

29  
90



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**

ANALISIS COMPARATIVO DE EXCAVACIONES CON  
BOMBEO Y SIN BOMBEO PARA CONSTRUCCION  
DE LA ESTRUCTURA EN CAJON DEL METRO  
EN UN TRAMO DE LA LINEA 6.

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
**JOSE ENRIQUE HERAS DELGADILLO**

MEXICO, D. F.

1986



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# I N D I C E

	PAGINA
CAPITULOS	
I	INTRODUCCION ..... 1
	1.2 GENERALIDADES ..... 6
	1.2.1 Plan Rector de Vialidad y Transporte ..... 7
II	ANTECEDENTES ..... 14
	2.1 SOLUCION SUBTERRANEA EN CAJON ..... 15
	2.2 CONDICIONES QUE DEBERAN ESTUDIARSE PARA - UNA EXCAVACION ..... 17
	2.3 INFORMACION TECNICA NECESARIA ..... 18
III	ESTRATIGRAFIA Y DESCRIPCION DEL TRAMO ..... 22
	3.1 PROPIEDADES MECANICAS DEL SUBSUELO ..... 23
	3.2 DESCRIPCION DEL TRAMO EN ESTUDIO ..... 29
IV	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ..... 33
	4.1 DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 34
	4.2 INSTRUMENTACION Y MEDICIONES EFECTUADAS . 47
	4.2.1 Piezometría y Niveles Freáticos ... 47

	4.2.2 Movimientos Verticales .....	55
	4.2.3 Variación con la Profundidad- de la Resistencia in situ se- gún pruebas de cono eléctri- co .....	59
V	ANALISIS GEOTECNICO .....	64
	5.1 Estabilidad del Fondo de la Excavacion ..	66
	5.2 Evolución de Poro durante la Excavación .	73
	5.3 Evolución de los Esfuerzos intergranulares .	77
	5.4 Efectos del Bombeo Previo .....	82
	5.5 Asentamientos y Expansiones .....	87
VI	CONCLUSIONES .....	88
ANEXO 4	EJEMPLOS DE APLICACION .....	92
	BIBLIOGRAFIA .....	98

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

La estructura destinada a la circulación de trenes - de un sistema de Metro para la ciudad de México, por experiencias ha sido conocida como "Cajón". La cual es una estructura de concreto armado, de sección rectangular, construida a cielo abierto y desplantada a la menor profundidad posible. - Esta debe cumplir con los requisitos de estabilidad, compensación flexibilidad e impermeabilidad, que se requieren para -- suelos con características tan particulares como los del Valle de México.

Como es ampliamente conocido, en la construcción de las líneas en cajón del Metro, se ha venido aplicando en forma sistemática el bombeo del agua del subsuelo. Dicho bombeo suele iniciarse unos 6 días antes de dar principios a la excavación de un tramo dado y se concluye al iniciarse el colado de la losa de piso. Para la extracción del agua se utilizan bombas de pozo profundo, estableciéndose el nivel de succión 1.0 m, abajo de la máxima profundidad de excavación. Los pozos por lo común se ubican sobre el eje del trazo a distancias de 10.0 m entre sí y se profundizan hasta 2 m por abajo de la profundidad de excavación.

El bombeo previo a la excavación en suelos arcillo--  
sos, para alojar los cajones del metro, se utiliza para lo --  
grar los siguientes objetivos:

a) Evitar la falla de fondo de la excavación por --  
subpresión.

b) Mantener las expansiones durante la construc- --  
ción dentro de límites tolerables.

c) Controlar el agua libre para facilitar los traba --  
jos de construcción.

El análisis de la estabilidad de la excavación es --  
pues uno de los aspectos fundamentales que deben considerarse  
para decidir la aplicabilidad del bombeo en un caso específi-  
co.

De lo expuesto anteriormente, existen algunas dudas--  
sobre la bondad de dicho sistema, principalmente en el aspec-  
to relativo a conocer hasta que punto los beneficios del bom-  
beo están compensados con el costo del mismo, así como los --  
efectos que pudiera producir en las construcciones vecinas.

Con el propósito de aclarar por lo menos en parte --  
las inquietudes antes expresadas, se decidió efectuar un tra-

mo de prueba en la línea 6 oriente, entre las estaciones 12+767 y 13 + 027.82, presentandose en esta tesis los resultados con su interpretación derivados del estudio respectivo.

En la parte de Generalidades, se muestra un panorama del autotransporte en el Distrito Federal, sus necesidades y sus políticas a través del Plan Rector de Vialidad y Transporte, mediante los Planes Maestros, con los que cuenta este, -- también se da una descripción de la línea 6 y de su necesidad de ampliación hasta Martín Carrera.

El capítulo de Antecedentes da una explicación de la solución subterránea en cajón, y de las condiciones que deben estudiarse para una excavación, y poder determinar de antemano en que casos no se justifica el bombeo previo, y con esto ganar un ahorro económico para las obras del Metro.

Es en el capítulo 3 donde se da una descripción del tramo, estratigrafía detallada y las principales propiedades Mecánicas e Índice, de los diferentes Materiales que constituyen el subsuelo del lugar donde se hizo la prueba.

El Procedimiento Constructivo, que es el mismo para los casos en el que se utilice o no el bombeo, está contenido en el capítulo 4, así como lo referente a la instrumentación-practicada en el tramo, dándose mediciones y resultados obte-

nidos del estudio.

El capítulo 5, referente al Estudio Geotécnico, es la columna vertebral de esta tesis; donde se analiza la falla de fondo de la excavación, la evolución de la presión de poro y de los esfuerzos intergranulares, así como los efectos del bombeo previo y se confirma mediante los resultados de la Prueba que, de acuerdo con los criterios de análisis de la estabilidad de la Excavación para el cajón del Metro, es posible determinar en qué casos no es necesario el abatimiento previo del nivel Piezométrico.

En el capítulo 6 se exponen las conclusiones y recomendaciones personales, que espero sean de utilidad, ya que los resultados vertidos en esta tesis demuestran que la técnica de excavación sin previo abatimiento piezométrico, es satisfactorio y podrá aplicarse en las obras del Metro que queden localizados en la zona de transición del Valle de México, y con esto obtener un importante ahorro económico que redundará en beneficio del presupuesto otorgado a la Construcción del transporte Colectivo Metropolitano.

## 1.2 GENERALIDADES

La capital del país cuenta con buenas bases en lo -- que a transportación, se refiere, ya que desde la época pre-- hispánica los trazos de los canales que servían de comunica-- ción conservan todavía su concepción original habiendo cambia-- do sólo los sistemas de transportación.

El Metro, sistema de transporte cuyo nombre se deri-- va de la palabra "metropolitano", que en importantes ciudades como París, Londres, Nueva York y Moscú, entre otras, han ido desarrollando, durante el presente siglo, con moderna infra-- estructura y tecnología. La necesidad de construir el siste-- ma de transporte colectivo se empezó a sentir a partir de la-- 2a. mitad del presente siglo, cuando las vialidades se torna-- ban cada vez más insuficientes debido al incontrollable uso -- del parque vehicular y a la vertiginosa carrera del creciente índice poblacional que hacían insuficientes también a los me-- dios de transporte colectivos existentes.

Es pues evidente la necesidad de buscar solución a - este trascendental problema construyendo inicialmente algunas líneas del metro para continuar ahora con su ampliación.

Con la red del Metro se trata de formar una especie-- de cuadrícula citadina que progresivamente irá cubriendo el -

área urbana ya que por ser un problema de carácter dinámico - sin soluciones inmediatas su desarrollo es paulatino.

### 1.2.1 Plan rector de Vialidad y Transporte del Distrito Federal

El plan Rector de Vialidad y Transporte del Distrito Federal es el documento oficial con que cuentan las autoridades del Departamento del Distrito Federal a través de COVITUR para realizar todas las acciones tendientes a operar tanto la vialidad existente y la futura, así como el transporte en -- nuestra gran metrópoli, y contempla para su realización 4 -- grandes planes.

- 1.- Plan del Metro
- 2.- Plan de Vialidad
- 3.- Plan de Transporte de Superficie
- 4.- Plan de Estacionamientos

Su objetivo principal consiste en la implantación de un sistema integral y coordinado de transportación, orientado con una clara política social que garantice la prestación de un servicio eficiente de transporte. Para tal efecto, considera la reducción del uso del automóvil, haciendo deseable y posible el uso del transporte colectivo y desalentando el primero. Por tal razón las acciones se dirigen a estructurar in

tegralmente un transporte eficiente y suficiente mediante la consolidación del Metro como columna vertebral del mismo.

#### PLAN DEL METRO

En la actualización del plan se contempla que para fines de siglo se tendrá una red de 444.09 Kms. que requerirá de 882 trenes.

A finales de 1984 se estaba terminando parte de la tercera etapa y construyendo la cuarta, en algunos casos en lo que se refiere al proyecto y en otros a la obra.

Por lo que se refiere a la línea 6 se trabaja para hacerla llegar del Instituto Mexicano del Petróleo hasta Martín Carrera, perteneciente a la línea 4.

Se intenta tener 47.48 kilómetros más de líneas de los 112.52 que habrá al término de la tercera etapa. Si se cumple estos objetivos, para 1988 en el área metropolitana se tendrán 160 kilómetros de Metro.

Al final de la cuarta etapa, ésta tendrá 21 estaciones de paso y 17 de transbordo y el total para la red será 95 y 48 respectivamente, en el caso que se concluya como está planeado (fig. 1) para un total de 162.496 Kms.



### 1.2.2 La línea 6 de Metro y su ampliación

La línea 6, descrita de poniente a oriente en la zona norte de la ciudad, fue proyectada en dos etapas en solución subterránea tipo "cajón"; y alcanza una longitud total de 13.947 km .

En la segunda etapa de su ampliación oriente, se trabaja para hacerla llegar del Instituto Mexicano del Petróleo hasta Martín Carrera, perteneciente a la línea 4 con una longitud de 4.3 Km., que sumados a los 9.264 Km. construídos en su primera etapa hacen un total de 13.947 Km.

En diciembre de 1983 se inaugura y se pone en operación el primer tramo de la línea, con una orientación de poniente a oriente con las siguientes estaciones:

- ROSARIO
- TEZOMOC
- AZCAPOTZALCO
- FERRERIA
- NORTE 45
- VALLEJO
- I. P. (De correspondencia con línea 5)

Se inicia en los terrenos de la ex-hacienda El Rosa-

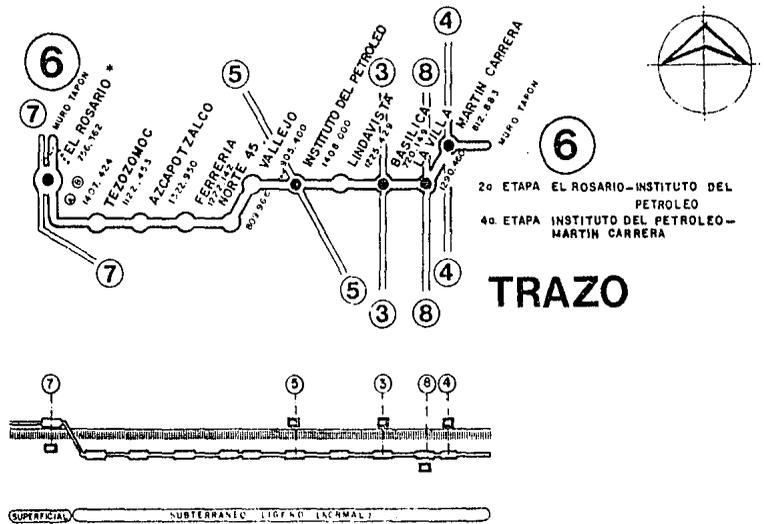
rio cruza la avenida del mismo nombre, para seguir por la calle de tierra Colorada; desemboca en el carril norte de la -- avenida Aquiles Serdán (Parque Vía) y continúa hacia el oriente por las calles de Ahuehuetes, Avenida Refinería Azcapotzalco, calzada Azcapotzalco - La Villa y posteriormente atravieza la Calzada Vallejo, sigue por la calle Poniente 134, -- cruza la avenida de los Cien Metros, para terminar en el ex--tremo de la cola en la calle de Ricarte.

Debido a la demanda existente de transporte al norte de la Ciudad, se procede a la construcción de la ampliación -- oriente de la línea 6 del Metro, afines de 1983; este trabajo consta de 4 estaciones: (Fig. 2)

- LINDAVISTA
- BASILICA (De correspondencia con línea 3)
- LA VILLA (Con preparación para correspondencia -- con línea 8)
- MARTIN CARRERA (De correspondencia con línea 4)

Este tramo tendrá un recorrido de 4.6 Km. Atravie--za y está dentro de la Delegación Gustavo A. Madero. Se inicia a partir de la "Cola" en la Calle de Ricarte, continúa -- por la misma, cruza la Avenida Insurgentes Norte, se interna en el Deportivo 18 de Marzo, continúa por la calle Ricarte, - cruza la calzada de los Misterios y la Calzada de Guadalupe,-

sigue por la calle de Alberto Herrera, cruza las avenidas de Vicente Villada y la de Francisco Moreno, para terminar en el extremo de la "Cola" en la avenida San Juan de Aragón.



2a ETAPA EL ROSARIO - INSTITUTO DEL PETROLEO  
 4a ETAPA INSTITUTO DEL PETROLEO - MARTIN CARRERA

# TRAZO

# PERFIL

FIG. 2

LAMINA B

\* ENLACE A TALLER 943.885 m., INCLUIDO EN LA LONGITUD TOTAL DE LA LINEA.

INFORMACION TECNICA		
LONGITUD DE SERVICIO	11,434.373m	No. DE ESTACIONES:
LONGITUD TOTAL	13,947.503 "	DE PASO
LONGITUD EN 2a ETAPA	9,264.343 "	DE TRANSBORDO
LONGITUD EN 4a ETAPA	4,683.160 "	
ESPUELA CON LINEA 5	468.912 "	
ESPUELA CON LINEA 7	136.107 "	

SIMBOLOGIA	
ESTACION DE PASO	
ESTACION DE TRANSBORDO	
ENLACE	
DEPOSITO	
TALLER DE PEQUEÑA REVISION	

el rosario  
 martin carrera

# LINEA 6

## CAPITULO II

### ANTECEDENTES

## CAPITULO II

## ANTECEDENTES

## 2.1 SOLUCION SUBTERRANEA EN CAJON

Desde la 1a. etapa la estructura en "Cajón" ha sido la solución típica para alojar tramos de una, dos y ocasionalmente tres vías y, en su caso, hasta enlaces con futuras líneas.

La experiencia adquirida durante la construcción de la 1a. etapa ha enriquecido los procedimientos de construcción que, con algunas diferencias, se han ido aplicando en la ejecución de la 2a, 3a y 4a. etapas de ampliación del Metro.

Cabe destacar que aunque el diseño es fundamentalmente idéntico en 2a y 3a etapas de construcción del Metro, ya que utiliza las mismas dos variantes: Cajón con muros tablaestaca y muros de acompañamiento y "Cajón" con muros tablaestaca estructurales; las especificaciones son diferentes de acuerdo con su localización en la zona urbana.

Para la elección de la solución se toma en cuenta; el peso volumétrico del suelo, su contenido de agua y otras -

propiedades mecánicas de éste; siempre obligando a dejar sobrecompensado el terreno donde se vaya alojar la estructura del "Metro", en aproximadamente  $1.5 \text{ Tons/m}^2$ .

El cajón tiene la característica de alojarse cerca de la superficie siendo común una profundidad de  $\pm 2.5 \text{ m}$  a la rasante de la vialidad definitiva; gálibos de  $4.95 \text{ m}$  por  $6.90$  en alto y ancho respectivamente, que varía en zona de curvas.

