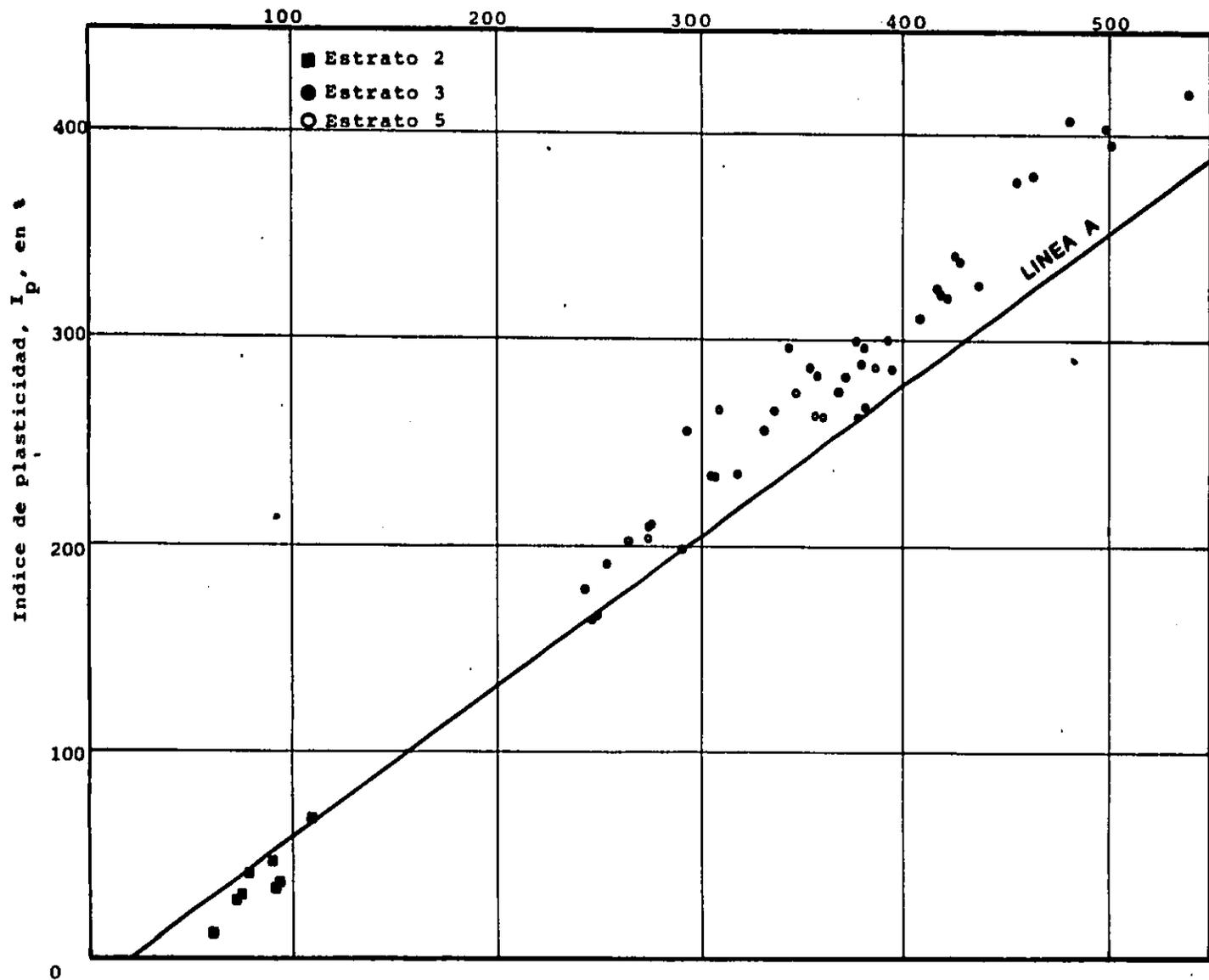


Fig 36. Límites de plasticidad de los suelos de los estratos 2,3y5- Eje Tezontle

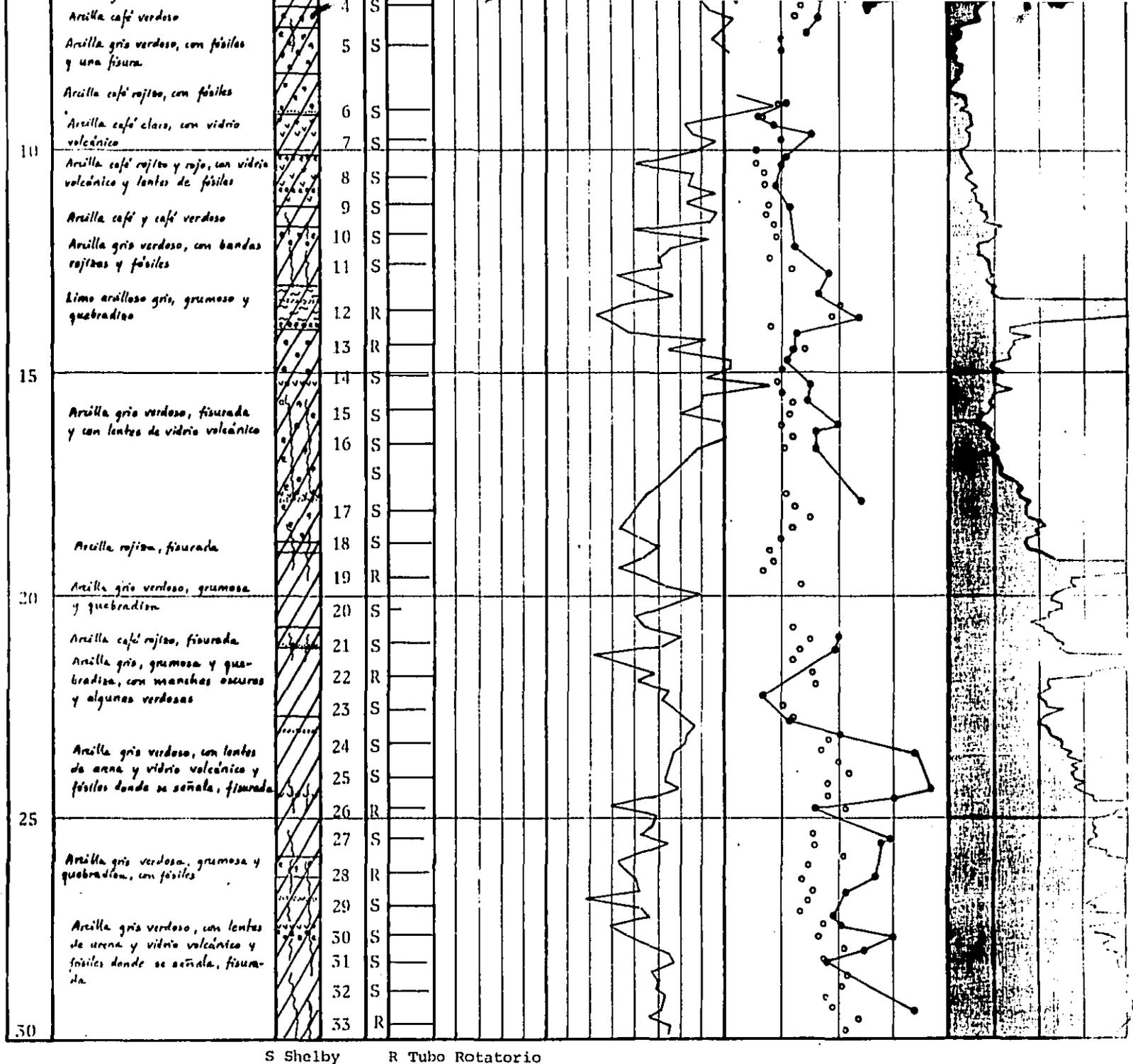
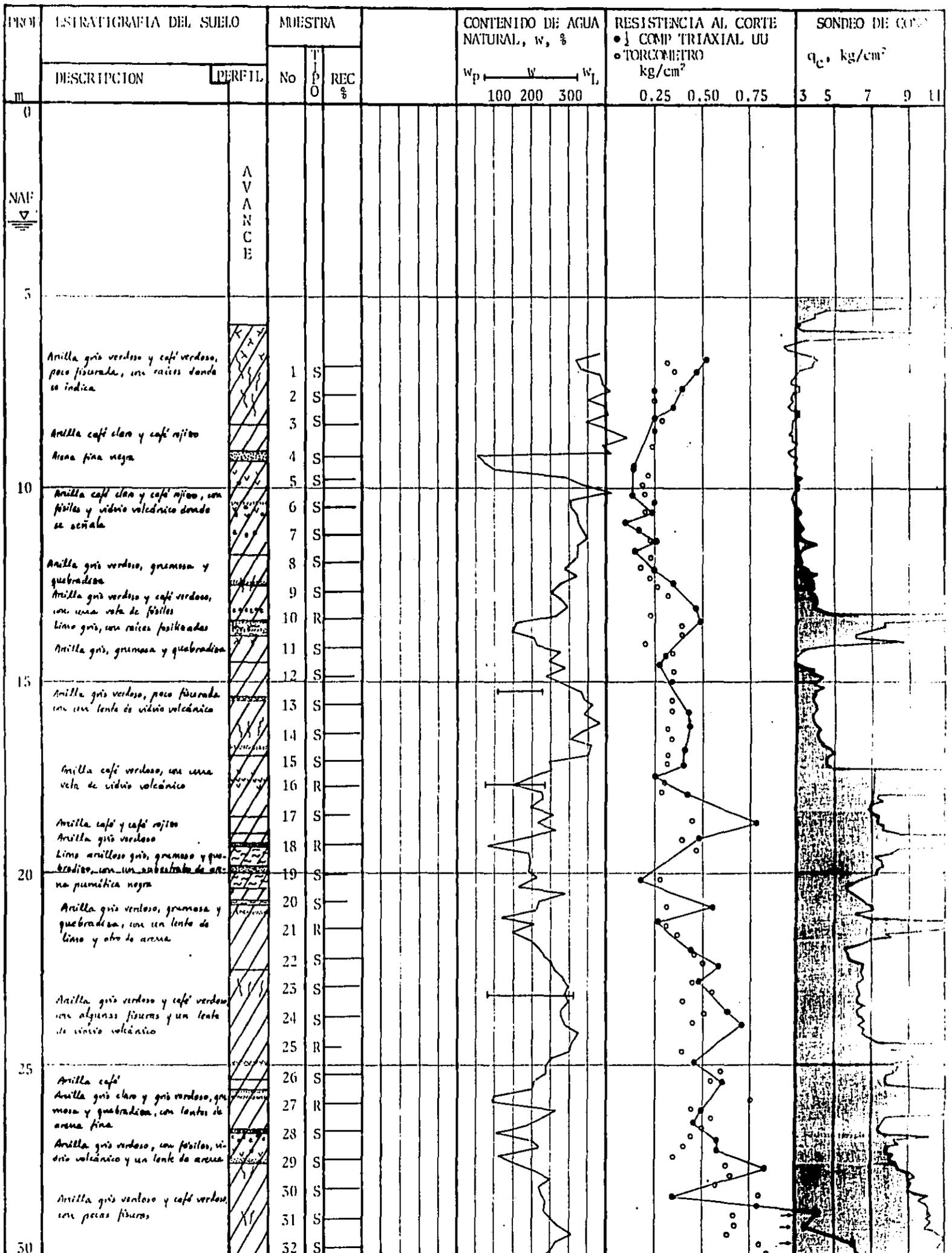
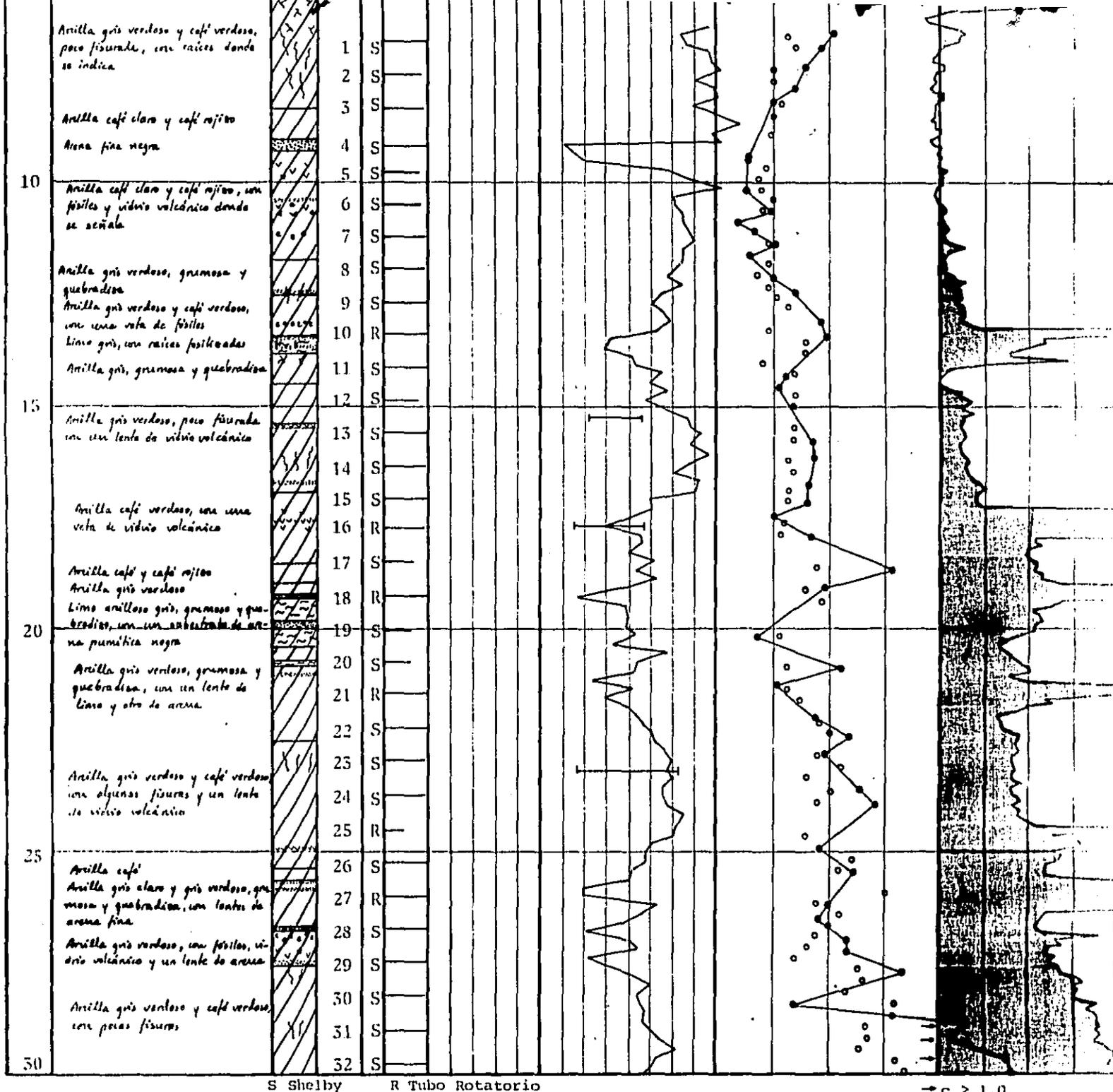


