

Paulina Rios
1993

SEGUNDO ENCUENTRO
NACIONAL DE INGENIEROS
DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

SISTEMA DE CIMENTACION Y COMPORTAMIENTO DE LOS
SUELOS DE LOS NUEVOS EDIFICIOS DE LA EMBAJADA DE LOS
ESTADOS UNIDOS.

Septiembre de 1993

Ralph N. Boirum
Luis F. Orozco

ÍNDICE

Introducción	1
El proyecto	2
Geología	3
Suelo	3
Conclusiones del estudio	5
Descripción de la alternativa escogida	7
Comportamiento del sistema	8
Conclusiones	10
Agradecimientos	10
Referencias	11

Figuras

SISTEMA DE CIMENTACION Y COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS DE LOS NUEVOS EDIFICIOS DE LA EMBAJADA DE LOS ESTADOS UNIDOS *

**Ralph N. Boirum
Luis F. Orozco**

INTRODUCCIÓN

El diseño de cimentaciones para el nuevo edificio de oficinas y otras instalaciones de la Embajada de Estados Unidos en Bogotá reviste especial interés para los Ingenieros colombianos ya que allí se utilizaron técnicas nuevas, que aún cuando son mencionadas en la literatura de suelos, todavía no están disponibles en nuestro medio para la solución de problemas de cimentación.

Básicamente el problema consistía en lograr la cimentación de un edificio de 2 y 3 pisos de altura sobre el suelo arcilloso blando del depósito lacustre de la Sábana teniendo en cuenta que a su alrededor se construiría un relleno de cerca de 2.0 m de altura en una gran extensión de terreno, que por lo tanto produciría asentamientos grandes a largo plazo. Para complicar las cosas un poco más se descubrió que en el perfil arcilloso, con una presión de preconsolidación muy cercana a la presión geostática, existía una capa de turba que aparentemente aún estaba sufriendo consolidación normal bajo las cargas geostáticas, según se pudo deducir por las sobrepresiones de agua en las capas inferiores y el flujo de agua ascendente.

La solución escogida se basa en la precarga y consolidación del suelo mediante un drenaje rápido con drenes verticales. Para sobrecargar el terreno cerca a la superficie se utilizaron terraplanes en recebo, mientras que a mayor profundidad se logró un incremento de los esfuerzos efectivos mediante la extracción de agua con pozos. Estos fueron complementados con otros pozos de recarga en la periferia para evitar el descenso de la tabla de agua bajo construcciones vecinas.

* Este trabajo se basa en el estudio de suelos presentado por Shannon & Wilson, Inc. para el diseño de cimentaciones de la Embajada de los Estados Unidos en Bogotá y que fue firmado por Ralph N. Boirum y Martin W. Page. Así mismo utiliza los resultados de la instrumentación que han sido obtenidos por Shannon & Wilson durante el desarrollo de los trabajos de construcción.

Todos estos trabajos se realizaron bajo un estricto control mediante la instrumentación minuciosa de los procesos de asentamiento y drenaje, que además permitió tomar decisiones durante el proceso para lograr los efectos deseados.

En los primeros 35 m del perfil estratigráfico se logró el 95% de la consolidación primaria de las arcillas en un lapso de tiempo algo inferior a los siete meses, para las cargas de los edificios. Esto se considera un éxito ya que es posible lograr que el edificio sufra asentamientos mínimos. Además el rebote elástico por descompresión está siendo controlado con la extracción de agua en los pozos y se está permitiendo la recuperación de la tabla de agua de manera proporcional a la colocación de carga del edificio a medida que se construye. Adicionalmente durante el proceso no se produjeron asentamientos de las construcciones vecinas.

EL PROYECTO

En la figura 1 aparece un plano topográfico y de localización del terreno. Este está localizado en la esquina sur-oriental del cruce de la Avenida El Dorado con la carrera 50; y su esquina nor-occidental está limitada por el canal del río San Francisco que lo separa de la oreja de la intersección vial. Además por el sur limita con el camino de Cama Vieja y por el oriente con casas y con la carrera 45.

Topográficamente era un terreno relativamente plano con algunas depresiones y montículos conformados por rellenos heterogéneos en tierra botada y sus cotas de nivel oscilaban entre la 2554 y la 2550 m sobre el nivel del mar.

En la localización se observa el edificio de oficinas. Además de construirán otras edificaciones de menos tamaño como son: El edificio de servicios, el almacén, el edificio de vehículos motorizados, el edificio de guardias, garitas de vigilancia, muro de cerramiento etc.

El edificio al que nos referiremos de manera primordial en este artículo es el edificio de oficinas, que reviste la mayor importancia por ser el de mayor peso y área además de ser el corazón del complejo de la embajada. Este edificio tiene forma de "U" en su área en proyección y tendrá dos y tres pisos de altura. Ha sido diseñado por Integrus Architecture, en concreto reforzado y tendrá un peso de 6.3 T/m^2 en la zona de tres pisos y de 4.1 T/m^2 en el área de 2 pisos; de los cuales entre el 60 y el 70% corresponden a la carga muerta y el porcentaje restante a la carga viva.

En primera planta es un edificio de cerca de 5000 m^2 con 130 m de longitud en la base de la "U" por el occidente, brazos entre 60 y 70 m de largo hacia el oriente y un ancho de su cuerpo principal de 23 m y en los brazos de 30 m.

Los otros edificios también tienen uno o dos pisos y cubren áreas menores. Adicionalmente el terreno, como ya se dijo, va a contar con una superficie entre 1.5

y 2.0 m por encima de su nivel promedio original, aproximadamente en la cota 2552.5 m, lo cual es una determinante de importancia en el diseño de la fundación pues por el tamaño del área cubierta los rellenos requeridos generan asentamientos de importancia.

GEOLOGÍA

El terreno está localizado en la altiplanicie de la Sábana de Bogotá y los suelos de origen lacustre pertenecen a la Formación Sábana. Estos suelos depositados en el período Cuaternario tardío están conformados principalmente por arcillas limosas y limos arcillosos blandos. Ocasionalmente están intercalados con suelos arenosos de origen aluvial y limos orgánicos y turbas de origen paludal.

En las cercanías a la Embajada la superficie de la Formación Sábana ha sido erodada por el Río San Francisco antes de ser confinado al canal del mismo nombre. El Río San Francisco conformó numerosos canales en la zona plana de la Sábana, dejando depósitos discontinuos de sedimentos compuestos principalmente por arenas limosas con densidades media a alta.

La Formación Sábana está limitada en forma periférica, además de subyacida por rocas sedimentarias de las Formaciones Bogotá, Guaduas y Guadalupe. Estas son rocas Terciarias y Cretáceas, conformadas principalmente por arcillolitas y limolitas intercaladas con capas de arenisca. En este sitio el espesor de los suelos relativamente blandos es desconocido, pero se cree que es mayor a unos 200 metros.

SUELO

Se realizaron 29 sondeos de los cuales 11 llegaron a más de 30 m de profundidad. Los sondeos fueron complementados con ensayos de resistencia a la penetración del cono holandés (CPT) ensayos de resistencia a la penetración estándar (SPT) y ensayos de veleta de corte in-situ. En el sitio se instalaron piezómetros ranurados a la altura de las capas de turba y arena.

Además se efectuó una clasificación visual de todas las muestras y se llevaron a cabo ensayos de consolidación unidimensional, compresión inconfinada, humedad, granulometría y límites de Atterberg. La mayor parte de las muestras fueron ensayadas en Bogotá en el laboratorio del J. Gómez y algunas muestras escogidas se llevaron a Seattle para su ensayo en los laboratorios de Shannon and Wilson.

Cortes que muestran el perfil estratigráfico aparecen en las figuras 2, 3 y 4 y el perfil generalizado en función de las características físicas promedio está en la figura número 5. En las figuras 6 a 9 están los límites de Atterberg y la humedad en

función de la profundidad. Se puede ver la gran dispersión y los rangos de valores en las diferentes capas.

Los resultados de los sondeos muestran que el lote está subyacido hasta profundidades de 30.5 m por capas relativamente uniformes de arcilla, separadas por una capa de arena con una densidad media a alta, entre los 13 y los 15 m y por una capa de turba de consistencia media y limos orgánicos, a profundidades entre los 20 y 26 m. El primer manto entre 2.0 y 3.5 m está conformado por estas arcillas pero con un mayor grado de desecación, formando una costra cuya consistencia varía entre media y alta. Bajo la costra desecada de arcilla aparece este mismo material, pero con una consistencia que va de blanda a muy blanda, incrementando su consistencia en función de la profundidad. Las arcillas del perfil son altamente comprensibles, poseen permeabilidades bajas, además de que su densidad está entre baja y moderada. La mayor parte del terreno está cubierto por una capa de rellenos heterogéneos con espesores entre 60 cm y 1.3 m.

La arena con densidades media a alta, que se encuentra a una profundidad aproximada de 13 m, tiene espesores que van desde los 60 cm hacia el nor-occidente del edificio, hasta aproximadamente 1.8 m en el sur-oriente. Esta capa es portadora de agua y sus granos son de tamaño fino a medio, además es relativamente incomprensible.

Los limos orgánicos y la capa de turba que aparecen aproximadamente entre 19.8 y 21.3 m, tienen espesores que van de 3.0 a 5.0 m. Se pueden diferenciar dos subcapas de estos materiales bajo el nuevo edificio de oficinas y cada una de ellas tiene un espesor cercano a 90 cm. Por otra parte los sondeos Nos. B-27 y B-28 encontraron una capa de turba más continua, con espesores entre 2.0 y 2.7 m respectivamente. Las turbas y los limos orgánicos son altamente comprensibles, aun más que las arcillas que se encuentran por encima y por debajo de estos.

Por debajo de una profundidad de 30.5 m, los suelos están subyacidos por una zona de arenas con una densidad media a alta. La arena contiene capas intermedias y discontinuas de limos y arcillas con consistencias media a alta. El fondo de la zona de arenas llega a profundidades variables entre los 40.0 y 46.3 m. Los lentes de limo y arcillas dentro de estas arenas, tienen espesores entre 0.6 y 1.5 m. Las arenas son de buenas características y tienen una baja compresibilidad, sin embargo los lentes de limo y arcilla intercalados con esta son medianamente comprensibles y tienen una baja resistencia al corte.

Bajo la zona de arenas descritas atrás, los suelos están compuestos por limos arcillosos con una consistencia media a alta, que se convierten en arcillas a profundidades cercanas los 48.7 m. Aún cuando los sondeos no sobrepasaron de 49.2 m de profundidad, se espera que estas arcillas alternando con capas de arena o limo alcancen profundidades mucho más grandes.

De acuerdo con los resultados de los ensayos de consolidación, las arcillas de la costra se encuentran sobreconsolidadas por desecación, pero los limos y arcillas, así como las turbas que conforman la mayor parte del perfil, están normalmente consolidados y podrían sufrir asentamientos grandes cuando se encuentren sometidos a cargas nuevas. Así mismo, de acuerdo a lo que demuestra la presión artesiana observada en la exploración, las turbas están sufriendo actualmente consolidación primaria bajo el peso de los materiales existentes en el sitio y por lo tanto ya sea por un incremento de carga, o un descenso del nivel freático, podría presentarse un aumento de los esfuerzos efectivos sobre la turba y asentamientos adicionales altos.

No se detectó claramente el nivel de agua libre en el momento de efectuar los sondeos, sin embargo se determinó luego de concluidas las perforaciones con resultados que indican que el agua en algunos sitios está cerca a la superficie y aparece entre ésta y profundidades de 3.2 m. En los piezómetros instalados en los sondeos B-27, B-28 y B-29, el agua se detectó a profundidades de 8.2, 4.2 y 3.5 m respectivamente. Se observó agua artesiana en los sondeos de cono, por los cuales fluía recién terminado el sondeo. En los sondeos de poca profundidad el agua se detectó a profundidades de 1 a 6 m bajo la superficie y en algunos de estos no se encontró agua en el momento de perforar.

CONCLUSIONES DEL ESTUDIO

Los resultados del estudio indican que debido a la gran compresibilidad de los suelos blandos, no es favorable cimentar el edificio de oficinas con fundaciones convencionales de tipo superficial, como podrían ser zapatas o una placa corrida, sin recurrir a una preparación especial del sitio, pues se presentarían asentamientos grandes, que pueden estar entre 30 y 60 cm. Es más, teniendo en cuenta el peso del edificio y el peso de los llenos periféricos, necesarios para lograr la cota de rasante, se calcularon asentamientos de 1.10 m.

En condiciones similares a estas se ha recurrido en otros sitios de la ciudad a cimentaciones de tipo profundo con pilotes, para transmitir las cargas a través de los suelos comprensibles a materiales portantes más profundos y minimizar los asentamientos. Puesto que en este sitio los suelos comprensibles se extienden por debajo de las arenas densas hasta gran profundidad, no necesariamente se logaría evitar los asentamientos altos.

Las arenas, que aparecen a 30 m de profundidad, están intercaladas con lentes limosos y arcillosos, por lo cual este manto no se puede considerar como una base portante de buenas características para el desarrollo de la capacidad de soporte de los pilotes por punta. Adicionalmente para la estabilidad de los huecos de excavación de los pilotes, que seguramente serían de tipo preexcavado, se requiere el uso de lodos que no permiten una inspección satisfactoria de los suelos en la punta del

pilote. Por esta razón se concluyó que los pilotes en este sitio, en caso de usarse. tendrían que ser fricción.

Sin embargo debido a que las turbas y limos orgánicos que se encuentran a profundidades entre 20 y 26 m están sufriendo una consolidación de tipo primario, los pilotes quedarían sometidos a cargas por fricción negativa de importancia, tan altas que pueden reducir la capacidad efectiva de los pilotes a valores cercanos a cero. La forma para evitar las cargas de arrastre o fricción negativa implica la precarga y consolidación de las capas de turba y arcillas. Esto se puede lograr mediante el drenaje de esta capa de turba y del manto de arenas más superficial, mientras que la precarga de las arcillas cercanas a la superficie se obtiene colocando terraplenes.

Por lo tanto en el estudio de suelos se analizaron en detalle tres alternativas, la primera de las cuales incluía el uso de pilotes y la precarga del terreno. Se aclara que para que sea posible el uso de los pilotes, es necesario precargar el terreno y compensar tanto el peso del suelo existente, como cualquier relleno que sea necesario para levantar el nivel de piso en toda el área. Con la precarga se deben llevar las arcillas y turbas hasta el punto en que su consolidación secundaria bajo estas cargas sea despreciable.

La segunda alternativa, que finalmente se consideró como la más favorable, contemplaba el uso de una placa de cimentación apoyada sobre el suelo, previamente cargado, para lograr la consolidación de los mantos arcillosos y orgánicos, tanto bajo el peso equivalente de los suelos existentes y rellenos necesarios para levantar el nivel de piso, como para el peso de las futuras edificaciones. Precargar teniendo en cuenta el peso de las futuras edificaciones, permite eliminar el uso de los pilotes, a la vez que se obtienen asentamientos bajos para la edificación. (Figura 10).

De todas formas, como complemento a la precarga, se consideró necesario el uso de drenes verticales, para lo cual se utilizaron pozos del tipo wick drain, ya que de otra forma la consolidación requerida en las arcillas entre 2 y 13 m de profundidad hubiera tomado un tiempo superior a 40 años, para lograr un asentamiento del 70% del valor total. Con los drenes verticales se predijo que esto se logaría como efectivamente se logró en menos de un año.

Por otra parte, las capas de arena y de turba son relativamente permeables, por lo cual es fácil su desagüe. Al desaguar estas capas se incrementan los esfuerzos efectivos en ellas y en los suelos subsiguientes, facilitando la precarga y consolidación de los suelos sin recurrir a sobrecarga. Solamente la capa superficial arcillosa entre 2 y 13 m de profundidad, no puede ser sobrecargada mediante el drenaje con pozos de extracción y debe ser sobrecargada con relleno. Por supuesto el drenaje de las capas de arena y de turba requiere también de pozos de recarga para limitar los efectos del desagüe a los terrenos de la embajada.