Las arcillas del antiguo Lago del Valle de México -- con un alto contenido de agua, pueden ser excavadas a profundidades que varían normalmente entre  $8, 6$  y  $10$  metros según las especificaciones emitidas en base a las características mecánicas de los suelos finos. Dicha actividad se ejecuta -- después del bombeo previo en las zonas a excavar. En las zonas de lago el bombeo tiene como finalidad facilitar la extracción del material, así como incrementar la resistencia -- del suelo al disminuir el contenido de agua y con esto impedir, hasta donde sea posible, el riesgo de una falla de fondo. En el caso de la línea seis oriente que se encuentra en la zona de transición del valle se tiene la inquietud de conocer hasta qué punto los beneficios del bombeo están compensados con el costo del mismo. Es por eso que se decidió efectuar un tramo de prueba bajo las premisas citadas en la introducción de esta tesis, y demostrar con esto que la aplicación del bombeo previo y durante la excavación NO SE JUSTIFICA, --

resultando incosteable para las obras del Metro, aplicarlo - en las zonas de transición del Valle de México. El método de excavación sin bombeo, se comprueba físicamente en el tramo - de la línea 6 ote. que da resultados positivos y es posible - aplicarlo en la zona de transición, con la aclaración que es- ta prueba, no debe extrapolarse a la zona de Lago y de ser -- así, se deberán mejorar las técnicas de colado de muros mi- - lán.

## 2.2 CONDICIONES QUE DEBERAN ESTUDIARSE PARA UNA EXCAVACION

En el estudio de una excavación, se debe hacer un - análisis geotécnico, tomando en cuenta las siguientes condi- ciones:

- A) ESTABILIDAD GENERAL
- B) ESTABILIDAD DE TALUD FRONTAL
- C) FALLA DE FONDO (POR SUBPRECION)

La secuencia de análisis de la estabilidad de una ex- cavación en suelos arcillosos se presenta en la fig. 2.1. A- continuación se resume cada etapa, enfatizando los factores - que influyen en la decisión de utilizar bombeo en un caso par- ticular. (ver figura 2.1).

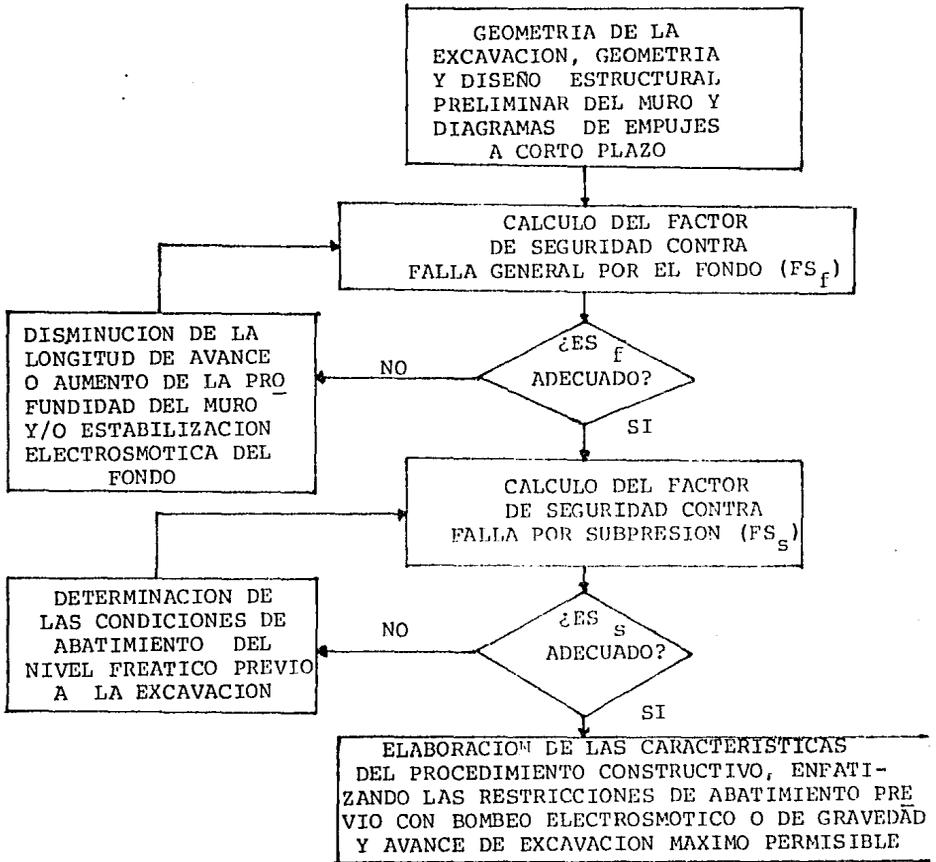


FIG. 2.1 Secuencia de cálculo para analizar la estabilidad de la excavación.

RESISTENCIA DE PUNTA  $q_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)

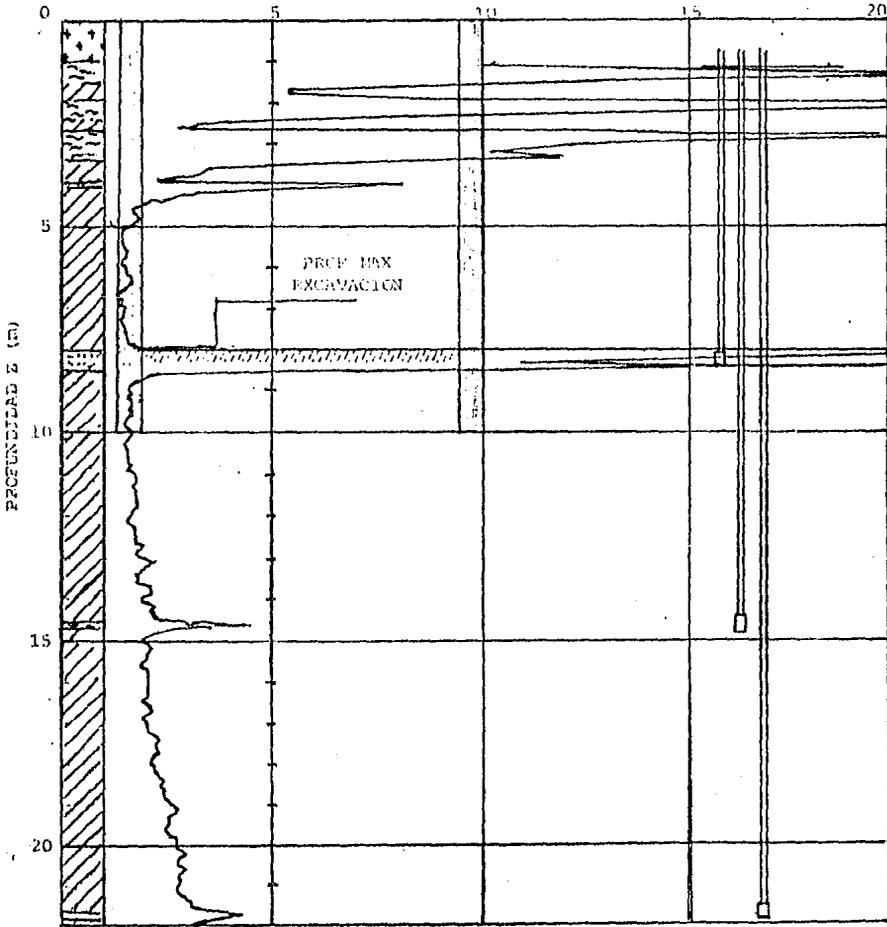


Fig 2.3 Información geotécnica del caso en la zona Lago Volcan.

RESISTENCIA DE PUNTA  $q_p$  (kg/cm<sup>2</sup>)

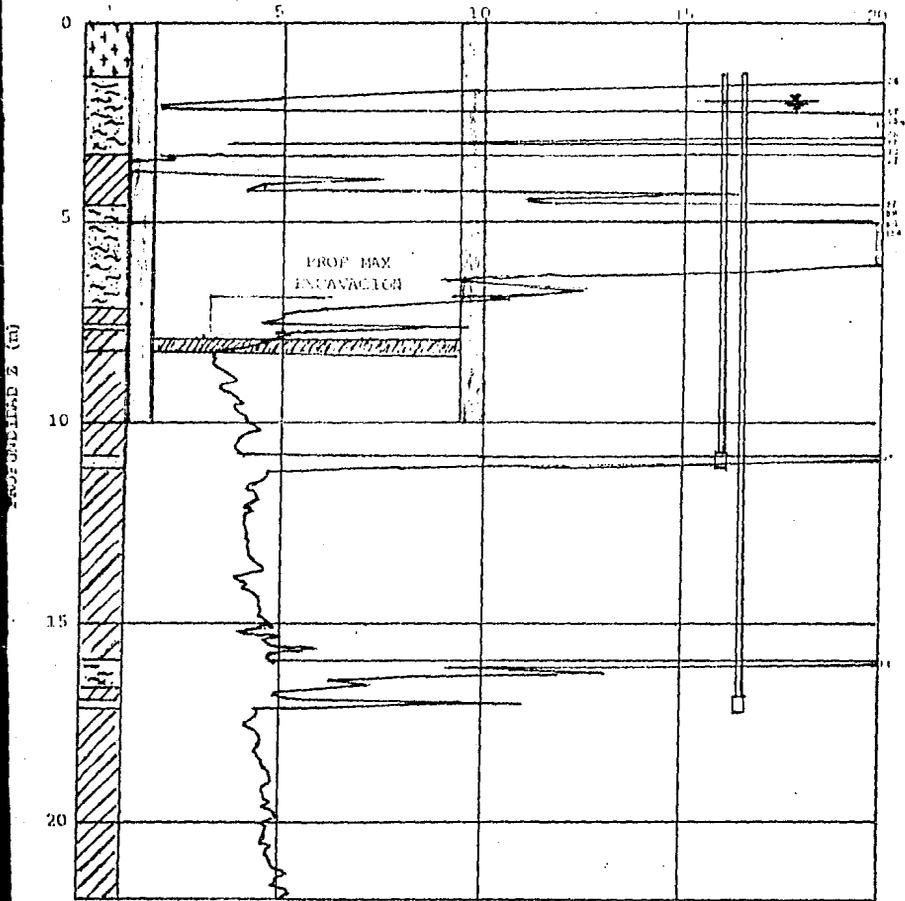


Fig. 2.2 Información geotécnica del caso en la zona Lago-Centro 1

### 2.3 INFORMACION TECNICA NECESARIA

Además de los datos básicos del proyecto para definir el ancho y profundidad máxima de excavación, debe contarse con la siguiente información geotécnica.

a) Perfil Estratigráfico, conteniendo claramente -- identificados los estratos característicos de la zona geotécnica de que se trate: Lago o transición; es de fundamental importancia que el perfil muestre con precisión y claridad to dos los estratos arenosos que son los de mayor permeabilidad, especialmente la arena basáltica que se encuentra entre 8 y - 15 m. en todo el Valle. (Figuras 2.2 y 2.3)

b) Datos piezométricos del sitio, principalmente -- los obtenidos con piezómetros abiertos instalados en los estratos arenosos cercanos al fondo de la excavación.

c) Variación de la resistencia no drenada con la -- profundidad obtenida con sondeos de cono eléctrico correlacionados con pruebas triaxiales no drenadas.

d) Diseño preliminar del muro de contención (Muro - tablaestaca O milán), que indique su profundidad probable.

CAPITULO III

ESTATIGRAFIA Y DESCRIPCION DEL TRAMO

CAPITULO III  
ESTRATIGRAFIA Y DESCRIPCION DEL TRAMO

3.1 PROPIEDADES MECANICAS DEL SUBSUELO

Desde el punto de vista geotécnico el tramo en que se realizó el estudio corresponde a la zona de transición que se ubica al norte de la ciudad de México, en la cual el subsuelo está constituido fundamentalmente por alteraciones de capas de arcilla y de limo, siendo estos últimos de menor espesor que las capas de arcilla.

Con el fin de conocer la estratigrafía detallada y las principales propiedades mecánicas e índice de los diferentes materiales que constituyen el subsuelo, hasta una profundidad del orden de unas 2.5 veces a el ancho del cajón, se efectuaron 3 sondeos continuos ubicados en la porción media de cada uno de los 3 subtramos en que se dividió la longitud total del tramo. Los resultados de estas exploraciones se representan con cierto detalle en las figuras 3.1 a 3.3. En las figuras anteriores puede observarse que hasta la profundidad explorada se distinguen 2 horizontes. El superior lo constituyen depósitos recientes, caracterizados por limos y arcillas cuyo espesor total varía entre 5.5 y 7 m, y su contenido natural de agua casi sin excepción, se ubica en la banda

comprendida entre 50 y 100%. Se advierte asimismo que la resistencia al corte de estos depósitos es por lo general igual o superior a  $4 \text{ Ton/m}^2$ , llegando a algunos casos hasta  $12 - 12 \text{ Ton/m}^2$  con un valor promedio de  $6 \text{ Ton/m}^2$ . El segundo horizonte lo componen una sucesión de capas de arcilla blanda a firme intercaladas con capas relativamente delgadas de limos arcillosos de diferentes tonalidades, aumentando el contenido de agua promedio en los suelos arcillosos a valores cercanos al 200%, con valores máximos hasta de 400% y siendo en promedio de aproximadamente 100% en los materiales limosos. La resistencia al esfuerzo cortante promedio en todo el conjunto de estas capas, disminuyendo con respecto al primer horizonte teniendo un valor cercano a  $4 \text{ Ton/m}^2$ , si bien los valores correspondientes a la población total se localizan en el intervalo  $5 \pm 3 \text{ Ton/m}^2$ .

Se identificaron algunas lentes de arena limosa y de vidrio volcánico pero no se encuentra continuidad entre ellas de un sondeo a otro. Destaca una lente areno-limosa a la profundidad del fondo de la excavación en los sondeos  $s_1$  y  $s_3$  y otra de vidrio volcánico a 14.5 m, en el sondeo  $s_1$ . Esta última registra una presión de poro de  $5.5 \text{ Ton/m}^2$ .

La resistencia al corte, no drenada, de las arcillas que se encuentran bajo el fondo de la excavación, fue determinada mediante pruebas de torcómetro y el cono eléctrico su-

magnitud varía de 3 a 8 ton/m<sup>2</sup>, con un valor medio de 4 ton/m<sup>2</sup> hasta 16 m de profundidad.