Fig 38. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo SC-1 y sondeo de cono SK-1

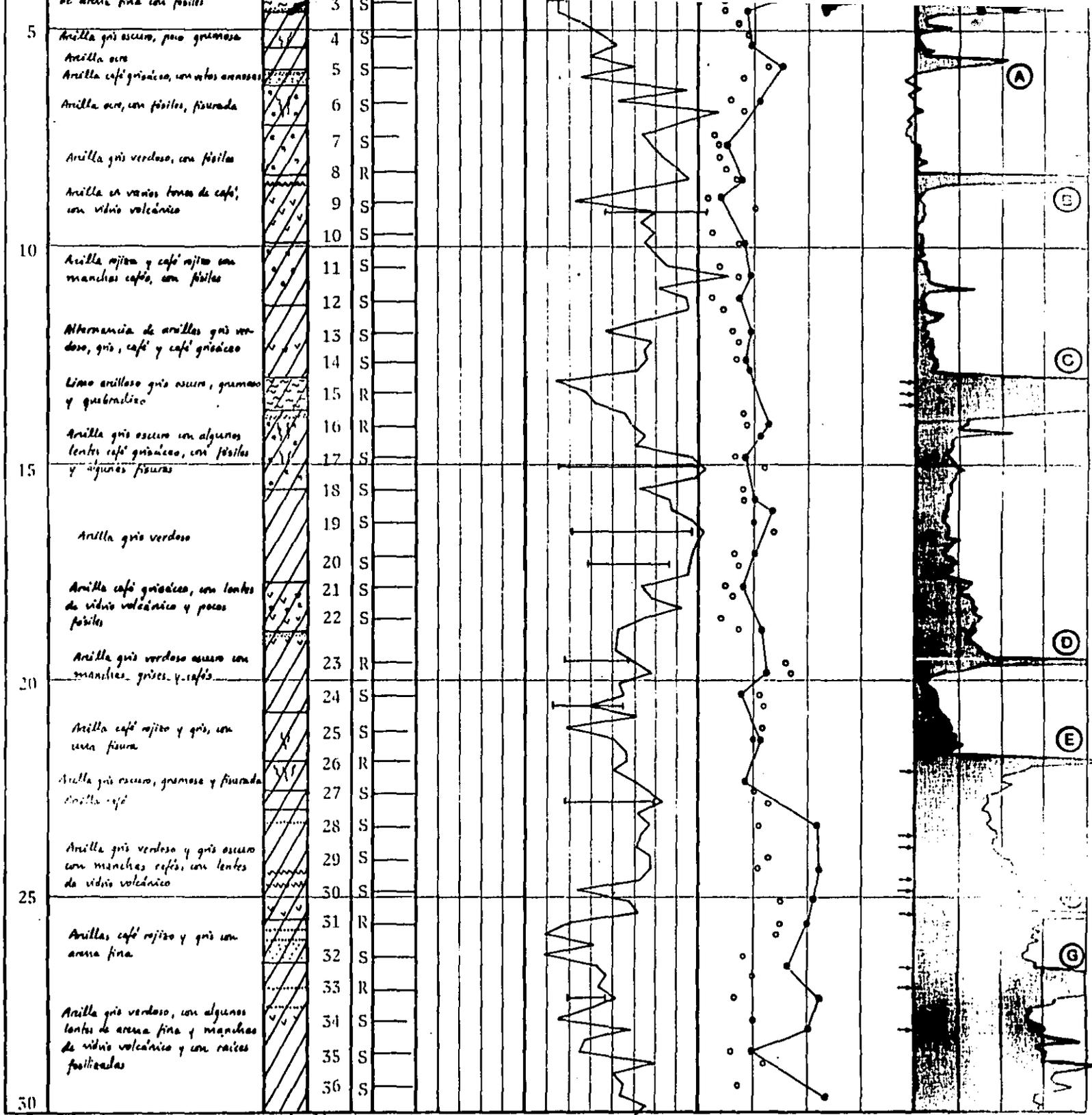




Fibras
 Arcilla
 Limo
 Arena
 Vidrio volc.
 Fósiles
 Raíces

| | | | | |
|-------------|---------------------|--------|------|----------------|
| PROY IM-IMC | OBRA | CONO | SK-2 | EQUIPO DE PERF |
| | INTERCEPTOR CENTRAL | SONDEO | SC-2 | LONGYEAR 31 |
| | | | | FECHA |
| | | | | sep/81 |

Fig 39. Perfiles estratigráficos de propiedades de suelos SC-2 y sondeo de SK-2



S Shelby R Tubo Rotatorio

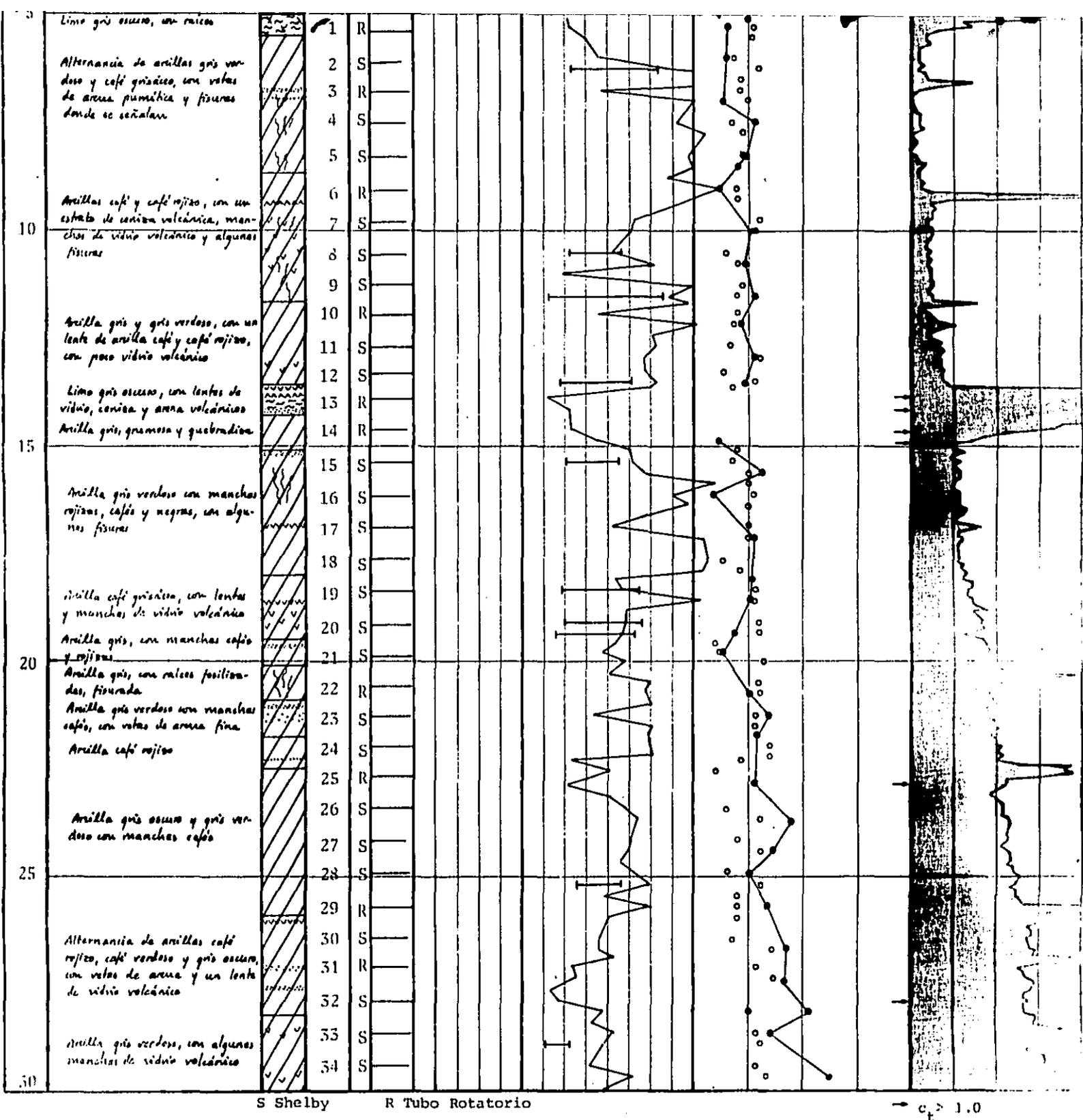
$\rightarrow c_t > 1.0$

Relleno
 Arcilla
 Limo
 Arena
 Vidrio volc
 Ceniza volc
 Fósiles

| | | | |
|--------------|---------------------|-------------|----------------------------|
| PROY. TI-ENC | OBRA | CONO SK-5 | EQUIPO DE PEFF LONGYEAR 34 |
| | INTERCEPTOR CENTRAL | SONDEO SC-3 | FECHA 21-29/dic/81 |

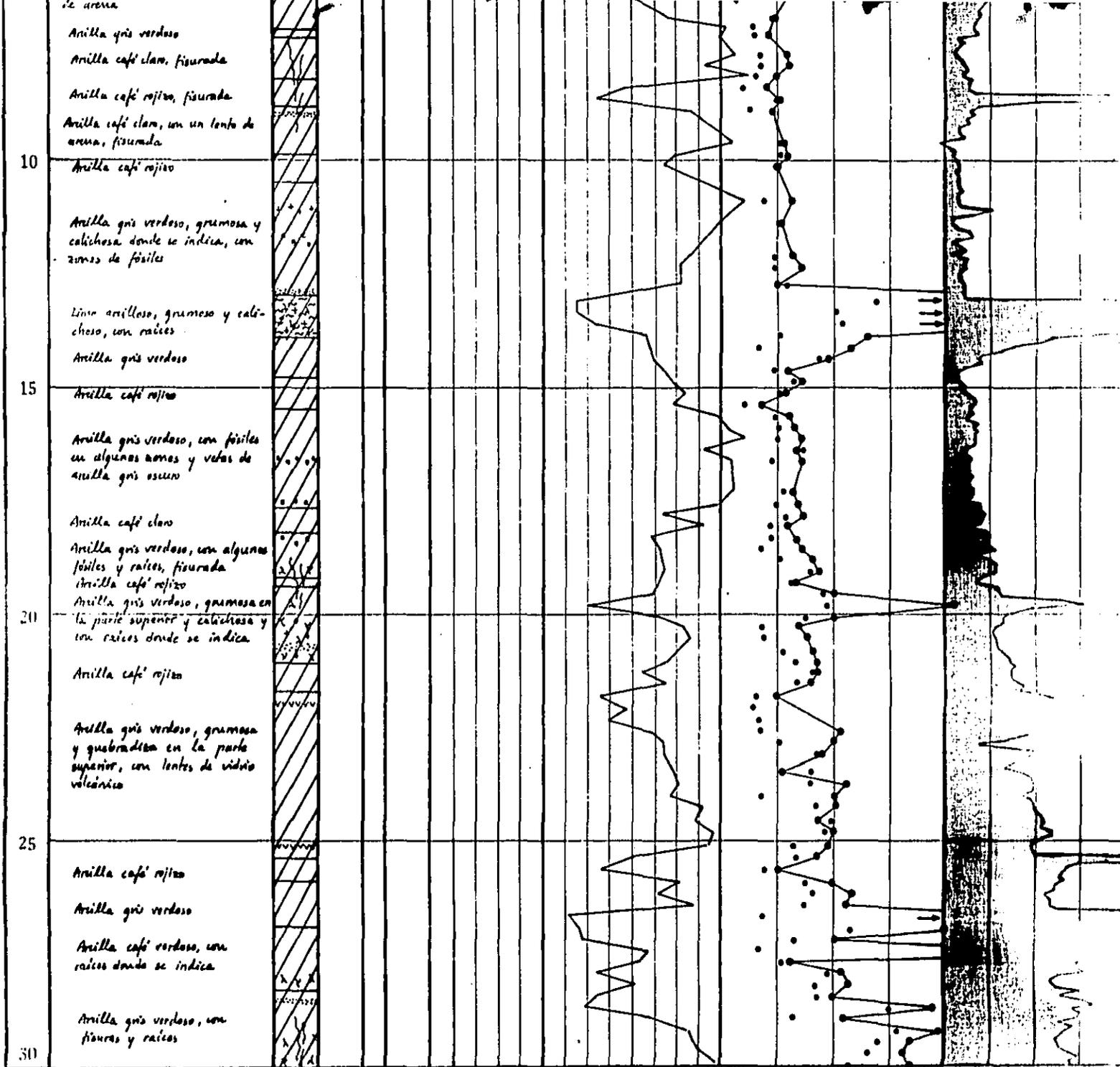
Fig 40. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo SC-3 y sondeo cono SK3

| PROF m | DESCRIPCION DEL SUELO | | MUESTRA | | | CONTENIDO DE AGUA NATURAL, w, % | | | RESISTENCIA AL CORTE | | | SONDEO DE CONO | | | |
|-----------|--|--------|---------|-------------|----------|---------------------------------|-----|-------|----------------------|------|------|-------------------------------------|---|---|----|
| | DESCRIPCION | PERFIL | No | T P O | REC % | w_p | w | w_L | kg/cm ² | | | q _c , kg/cm ² | | | |
| | | | | | | 100 | 200 | 300 | 0.25 | 0.50 | 0.75 | 5 | 5 | 7 | 1' |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Limo gris oscuro, un raico | | 1 | R | | | | | | | | | | | |
| | Alternancia de arcillas gris verdoso y café grisáceo, con vetas de arena pumítica y fisuras donde se señalan | | 2 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 3 | R | | | | | | | | | | | |
| | | | 4 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 5 | S | | | | | | | | | | | |
| | Arcillas café y café rojizo, con un estado de ceniza volcánica, manchas de vidrio volcánico y algunas fisuras | | 6 | R | | | | | | | | | | | |
| 10 | | | 7 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 8 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 9 | S | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla gris y gris verdoso, con un lente de arcilla café y café rojizo, con poco vidrio volcánico | | 10 | R | | | | | | | | | | | |
| | | | 11 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 12 | S | | | | | | | | | | | |
| | Limo gris oscuro, con lentes de vidrio, ceniza y arena volcánicos | | 13 | R | | | | | | | | | | | |
| 15 | | | 14 | R | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla gris, gruesa y quebradiza | | 15 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 16 | S | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla gris verdoso con manchas rojizas, café y negras, con algunas fisuras | | 17 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 18 | S | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla café grisáceo, con lentes y manchas de vidrio volcánico | | 19 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 20 | S | | | | | | | | | | | |
| 20 | | | 21 | S | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla gris, con manchas café y rojizas | | 22 | R | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla gris, con raíces postizas, fisurada | | 23 | R | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla gris verdoso con manchas café, con vetas de arena fina | | 25 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 24 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 25 | R | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla café rojizo | | 26 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 27 | S | | | | | | | | | | | |
| 25 | | | 28 | S | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla gris oscuro y gris verdoso con manchas café | | 29 | R | | | | | | | | | | | |
| | | | 30 | S | | | | | | | | | | | |
| | Alternancia de arcillas café rojizo, café verdoso y gris oscuro, con vetas de arena y un lente de vidrio volcánico | | 31 | R | | | | | | | | | | | |
| | | | 32 | S | | | | | | | | | | | |
| | | | 33 | S | | | | | | | | | | | |
| | Arcilla gris verdoso, con algunas manchas de vidrio volcánico | | 34 | S | | | | | | | | | | | |
| 30 | | | | | | | | | | | | | | | |