La tercera alternativa, que se discutió en detalle, pero no se consideró como la más favorable, implicaba la construcción de una placa aligerada totalmente flotante. Esta placa tendría que desplazar un peso de suelo y agua con un valor igual al peso del edificio, pero además cualquier relleno colocado dentro de una franja periférica de unos 25 m de ancho, implicaría asentamientos del edificio de oficinas y por lo tanto en esta zona no se podría levantar el nivel de piso. Los niveles de terreno, requeridos arquitectónicamente tendrían que ser logrados con placas flotantes hasta por lo menos una distancia de 12 m desde el edificio. Como complicaciones adicionales están las dificultades constructivas para las excavaciones de la placa, el rebote elástico del terreno y la necesidad de drenar de todas formas la capa de arena a 13 m de profundidad, para disminuir este rebote. Con este sistema se presentarían asentamientos con valores entre 8 y 15 cm, con un asentamiento adicional a largo plazo de algo menos de 3 cm. Esta alternativa se descartó.

DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA ESCOGIDA

Se escogió la segunda alternativa, por ser la que ofrece la mejor combinación entre economía, facilidad de construcción y mejor comportamiento. Esta alternativa implica precargar y sobrecargar el sitio del edificio de oficinas, para inducir el 100% de los asentamientos totales esperados, que serían causados por el peso del edificio y de todos los llenos que se requieran para levantar el nivel arquitectónico de piso. El edificio estará cimentado estructuralmente por una placa rígida, parcialmente compensada, de tipo aligerado, en concreto reforzado y su profundidad de cimentación está limitada para evitar la excavación en los suelos más blandos que subyacen la costra.

Se decidió precargar el terreno con un terraplén en recebo compactado de 5.5 m de altura en el área de tres pisos y de 3.6 m de altura en el área de dos pisos (Figura 10). Estas cargas se extendieron con su altura total por fuera del perímetro en una franja de 3 m, además de que se utilizó una precarga de 1.5 m de altura, cubriendo una franja periférica más ancha, esto es hasta distancias de 24 m con relación al borde del edificio. En términos generales la altura de precarga resulta en un peso cercano al doble de la futura carga del edificio.

Así mismo, para drenar las capas de arena y turba hasta profundidades cercanas a 36 m, se escogieron los drenes verticales (wick drains), colocados en los nodos de una malla triangular de 2.3 m de lado y alcanzando profundidades entre 15 y 32 m (Figura 12 y 13). Se recomendó también la construcción de cerca de 25 pozos de desagüe para extraer agua de las dos capas de arena y de la capa de turba, unos 25 pozos de recarga abiertos al nivel de las mismas capas que los pozos de extracción y cerca de 30 pozos de monitoreo (Figura 13). Con los pozos de extracción se logra el descenso de la cabeza de agua en las capas inferiores y por lo tanto el incremento de los esfuerzos efectivos, con lo cual se puede obtener asentamiento entre 30 y 90

cm. Se requieren entonces, los pozos de recarga para evitar el asentamiento de los terrenos en las vecindades. Se aclara que el diseño y ubicación de los pozos de extracción, monitoreo y recarga fue elaborado con base en el informe sobre desagüe, presentado por Shannon & Wilson y que fue elaborado por Scott F. Bender y por Ralph N. Boirum.

De esta manera se precargó la arcilla más superficial hasta 13 m de profundidad, con los terraplenes. Las capas de arcilla y de turba hasta 30 m de profundidad fueron sobrecargadas con la extracción de agua de las capas de arena a 13 m y de turba a 20 m de profundidad. La extracción de agua por debajo de los 30 m se utilizó para precargar las capas de limos y arcilla que hay intercaladas con la arena de este nivel y por debajo de ella, a la vez que facilitan el drenaje de las arcillas a través de los drenes verticales.

Luego de haber colocado los drenes verticales (wick drains), haber construido los rellenos de precarga y haber instalado todo el sistema de pozos de extracción y recarga, el estudio de suelos previó la necesidad de medir asentamientos y controlar todo el sistema durante un lapso de tiempo comprendido entre 7 y 10 meses, en el cual se produciría entre el 95% y el 100% de la consolidación primaria de las arcillas y turbas para las cargas del edificios, por encima de los 30 m de profundidad. A continuación se podría retirar el relleno de sobrecarga, excavar hasta el nivel de apoyo de la placa de cimentación y construir el edificio a la vez que se permitía la recuperación controlada de los niveles de agua en las capas de turba y arena, evitando así un rebote elástico excesivo de la masa de suelo.

COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA

En el sitio se instalaron 43 placas de asentamientos, que quedaron localizadas como se ve en la figura No. 14 y se escogieron cinco puntos (IC) para instalar, además de las placas de asentamiento superficial, extensómetros y piezómetros que permitieron determinar la magnitud del asentamiento y la presión hidrostática a los diferentes niveles de las arcillas superior, media e inferior, así como al nivel de las turbas. Las placas de asentamiento fueron enterradas 30 cm en el suelo natural y se utilizó una tubería de extensión para elevar el punto de lectura a medida que se construía el terraplén de sobrecarga. Así mismo se utilizaron extensómetros de "araña magnética" con estos elementos colocados a la profundidad escogida para determinar el asentamiento de las diferentes capas y se instalaron piezómetros eléctricos del tipo "alambre vibratorio", que fueron localizados a los niveles de las arcillas superior y media y de la turba.

En las figuras 15, 16 y 17 se presentan los resultados típicos de las lecturas obtenidas en las placas de asentamiento. Estas lecturas se iniciaron al fin de junio de 1992 y en su parte inferior se muestra como creció en altura el terraplén hasta 50 días

después, cuando se había logrado su altura total. Allí aparecen las lecturas a lo largo de 10 meses y se puede apreciar claramente por la forma de las curvas, la manera como el asentamiento se incrementaba con el tiempo hasta la etapa en la que se inició la descarga. Se ve allí también como los puntos, bajo el centro de la zona cargada del terraplén, sufren asentamientos mayores que aquellos en el área periférica (Figura 18). La magnitud de asentamientos obtenidos en el centro del terraplén alcanza valores de 1.8 m, mientras que hacia los bordes de la zona periférica el valor de dicho asentamiento apenas alcanza los 80 cm.

Por otra parte, las lecturas obtenidas con los extensómetros indican tanto el asentamiento total de la superficie, como la disminución en espesor de los estratos y por lo tanto el asentamiento a los diferentes niveles (figuras 19 a 21 inclusive). En estas gráficas la suma de la disminución en espesor a las diferentes profundidades, resulta en el valor del asentamiento total en la superficie. Allí se puede ver como la mayor consolidación la sufren los suelos más superficiales y se puede estudiar el comportamiento del perfil con profundidad, que resulta bastante cercano a lo previsto de acuerdo con los parámetros escogidos y el modelo de consolidación unidimensional utilizado para predecir los asentamientos durante el diseño de cimentación.

Cabe recordar que para el peso del edificio y terraplenes de nivelación se estimaron asentamientos totales de 1.10 m, con el 100% de la consolidación primaria y estos valores se excedieron debido al mayor peso del terraplén de precarga, con lo cual se garantizó que se había alcanzado con creces la consolidación primaria para el peso del edificio.

En las figuras 22 a 24 inclusive se encuentran los resultados de presión de poros medidos a las diferentes profundidades. Se puede observar la manera como la presión de poros se incrementa notablemente al colocar el peso del terraplén y luego va disminuyendo a medida que se consolida el suelo hasta llegar a valores muy similares a los iniciales, lo cual indica que se ha completado la consolidación primaria de las arcillas y turba. Por supuesto los valores de presión de poros están influenciados por la extracción de agua en los pozos por lo cual, sobretodo en el caso de la turba, se llega a presiones neutras, algo inferiores a las iniciales.

También se llevaron a cabo tres sondeos finales, en junio de 1993 cuyo propósito era poder comparar las características físicas antes y después del proceso de consolidación. Se incluyen dos perfiles estratigráficos típicos con los resultados de resistencia a la penetración del cono holandés, que muestran como la resistencia aumentó luego de sometido el suelo al proceso de consolidación (Ver figuras 25 y 26). También aparecen, en las figuras 27 a 29 los resultados de ensayos de consolidación sobre muestras representativas obtenidas antes y después de dicho proceso. Se ve el cambio de la presión de preconsolidación de las muestras aun que no tan claramente como se quisiera debido a la dispersión natural en las características físicas y a que con los últimos sondeos no se obtuvo una cantidad de muestras suficiente para

efectuar una evaluación estadística de estos parámetros. Sin embargo, si se revisan las curvas de consolidación se pueden observar algunos ejemplos que muestran la mayor presión de preconsolidación. La última gráfica, figura 30, muestra los esfuerzos de preconsolidación antes y después del proceso de precarga.

CONCLUSIONES

El sistema de precarga para consolidar los suelos arcillosos blandos, complementado con los drenes verticales, se presenta como una excelente alternativa para cimentar edificaciones que de otra forma sufrirían asentamientos de importancia a largo plazo. Se logró demostrar con el trabajo de la Embajada, que bajo ciertas circunstancias es posible consolidar los suelos en plazos aceptables de tiempo y bajo las cargas previstas para las futuras edificaciones.

Es de común ocurrencia en la Sábana de Bogotá, la necesidad de construir rellenos con alturas superiores a 1 m y en extensiones grandes para habilitar propiedades que de otra forma no cumplirían con los requisitos de desagüe por gravedad. En estos sitios se levantan los niveles de rasante mediante la colocación de rellenos, que por su peso generan asentamientos de importancia a muy largo plazo. Aun cuando de esta manera se habilita el terreno para su desagüe, se crea un problema prácticamente insoluble de cimentación, ya que sin importar que tipo de fundación se utilice, las edificaciones que se construyen en estos terrenos sufren asentamientos grandes a largo plazo. Esto a menos que se recurra a la preconsolidación del terreno.

Invitamos a los Ingenieros participantes a estudiar las posibilidades económicas para importar esta tecnología de manera permanente.

AGRADECIMIENTOS

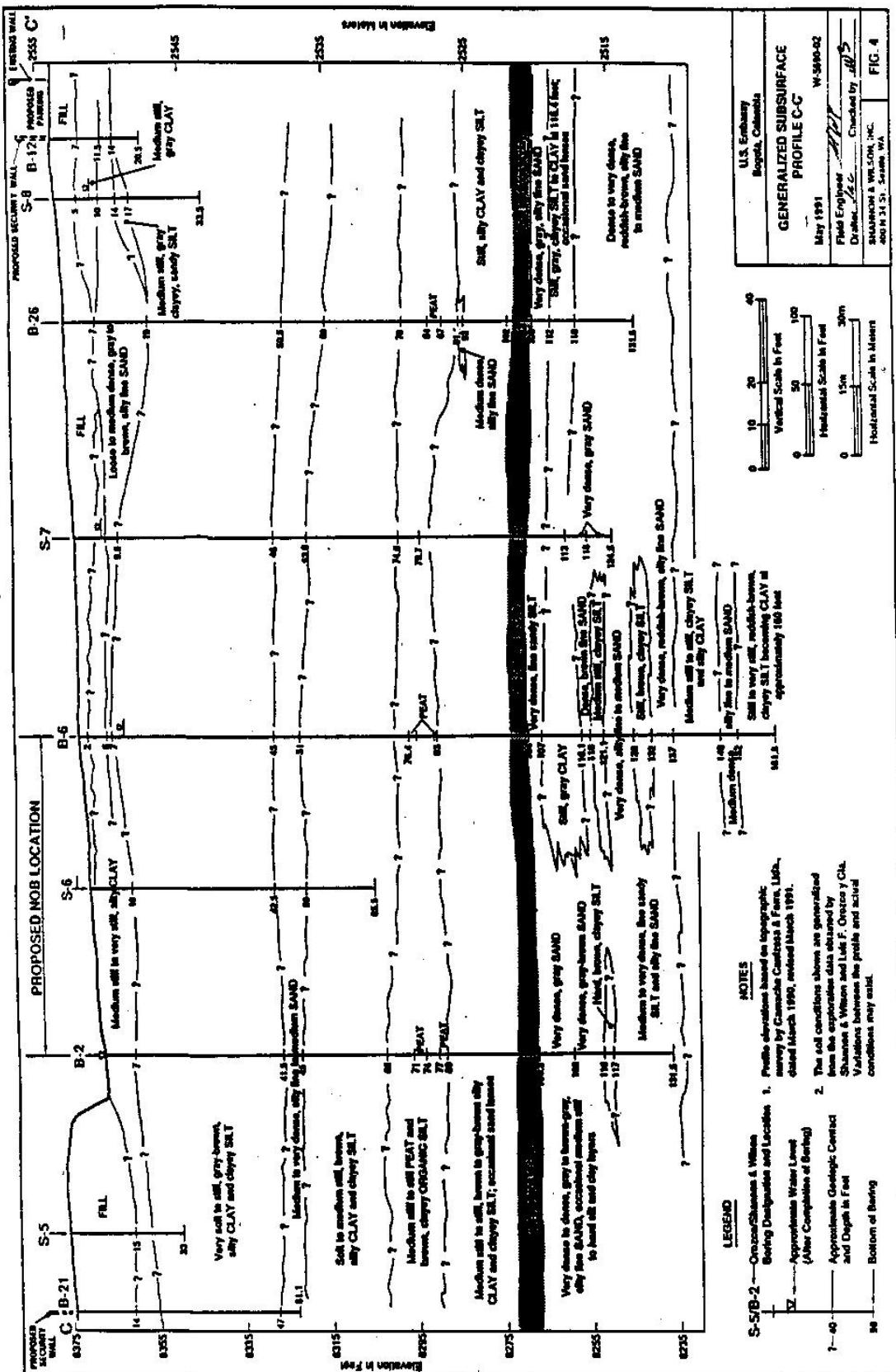
Agradecemos de manera especial a Shannon & Wilson Inc. por habernos facilitado toda su información para la elaboración de este trabajo. También reconocemos el permiso otorgado por The Office of Foreign Building Operations del Departamento de Estado de los Estados Unidos de América para informar acerca del sistema de cimentación de sus edificios. Por su parte el Ingeniero Alvaro Vega, de Shannon & Wilson, prestó su valiosa colaboración en la recopilación de toda la información y ensamblaje de esta publicación, por lo cual a él también presentamos nuestros agradecimientos.

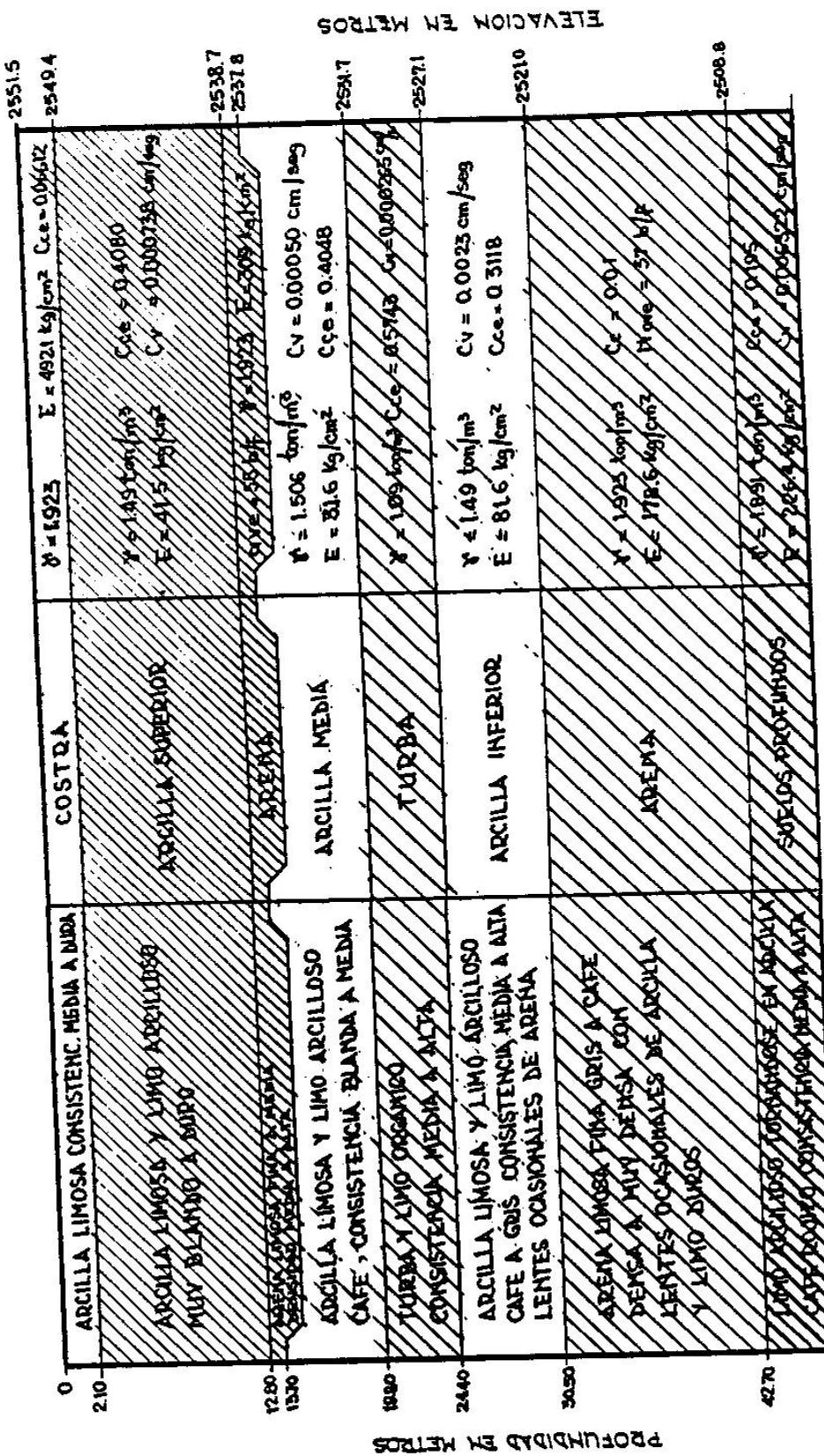
REFERENCIAS

- Shannon & Wilson, Inc., Oct. 1991, **Geotechnical Report United States Embassy Bogotá, Colombia.** Integrus Architecture.
- Shannon & Wilson, Inc., Oct. 1991, **Dewatering Design Report United States Embassy Bogotá, Colombia.** Integrus Architecture.