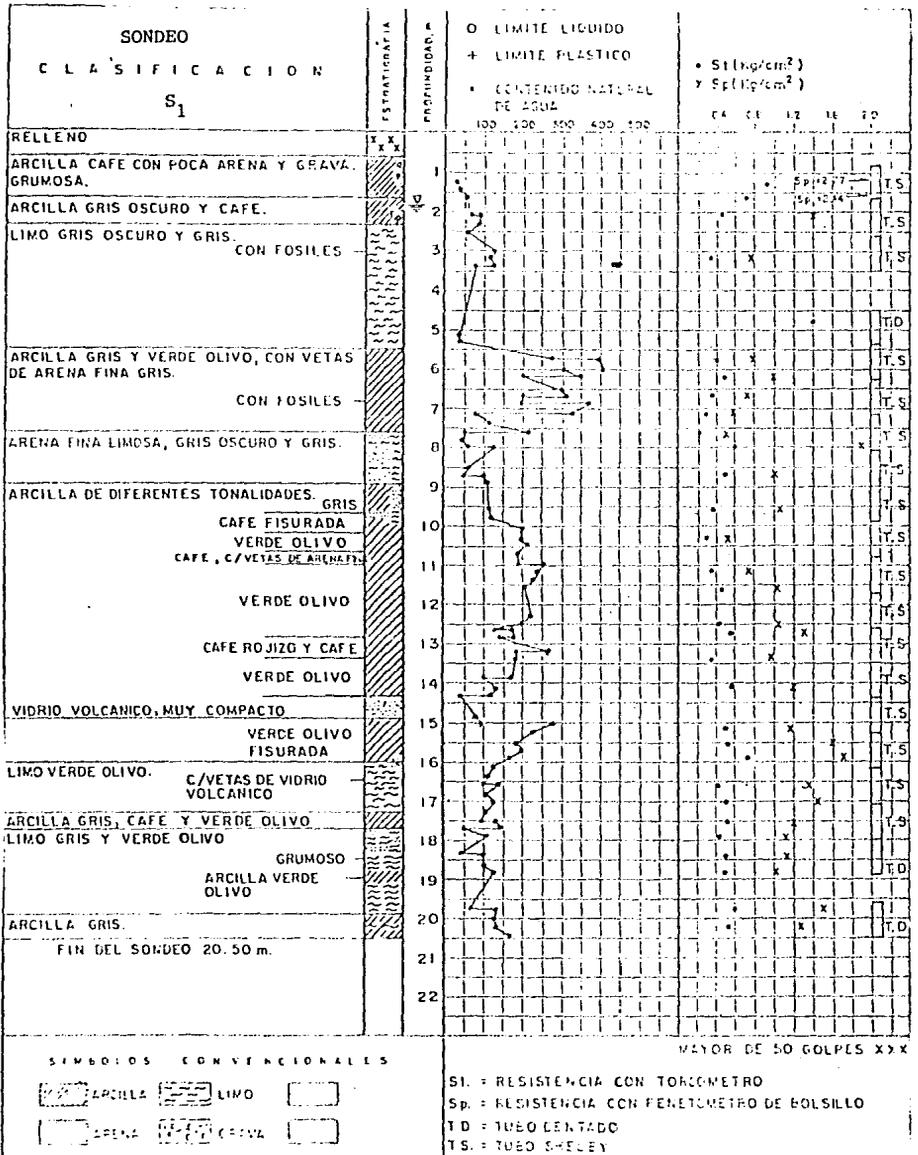
Se concluye, que se trata de suelos preconsolidados, cuya resistencia al corte es relativamente alta.

Estudio TRAMO EXPERIMENTAL LINEA 6 METRO

EST. 12 + 787, SUBRRAMO 1 (CON BOMBEO)

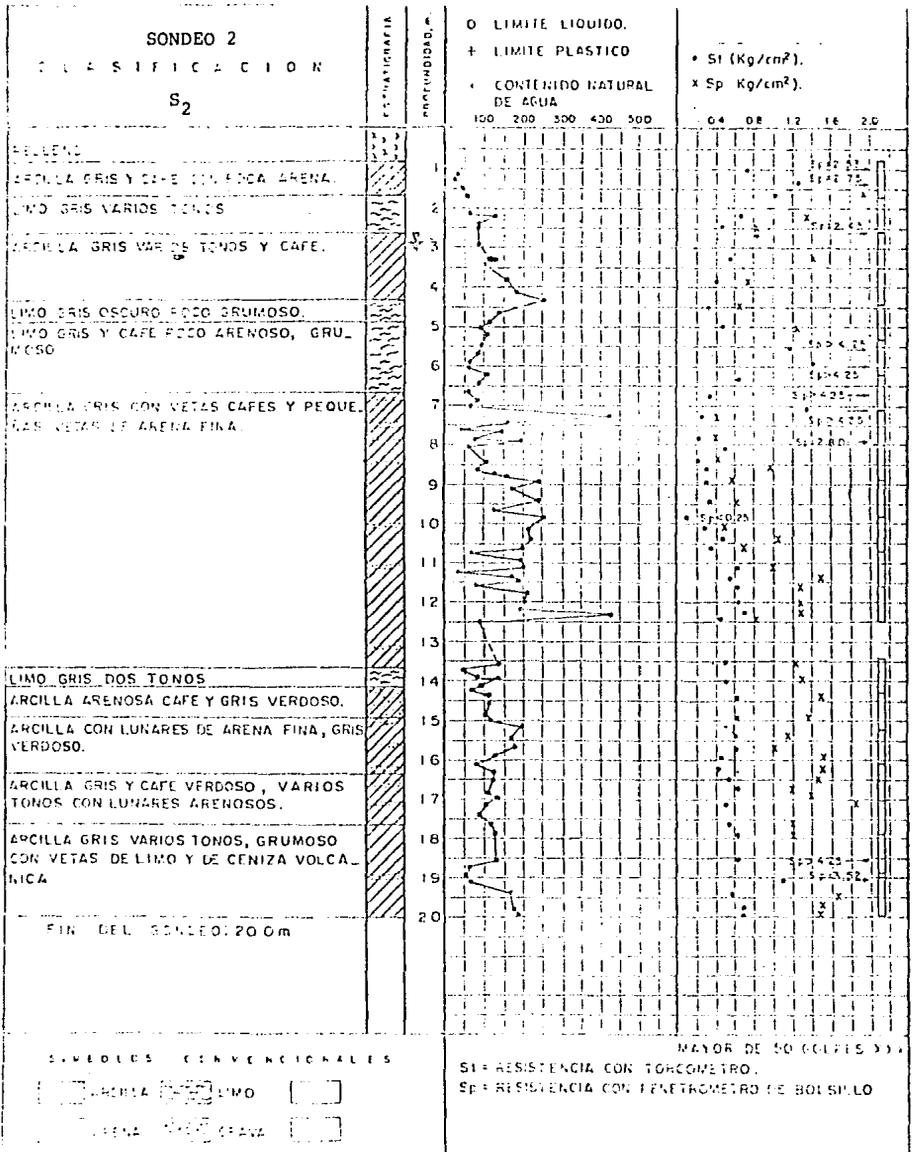
FIGURA 3.1

Sondeo: 1 Elev. Boca Sondeo NIVEL ARROYO



ESTUDIO TRAMO EXPERIMENTAL LINEA 6, METRO  
 EST. 122 995, SUBTRAMO 2 (SIN BOMBEO)  
 SONDEO 2 ELEV. Boca Sondeo NIVEL ARROYO

FIGURA 3.2

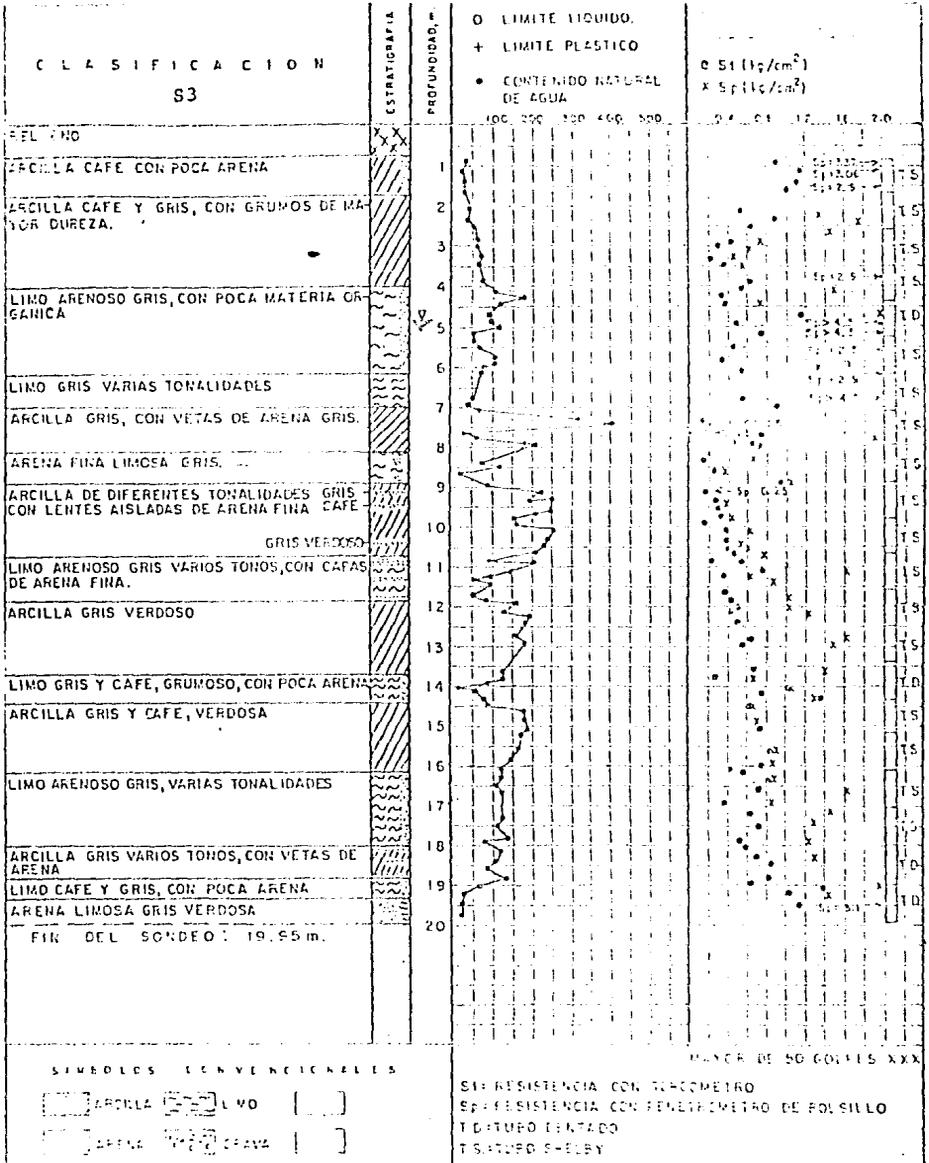


ESTUDIO TRAMO EXPERIMENTAL LINEA 6, METRO

EST. 12 927, SUBTRAMO 3 (SIN BOMBEO)

FIGURA 3.3

SONDEO 3 ELEV. BOCA SONDEO NIVEL ARROYO



## 3.2 DESCRIPCION DEL TRAMO EN ESTUDIO

Inicialmente el tramo cuya longitud fue de 298 m se dividió en 3 subtramos con el fin de estudiar el comportamiento de la Excavación, bajo las siguientes variables.

SUBTRAMO	CARACTERISTICAS
1.- Entre Estaciones: 12 + 767 y 12 + 840	Bombeo previo y durante- la excavación según el - procedimiento comunmente establecido.
2.- Entre Estaciones 12 + 967 y 13 + 027	Supresión del bombeo pre- vio, efectuandose unica- mente el bombeo durante- la excavación.
3.- Entre las Estaciones 12 + 900 y 12 + 967	Supresión del bombeo tan- to en la etapa previa co- mo durante la excavación.

La idea de considerar las 3 variables descritas tenía por objeto el diferenciar separadamente el efecto del bombeo previo a la excavación, del efecto del bombeo durante la misma. En la práctica se decidió modificar el estudio de la segunda variante en la forma originalmente establecida, suprimiendo también el bombeo en la fase de excavación, al igual que en el subtramo 3.

El subtramo 1 se verificó el bombeo previo y durante la excavación y lo que correspondió a los subtramos 2 y 3, se eliminó el bombeo tanto con anterioridad a la excavación como durante la misma. (Fig. 3,4).

Cabe aclarar que el concepto de bombeo utilizado en la anterior descripción se refiere al recurso de extraer agua del subsuelo, a través del sistema de pozos a que se refiere la introducción de esta tesis, ya que por otra parte, en la fase final de la excavación de los 3 subtramos, se estableció la necesidad de efectuar un bombeo de achique, con el exclusivo propósito de recoger el agua de filtración de las paredes y fondo de la misma, a fin de evitar inundaciones o encharcamientos indeseables que suelen producir en el suelo una apreciable disminución en la resistencia al esfuerzo cortante.

Conviene hacer notar, que de hecho el sistema de pozos de bombeo fue instalado en todo el tramo en estudio, cancelando la operación de los pozos correspondientes a los subtramos en donde no fue previsto bombear. De esta manera se dejó la posibilidad de recurrir a un bombeo de emergencia en el caso de que durante las excavaciones así lo aconsejase la seguridad de la obra, recurso que por cierto no fue necesario utilizar en la práctica.

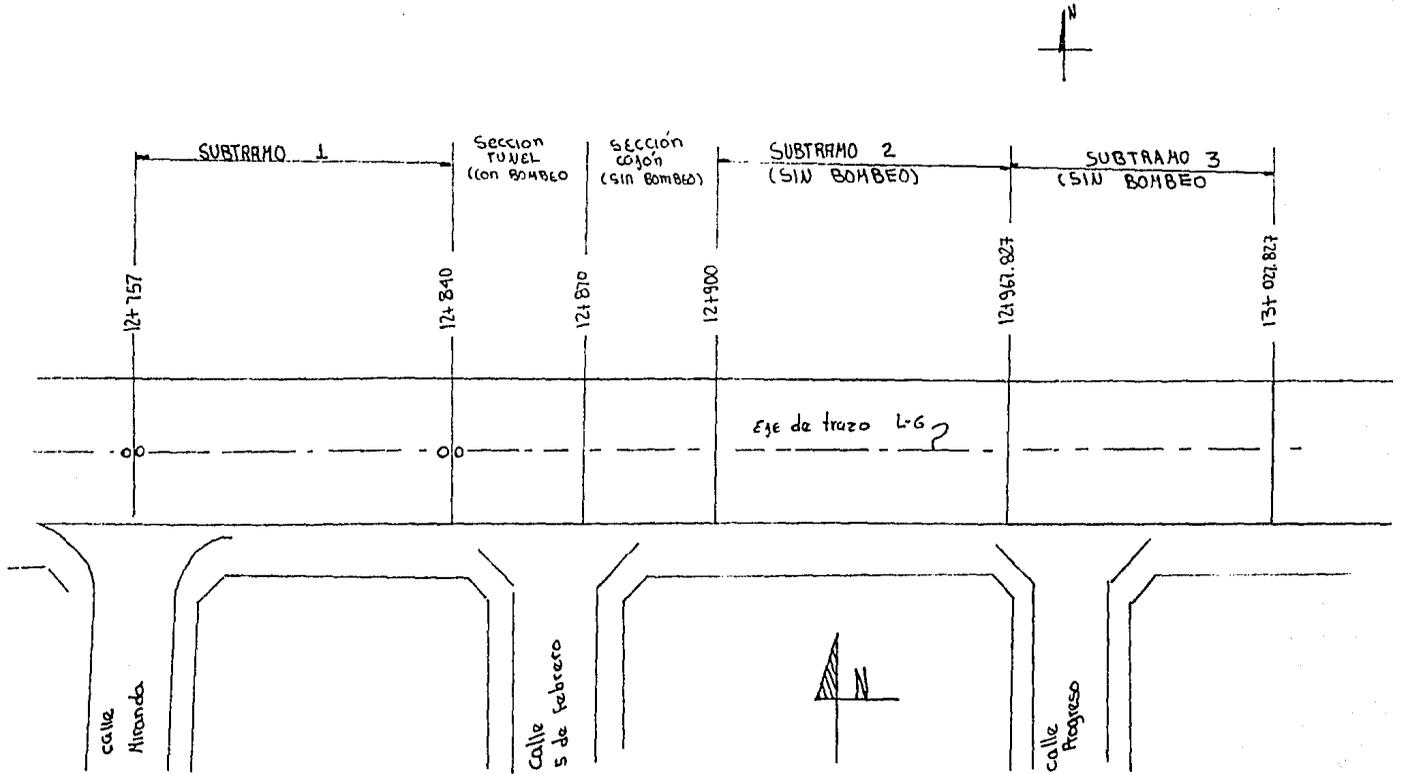


FIG. 3.4

## CAPITULO IV

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

CAPITULO IV  
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

En cuanto al procedimiento constructivo seguido en los tres subtramos, debe consignarse que fue el mismo que se ha venido aplicando a la construcción de la línea 6 del Metro, con la salvedad de las modificaciones al bombeo anteriormente descritas.

La excavación y construcción de este subtramo se hizo entre una estructura de contención, constituida por muros de concreto armado y colados en sitio.