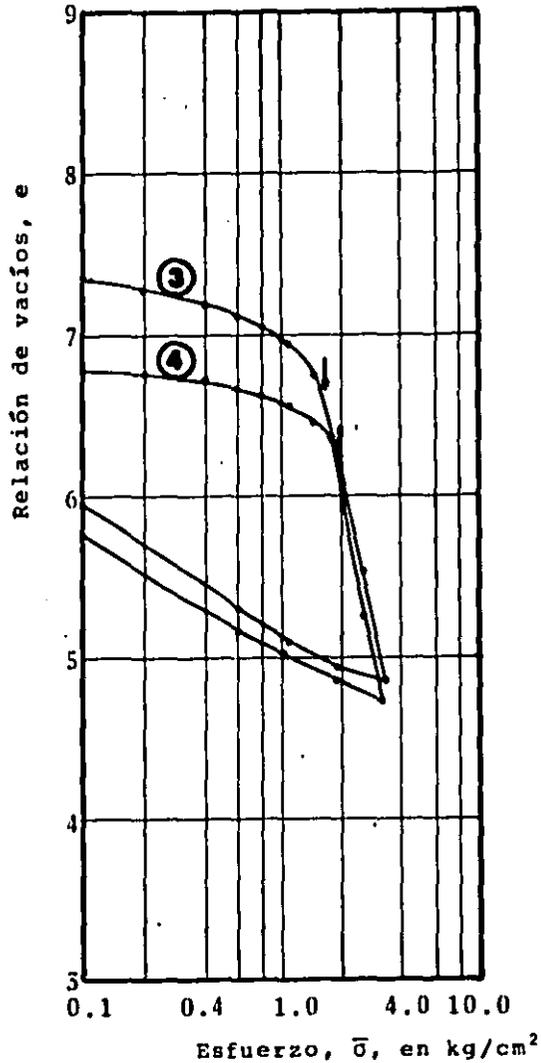
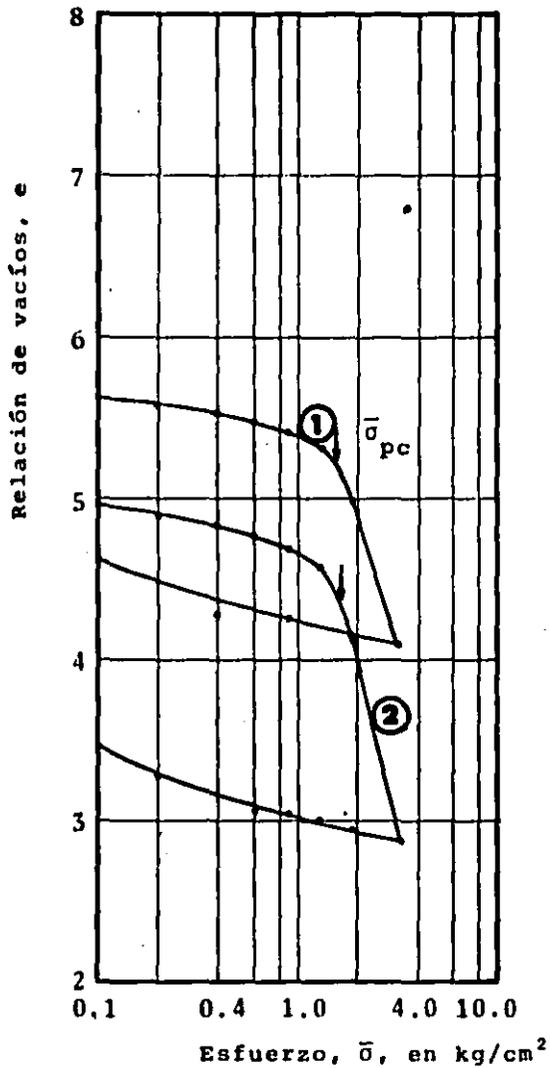
| | | | |
|-------------|---------------------------------|-------------|-------------------------------|
| PROY IM-IMC | OBRA INTERCEPTOR CENTRAL. | CONO SK-4 | EQUIPO DE PERF LONGYEAR 34 |
| | | SONDEO SC-4 | FECHA 4-6/enc/82 |

Fig 41. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo SC-4 y sondeo de cono SK-4



| | | | | |
|--------------|--------------------------------|--------|------|-------------------------------|
| PROY 171-1MC | OBRA INTERCEPTOR CENTRAL | CONO | SK-5 | EQUIPO DE PERF LONGYEAR 31 |
| | | SONDEO | SC-5 | FECHA |

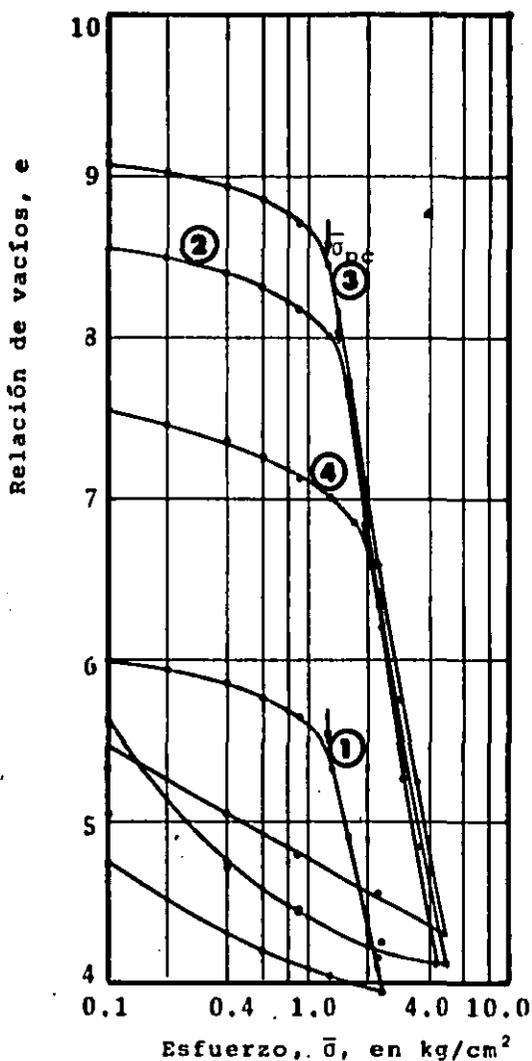
Fig 42. Perfiles estratigráfico y de propiedades del sondeo SC-5 y sondeo de cono SK-5 (ad 26)



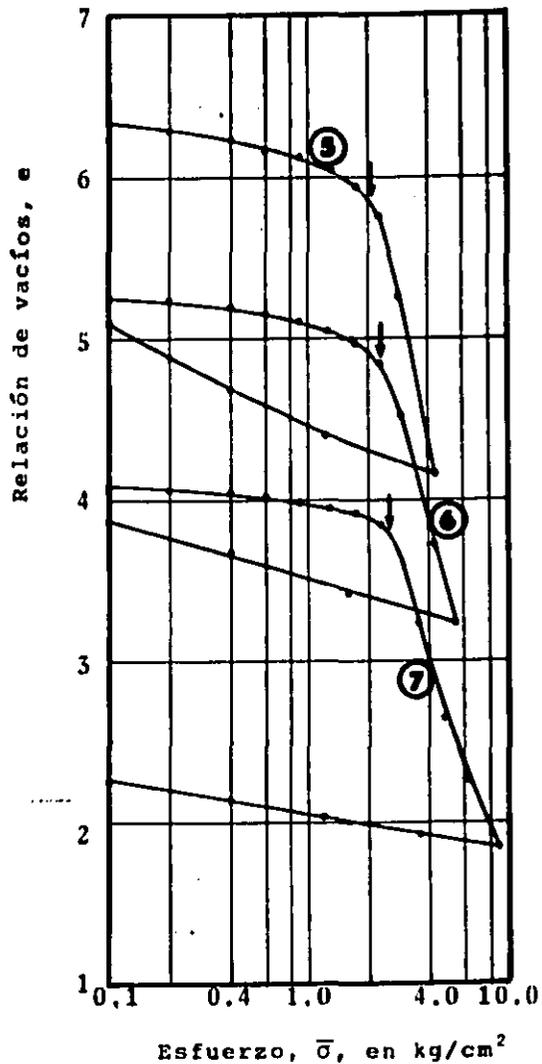
| Muestra No | Prof m | $\bar{\sigma}_{pc}$ kg/cm^2 |
|------------|--------|--------------------------------------|
| 1 | 14.25 | 1.70 |
| 2 | 18.20 | 1.70 |

| Muestra No | Prof m | $\bar{\sigma}_{pc}$ kg/cm^2 |
|------------|--------|--------------------------------------|
| 3 | 22.25 | 1.65 |
| 4 | 23.75 | 1.90 |

Fig 43. Curvas de compresibilidad de cuatro muestras del sondeo SC-1

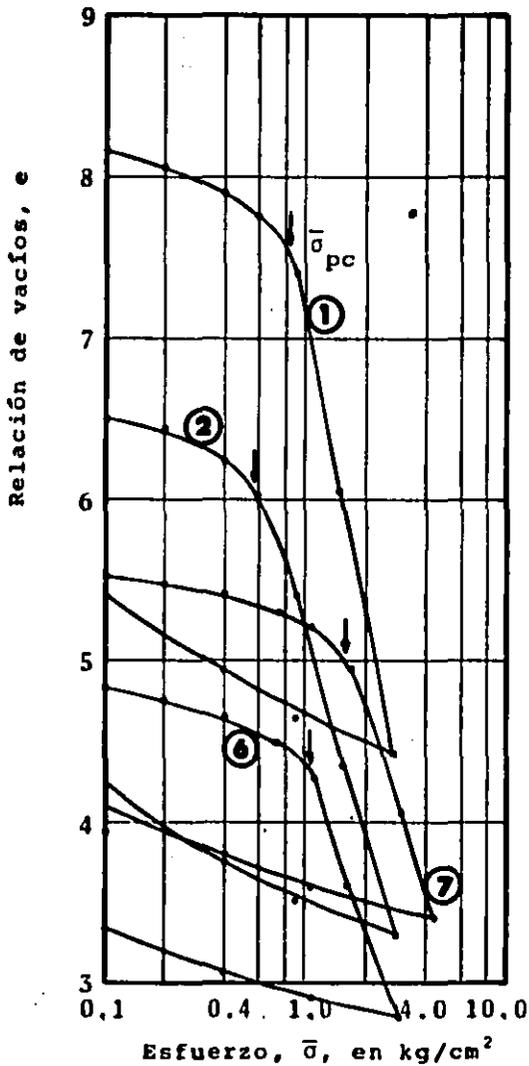


| Muestra No | Prof m | $\bar{\sigma}_{pc}$ kg/cm^2 |
|------------|--------|--------------------------------------|
| 1 | 12.80 | 1.30 |
| 2 | 15.00 | 1.45 |
| 3 | 16.50 | 1.30 |
| 4 | 22.15 | 1.95 |

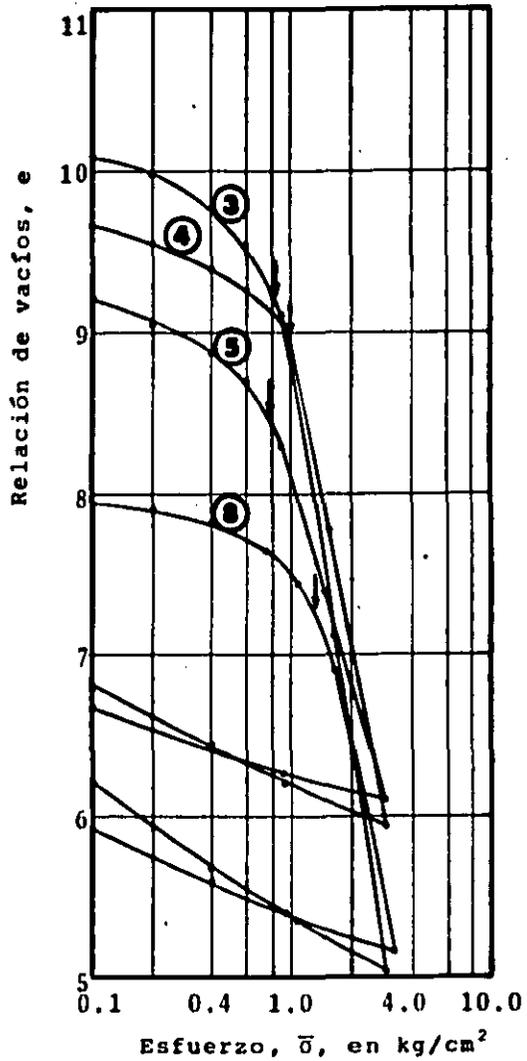


| Muestra No | Prof m | $\bar{\sigma}_{pc}$ kg/cm^2 |
|------------|--------|--------------------------------------|
| 5 | 24.70 | 2.10 |
| 6 | 25.20 | 2.30 |
| 7 | 27.95 | 2.50 |