LISTA DE FIGURAS

- | | |
|---------|---|
| Fig. 1 | Localización |
| Fig. 2 | Perfil A-A |
| Fig. 3 | Perfil B-B |
| Fig. 4 | Perfil C-C |
| Fig. 5 | Propiedades físicas generalizadas del suelo |
| Fig. 6 | Contenido de humedad |
| Fig. 7 | Límites líquidos |
| Fig. 8 | Límites plásticos |
| Fig. 9 | Índice de plasticidad |
| Fig. 10 | Perfil generalizado |
| Fig. 11 | Folleto del fabricante de drenes |
| Fig. 12 | Detalle del dren vertical |
| Fig. 13 | Distribución del sistema de pozos |
| Fig. 14 | Localización de instrumentos |
| Fig. 15 | Placas de asentamiento (Nos. 7 al 12) |
| Fig. 16 | Placas de asentamiento (Nos. 13 al 18) |
| Fig. 17 | Placas de asentamiento (Nos. 19 al 24) |
| Fig. 18 | Asentamientos en metros |
| Fig. 19 | Extensómetro 2 |
| Fig. 20 | Extensómetro 3 |
| Fig. 21 | Extensómetro 4 |
| Fig. 22 | Piezómetro IC-2 |
| Fig. 23 | Piezómetro IC-3 |
| Fig. 24 | Piezómetro IC-4 |
| Fig. 25 | Resultados del cono holandés AB-1 y B-4 |
| Fig. 26 | Resultado del cono holandés AB-2 y B-2 |
| Fig. 27 | Ensayos de consolidación a 6 m |
| Fig. 28 | Ensayos de consolidación a 17 m |
| Fig. 29 | Ensayos de consolidación a 27 m |
| Fig. 30 | Esfuerzos de preconsolidación |





PROPIEDADES FÍSICAS GENERALIZADAS
DEL SUELO

Fig. 5

CONTENIDO DE HUMEDAD VS. ELEVACION

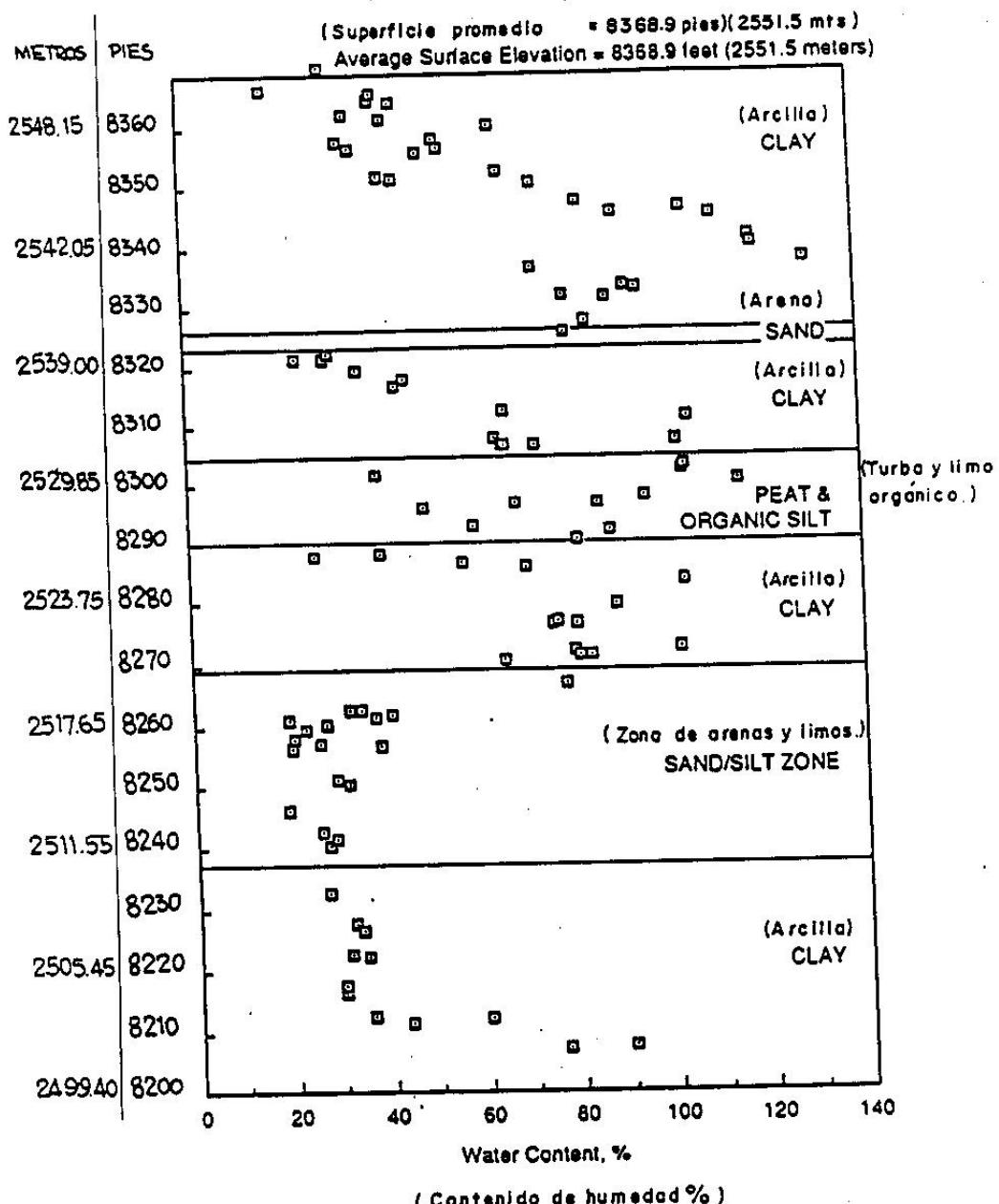


Fig. 6

LIMITE LIQUIDO VS. ELEVACION

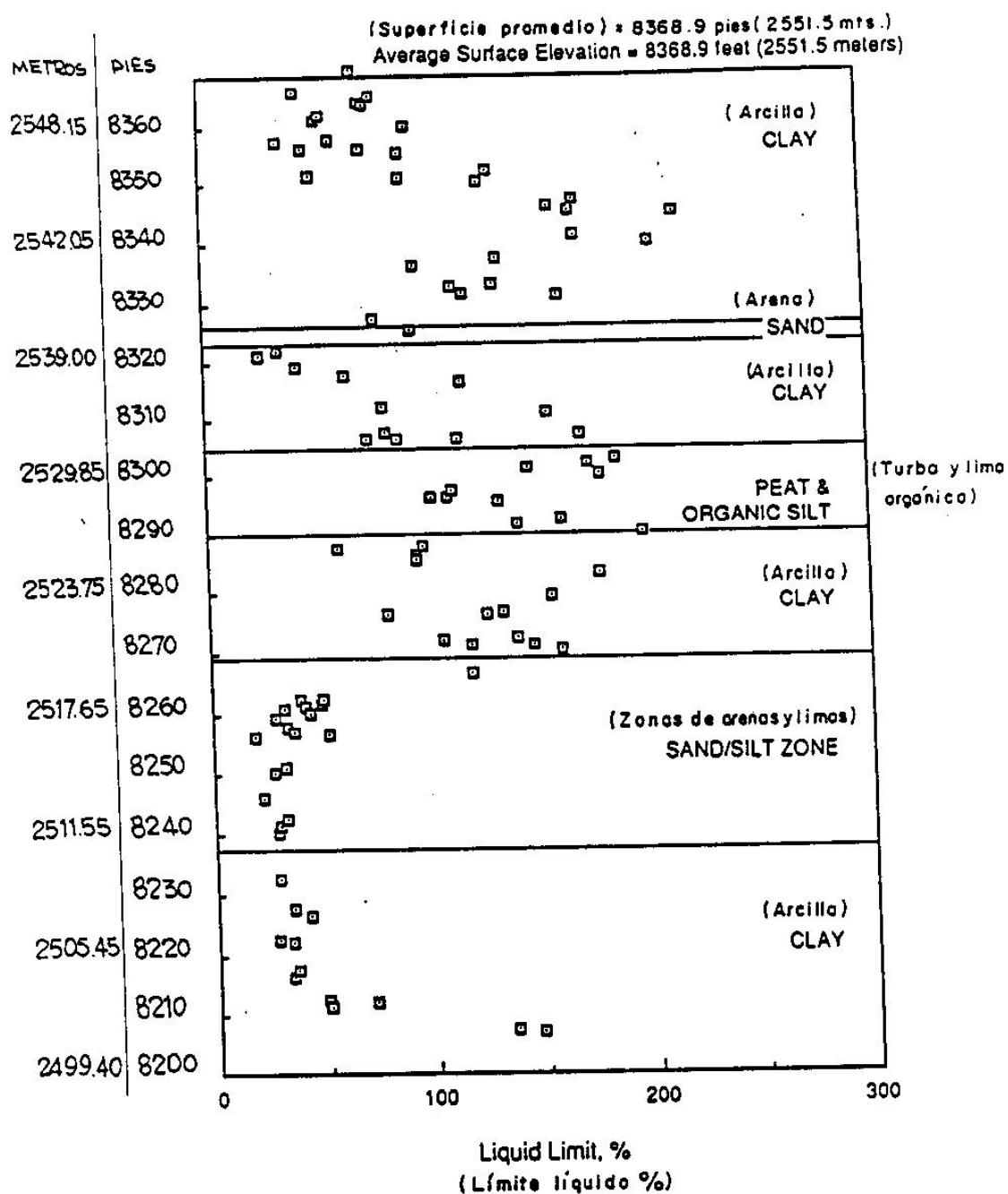


Fig. 7

LIMITE PLASTICO VS. ELEVACION

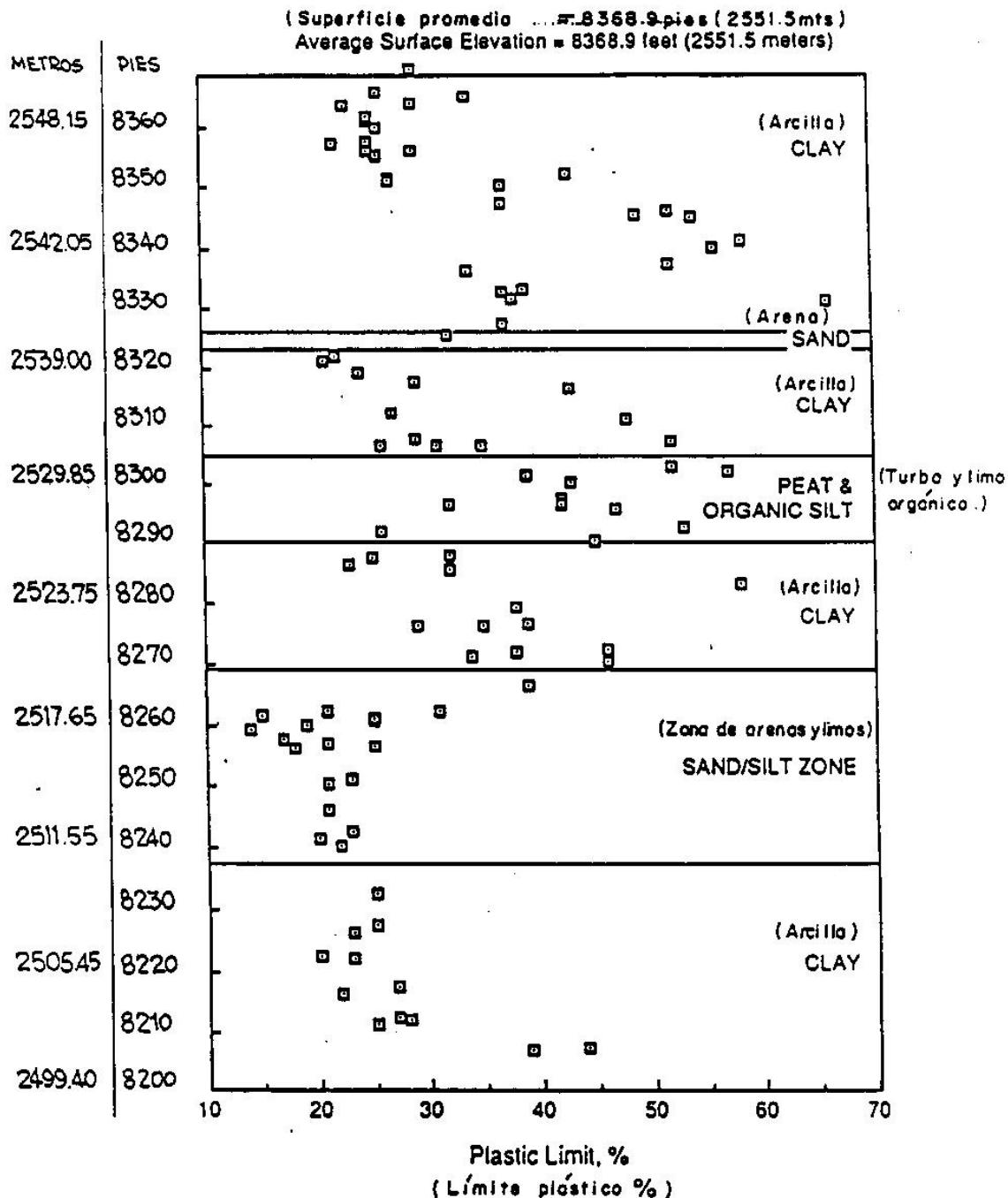
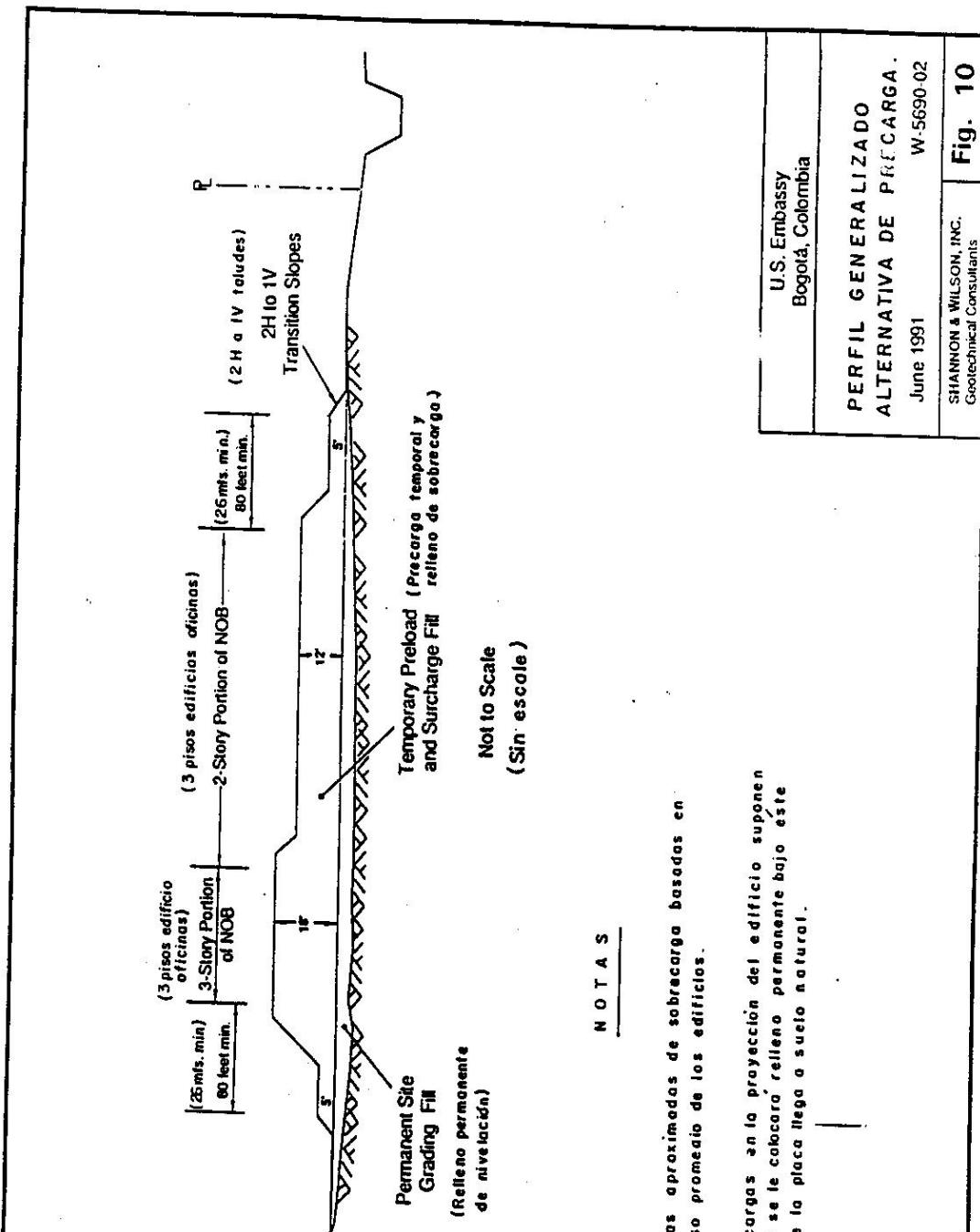