4.1. DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

I. Construcción de Muros tablaestaca

Se inicia con la construcción de los brocales, que son elementos de concreto armado en forma de "L", invertida, colocadas frente a frente. Los brocales sirven de guía para el Equipo de corte guiado, con el que se realiza la excavación para el colado de los mutablaestaca. Para la estabilidad de las zanjas durante el proceso de excavación, se utiliza lodo bentonítico, que debe cumplir con propiedades que se indican en especificaciones de ISTME.

El lodo estabilizador debe tener una densidad mayor que la del agua, con el objeto de que el empuje hidrostático que ejerce sobre las paredes sea mayor que la de éstos.

Después se introducen las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo. Las juntas metálicas son tubos metálicos huecos de forma semicircular o rectangular que se utiliza como cimbra lateral del tablero por colarse. En una de sus caras tiene la forma de macho o hembra a la que se integra una banda PVC que sirve para impermeabilizar la unión entre dos tableros.

Una vez instalada las juntas se procede a introducir la parrilla de armado dentro de la zanja ya ademada.

Se hace descender por su propio peso, por medio de una grúa y una vez en el fondo para evitar que la parrilla flote o se mueva durante el colado, se acuña contra la zanja en la parte superior.

Con el objeto de garantizar el recubrimiento de los muros, se fijan a la parrilla roles de poliestileno de 10 cm. de espesor en ambas caras a varios niveles, y en toda la longitud del tablero. Además dentro de la parrilla se dejan espacios libres de 60 x 60 cm con varillas verticales de guía que sirven para el paso de las trompas de colado.

Por otro lado también se proveen zonas de unión posterior con la losa de piso, para esto, se amarran a la parrilla cajas de poliestileno o espuma de plástico de 1.25 m de altura y de 15 cm de espesor aproximadamente a lo largo de la parrilla.

El extremo inferior de la trompa debe quedar apoyado en el fondo de la zanja antes de iniciarse el colado.

Además se coloca en la parte superior un tapón de latex que desciende obligado por el peso del concreto al vaciarse, evitándose así la segregación y contaminación del concreto con el lodo.

El concreto que se utiliza para todos los muros milán es de  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$  con un tamaño de agregados de  $3/4$  " y un revenimiento de 18 cm.

De ésta manera el lodo de la zanja será desplazado hacia la superficie por la simple diferencia de densidades con lo cual solo resta retirar el lodo excedente hasta terminar el colado. Siguiéndose éste mismo proceso con todos y cada uno de los muros milán.

II. Abatimiento del nivel freático (En excavaciones con Bombeo).

Antes de iniciar la Excavación de cualquier etapa -- del núcleo, se abate el nivel de aguas freáticas por medio de un bombeo por gravedad; para ello se instalan pozos de bombeo. Dichos pozos se localizan sobre el eje de trazo de la línea 6, con una separación entre sí de 10 m. Los pozos se perforan hasta 2.0 m por abajo de la profundidad máxima de excavación.

Los ademes de los pozos, estarán constituidos por -- tubos de fierro de 4" de diámetro, ranurados en toda su longitud, excepto 1.50 m en su parte superior y 1.0 m en su extremo inferior, provistos de tres aletas formadas por varillas de 3/4".

Se debe empezar a bombear en una longitud de 20 m, -- seis días antes de iniciar la excavación, y se continua el -- bombeo de manera que el tramo que se está bombenado no sobrepase en ningún caso la longitud indicada, medida a partir del frente donde se construye la losa de piso.

El bombeo debe suspenderse en cada pozo cuando se va -- ya a iniciar el colado de la losa de piso de la etapa correspondiente.

### III. Excavación, Troquelamiento, y Construcción

La excavación se hace de la siguiente forma:

1. El avance de las etapas de excavación es de -- 7.0 m de longitud con el fin de construir tramos de losa de -- fondo de la misma magnitud. (Fig. 4.1)

2. Durante toda la construcción, debe respetarse -- siempre en el frente de ataque un talud con inclinación 0.5:1 (horizontal a vertical), tal como se muestra en Fig. 4.2.

3. La excavación, colocación de troqueles y cons- -- trucción de la estructura del cajón del metro, se hace por -- etapas en la forma que se describe a continuación.

En los sucesivo se considera como nivel 0.00 la par- -- te mas alta de la losa detecho (extrados) del cajón del me- -- tro.

#### 1a. ETAPA

Se inicia la excavación, partiendo del nivel de te-- rreno natural y se suspende, cuando se haya alcanzado el ni-- vel -1.35 m, procediendo inmediatamente a colocar el primer ni-- vel de troqueles en la elevación -1.05 m, como lo muestra la-

fig. 4.3 Los puntales se colocan por pares, separados entre sí 1.0 m de distancia centro a centro, de manera que queden simétricamente colocados con respecto a las juntas de construcción de los muros.

#### 2a. ETAPA

Concluida la etapa anterior, se continúa, con la excavación hasta 30 cm abajo del segundo nivel de troqueles colocando enseguida dicho nivel de troqueles en la elevación --3.20 m.

#### 3a. ETAPA

Se excava hasta alcanzar el nivel de subrasante, procediendo de inmediato a colocar el tercer nivel de troqueles en la elevación -5.35 m. Veinticuatro horas después podrá retirarse el segundo nivel de troqueles.

#### 4a. ETAPA

Una vez terminada la etapa anterior, se continúa excavando hasta alcanzar el nivel de proyecto e inmediatamente se colara una plantilla de 10 cm de espesor, constituida por concreto pobre con aditivo acelerante de fraguado.

El colado de la plantilla, debe efectuarse en un - - tiempo máximo de 4 hrs., contadas a partir del momento en que se alcanzó el nivel máximo de excavación de la etapa correspondiente.

#### 5a. ETAPA

Dos horas después de concluido el colado de la plantilla, se procede a efectuar el armado y colado de la losa de piso, ligando el armado de esta con el de los Muros estructurales y dejando las preparaciones necesarias para su liga posterior con las losas adyacentes. El tiempo máximo a transcurrir para el armado y colado de la losa de piso, será de 36 - hrs. contadas a partir del momento de haber concluido el colado de la plantilla.

#### 6a. ETAPA

Veinticuatro horas después de colada la losa de piso, se podrá retirar el tercer nivel de troqueles.

#### 7a. ETAPA

Una vez terminada la etapa anterior, se colocan las tabletas que constituirán la losa de techo y posteriormente se continuará con el armado y colado de firme de compresión -

de la losa antes citada.

8a. ETAPA

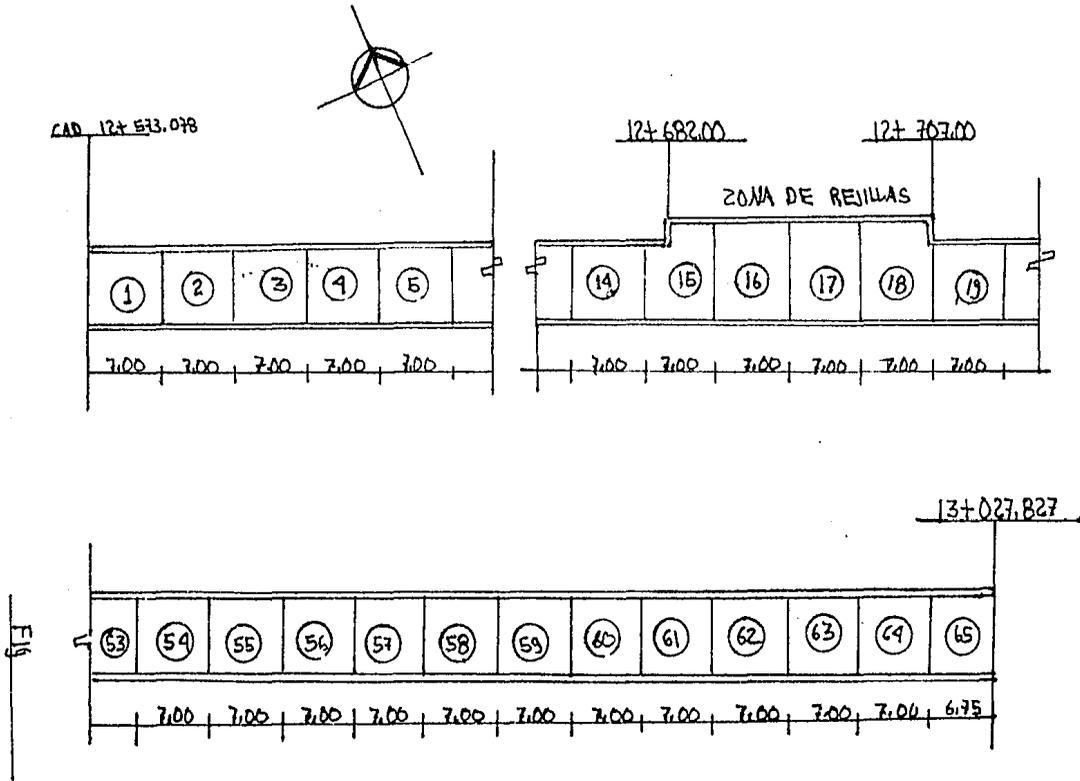
Una vez que el firme de compresión haya alcanzado su resistencian de proyecto, se podrá retirar el primer nivel de troqueles.

9a. ETAPA

Para colocar el material de relleno, es necesario que transcurra el tiempo adecuado para que la losa de techo alcance su máxima resistencia, lo cual es a los 14 días si se utiliza cemento tipo III o 28 días si se utiliza cemento tipo I. El material de relleno se coloca después, y debe tener un peso volumétrico de  $1.60 \text{ T/m}^3$ .

10a. ETAPA

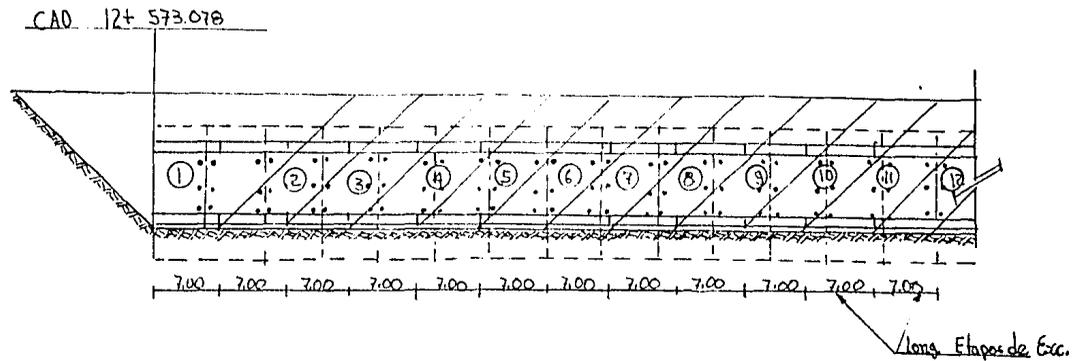
La siguiente etapa de excavación, podrá iniciarse en el momento en que se vaya a iniciar el colado de la losa de piso de la etapa anterior.



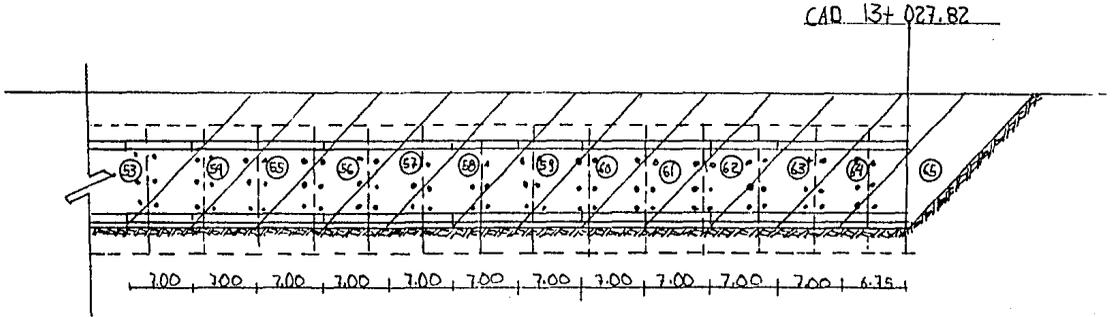
PLANTA DE ETAPAS DE EXCAVACION

FIG. 4.1

DIBUJO ESQUEMATICO  
ACOT EN METROS.

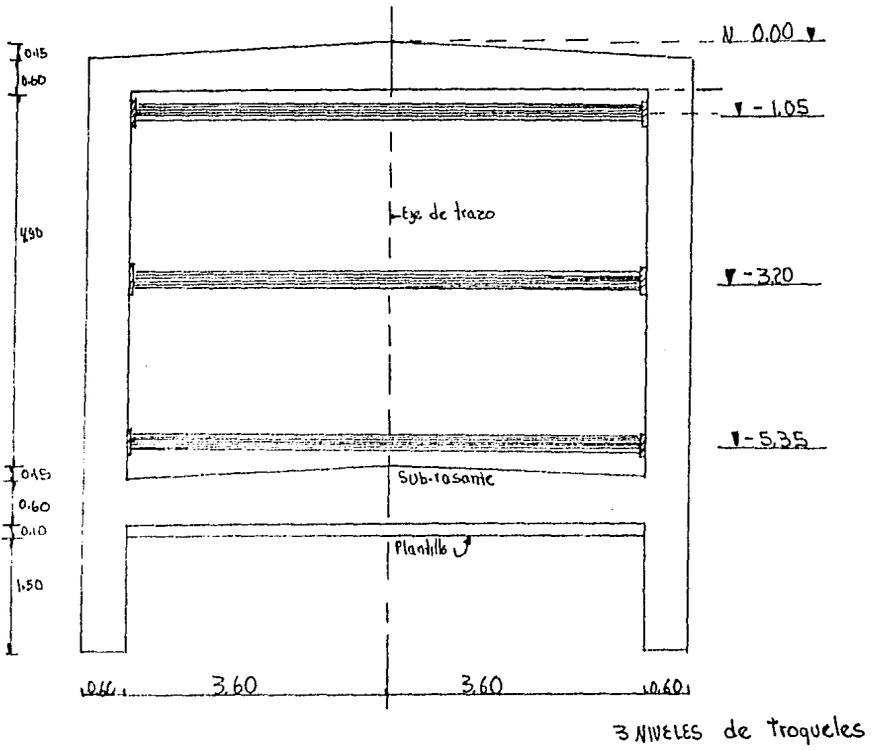


Talud 0.5:1



CORTE LONGITUDINAL  
ETAPAS DE EXCAVACION Y APOYALAMIENTO

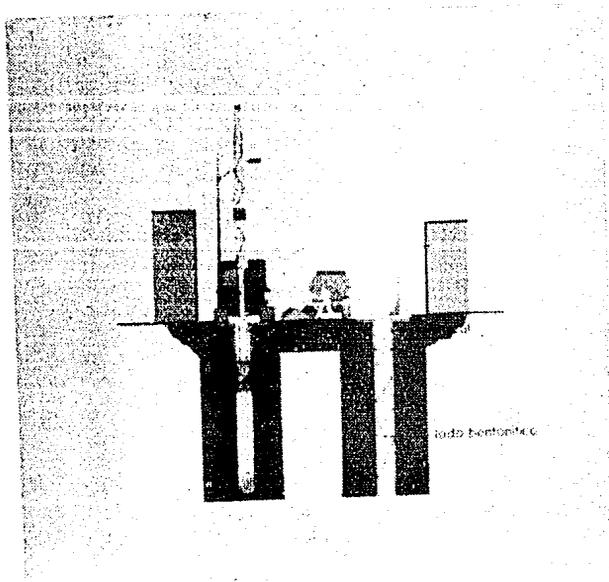
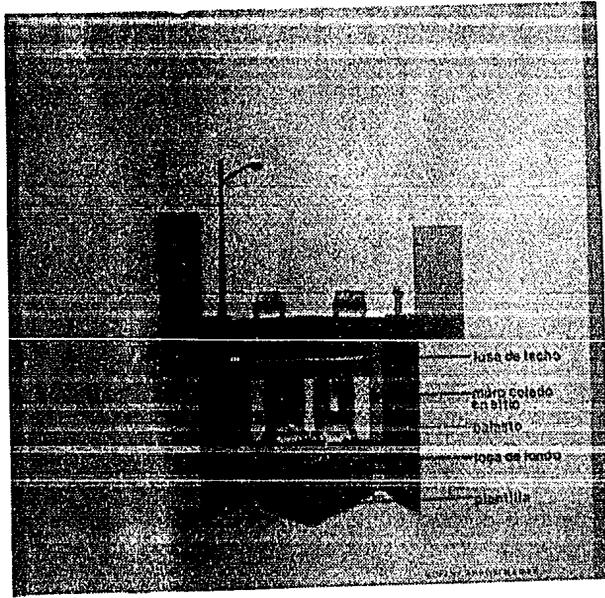
Fig. 4.2