Fig 44. Curvas de compresibilidad de siete muestras del sondeo SC-2

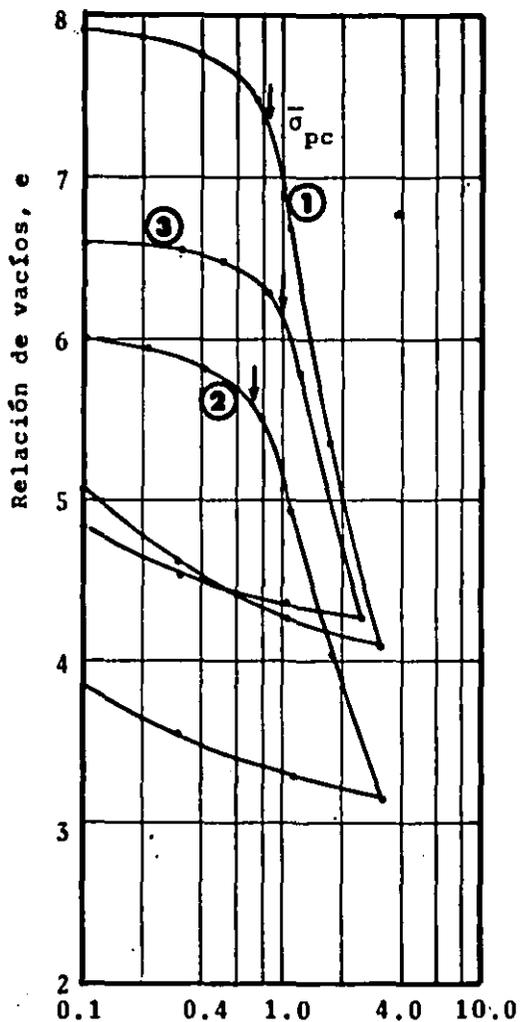


| Muestra No | Prof m | $\bar{\sigma}_{pc}$ kg/cm ² |
|------------|--------|--|
| 1 | 6.12 | 0.80 |
| 2 | 9.22 | 0.60 |
| 3 | 15.12 | 0.85 |
| 4 | 16.62 | 1.00 |



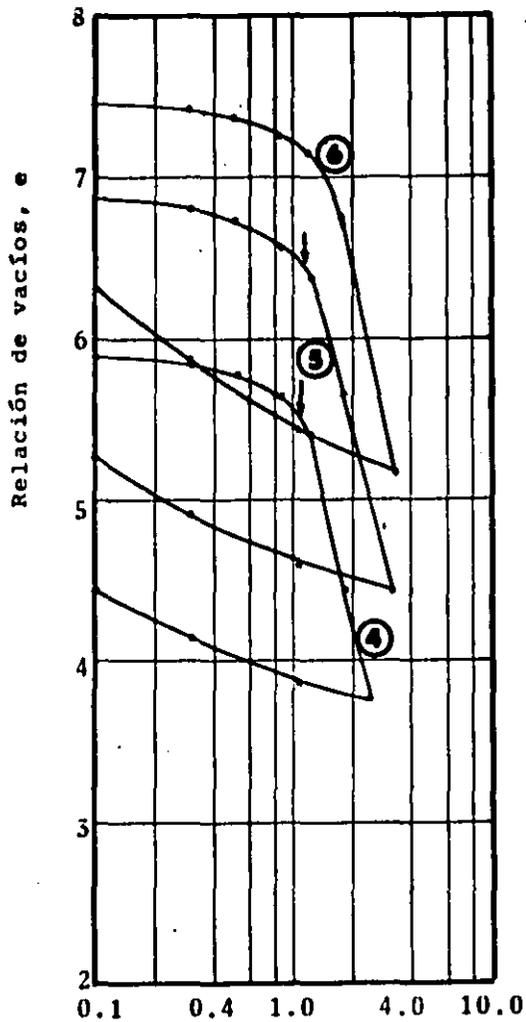
| Muestra No | Prof m | $\bar{\sigma}_{pc}$ kg/cm ² |
|------------|--------|--|
| 5 | 17.37 | 0.80 |
| 6 | 18.12 | 1.00 |
| 7 | 20.62 | 1.70 |
| 8 | 22.87 | 1.35 |

Fig 45. Curvas de compresibilidad de ocho muestras del sondeo SC-3



Esfuerzo, $\bar{\sigma}$, en kg/cm^2

| Muestra No | Prof m | $\bar{\sigma}_{pc}$ kg/cm^2 |
|------------|--------|--------------------------------------|
| 1 | 6.27 | 0.85 |
| 2 | 10.52 | 0.70 |
| 3 | 15.37 | 1.00 |



Esfuerzo, $\bar{\sigma}$, en kg/cm^2

| Muestra No | Prof m | $\bar{\sigma}_{pc}$ kg/cm^2 |
|------------|--------|--------------------------------------|
| 4 | 18.37 | 1.00 |
| 5 | 21.95 | 1.20 |
| 6 | 25.17 | 1.45 |

Fig 46. Curvas de compresibilidad de seis muestras del sondeo SC-4

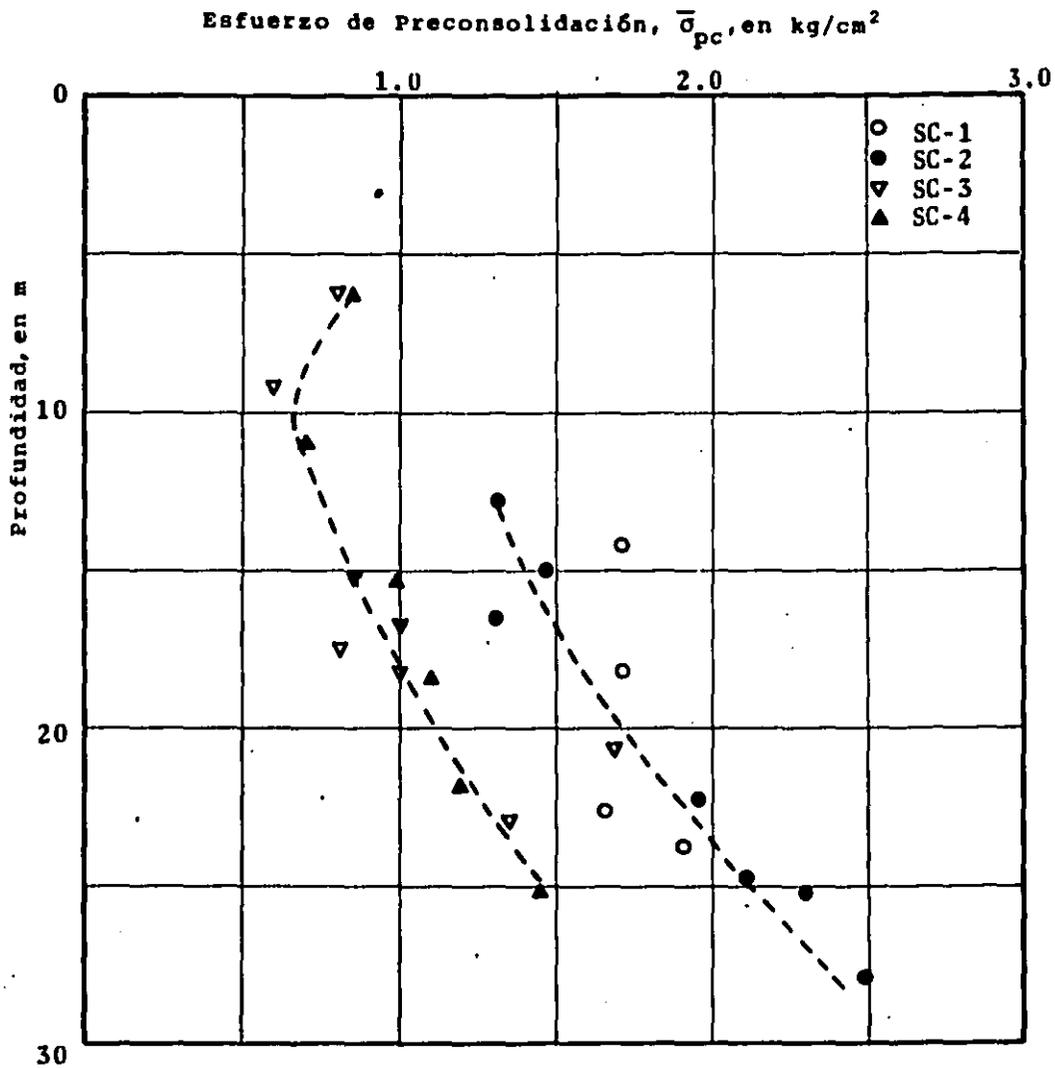


Fig 47. Variación de los esfuerzos de preconsolidación en los sondeos SC-1 a SC-4