Fig. 8



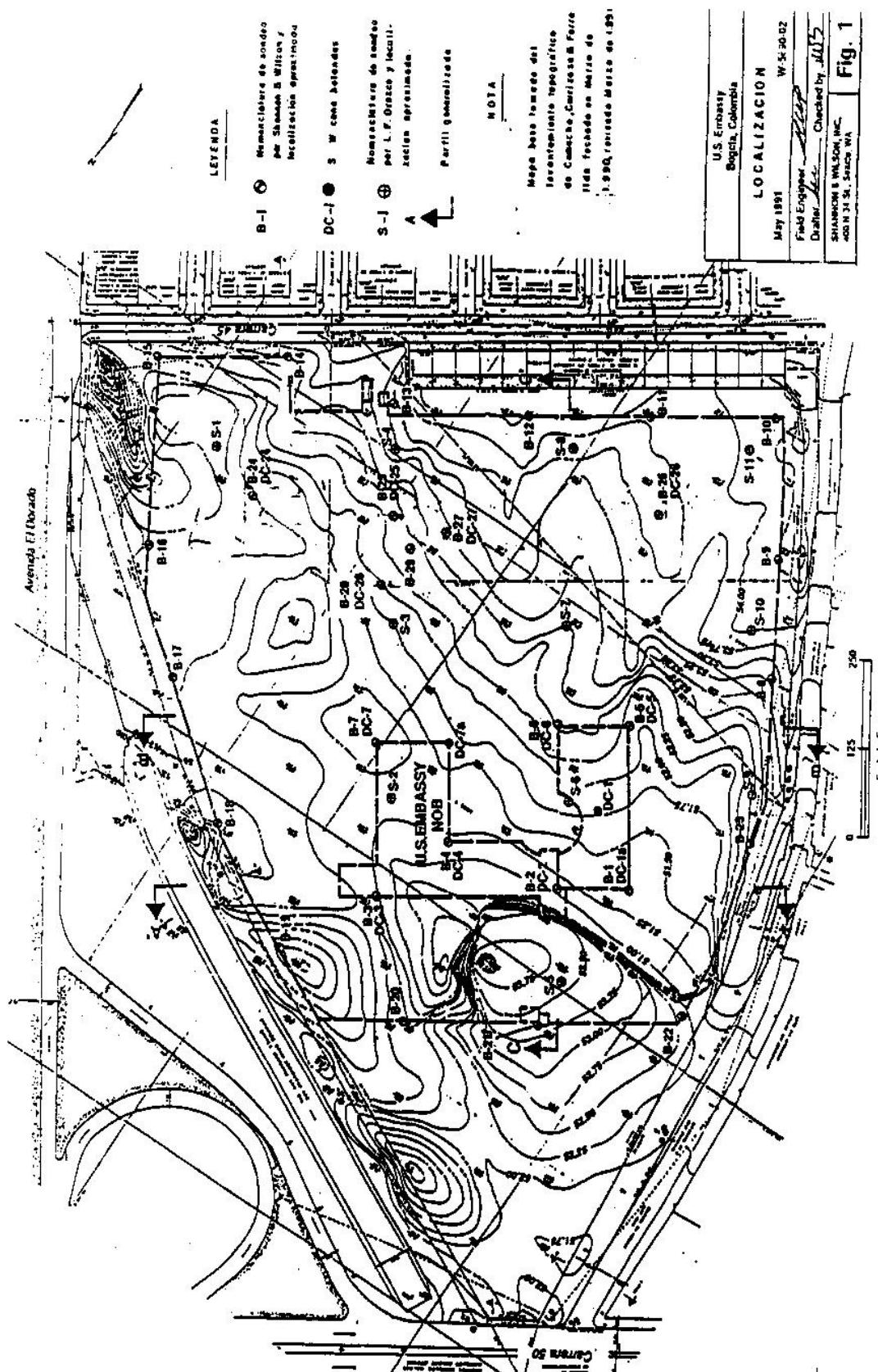
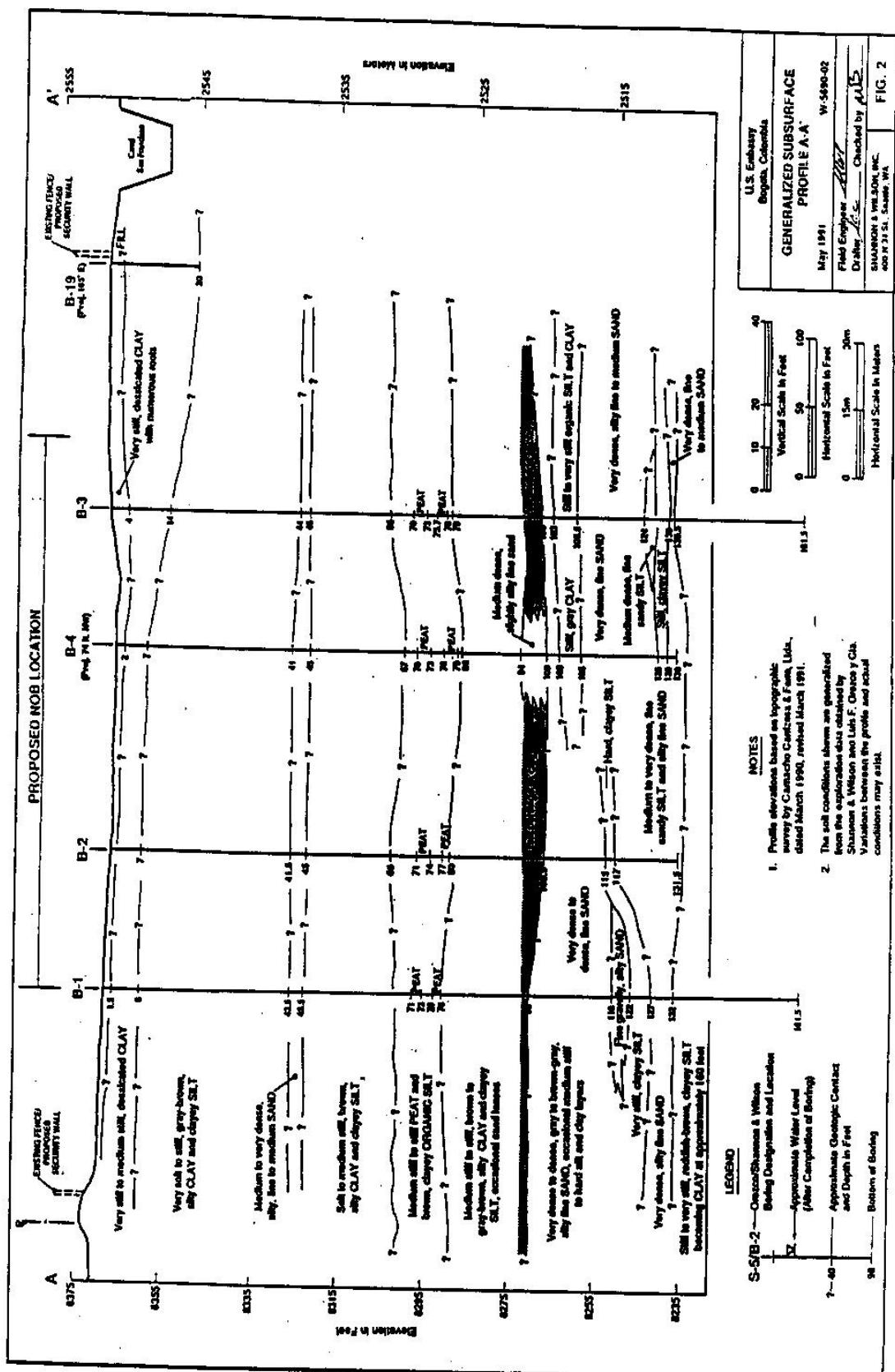
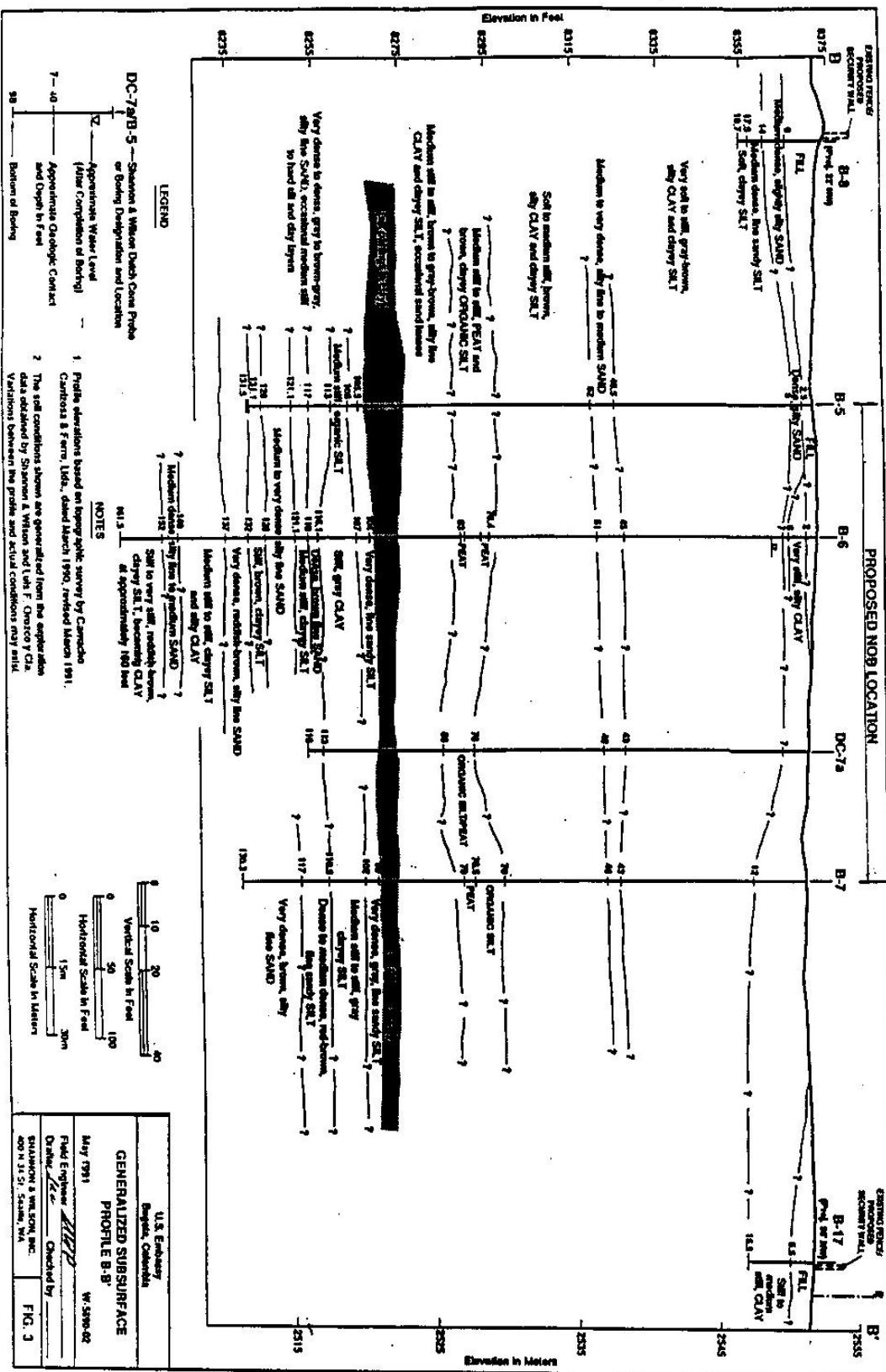