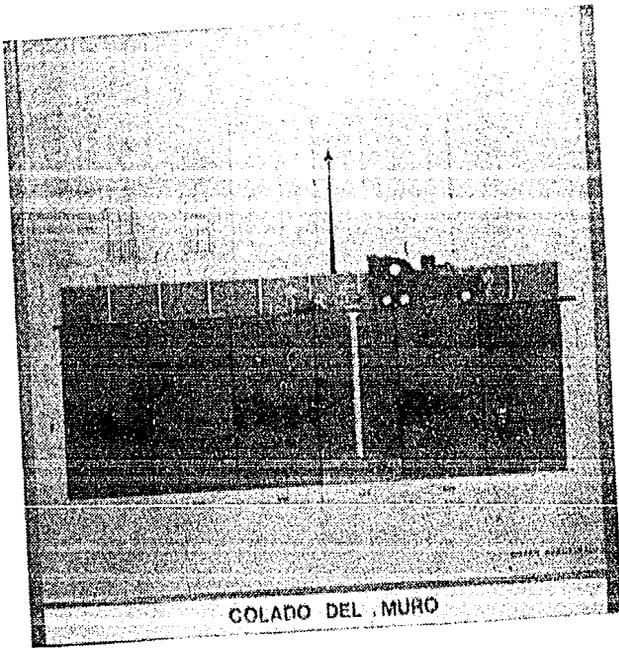


CORTE TRANSVERSAL

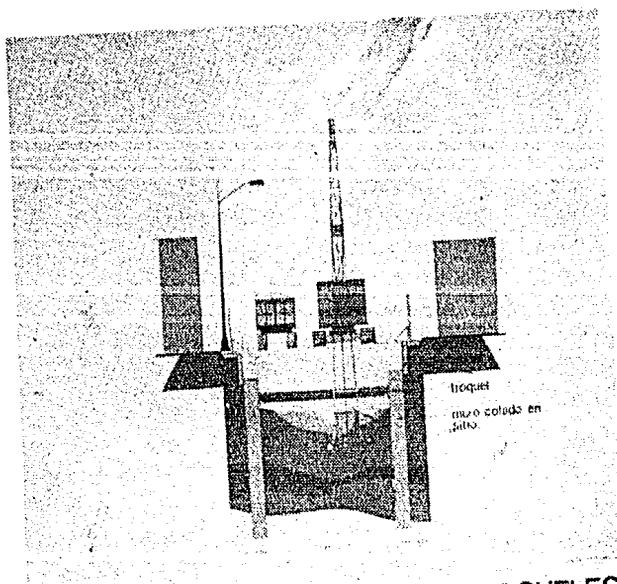
Fig. 4.3

# SOLUCION SUBTERRANEO EN CAJON (PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO)





COLADO DEL MUHO



EXCAVACION Y COLOCACION DE TROQUELES

## 4.2 INSTRUMENTACION Y MEDICIONES EFECTUADAS

Con el objeto de medir y observar el comportamiento ingenieril de cada uno de los subtramos, en relación con las variantes de bombeo adoptadas, se instalaron una serie de dispositivos. Dichos dispositivos basicamente fueron los siguientes: Ademe de aluminio para el registro de movimientos laterales, Piezómetros neumáticos.

Puntos de referencia superficiales y profundos

Pozos de observación del nivel freático

### 4.2.1 Piezometría y Niveles Freáticos

Antes de describir los resultados respectivos, es pertinente aclarar que el lapso de mediciones realizadas sobre este particular, cubre el período que va de principios de noviembre de 1984 a mediados de febrero de 1985, lo que corresponde a 14 semanas, de las cuales en las tres primeras se realizaron mediciones previas a la iniciación de las excavaciones y por consiguiente, en las 11 restantes, las mediciones fueron posteriores a dicho inicio.

Los resultados obtenidos en las sucesivas mediciones efectuadas tanto en las estaciones piezométricas, como en los pozos de observación del nivel freático, han sido tomados pa-

ra esta tesis del informe de GEOSOL, S.A. relativo a la instrumentación para el tramo de prueba.

Han sido representadas en gráficas los resultados de la piezometría, ubicando en las ordenadas la magnitud de la presión en el agua, o la posición del nivel freático según sea el caso, y en las absisas, la fecha en que se realizó respectiva medición. Asimismo, en la porción inferior de dichas gráficas se muestra en forma cronológica, los principales eventos de construcción que se han considerado de interés, tales como: el inicio del bombeo y de la excavación, la terminación de ésta, así como la iniciación del colado de la losa de fondo y del sistema de techo del cajón. En las figuras 4.4 a 4.10 se dan las gráficas mas representativas en secciones con bombeo y sin bombeo según el cadenamiento.

Del análisis de la anterior información se derivan los siguientes comentarios:

- 1.- Los niveles piezométricos en la generalidad de los piezómetros, es decir, tanto los instalados dentro como fuera cajón, se mantuvieron sensiblemente constantes durante el lapso previo al inicio de la excavación, inclusive en aquellos en donde se efectuó el bombeo programado.







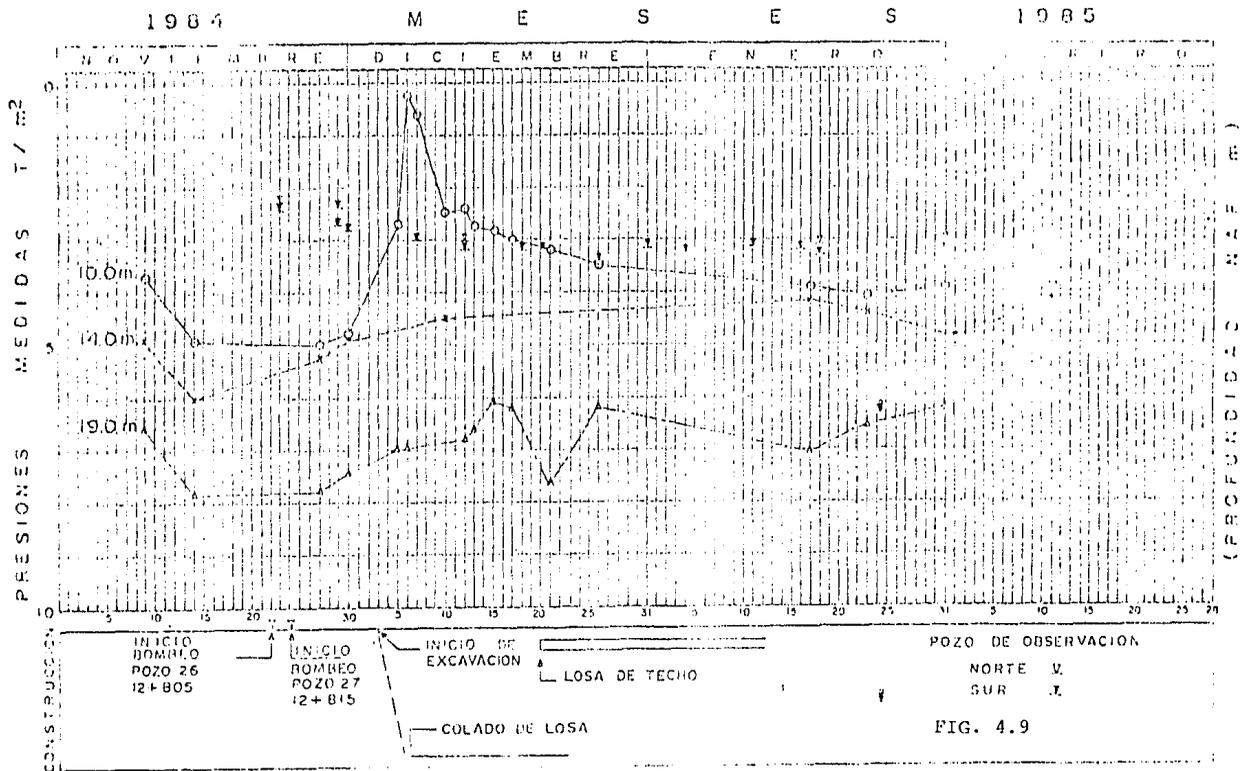




# PIEZOMETRIA

LINEA O ORIENTE  
TRAMO LA VILLA-M. CARRERA  
SUBTRAMO LA VILLA-F. ROMERO

UBICACION DENTRO DEL CAJON SUBTRAMO 1 CADENAMIENTO: 12+811 SECCION: CON BOMBEO



2.- En los piezómetros colocados fuera del cajón, - los niveles piezométricos no registraron cambios perceptibles a través del tiempo, lo que significa que no fueron influidos ni por la excavación, ni por el bombeo.

3.- Por lo que se refiere a los niveles de la superficie libre del agua en los puntos de observación que se ubicaron en el exterior del cajón, se pudo advertir que estos se mantuvieron sensiblemente constantes en el lapso previo a la excavación, descendiendo durante ésta unos 50 cm en promedio, para mantenerse nuevamente constante en todo el período siguiente en observaciones.

Todo parece indicar que dicho descenso debe atribuirse al efecto de las filtraciones en las paredes de los muros-atagüa.

#### 4.2.2 Movimientos Verticales

En las figuras correspondientes a movimientos verticales se dan las gráficas de las mediciones obtenidas en campo. Los hundimientos registrados en los puntos correspondientes al subtramo con bombeo, tuvieron una evolución progresiva cuya magnitud total acumulada, en el lapso de observación que duró 3 meses, resultó en promedio de 4 cm en la est. 12 + 831



MOVIMIENTOS VERTICALES

LINEA 6 ORIENTE  
TRAMO: LA VILLA-M. CARRERA  
SUBTRAMO: LA VILLA-F. ROMERO

UBICACION: SUBTRAMO 1 CADENAMIENTO: 12+831 SECCION: CON BOMBO

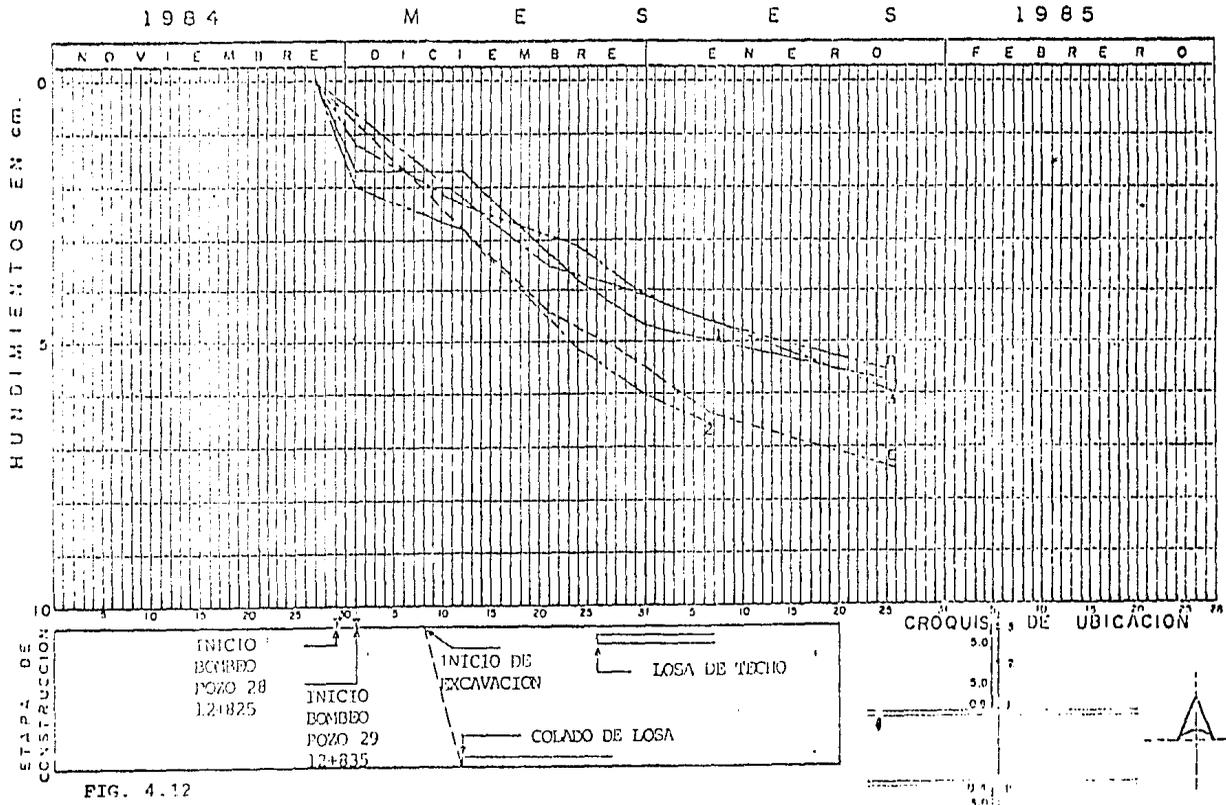


FIG. 4.12

MOVIMIENTOS VERTICALES

LINEA 6 ORIENTE  
 TRAMO LA VILLA-M. CARRERA  
 SUBTRAMO LA VILLA-F. ROMERO

UBICACION: SUBTRAMO 2 CADENAMIENTO: 121292 SECCION: SUB 121100

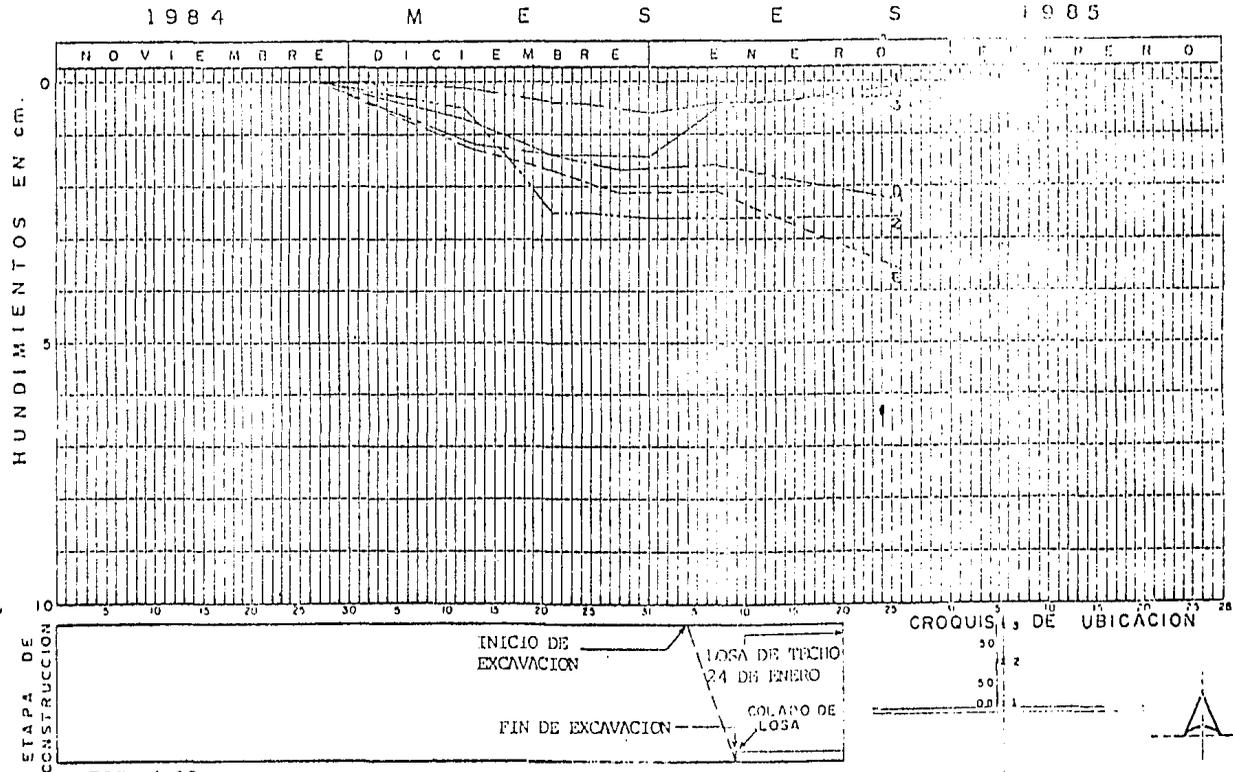


FIG. 4.13

Por lo que respecta a los hundimientos correspondientes a los puntos instalados en los subtramos en donde la excavación se efectuó sin bombeo, cualitativamente los resultados fueron parecidos a los descritos anteriormente, si bien su magnitud fue del orden de la mitad, o incluso menor.