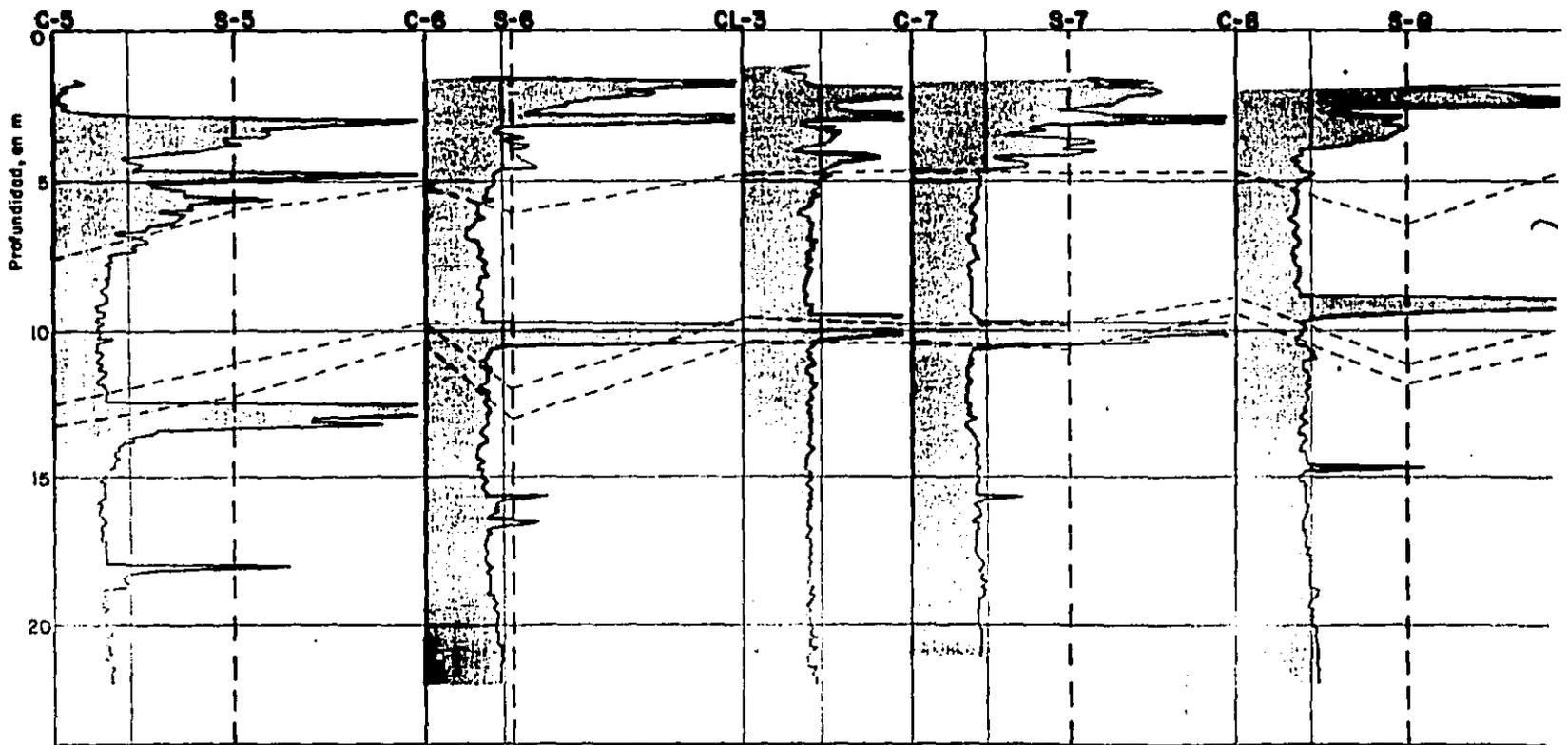
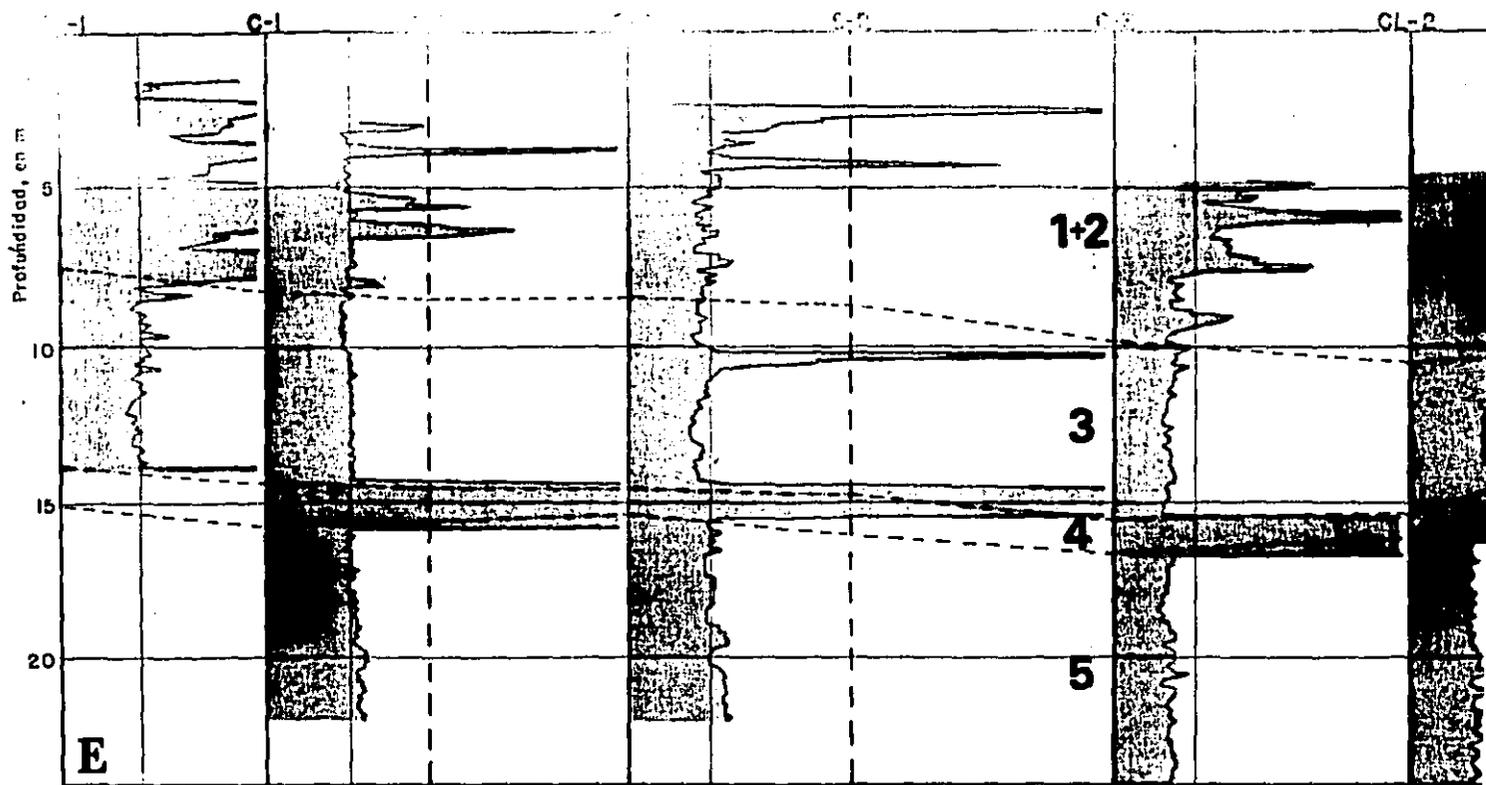
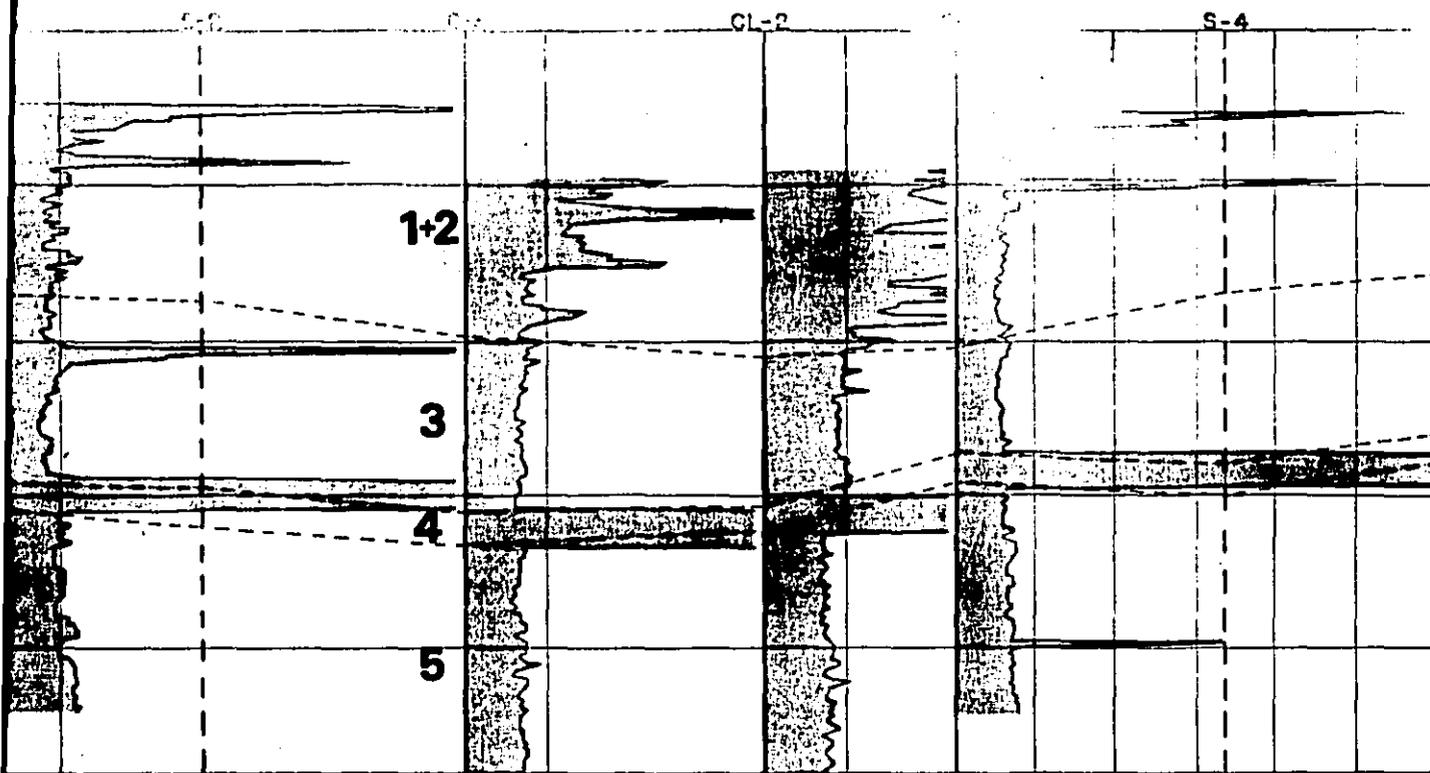
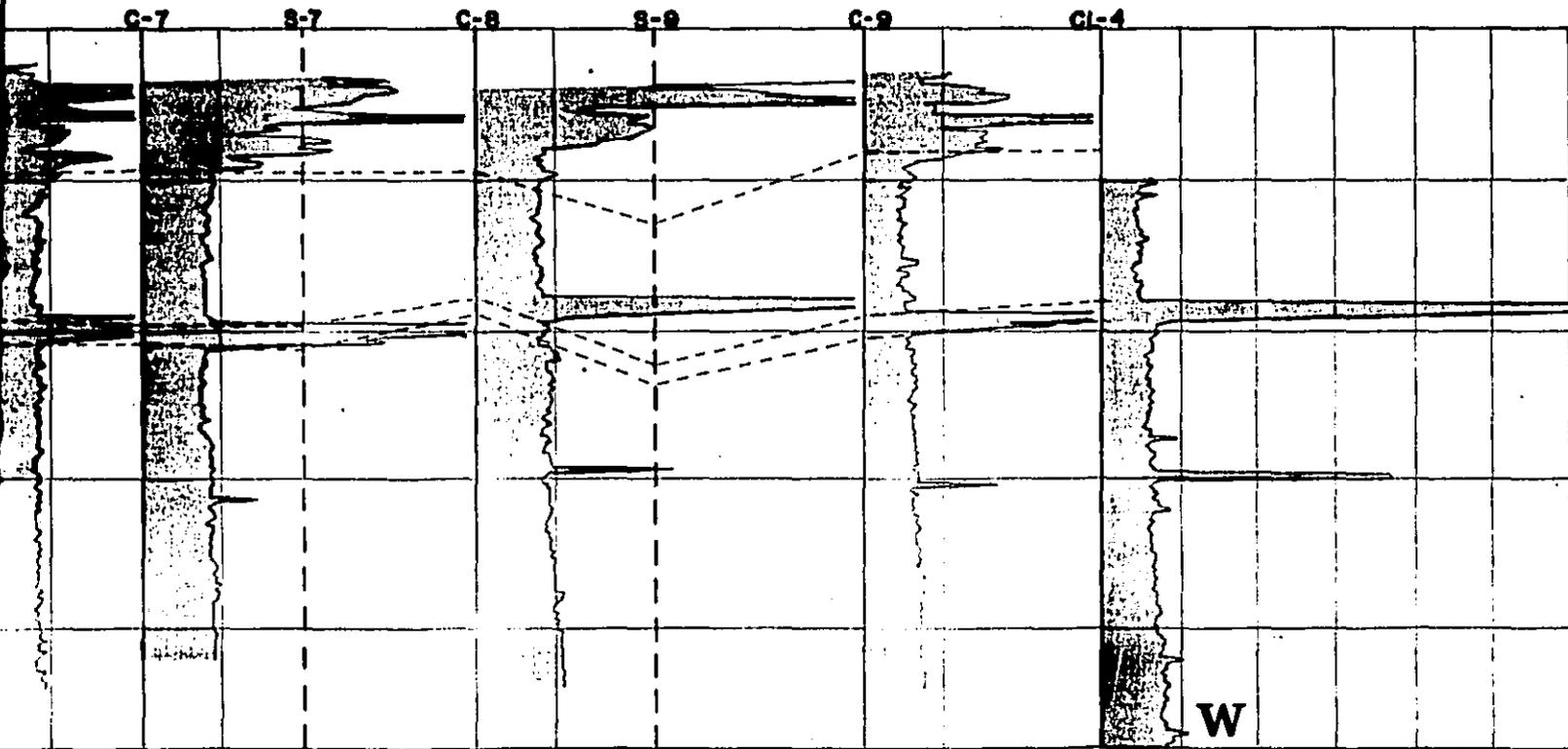


Fig 49. Perfiles de resistencia de punta a lo largo del Eje Tex



- | | |
|---|---------------------------|
| 1 | Relleno |
| 2 | Mezclas de limo y arcilla |
| 3 | Arcilla media a blanda |
| 4 | Arena fina volcánica |
| 5 | Arcilla media a blanda |

10 20 30 kg/cm²



iles de resistencia de punta a lo largo del Eje Tezontic

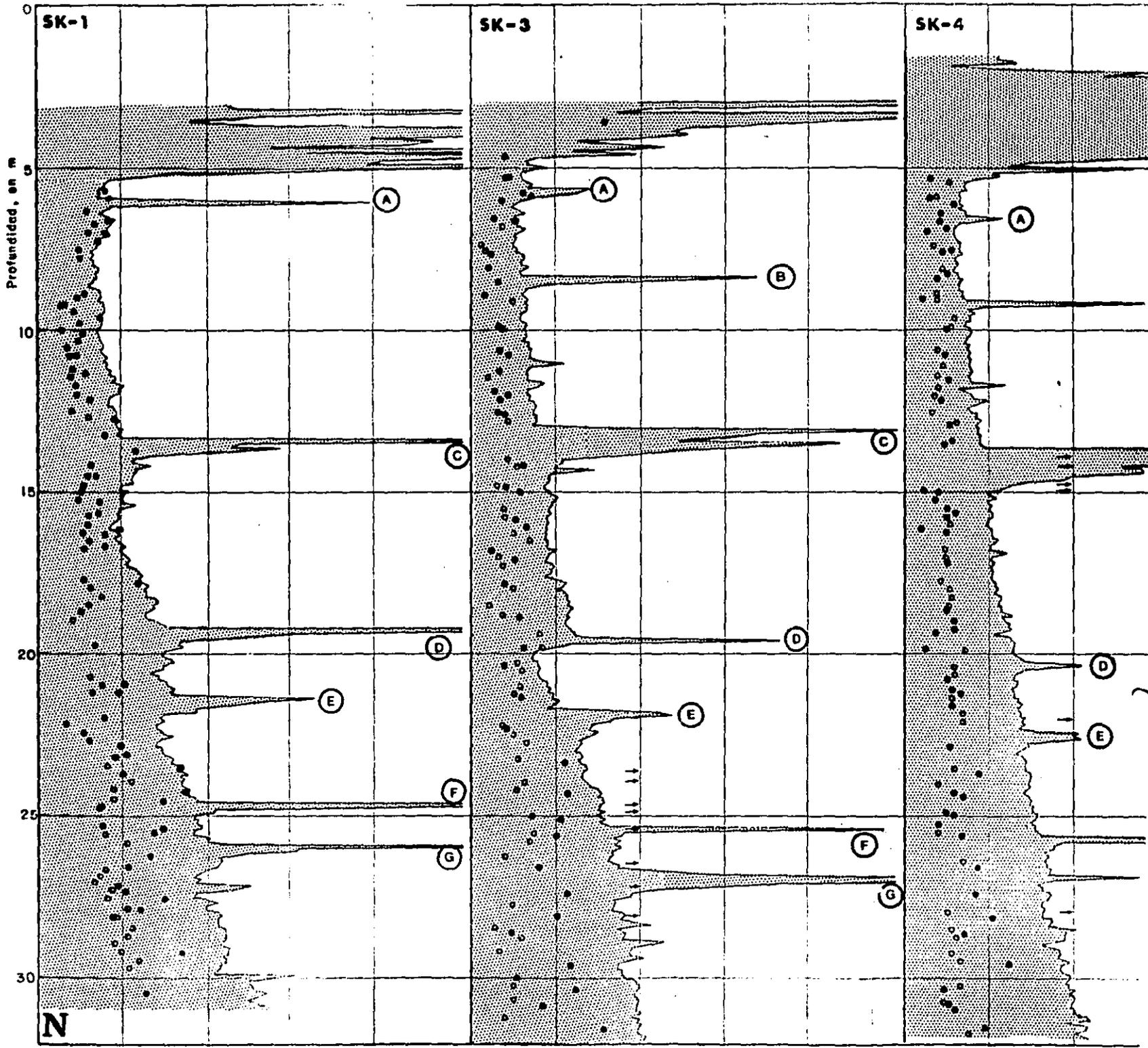
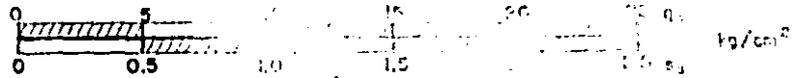
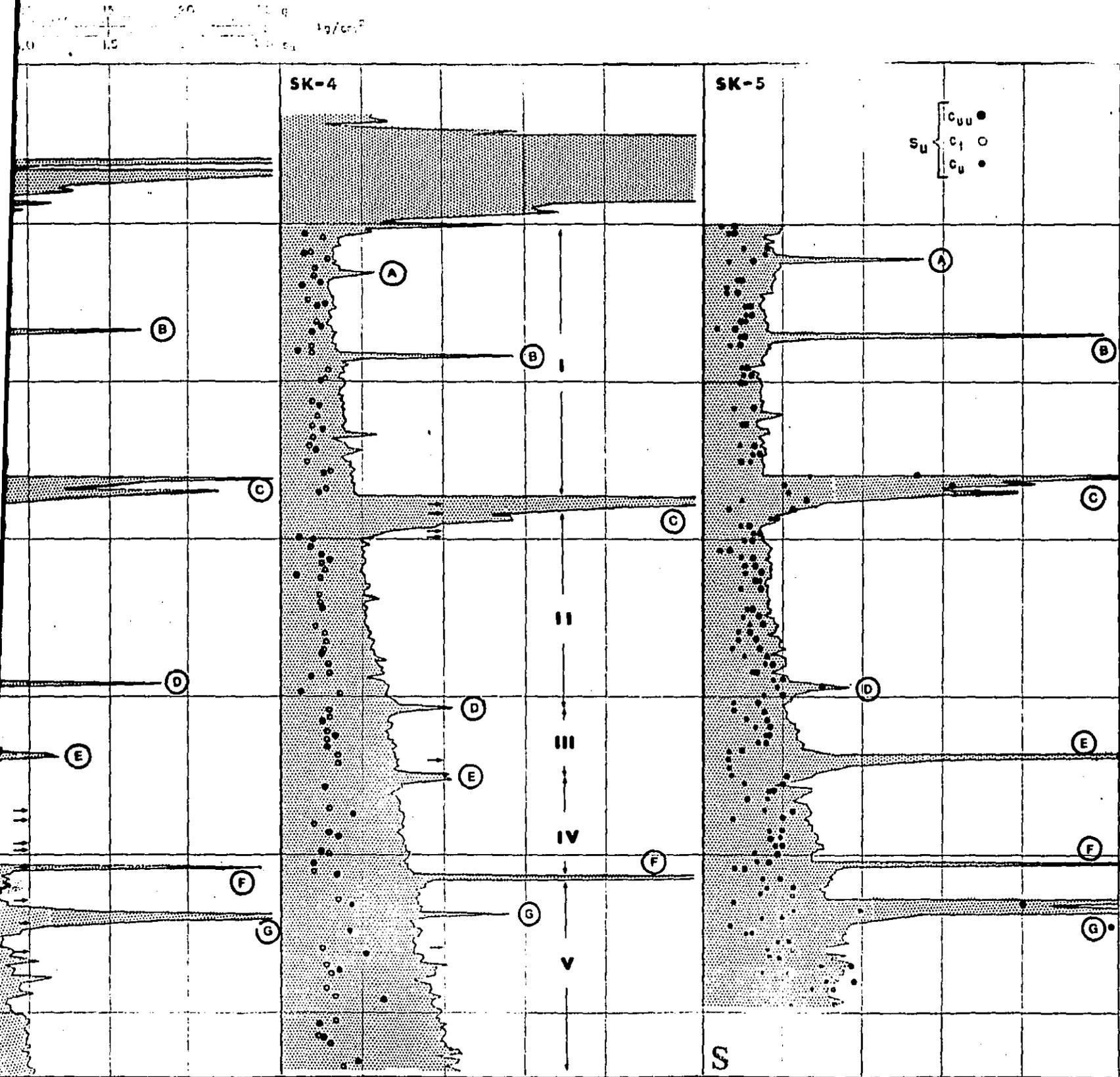