Fig. 1





AMERDRAIN®

A soil drainage wick
for accelerating
settlement through
vertical drainage

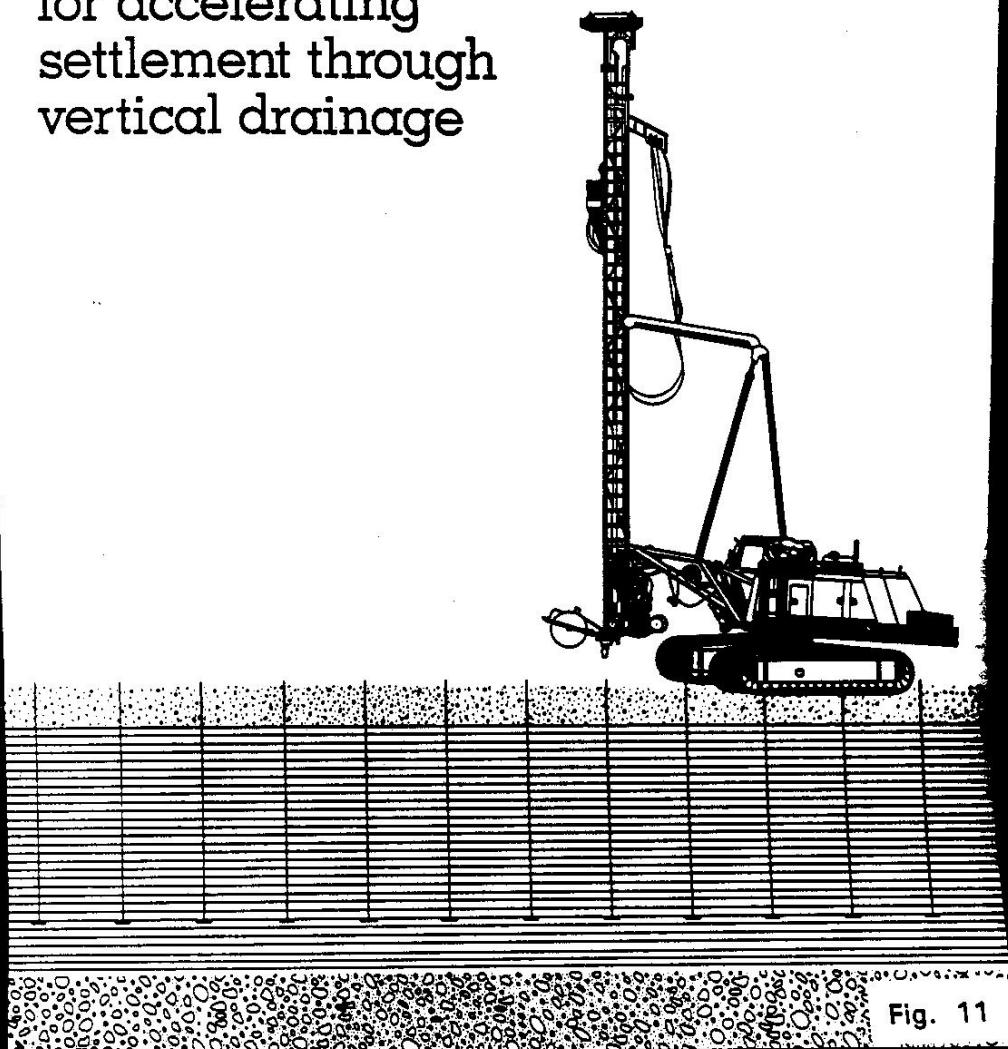
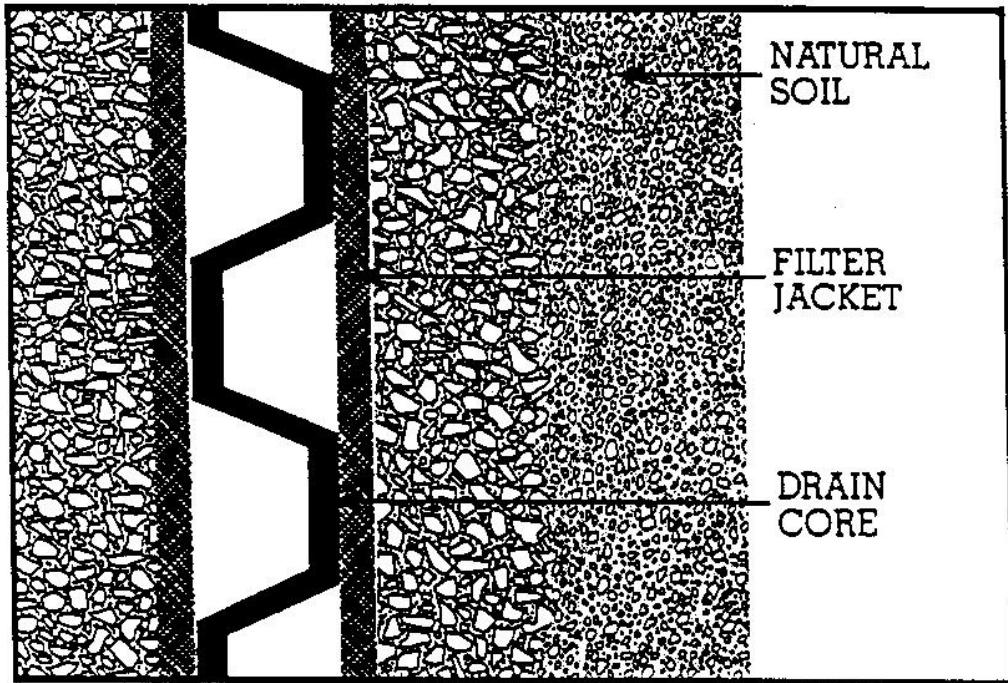


Fig. 11

Graded Soil Filter Formed Against AMERDRAIN



AMERDRAIN Wick Core

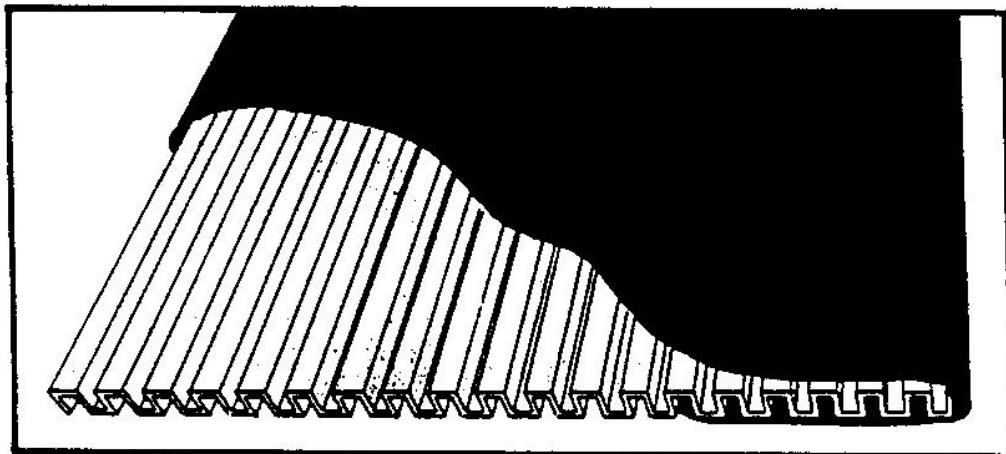
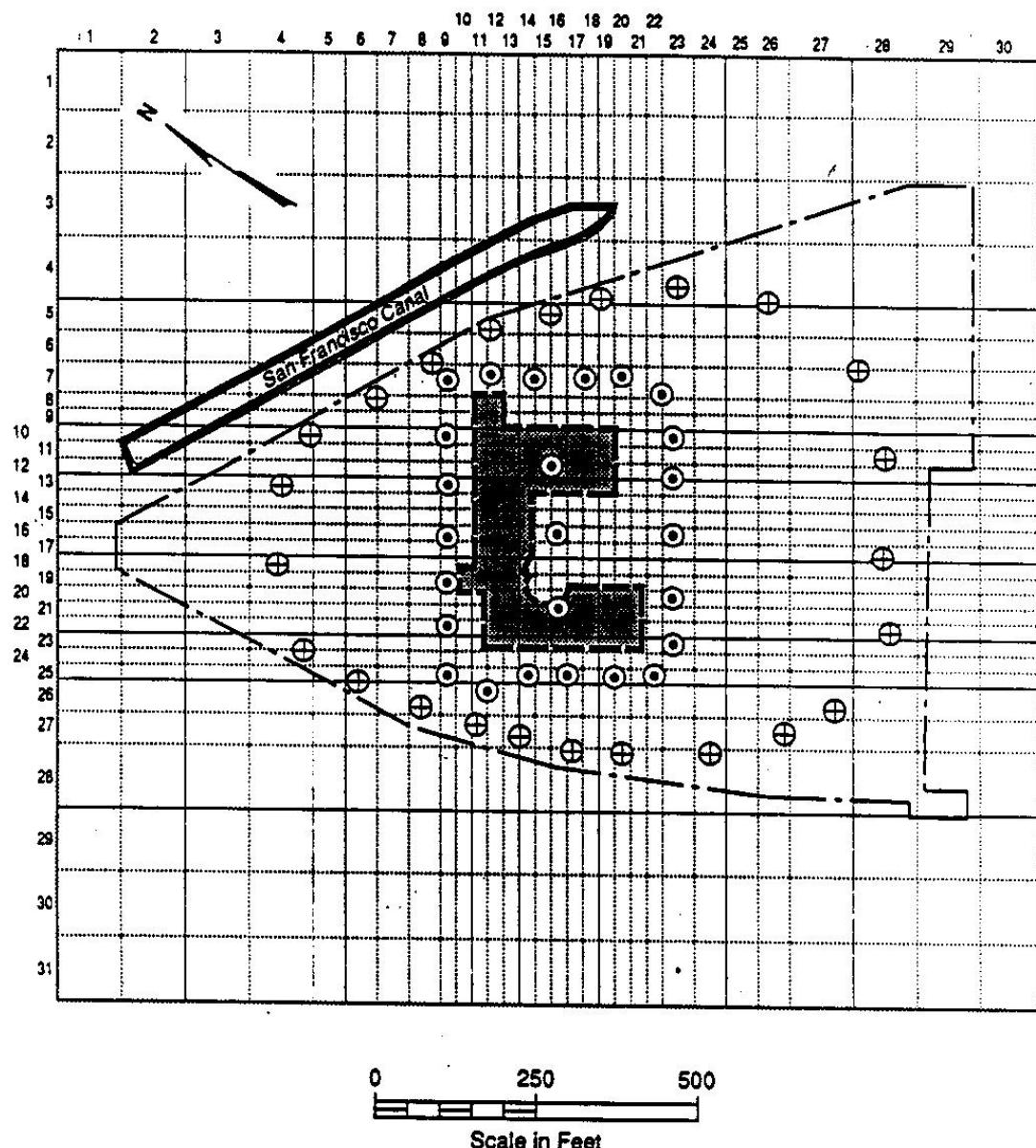


Fig. 12

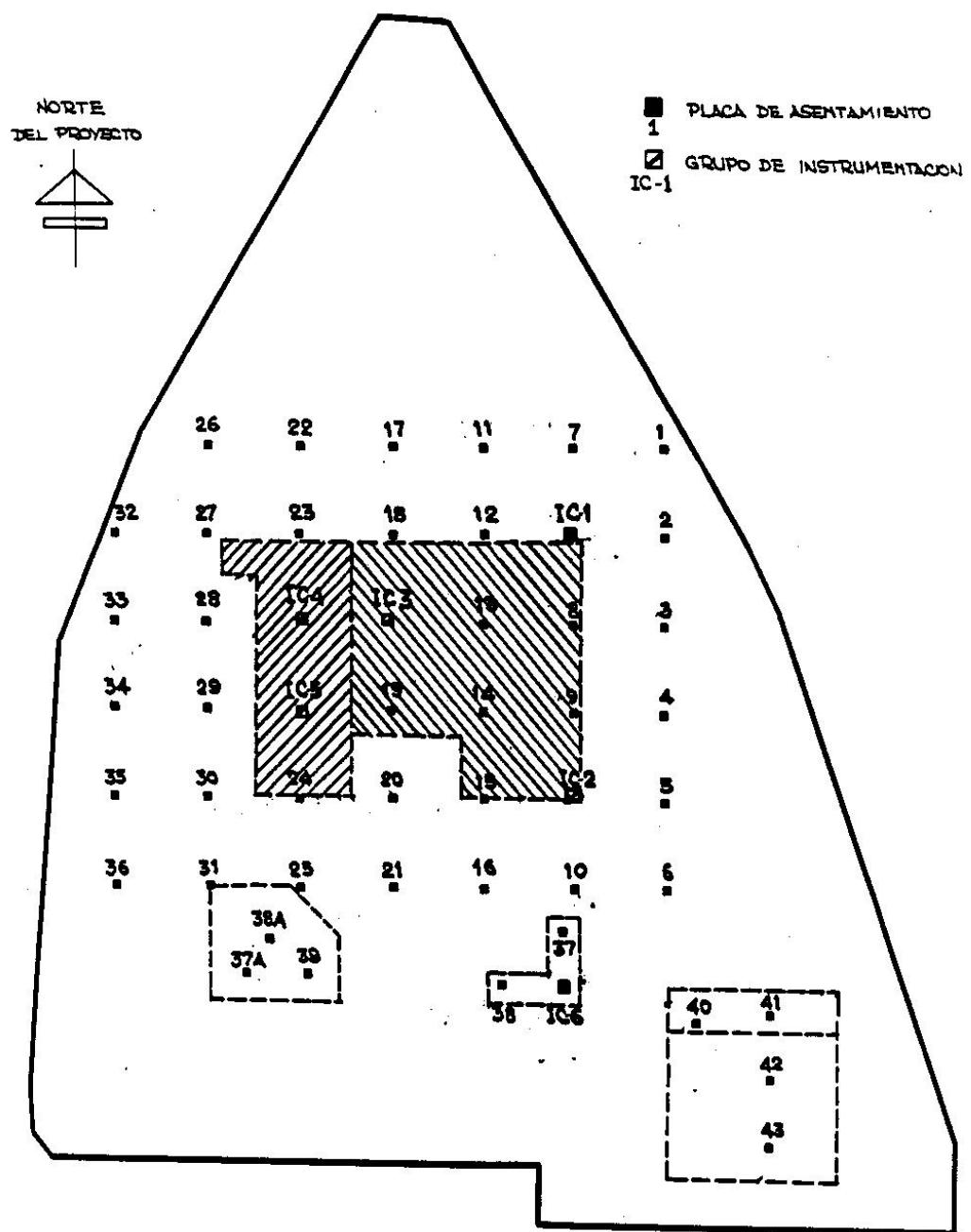
DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE POZOS