Con relación a los puntos de referencia instalados bajo el fondo de la excavación, las mediciones realizadas no lograron registrar la evolución de los movimientos verticales durante el proceso de excavación, debido a las interferencias producidas entre el equipo de construcción y el de medición. Tan solo fue posible medir los movimientos de dichos puntos a partir del momento en que fue colada la losa de fondo, hasta dos semanas después. La magnitud de dichos movimientos en este lapso fue de 1 cm aproximadamente en la generalidad de los subtramos.

#### 4.2.3 Variación con la profundidad de la Resistencia in-situ.

Según pruebas con cono eléctrico

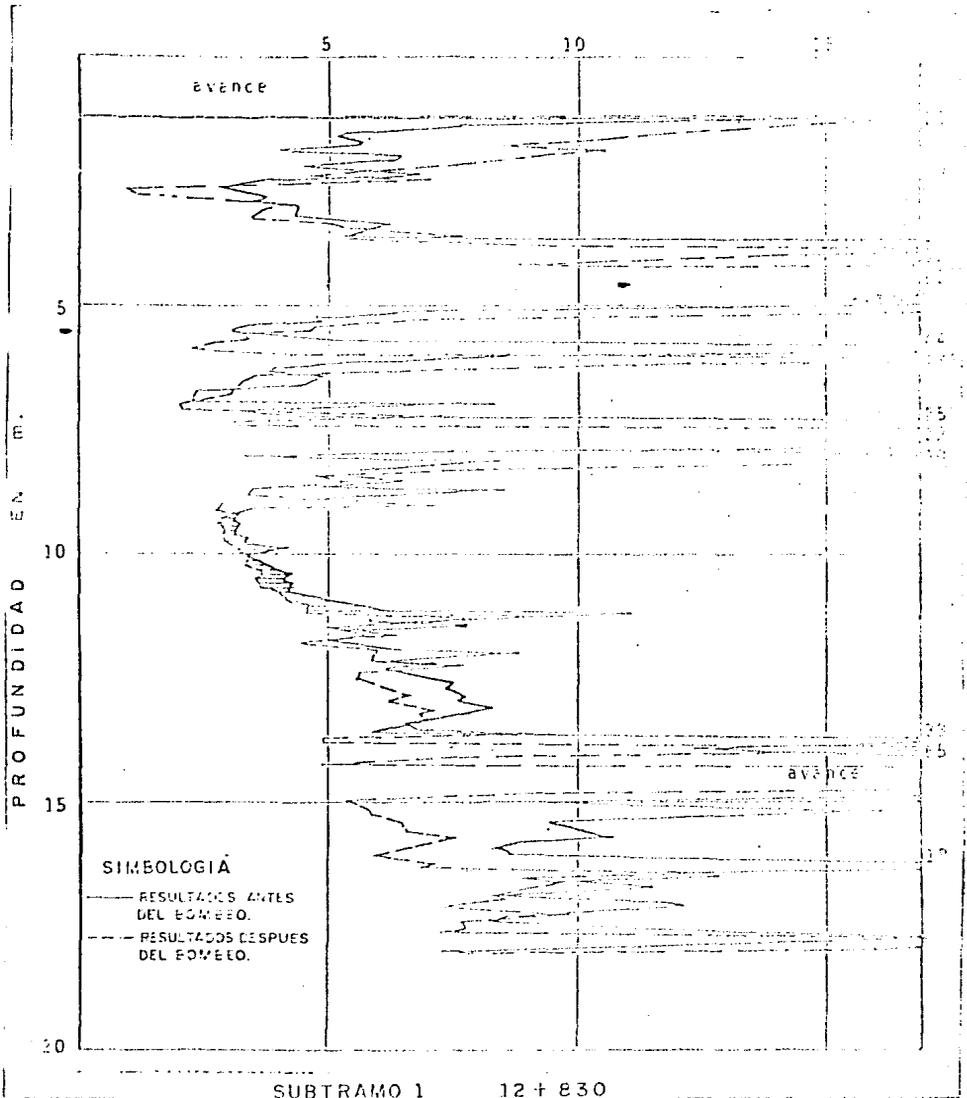
Como un intento de conocer la influencia del bombeo en la variación de la resistencia al corte del subsuelo, se efectuaron en el subtramo 1, dos series de 3 sondeos con cono eléctrico cada una. Dichos sondeos se efectuaron a lo largo del eje del mismo, ubicando cada sondeo en zonas intermedias a los pozos de bombeo. Primeramente se efectuó una campaña -

de mediciones previamente a la iniciación del bombeo y posteriormente se realizó la otra unos 6 días después, es decir, - al concluirse la fase del bombeo previo. En las figuras 4.14 a 4.16 se muestran los resultados obtenidos y en ellas se puede observar que en el espesor correspondientes a los primeros 9 m, no se distinguen diferencias de la resistencia en uno y en otro caso. De los 9 a los 14 m en cambio, aparentemente - aumentó en forma sensible la resistencia con posterioridad al bombeo, en las lecturas correspondientes a las estaciones - - 12 + 808 y 12 + 819, si bien como contrapartida, se aprecia - una leve disminución por este efecto, en el registro de las - resistencias correspondiente a la estación 12 + 830.

A partir de 14 m. hasta el final de los sondeos, los resultados sorprendentemente manifiestan una reducción de la -- resistencia al concluirse el bombeo, lo cual definitivamente -- no es razonable.

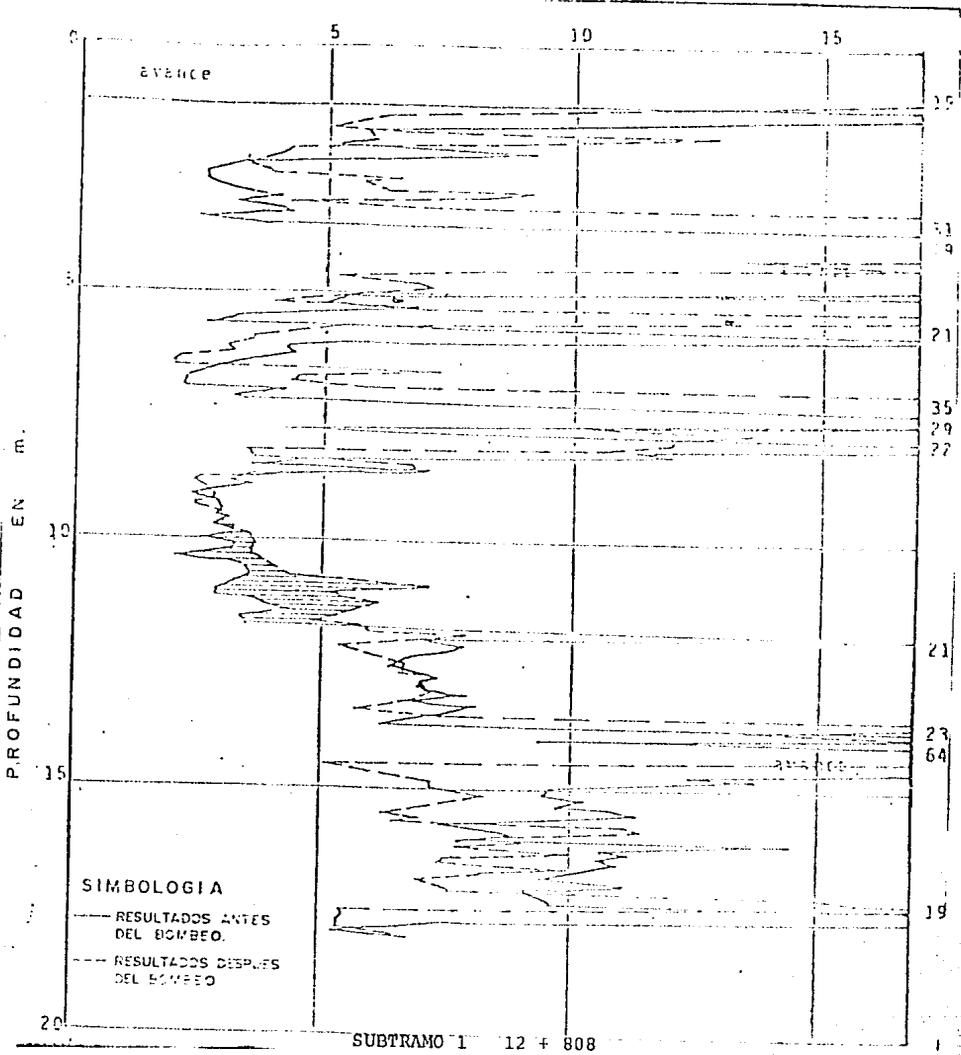
Los resultados anteriores parece ser no son conclu-- yentes en el sentido de apoyar la idea de que el bombeo en -- las condiciones en que se operó, mejora la resistencia al cor-- te del subsuelo, más bien podría afirmarse que las diferen-- cias pueden explicarse en términos de las dispersiones pro-- pias del procedimiento de medición.

RESISTENCIA DE PUNTA ( $Rg/cm^2$ )



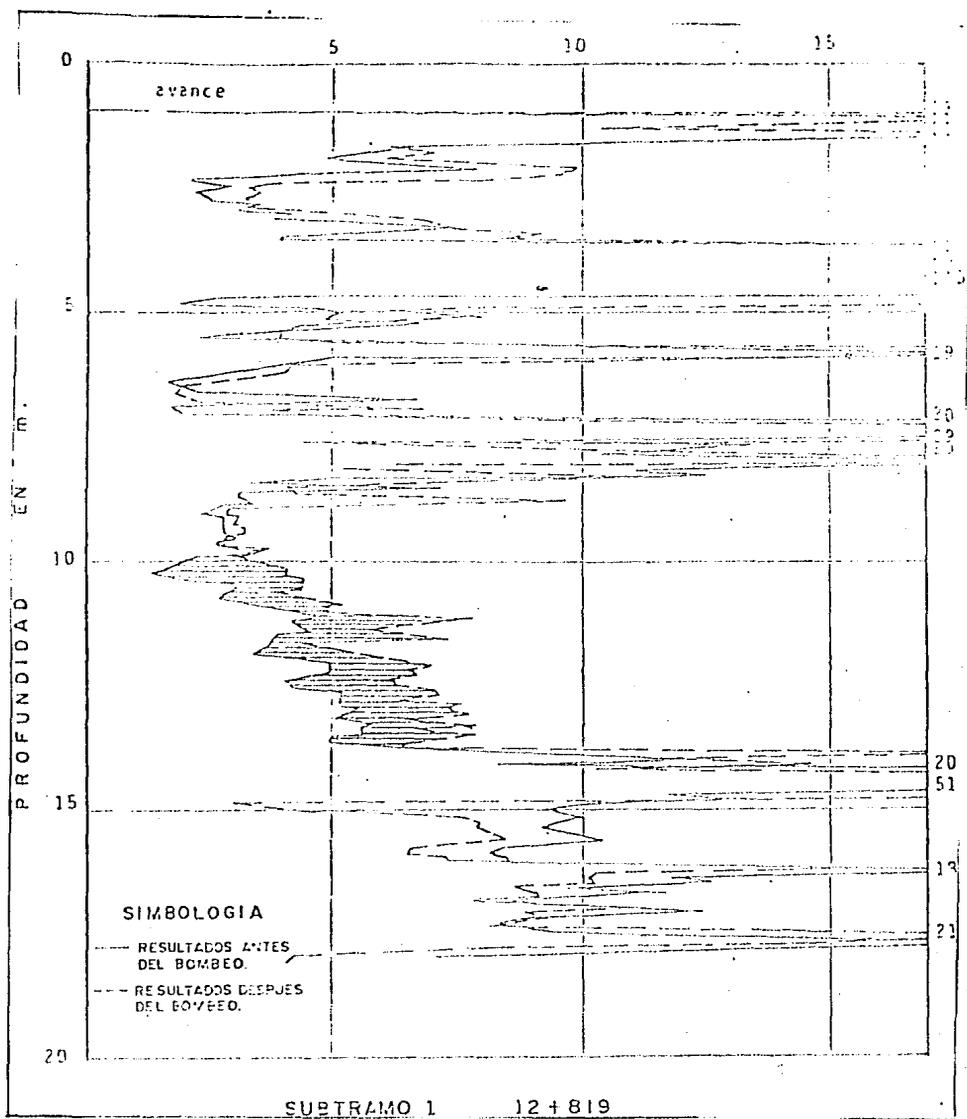
TRAMO LA VILLA-MARTIN CARRERA  
 SUBTRAMO LA VILLA-FAUSTO ROMERO  
 RESULTADOS DE LOS SONDEOS CON CONO  
 ELECTRICO ANTES Y DES-  
 PUES DEL BOMBEO.

FIG. 4.14



LINEA 6 ORIENTE  
 TRAMO LA VILLA-MARTIN CARRERA  
 SUBTRAMO LA VILLA-FAUSTO ROMERO  
 RESULTADOS DE LOS SONDEOS CON CONO  
 ELECTRICO ANTES Y DESPUES  
 DEL BOMBEO

FIG. 4.15



LÍNEA 6 ORIENTE  
 TRAMO LA VILLA-MARTÍN CARRERA  
 SUBTRAMO LA VILLA-FAUSTO ROMERO  
 RESULTADOS DE LOS SONDEOS CON CONO ELÉCTRICO

FIG. 4.16

CAPITULO V

ANALISIS GEOTECNICO

CAPITULO V  
ANALISIS GEOTECNICO

La capacidad de carga de una arcilla, a la profundidad  $H_e$  esta dada, según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = c N_c + \gamma H_e$$

Además, si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud  $p$ , el valor de  $q_c$  pasa a ser:

$$q_c = c N_c + \gamma H_e + p \quad (a)$$

en donde:

$c N_c$  representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla.

$\gamma H_e + p$  representa el esfuerzo al nivel de desplante y las sobrecargas de fondo incipiente.

En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo, la resistencia a lo largo de la superficie de falla ( $c N_c$ ) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por efecto de la presión  $\gamma H_e + p$ . Es evidente que en el instante de falla se tendría:

$$c N_c = \gamma H_e + p \quad (b)$$

Por lo que será necesario adoptar una precaución por medio -

de un factor de seguridad, de donde:

$$FS_f = \frac{c N_c}{\gamma H_e + p} > 1.5 \quad (1)$$

### 5.1 ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACION

Procedimiento de cálculo.