Fig 50. Perfiles de resistencia de punta a lo largo del Eje Cuc



es de resistencia de punta a lo largo del Eje Cuauhtémoc

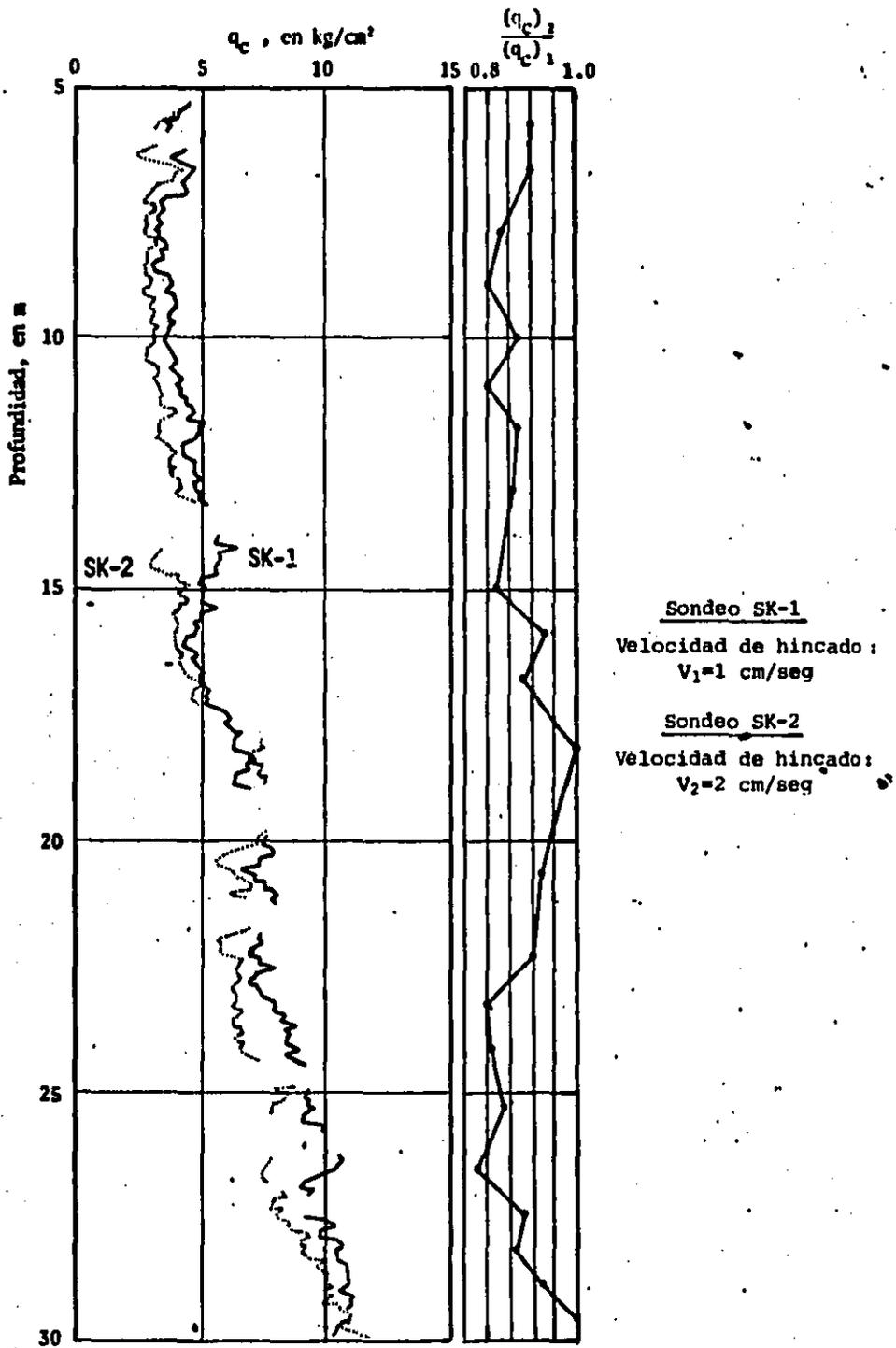


Fig 51. Comparación entre sondeos SK-1 y SK-2

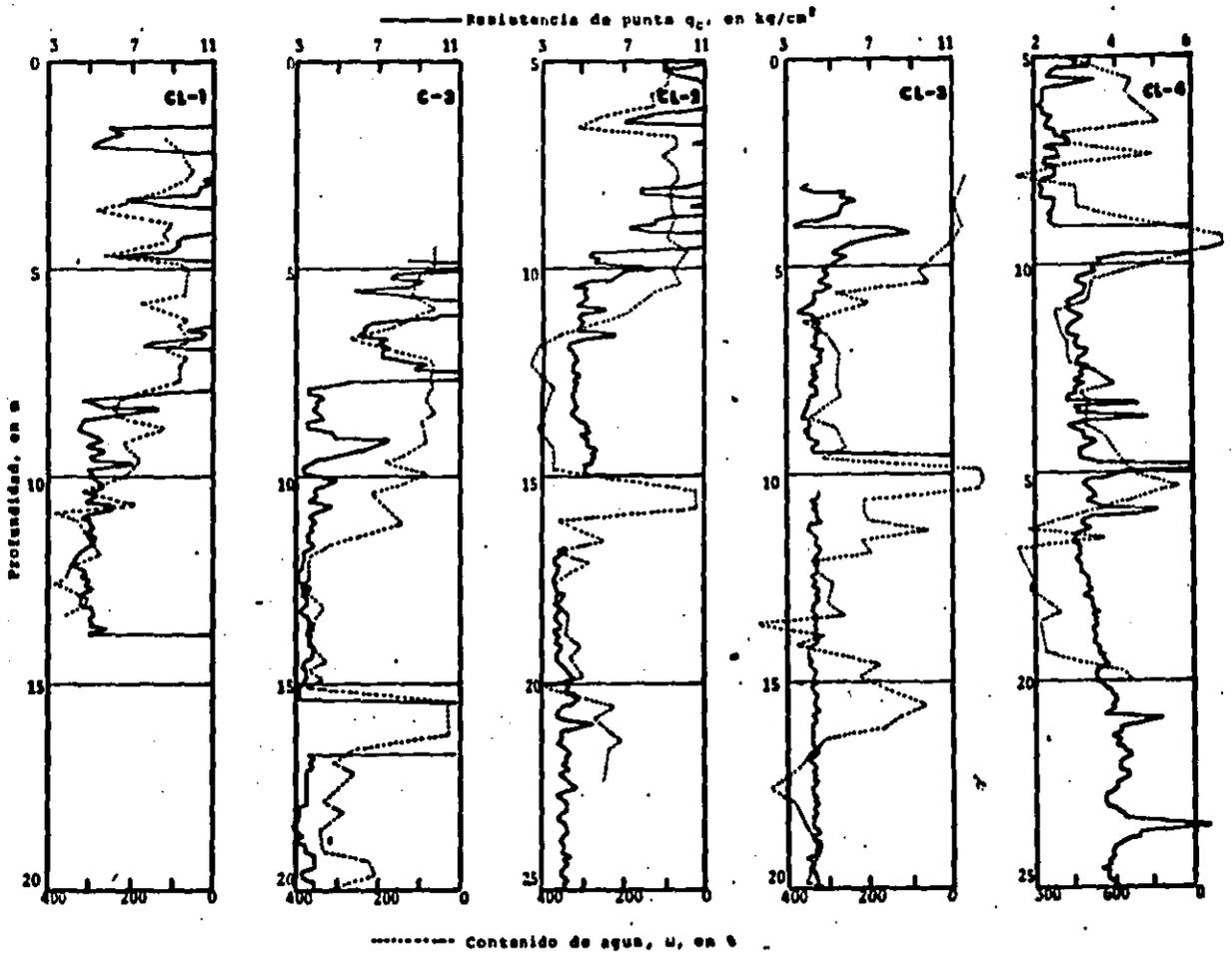


Fig 52 Comparación entre q_c y w - Eje Tezontle

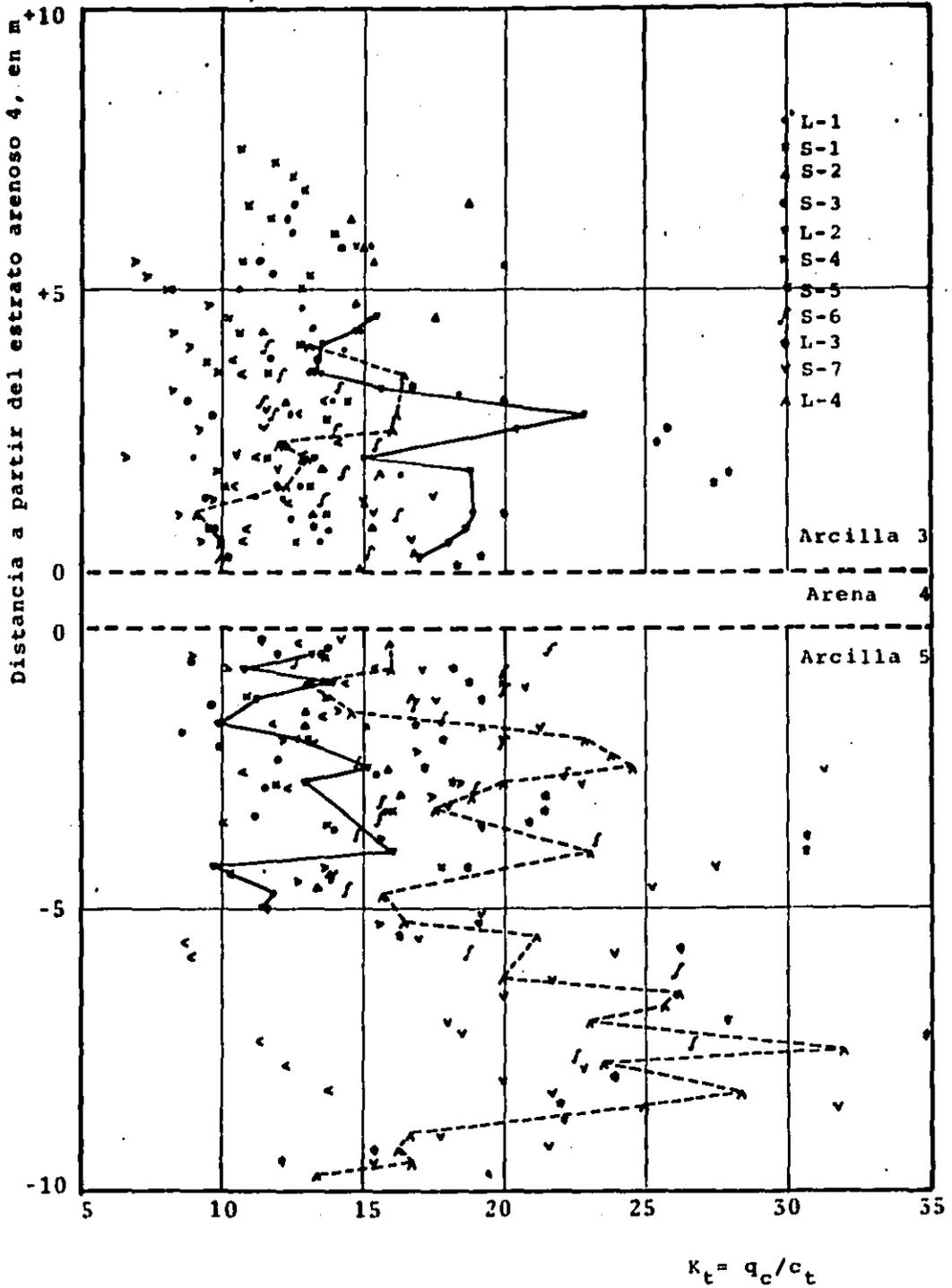


Fig 53. Variación de K_t con la profundidad - Eje Tezontle

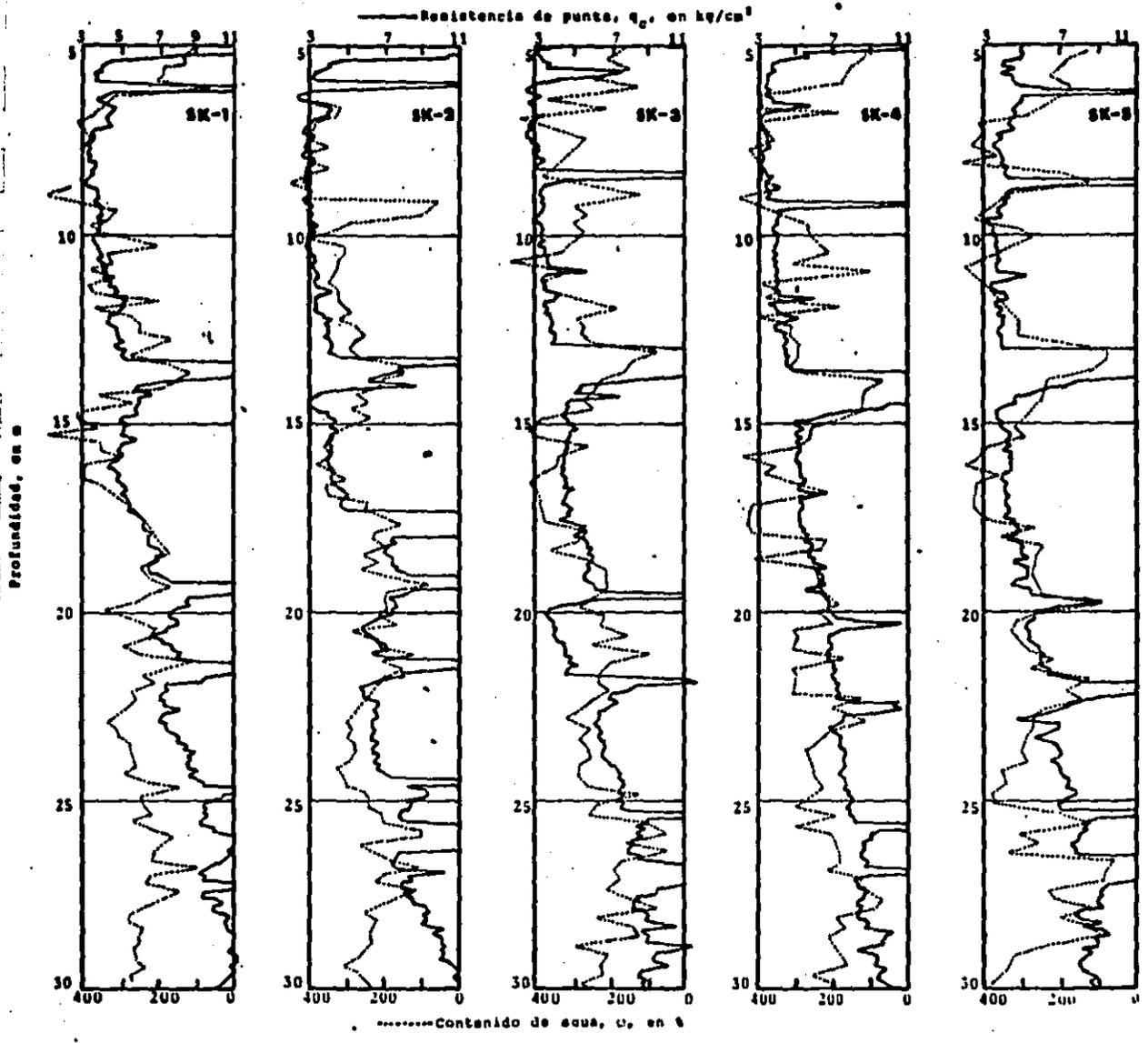
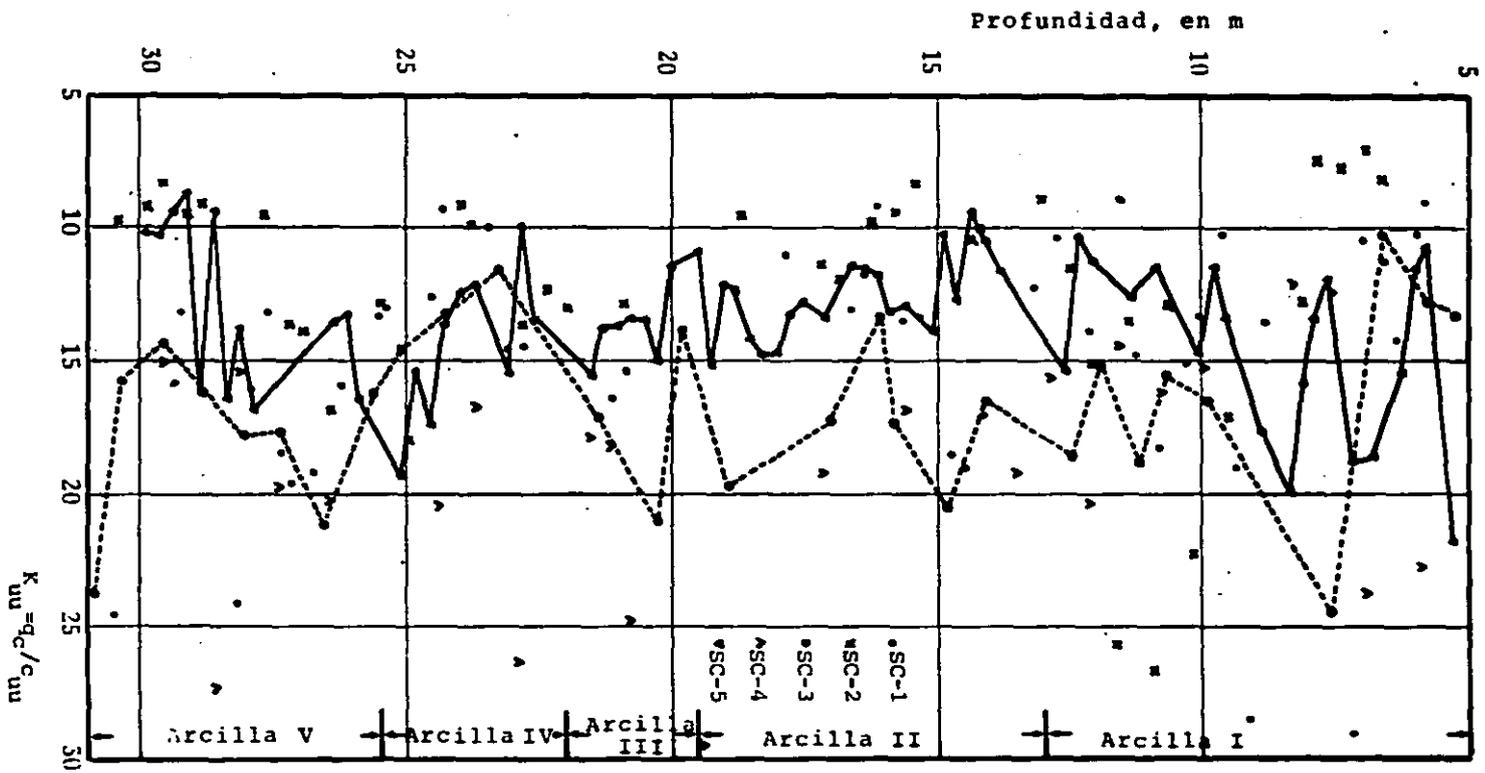


Fig 54. Comparación entre q_c y w - Eje Cuauhtémoc

Fig. 55. Variación de K_{uu} con la profundidad - Eje Cuauhitémoc



APENDICE A. EJECUCION DE UN SONDEO CON CONO ELECTRICO

La secuencia de actividades para la realización de un sondeo de cono con una máquina perforadora convencional es: la siguiente:

- 1) Se ajusta la velocidad de avance de la perforadora a 1cm/seg
- 2) Se coloca arriba de la extensión del cono una rondana que sirve - para abocardar el pozo y disminuir la fricción barras-suelo, fig A.1
- 3) Se instala la primera barra de perforación EW en el broquero de la perforadora
- 4) Se hace pasar el cable eléctrico a través de la primera barra, fig A.2, y se acoplan el cono y la barra, quedando el abocardador entre los dos
- 5) El cable se ensarta en las barras restantes, colocadas juntas y en sentidos opuestos alternados, como se muestra en la fig A.3. La - profundidad máxima del sondeo debe conocerse previamente para que no falten barras
- 6) El extremo libre del cable se conecta al registrador y se toma la lectura inicial
- 7) Se marca a cada 10 cm la primera barra y se inicia el sondeo, fig A.4; las barras se siguen marcando a medida que avanza el sondeo
- 8) Cada vez que se agota la carrera de los gatos hidráulicos de la - perforadora se desaprieta el broquero, se izan los gatos, se aprieta nuevamente el broquero y se reinicia el hincado del cono. Durante la ejecución de estas maniobras el cono permanece estacionario por no más de 15 seg
- 9) Cada vez que se acopla una nueva barra se hacen los mismos movimientos que en 8), pero la operación tarda cerca de 1 min, ya que las maniobras deben hacerse con extrema precaución para no dañar el cable eléctrico.