⊕ POZO DE RECARGA

● POZO DE BOMBEO

Fig. 13



LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS

Fig. 14

Placas de Asentamiento Nos. 7 a 12

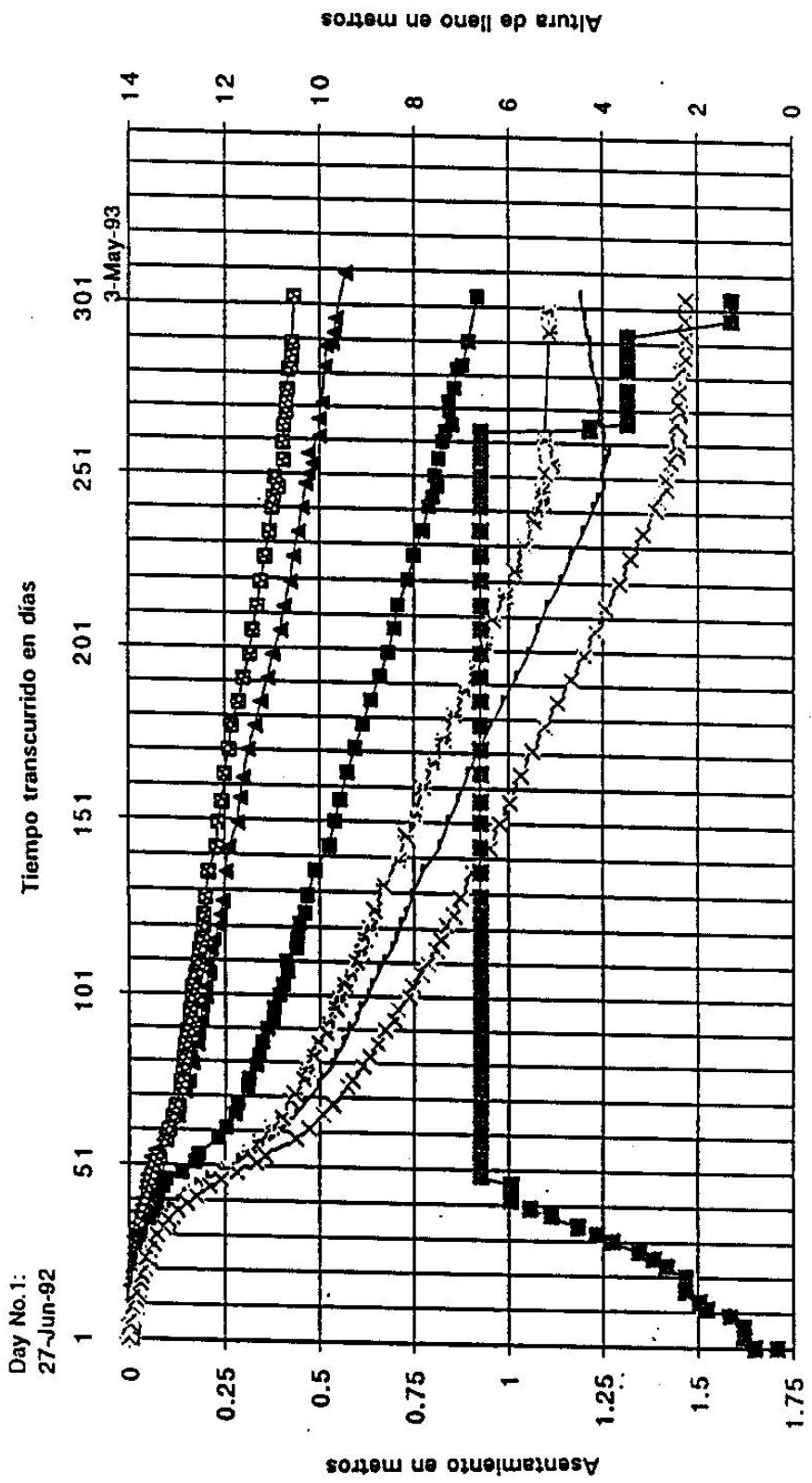


Fig. 15

Placas de Asentamiento Nos. 13 a 18

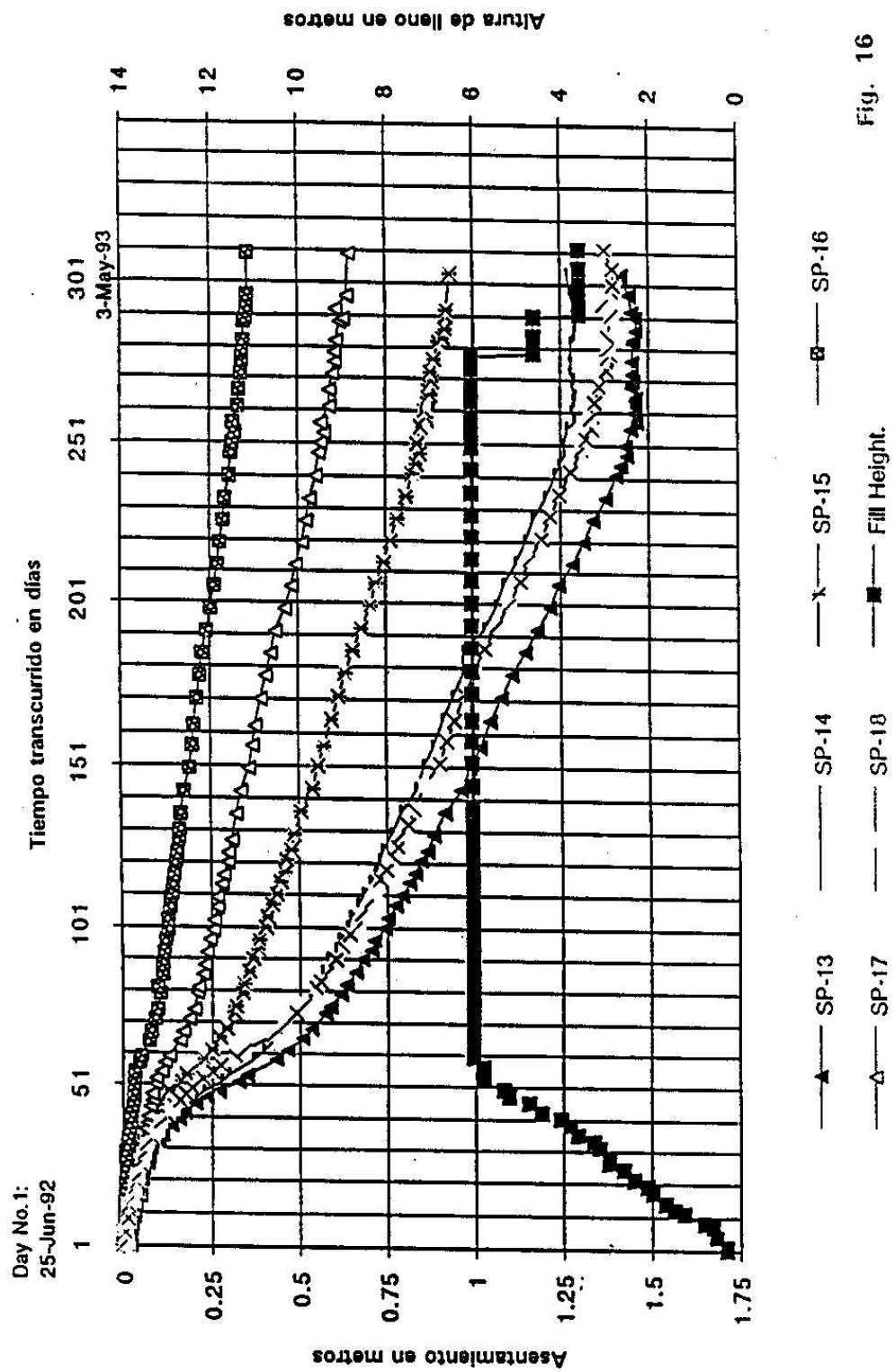


Fig. 16

Placas de Asentamiento Nos. 19 a 24

Day No. 1:
19-Jun-92

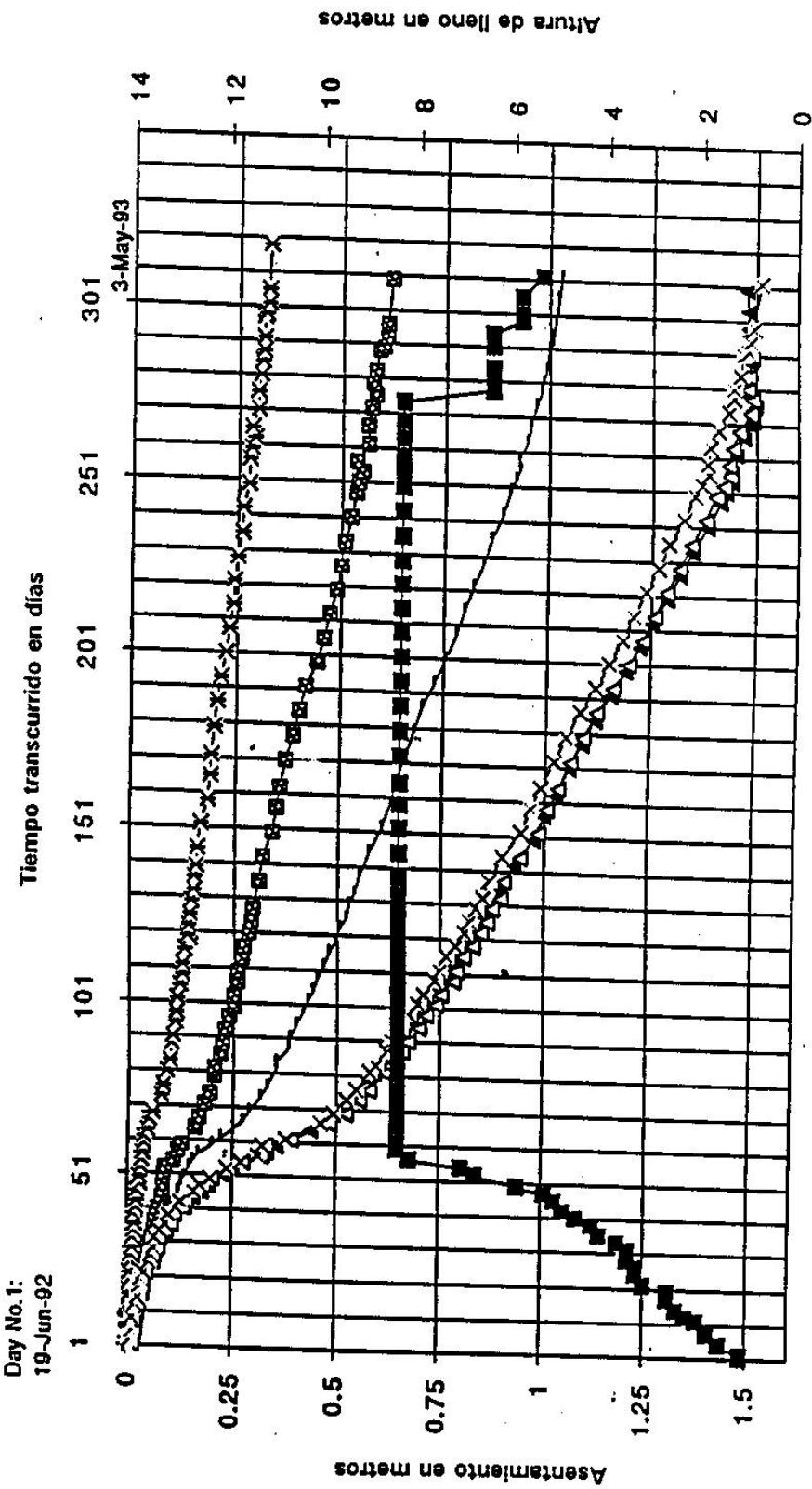
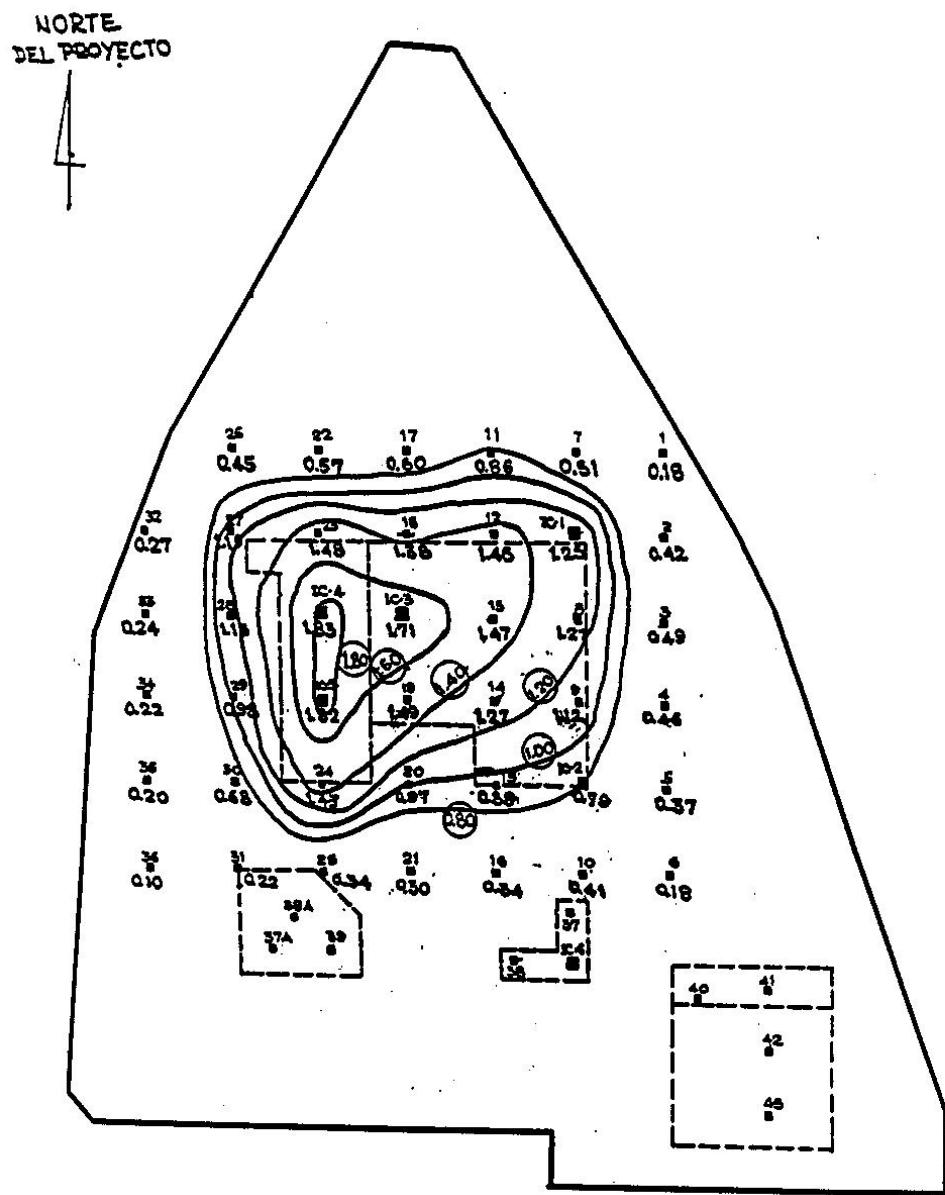


Fig. 17



ASENTAMIENTOS EN METROS

Marzo 26-93

Fig. 18

Extensómetro 2 Sur-Este (Edificio Oficinas)

Tiempo Transcurrido en Días

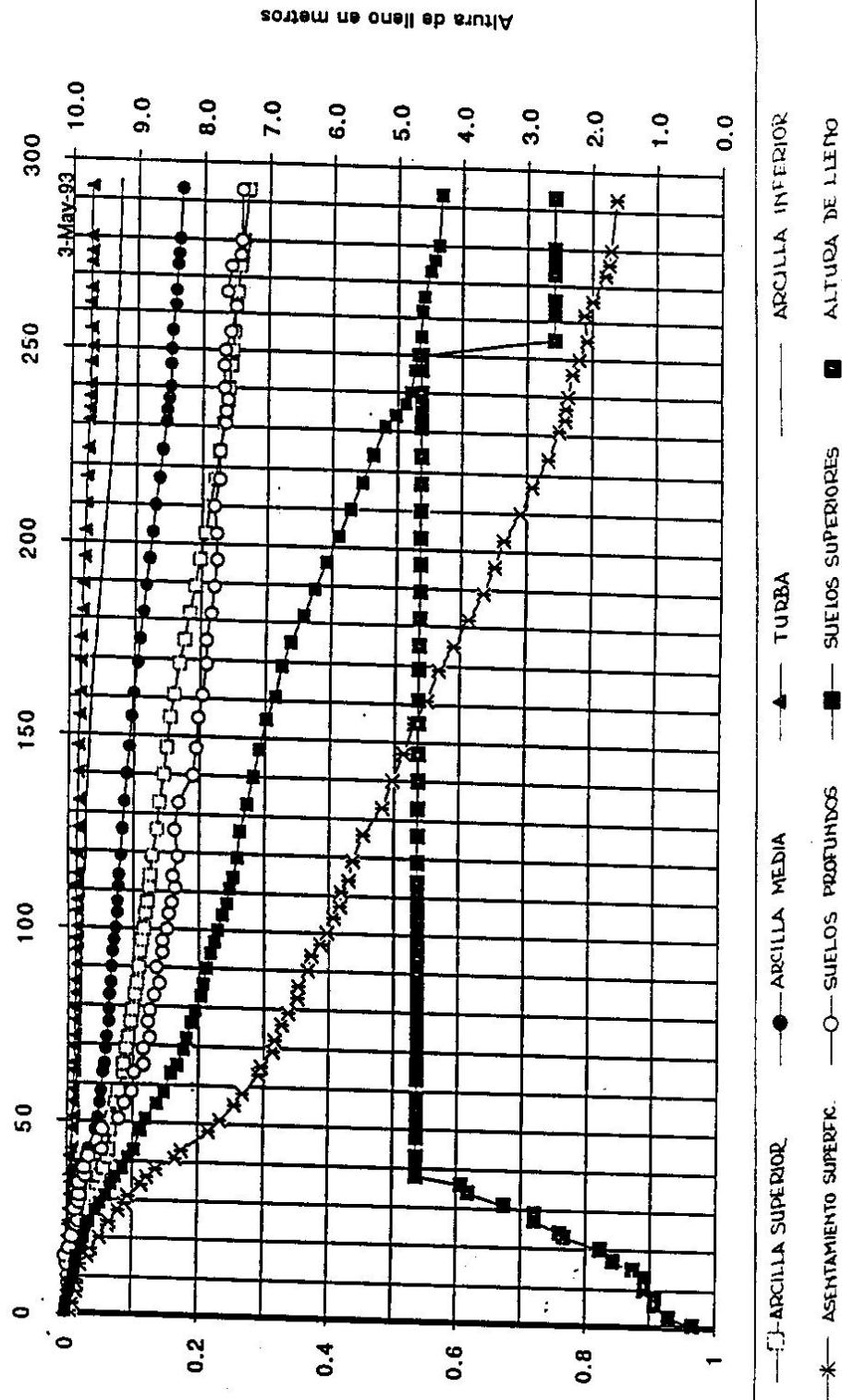


Fig. 19

Extensómetro 3 Centro (Edificio Oficinas)