El factor de seguridad  $FS_f$  contra falla general de la excavación se calcula con la siguiente expresión:

$$FS_f = \frac{c N_c}{\gamma H_e + p} \quad (1)$$

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{H_m}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (2)$$

donde

$c$  valor medio de la resistencia al corte de la arcilla bajo el nivel del fondo de la excavación hasta una profundidad igual al ancho de ésta

$N_c$  factor de estabilidad

$H_m$  profundidad al desplante del muro

$B$  ancho de la excavación

$L$  longitud del tramo a excavar (avance de la excavación)

$\gamma H_e$  presión total inicial al nivel máximo de excavación

$p$  valor de las sobrecargas en la superficie

La ec (2) es válida para las siguientes condiciones:

$$\frac{H_m}{B} \leq 2 \quad \text{y} \quad \frac{B}{L} \leq 1 \quad (3)$$

Para valores mayores, estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior (2 y 1 respectivamente).

Falla del fondo por subpresión

El factor de seguridad contra la falla por efecto de la subpresión ejercida en estratos de arena cercanos al fondo de la excavación se expresa mediante la relación (fig. 5.1)

$$FS_s = \frac{P + S}{U} \quad (4)$$

donde

$P$  peso saturado del prisma de suelo bajo el fondo

$S$  fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma del fondo

U fuerza total de subpresión en la base del prisma del fondo

Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación, la ec(4) resulta:

$$FS_s = \frac{\gamma h_f BL + 2c (Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h BL} \quad (5)$$

donde

$\gamma$  peso volumétrico del suelo bajo el fondo de la excavación

$h_f$  distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena

$h_p$  distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena

$\gamma_w h_w$  presión hidráulica en el estrato de arena y las demás literales fueron definidas antes

En el anexo A de este capítulo se presentan 2 ejemplos de aplicación para ilustración de este tema.

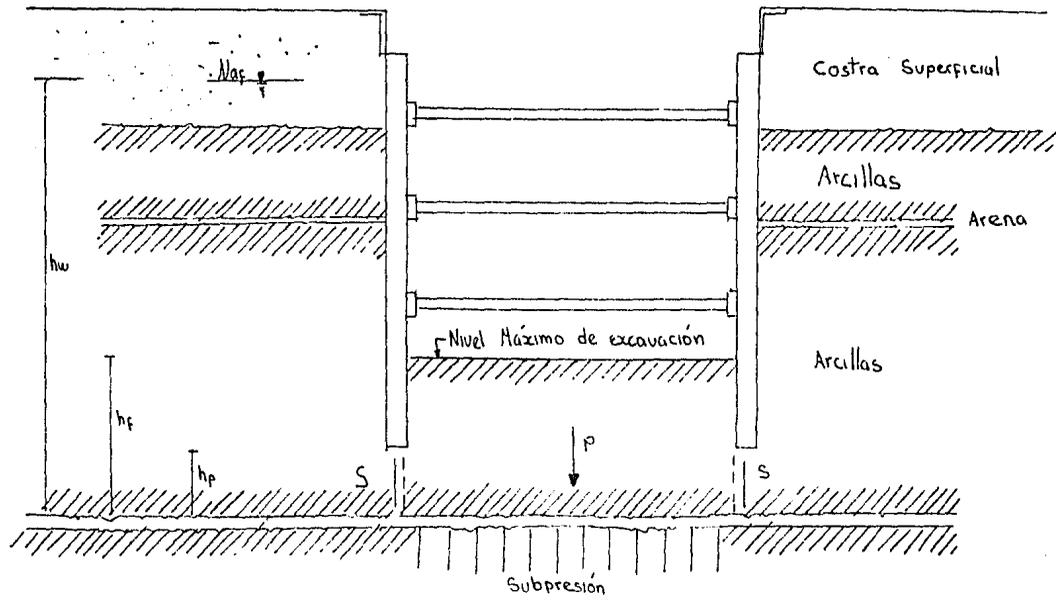
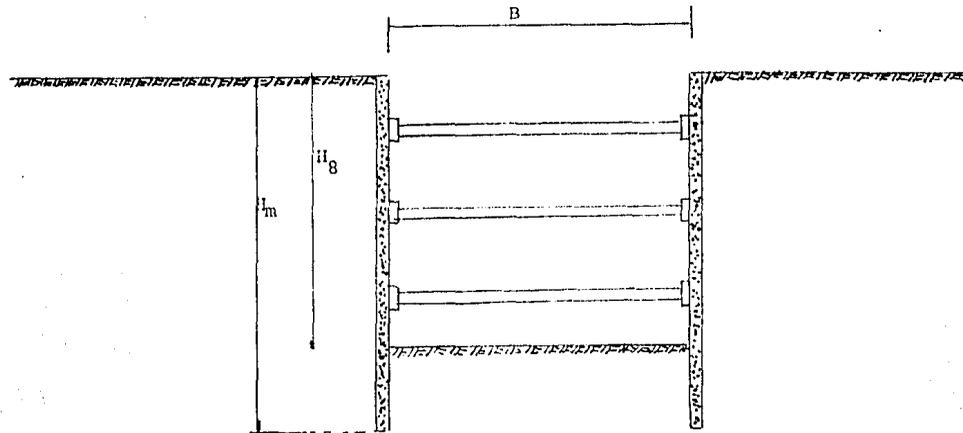


Fig. 5.1 Mecanismo de falla por subpresión



SECCION TRANSVERSAL

JUNTAS ENTRE TABLEROS

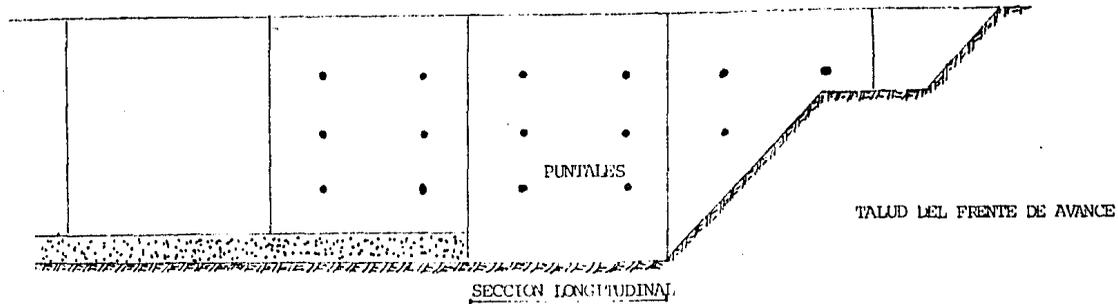
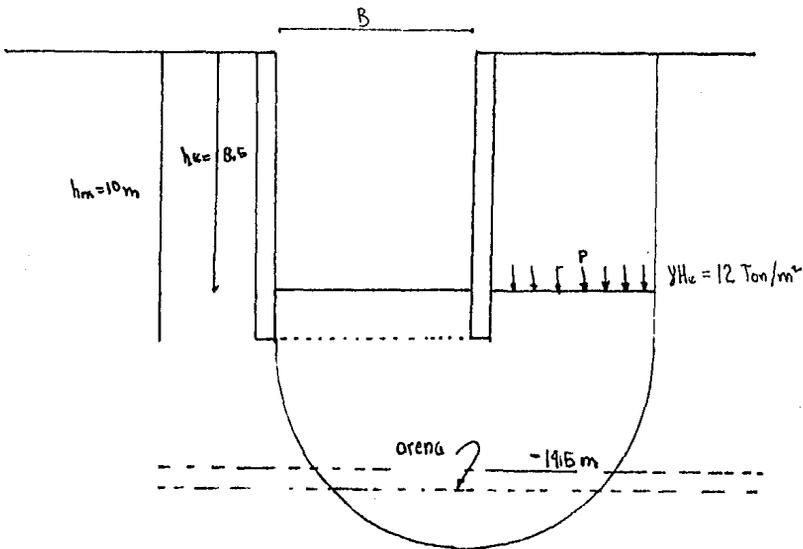


FIG. 5.2 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA EXCAVACION

Con la información, del capítulo anterior se analizó la estabilidad del fondo de la excavación, tanto para la falla general por cortante como para falla local por subpresión, en la lente de arena de -14.5 m, obteniéndose los resultados que se muestran a continuación.



5.3

### FALLA GENERAL

La aplicación de los Ecs. 1 a 3 se resumen en la siguiente tabla:

$H_m$ m	$c_2$ t/m	$B$ m	$L$ m	$H_m/B$	$B/L$	$N_c$	$Fs_f$	Geometría de la excavación
10	4	7	7	1.43	1	8.0	2.7	cuadrada
			$\infty$	1.43	0	6.8	2.2	Long. Infinita

Se concluye que la excavación tiene un factor de seguridad adecuado contra falla general, aun con avance ilimitado ( $1 = \infty$ )

## ALTA DE FONDO POR SUBPRESION

De los datos piezometricos contenidos en el capítulo anterior informan que la presión actual en la lente de arena que aparece en el sondeo 1 es de 5.5 ton/m<sup>2</sup> en lugar de 12 -- ton/m<sup>2</sup> de ahí que el factor de seguridad se calcule de la --- siguiente manera.

$$F_s = \frac{\sigma_{vt}}{v_i} = \frac{12}{5.5} = 2.2$$

CONCLUSION No se requiere de abatimiento previo.

De aquí se observa que:

a) El factor de seguridad para falla general por - cortante es:

a.1) Para excavación de planta cuadrada, de 7 x 7 - m, el factor de seguridad es FS = 2.7

a.2) Para excavación larga, el factor de seguridad se reduce a FS = 2.2

Lo que indica que se tiene un factor de seguridad - amplio aún para la excavación larga.

b) La seguridad para falla local por subpresión, - que solamente podría ser crítica en la zona del sondeo S<sup>1</sup>, es también amplia, dando un FS = 2.2 Sin embargo, debe notarse que si no se tuviera el abatimiento piezométrico actual por el bombeo profundo regional, este factor de seguridad sería, FS = 1, en cuyo caso se habría requerido el bombeo previo a la excavación, de acuerdo con el criterio recomendado en el Manual Geotécnico COVITUR.

El análisis de la estabilidad del fondo realizado - permite concluir que, en este sitio en particular, dada la - alta resistencia al corte de los suelos que subyacen al fondo de la excavación y la baja presión de poro actual en las - lentes de arena, no se requiere de bombeo previo.

## 5.2 EVOLUCION DE LA PRESION DE PORO DURANTE LA EXCAVACIONES

La figura 5.4 muestra, gráficamente, la evolución - de los esfuerzos verticales y de la presión de poro medida - en la estación piezométrica de la sección 12+992, en la que - no se aplicó bombeo previo; el abatimiento piezométrico se - efectuó con bombeo de achique, desde el interior de la exca - vación. En el lado (a) de la figura mencionada se muestran - los diagramas de distribución de esfuerzos iniciales, al cen - tro del cajón, antes de excavar, mientras que en el lado (b) - de la misma fig. se presenta los esfuerzos finales que se de

sarrollaron despues de excavar.

Observando los diagramas de presión de poro inicial,  $U_i$  y final  $U_f$ , dibujados en el lado (a) para fines de comparación se ve que la presión de poro disminuye cuando la excavación alcanza su máxima profundidad, NPE = -8.5 m. La pérdida de presión de poro,  $\Delta U$ , registrada en el piezometro de -10 m. fue de  $3.6 \text{ ton/m}^2$ , valor que disminuye con la profundidad, -- hasta ser imperceptible en el piezómetro de - 19 m.

Por otra parte, la disminución del esfuerzo total  $\Delta \sigma_t = \sigma_{ti} - \sigma_{tf}$ , producida por la descarga del suelo al retirar el peso del material excavado, se aprecia en los diagramas correspondientes al lado (b) de la figura 5.4. Puede verse en estos diagramas que, a -10 m, el esfuerzo total  $\sigma_t$  disminuyó en  $10.5 \text{ ton/m}^2$ . Este valor es, practicamente, el triple del correspondiente a la disminución de la presión de poro,  $\Delta U$ , a la misma profundidad. Este hecho demuestra que en el caso de una excavación de dimensiones finitas efectuadas -- bajo el nivel freático es incorrecto afirmar que la disminución de la presión en el agua de los poros del suelo sea -- igual que el decremento de la presión total. Esto resulta -- lógico si se tiene en cuenta que se puede abatir la presión -- de poro,  $U_i$ , por bombeo, sin, modificar el esfuerzo total, --  $\sigma_t$ . o bien, reducir  $\sigma_t$  sin modificar  $U_i$ ; excavando bajo el -- agua, sin abatir el nivel freático; es decir que, ambos fenó-

menos son independientes. Lo que en realidad ocurre cuando se hace una excavación bajo el nivel freático, en cualquier suelo, abatiendo el nivel del agua en el interior de la excavación con "bombeo de achique", es que se desarrolla bajo el fondo un flujo de agua ascendente que es el fenómeno responsable de la evolución de las presiones en el agua. La magnitud de la presión en el agua.

La magnitud de la presión de poro en estas condiciones puede estimarse teóricamente mediante una red de flujo -- que satisfaga las condiciones de frontera de cada caso particular. En el presente caso, se ha hecho por este método, una estimación de las presiones de filtración bajo el fondo de la excavación, cuyo resultado se presenta en la gráfica, en la línea punteada azul, del lado (b) de la fig. 5.4. La línea continua, en color café, corresponde a los valores, medidos en los piezómetros, de la presión de poro final  $U_f$  al terminar la excavación. La coincidencia de ambas gráficas es notoria. Un fenómeno semejante se observa en los piezómetros ubicados en el exterior del muro milán los cuales registran una pérdida de presión en el momento de excavar, cuyo valor es -- congruente también con el valor teórico que se obtiene mediante el análisis del flujo descendente provocando por el bombeo de achique dentro de la excavación.

Las mediciones experimentales de la presión de poro-



afectadas en el tramo de prueba confirman que la magnitud y distribución de la presión de poro bajo el fondo de la excavación y fuera de ella, dependen, unicamente, de las condiciones de flujo inducidas por el bombeo de achique y son independientes de la magnitud de la descarga total producida al excavar. Lo que parece enmascarar esta evidencia es el hecho de que ambos fenómenos se presenten simultáneamente en este caso.

### 5.3 EVOLUCION DE LOS ESFUERZOS INTERCRANULARES

En la fig. 5.4 (b) se muestra la disminución que experimentan los esfuerzos intergranulares como consecuencia de la acción simultánea del abatimiento de achique y la descarga del suelo por la excavación; los esfuerzos intergranulares iniciales representados en el diagrama  $\bar{\sigma}_{ei}$  antes de excavar, disminuyen hasta los valores finales dados por el diagrama  $\bar{\sigma}_{ef}$ , después de excavar, de manera que su decremento se puede expresar por:

$$\Delta \bar{\sigma}_e = \bar{\sigma}_{ei} - \bar{\sigma}_{ef} \quad (6)$$

Esta disminución del esfuerzo intergranular produce en el fondo de la excavación una expansión,  $\rho_e$ , que tiene dos componentes: una que se manifiesta instantáneamente, du-

rante la excavación, sin cambio de volumen en la masa de suelo y que es de naturaleza elástica,  $p_i$ , y otra que se desarrolla lentamente y va acompañada de aumento de volumen del suelo y absorción de agua,  $p_v$ .