- 10) Durante el hincado del cono es necesario observar continuamente el indicador de resistencia para no perder ningún cambio de material, por más delgado que sea el lente, y sobretodo para detener el sondeo en caso de que la resistencia crezca súbitamente hasta cargas cercanas a la capacidad de la celda, figs A.5 y A.6
- 11) Una vez terminado el sondeo se extraen las barras de la misma forma como se hincaron, es decir, aprisionándolas con el broque ro. Durante esta operación debe tenerse mucho cuidado para no dañar el cable, que debe permanecer conectado al registrador
- 12) Antes de retirar la primera barra con el cono acoplado debe dejar se ésta suspendida de tal manera que el penetrómetro quede libre dentro del pozo, justo abajo del nivel del terreno natural. La lectura del indicador con el cono en esta posición debe ser igual a la lectura inicial.

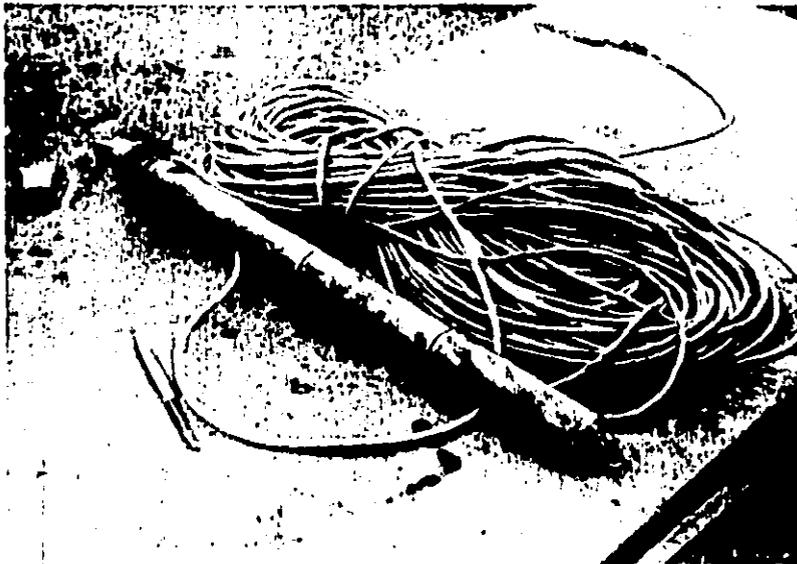


Fig A.1 Cono eléctrico

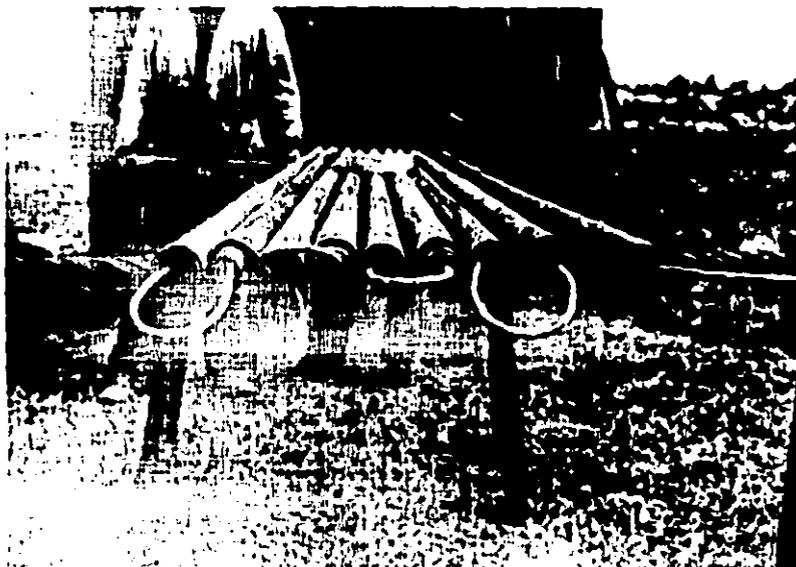


Fig A.3. Barras EW ensartadas



Fig A.2. Ensartando las barras



Fig A.4. Marcando a cada 10 cm



Fig A.5. Hincando el cono



Fig A.6. Medición de la resistencia

APENDICE B. INFORMACION ADICIONAL DERIVADA DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

B.1. Relaciones c_{uu}/c_t y c_{uu}/c_u

En la tabla B.1 se presentan los promedios c_{uu}/c_t de los primeros cuatro sondeos y el promedio de c_{uu}/c_u del sondeo SC-5 del Eje - Cuauhtémoc. La resistencia medida en prueba triaxial UU es alrededor de 30% mayor que la obtenida con torcómetro, con tendencia a ser menor la diferencia hacia el sur del Eje. Estos valores se han calculado comparando los resultados de pruebas hechas a la misma profundidad; sin embargo, se aprecia en las figuras 38 a 41 del cuerpo de la tesis que los perfiles de c_t y c_{uu} prácticamente se confunden, al menos hasta 23 m de profundidad, lo que implica que la diferencia de 30% es exagerada y, en cambio, puede afirmarse que para resistencias menores de 0.5 kg/cm² el torcómetro arroja resultados muy similares a los obtenidos en prueba triaxial UU.