Tiempo Transcurrido en Días

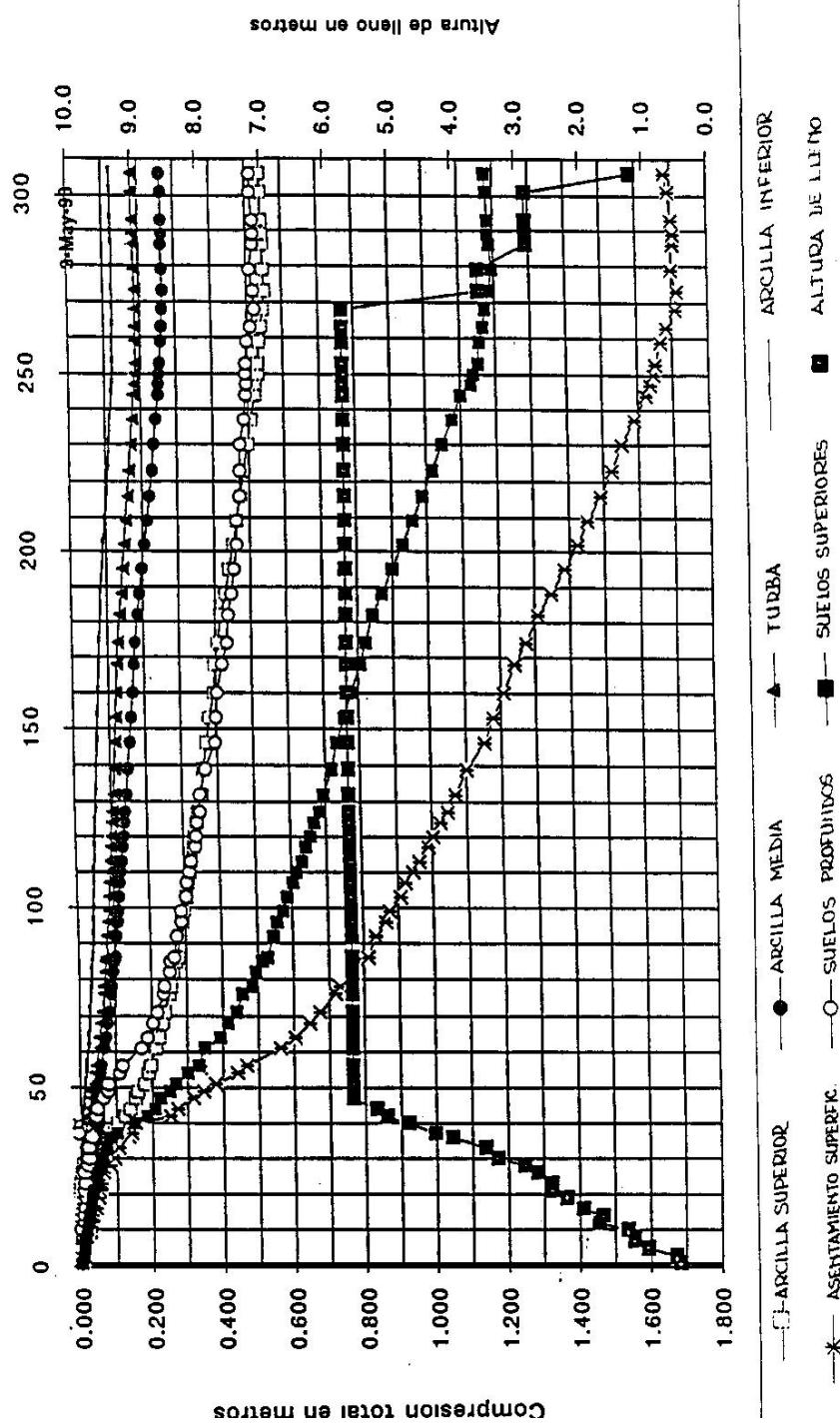
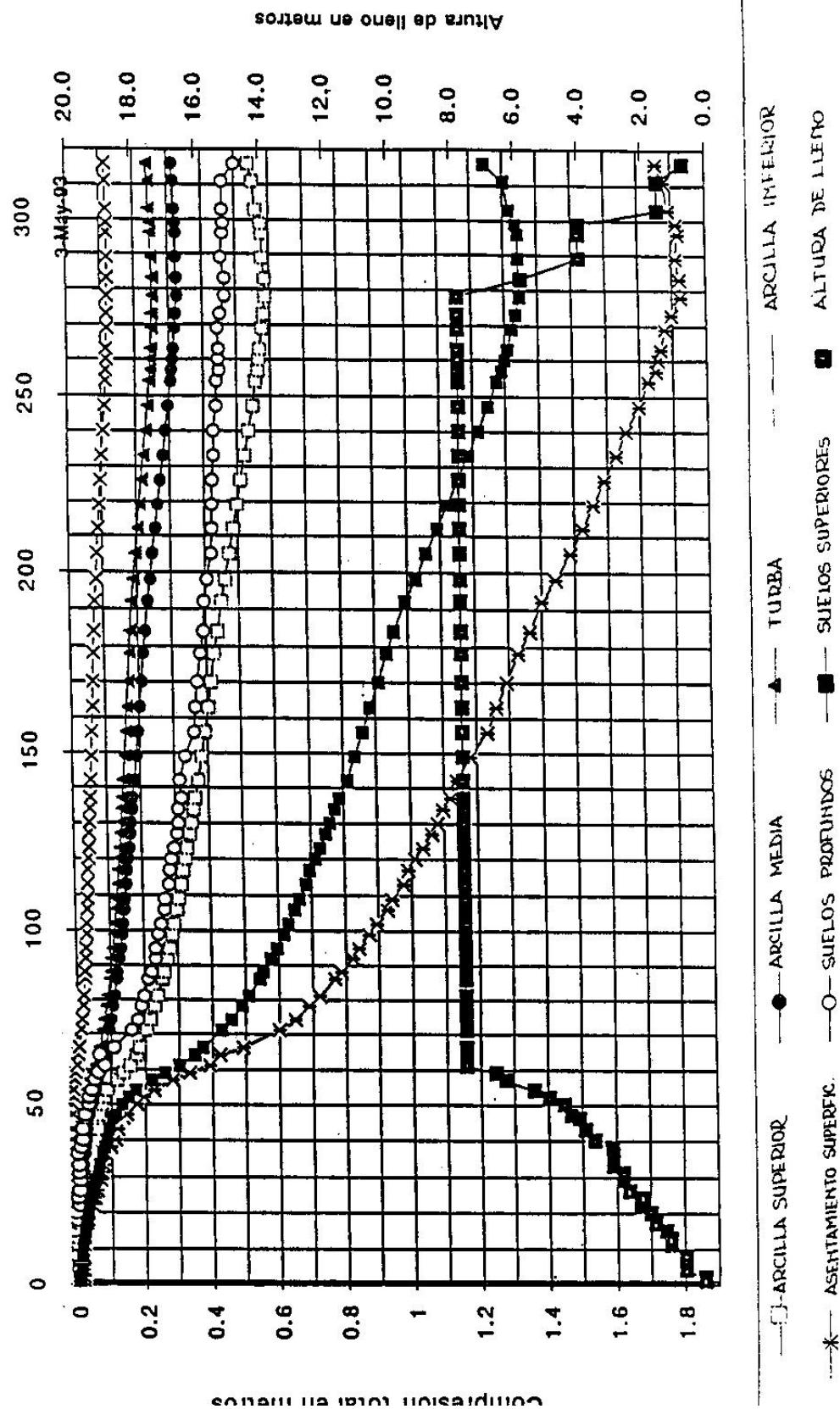


Fig. 20

Extensómetro 4 Norte-Oeste (Edificio Oficinas)

Tiempo Transcurrido en Días



Piezómetro IC-2

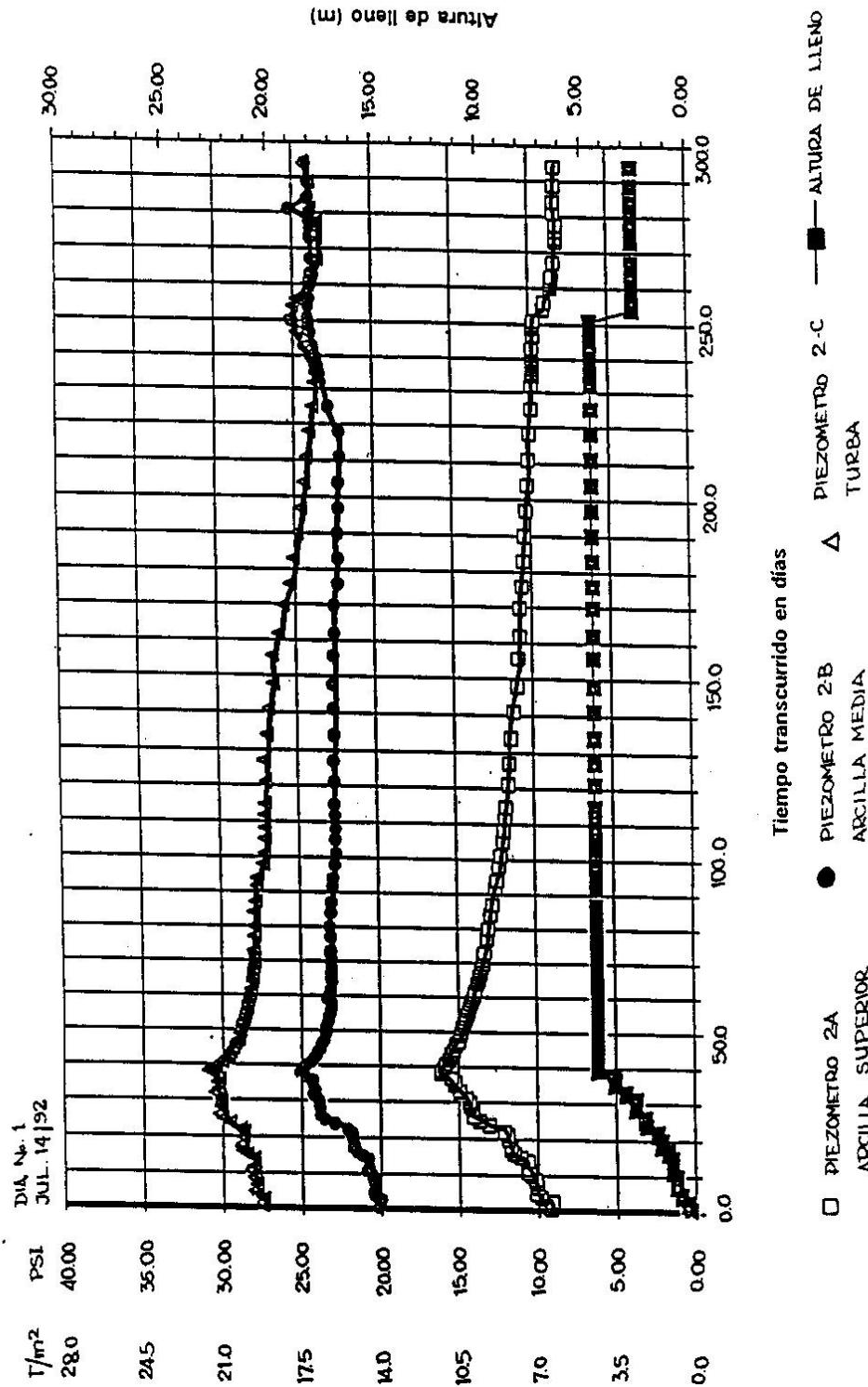


Fig. 22

Piezómetro IC-3

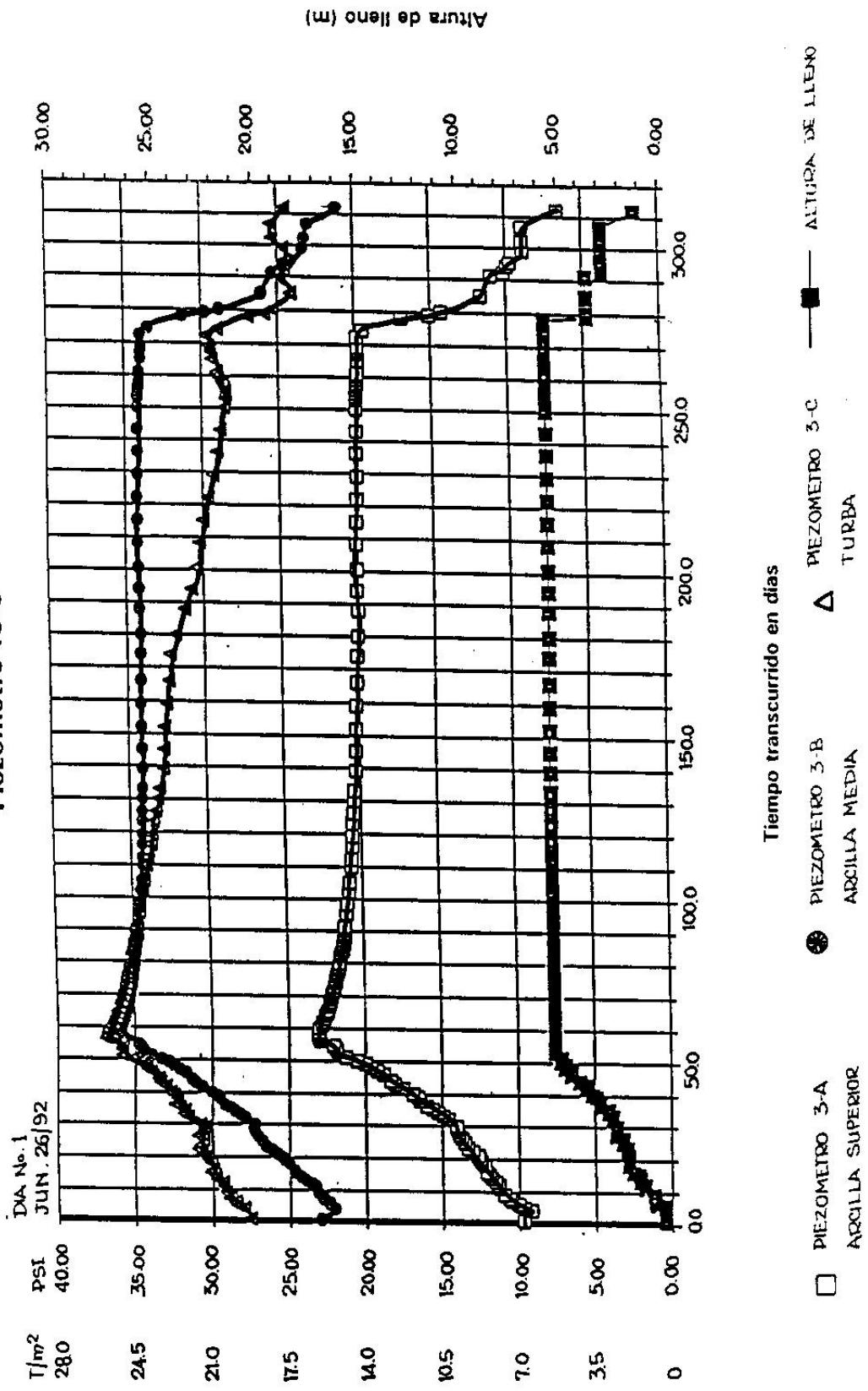


Fig. 23

Piezómetro IC-4

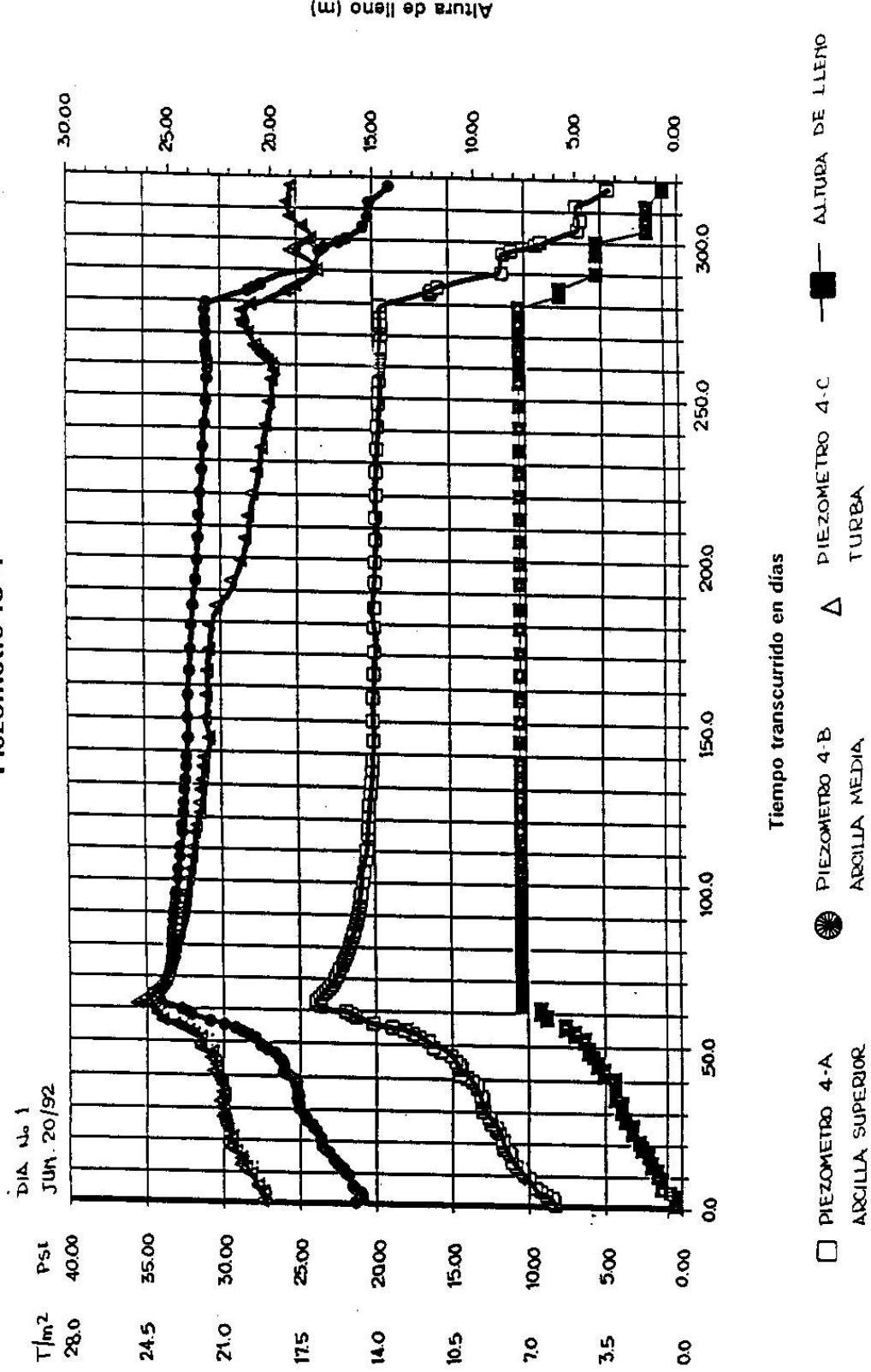
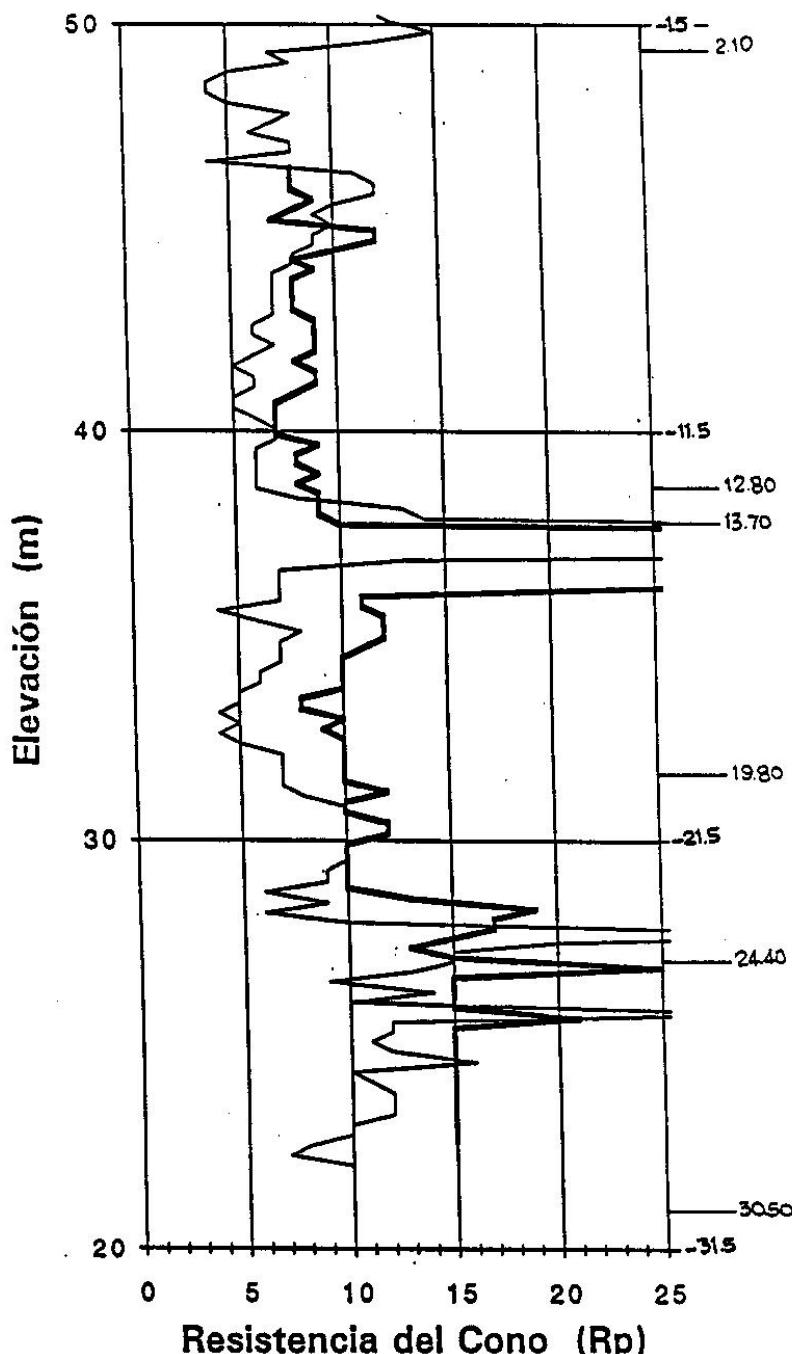


Fig. 24

RESULTADOS DE CONO HOLANDES

SONDEOS AB-1 Y B-4



NOTA: Sondeo AB-1
realizado en Junio
1993 muy cerca al
sondeo B-4

Kg/cm^2

ENSAYOS DE CONSOLIDACION A 6 m

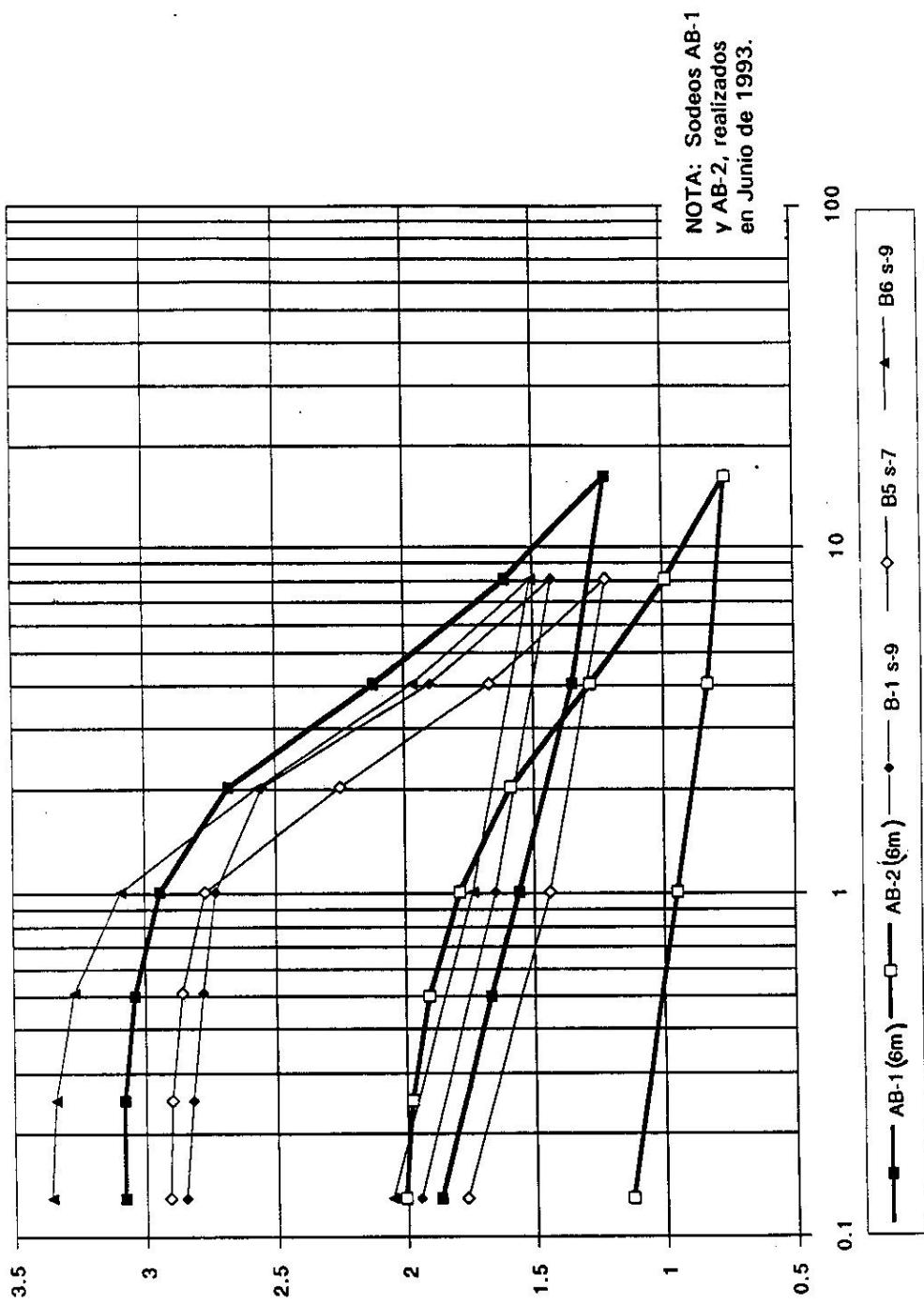


Fig. 27

ENSAYOS DE CONSOLIDACION A 27 m

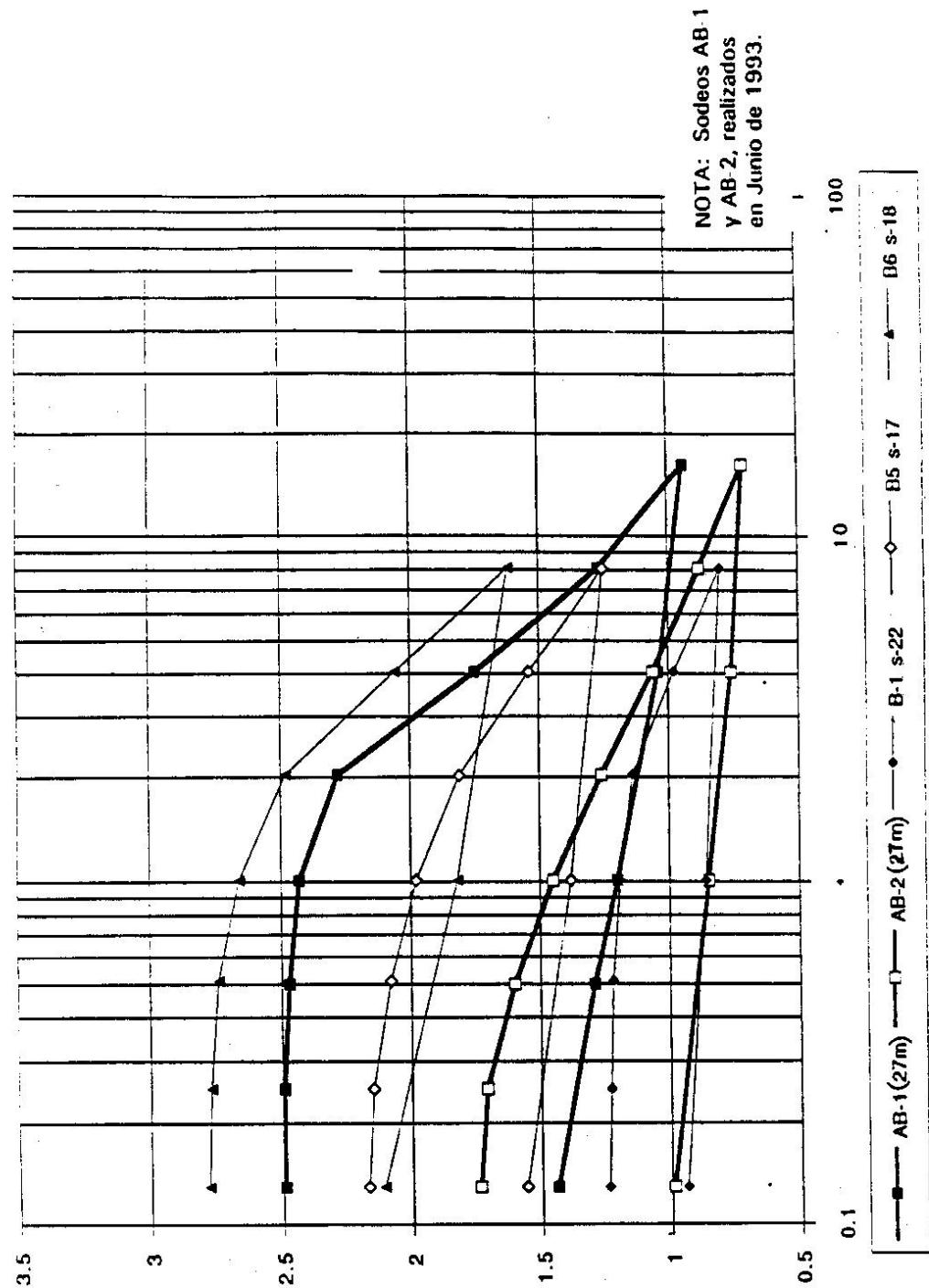


Fig. 29

ESFUERZOS DE PRECONSOLIDACION

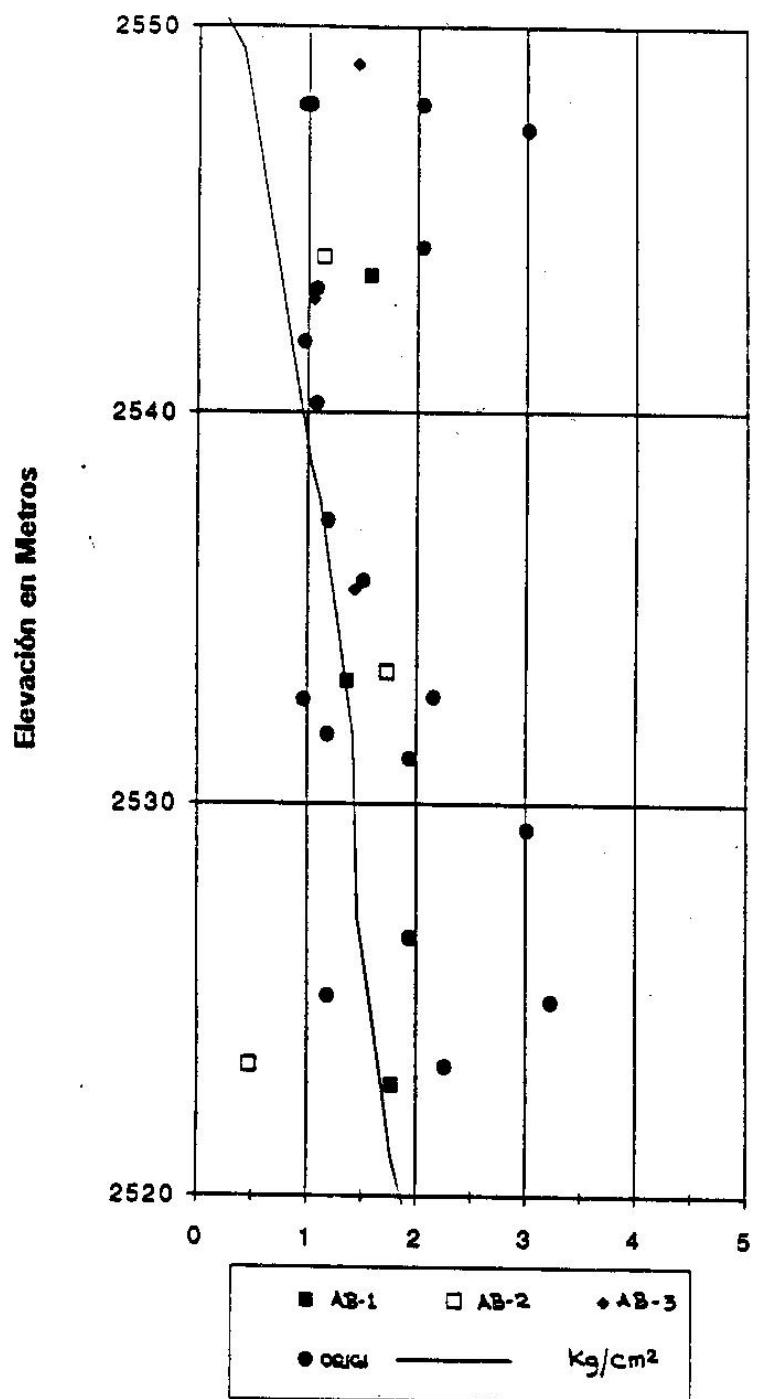


Fig. 30