Por otro lado, los resultados de las 71 muestras del sondeo SC-5 - ensayadas en compresión simple y en triaxial UU permiten concluir que, en promedio, $c_{uu}=1.3 c_u$, tabla B.1. La variación de c_{uu}/c_u con la profundidad se muestra en la fig B.1.

B.2 Relaciones M_i vs s_u

En la fig B.2 se muestra la correspondencia que existe entre el módulo de deformación tangente inicial, M_i , en prueba triaxial UU y la resistencia respectiva, de las arcillas blandas del Eje Cuauhtémoc (sondeos SC-1 a SC-4). De acuerdo con el análisis de regresión lineal, los puntos se ajustan a la recta

$$M_i = 104.27c_{uu} + 6.72 \quad (B.1)$$

con un coeficiente de correlación $r=0.85$, y el 72.6% de los valores se encuentran a menos de una desviación estándar ($s=15.2$ kg/cm²) de la recta B.1.

Por lo que respecta el Eje Tezontle, las gráficas M_i vs c_u (compresión simple) de las arcillas blandas se han dividido en dos grupos: uno que agrupa a los resultados de los sondeos L-1 a S-4, correspondientes a la mitad Este del eje, fig B.3, y el otro que abarca los resultados de los sondeos S-5 a L-4, localizados en la mitad Oeste del eje, fig B.4. En el primero los puntos se ajustan a la recta

$$M_i = 97.17c_u + 4.25 \quad (B.2)$$

pero con un coeficiente de correlación bajo, $r=0.75$, y desviación estándar de ± 9.79 kg/cm². En cambio, los resultados de la mitad Oeste, fig B.4, indican que existe una muy buena correlación lineal, con promedio de

$$M_i = 107.59c_u + 0.96 \quad (B.3)$$

En este caso el coeficiente de correlación es alto, $r=0.90$, y la dispersión pequeña, $s=\pm 4.54$ kg/cm².

La gráfica de los pares de valores (c_{uu}, M_i) de las arcillas del sondeo SCD-1, ubicado en Reforma-Río de la Plata, se presenta en la fig B.5; sólo se tienen 16 puntos, correspondientes a las arcillas francas del lugar, localizadas entre 5 y 22 m de profundidad, fig 48 del cuerpo de la tesis. A pesar de ser tan pocas las parejas de datos, éstos se ajustan a la recta

$$M_i = 94.47c_{uu} - 1.28 \quad (B.4)$$

con un coeficiente de correlación $r=0.93$ pero con una dispersión relativamente alta, $s=\pm 17.26$ kg/cm².

Con base en las rectas de correlación B.1 a B.4, determinadas a partir de pruebas de compresión simple y de compresión triaxial UU con diferentes confinamientos, puede decirse que en las arcillas de la Ciudad de México el módulo de deformabilidad tangente inicial en condiciones no drenadas es del orden de cien veces la resistencia respectiva.

Tabla B.1. Comparaciones entre c_{uu} , c_t y c_u del Eje Cuauhtémoc

| | SC-1 | SC-2 | SC-3 | SC-4 | SC-5 |
|-----------|--------------|------|------|------|--------------|
| | c_{uu}/c_t | | | | c_{uu}/c_u |
| N | 20 | 26 | 28 | 20 | 71 |
| \bar{x} | 1.39 | 1.30 | 1.28 | 1.03 | 1.30 |
| CV | 28.0 | 22.4 | 24.6 | 29.7 | 20.1 |

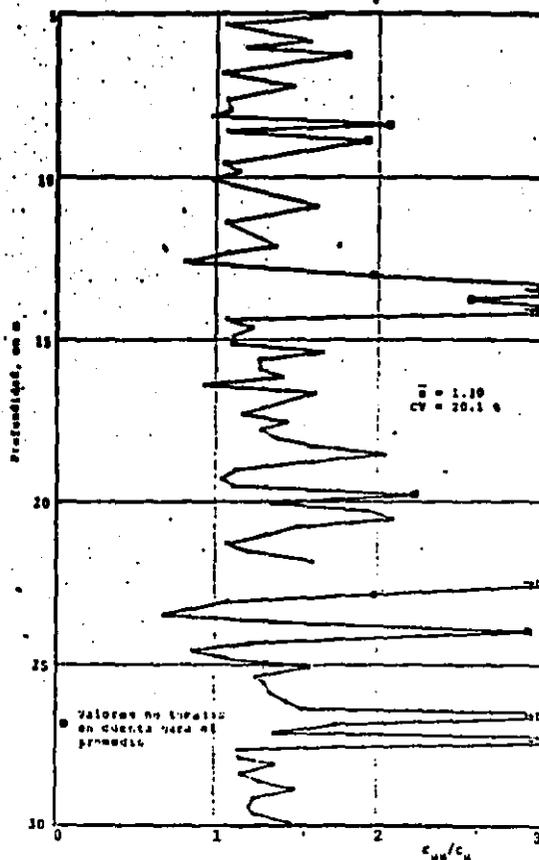


Fig B.1. Variación de c_{uu}/c_u con la profundidad-Eje Cuauhtémoc

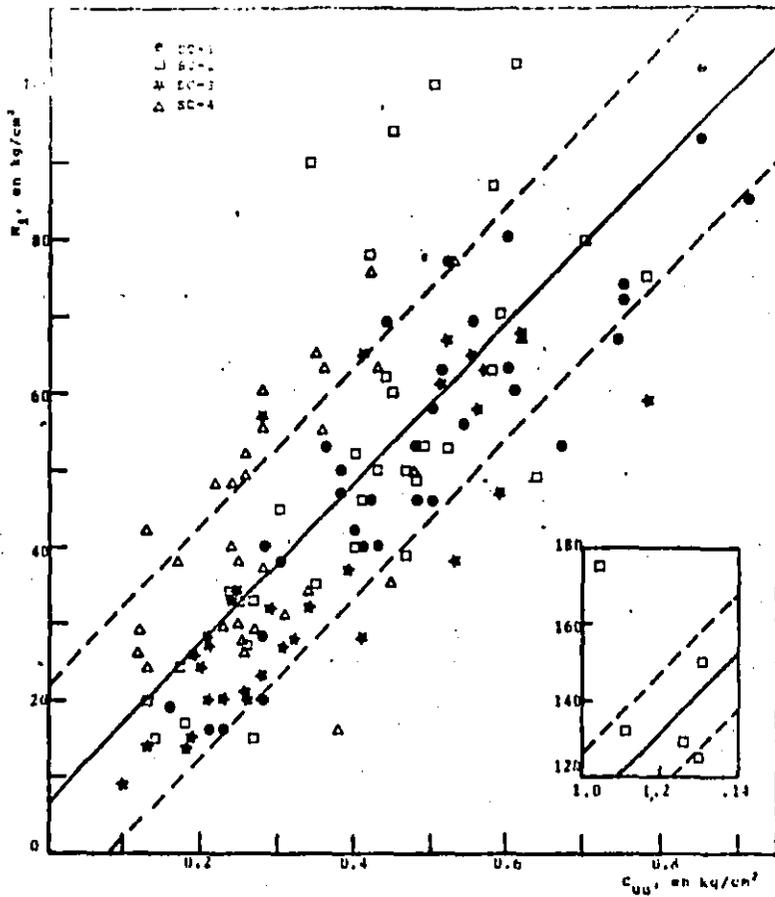


Fig B.2. M_l vs c_{uu} - Arcillas del Eje Cuauhtémoc

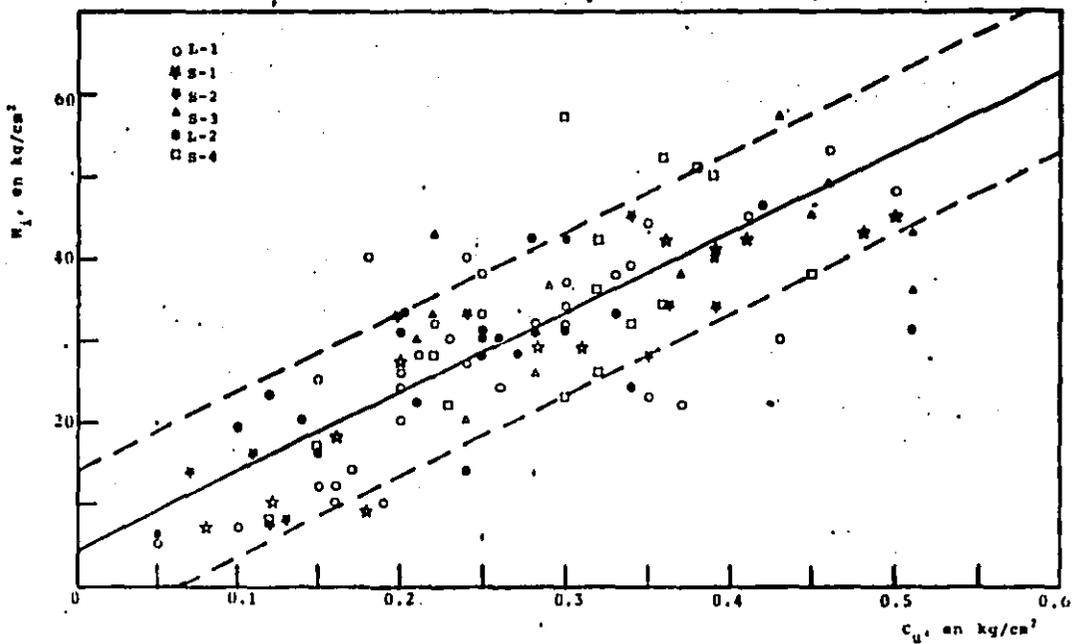


Fig B.3. M_l vs c_u - Arcillas del Eje Tezontle (Mitad Este)

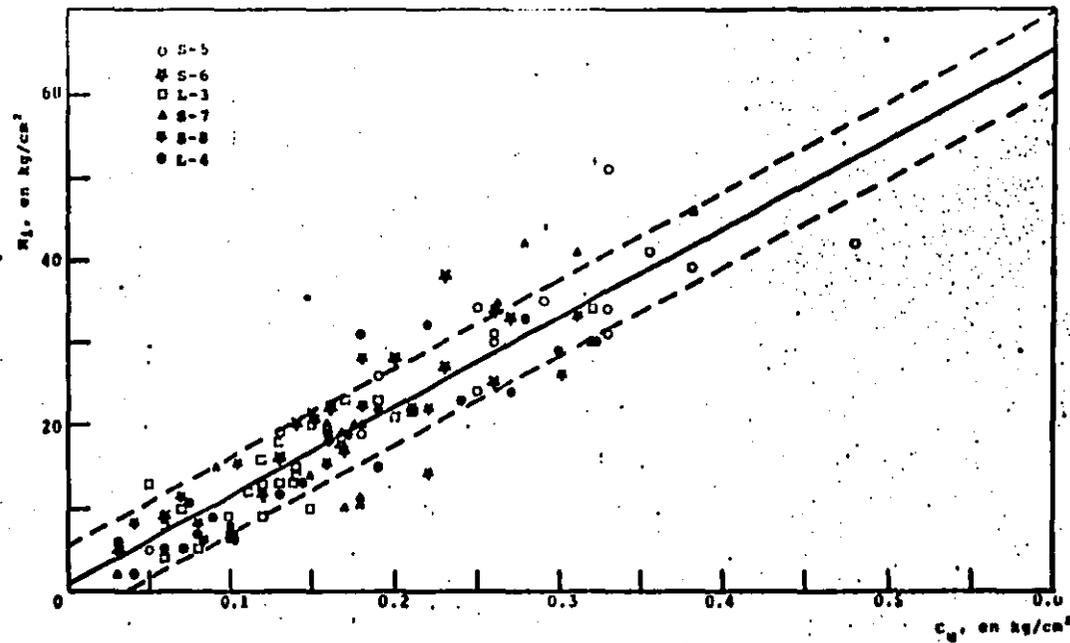


Fig B.4. M_i vs c_u - Arcillas del Eje Tezontle (Mitad Oeste)

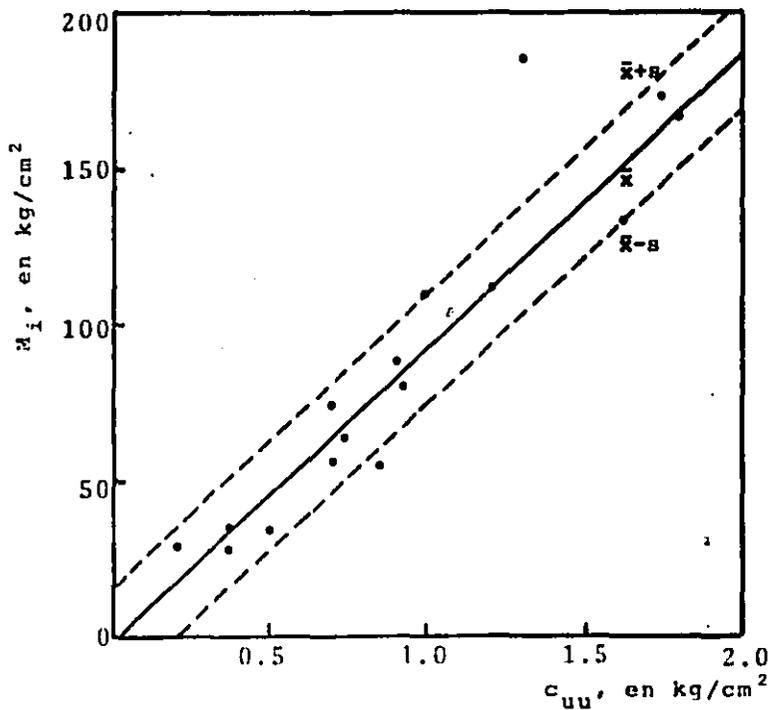


Fig B.5. Arcillas de Reforma-Río de la Plata