La expansión total del fondo puede estimarse con la siguiente expresión obtenida de la teoría de la elasticidad-

$$p_e = p_i + p_v = ( m_{ue} \Delta \bar{\sigma}_e + m_{ve} \Delta \bar{\sigma}_e ) B F_f F_p \quad (7)$$

en la que:

- $m_{ue}$  Módulo de expansión elástica en descarga, sin cambio de volumen.
  - $m_{ve}$  Módulo de expansión volumétrica en descarga
  - $B$  ancho de la excavación
  - $F_f$  Factor de forma que depende de la relación entre la longitud y el ancho del área excavada
  - $F_p$  Factor de profundidad que depende de la relación entre el espesor de suelo expandible bajo el fondo,  $H_e$  y el ancho de la excavación,  $H_e/B$  (†)
- (†) fuente Manual Geotécnico COVITUR

El tiempo necesario para que se desarrolle el proceso de expansión volumétrica,  $p_v$ , varía según el tipo de sue

lo. Si se tiene un suelo de estructura granular, como la de un limo o una arena, la disminución del esfuerzo intergranular producirá un aumento de volumen casi instantáneo, al momento de excavar: por el contrario, tratándose de una arcilla coloidal, de estructura flocculenta, como son las arcillas lacustres del Valle de México, el proceso de expansión volumétrica requiere un largo tiempo, como consecuencia del comportamiento del agua altamente viscosa que constituye las películas de agua adsorbida (firmemente adherida) que rodean a las partículas coloidales, a través de las cuales se establece el contacto entre dichas partículas.

Este fenómeno de retraso viscoso del proceso de deformación volumétrica se explica, de manera simplista, mediante el mecanismo visco-elasto-hidrodinámico de la figura 5.5, el cual, a diferencia del modelo clásico de terzaghi, incluye el elemento viscoso representado por el amortiguador en paralelo con los resortes que forman el elemento elástico; representando ambas a las partículas coloidales de la arcilla con sus películas viscosas de agua adsorbida. En este mecanismo, la condición de equilibrio inicial del suelo, antes de excavar, se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$\sigma_{ti} = \bar{\sigma}_{ei} + U_i \quad (8)$$

Al producirse, simultáneamente, la descarga por la-

excavación y el abatimiento de la presión de poro por el bombeo de achique, se induce en la masa de suelo subyacente una disminución del esfuerzo intergranular  $\Delta \bar{\sigma}_e$ , de manera que el esfuerzo total al terminar de excavar es:  $\sigma_{tf} = (\bar{\sigma}_{ei} - \Delta \bar{\sigma}_e) + U_f$

(9)

Si se supone que el decremento de los esfuerzos totales y de la presión de poro ocurre instantaneamente, el decremento de esfuerzo intergranular,  $(-\Delta \bar{\sigma}_e)$ , es tomado en su totalidad, primero, por el amortiguador, sin cambio de volumen, desarrollándose en él un esfuerzo viscoso,  $-\bar{\sigma}_v = -\Delta \bar{\sigma}_e$  de donde

$$\sigma_{tf} = (\bar{\sigma}_{ei} - \bar{\sigma}_v) + U_f \quad (10)$$

A medida que el amortiguador se alarga, bajo el empuje de los resortes, el esfuerzo viscoso  $-\bar{\sigma}_v$ , va disminuyendo y convirtiéndose en una descarga para los resortes, acompañada de un aumento de volumen en el mecanismo. En este proceso hay un incremento en el volumen del agua que contiene el mecanismo, la cual debe ser suministrada desde el exterior, a través de la válvula v (proceso hidrodinámico). Cuando el proceso de expansión volumétrica ha terminado, el equilibrio final del sistema se expresa por:

$$\sigma_{tf} = \bar{\sigma}_{ef} + U_f \quad (9)$$

en la que el esfuerzo viscoso  $-\bar{\sigma}_v$ , ha desaparecido.

En este proceso a través del tiempo la disminución gradual del esfuerzo efectivo,  $\bar{\sigma}_e$ , lleva aparejada la pérdida de resistencia al corte de la arcilla. La magnitud de esta pérdida que se produce en el tiempo que dura la excavación no ha sido aún sistemáticamente evaluada, por lo que es deseable medirla con el cono eléctrico, inmediatamente después de excavar y también al terminar el colado de la losa del fondo.

La experiencia con la ejecución de excavaciones en arcillas del Valle de México indica que, cuando el factor de seguridad inicial contra falla general por cortante es mayor de 1.5, la pérdida de resistencia por expansión volumétrica ocurrida durante la excavación no pone en peligro el equilibrio del fondo. En cambio, el fenómeno se vuelve crítico -- cuando  $FS_1$  es de 1.25 o menor. Es en este caso cuando se justifica el empleo del bombeo electrosmótico, cuyo objetivo fundamental es evitar la expansión volumétrica, incrementando y manteniendo los esfuerzos efectivos, lo que impide la pérdida de resistencia y mantiene la estabilidad. En mediciones realizadas en la Estación Pantitlán se detectó aumento de resistencia al corte mayor de 20%, ganado durante el tiempo de tratamiento electrosmótico previo.

Dada la importancia del análisis de la estabilidad del fondo como criterio básico para definir en el proyecto -- los límites de aplicación de los varios métodos de abatimien-

to piezométrico, es conveniente medir, en experimentos futuros, la evolución de la pérdida de resistencia al corte del suelo, por expansión volumétrica durante la excavación, realizando pruebas in situ con el cono eléctrico, efectuadas a diferentes tiempos a través del proceso que da lugar a la variación de los esfuerzos efectivos.

#### 5.4 EFECTOS DEL BOMBEO PREVIO

La figura 5.6 muestra gráficamente la evolución de los esfuerzos verticales y de la presión de poro en la sección 12 + 811, donde se efectuó el bombeo por gravedad, previamente a la excavación durante un periodo de 9 a 11 días.

En la gráfica de las mediciones piezométricas, se observa que los días en que se realizaron las mediciones rara vez coinciden con la ocurrencia de eventos críticos del desarrollo de la prueba, como son: El inicio del bombeo, -- inicio de la excavación e inicio y terminación del colado de la losa del fondo. Este defasamiento entre mediciones y -- eventos críticos hace necesaria la interpolación gráfica al interpretar los resultados de la prueba, lo que introduce, -- inevitablemente, un cierto error cuantitativo; no obstante, -- la apreciación cuantitativa ayuda a comprender la correla- -- ción entre los fenómenos medidos. De esta manera se pueden hacer las siguientes consideraciones:

1. Durante el corto período transcurrido entre el inicio del bombeo y el inicio de la excavación, se observa un lógico abatimiento de la presión piezométrica, cuya magnitud es de unos 45 cm en el piezómetro a -19 m y de 100 cm en el de -10 m, lo que representa velocidades medias del abatimiento de 5 a 11 cm/día; velocidades que son congruentes con las medidas en otros experimentos realizados para comparar el bombeo por gravedad con bombeo electrosmótico.

Tomando como referencia una velocidad de 11 cm/día, se observa que se habrían requerido, en este caso, unos 45 días de bombeo por gravedad, previo al inicio de la excavación, si se hubiese tenido como objetivo abatir toda la presión piezométrica inicial medida en el piezómetro -10 m, mientras que el mismo efecto se habrían alcanzado en un período de 4 a 7 días con la aplicación de corriente eléctrica, dependiendo del gradiente eléctrico aplicado al suelo.

2. Las mediciones piezométricas realizadas en esta sección confirman el hecho ya conocido de la lentitud del bombeo por gravedad, como un método de abatimiento de la presión de poro en estratos de arcilla de baja permeabilidad. En cambio, no se logró medir la velocidad de abatimiento piezométrico en los estratos de arena, por el hecho desafortunado de que los piezómetros fueron localizados solamente en estratos de baja permeabilidad hidráulica. Habría sido deseable medir

este fenómeno, puesto que, la única justificación técnica para el uso del bombeo por gravedad es cuando éste se hace indispensable para evitar la falla por subpresión en las capas de arena subyacente al fondo de la excavación.

3. Las gráficas piezométricas de la figura 5.6 muestran, en línea de color café la distribución de presión de poro final,  $U_f$  medida en las arcillas, al finalizar la excavación. Esta distribución es muy semejante a la obtenida en el caso de la excavación sin bombeo previo que muestra la figura 5.4 y coincide también, razonablemente, con la gráfica de abatimiento final teórico, obtenida a partir del análisis del --flujo.

4. Se observa también en la gráfica en color azul - que el efecto del bombeo por gravedad, previo a la excavación es prácticamente despreciable, lo que confirma su inutilidad- para las condiciones de estragigrafía, resistencia al corte - y piezometría iniciales de este caso particular.

Se confirman mediante los resultados de la prueba --- que, de acuerdo con los criterios de análisis de la estabilidad de las excavaciones para el cajón del metro, contenidos - en el manual Geotécnico de COVITUR, es posible determinar de- antemano en que casos no es necesario el abatimiento previo - del nivel piezométrico, bastando solamente con el bombeo de - achique.

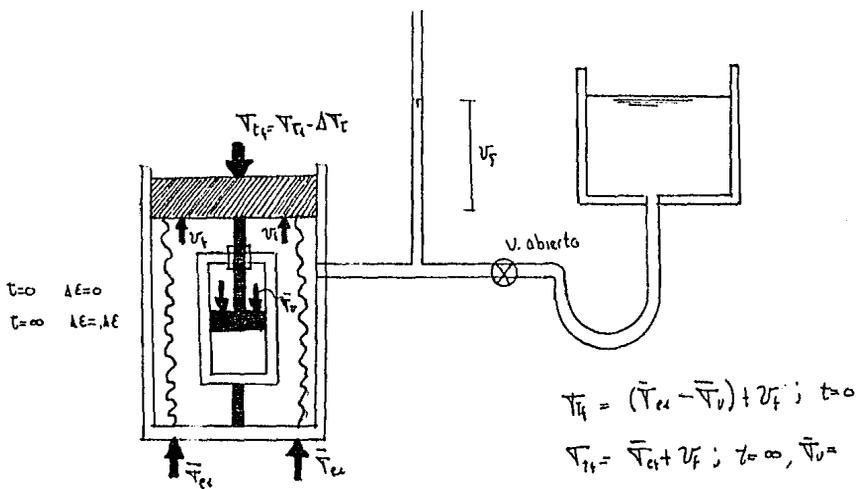
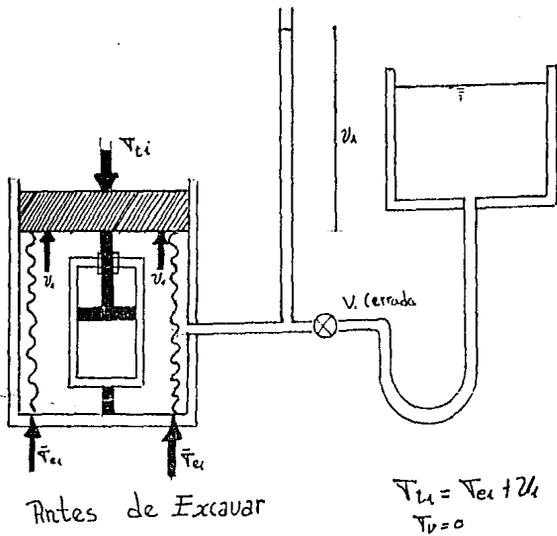


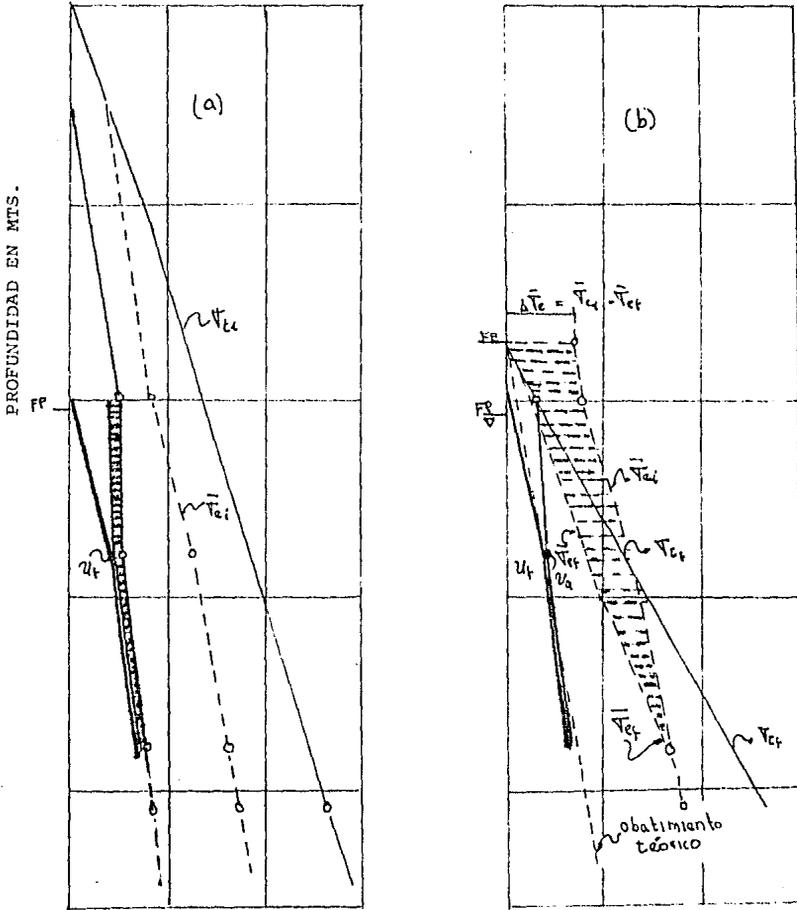
Fig 5.5

MECANISMO Visco-elasto-hidrodinámico  
que representa el comportamiento de una arilla coboidal

ESFUERZOS VERTICALES  
CON BOMBEO

ANTES DE EXCAVAR  
ESFUERZOS TON/m<sup>2</sup>

DESPUES DE EXCAVAR  
TON/m<sup>2</sup>



$\sigma_i$  ESFUERZO TOTAL INICIAL  
 $\sigma_{ei}$  ESFUERZO EFECTIVO INICIAL  
 $u_i$  PRESION DE PORO INICIAL

$\sigma_{tf}$  ESFUERZO TOTAL FINAL  
 $\sigma_{etf}$  ESFUERZO INTEGRANULAR FINAL  
 $u_f$  PRESION DE PORO FINAL

FIG. 5.6

## 5.5 ASENTAMIENTOS Y EXPANSIONES

Los asentamientos medidos en puntos superficiales -- ubicados en el exterior de la excavación indican que el bombeo previo indujo asentamientos mayores en 2 a 3 cm con respecto a los registrados en la sección 12 + 831 fué de 7 cm, - de los cuales 3 cm se desarrollaron durante el tiempo de bombeo y la excavación.

No se dispone de datos sobre mediciones de asentamientos y expansiones producidas al centro del área excavada antes y durante la construcción, ni de información experimental relativa a módulos de deformación elástica y deformación volumétrica, por lo cual no es posible intentar un análisis - de estos fenómenos que resultan de especial importancia en la decisión de la magnitud de la sobrecompensación tolerable en cada caso.

Dada la importancia que tiene la estimación de la -- magnitud de las expansiones en el área excavada, como criterio para definir los límites de la sobrecompensación permisible en cada lugar, a lo largo de una línea en proyecto, es -- recomendable incluir, en futuros tramos de prueba, mediciones de asentamientos y expansiones al centro del área excavada, - así como determinaciones de las propiedades de expansibilidad de los suelos afectados, con el fin de perfeccionar los métodos actuales de predicción.

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

CAPITULO VI  
CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados de mediciones efectuadas en el tramo experimental de la línea 6 del metro, en el que se comparó el comportamiento de la excavación para el cajón con muros tablestaca, realizando una zona con abatimiento previo mediante bombeo por gravedad y otra solamente con bombeo de achique desde el interior de la excavación se llega a las siguientes conclusiones.

1. El sitio donde se realizó la prueba se encuentra en la zona de transición abrupta del Cerro del tepeyac en la que la estratigrafía muestra algunas variaciones de un punto a otro, pero, se trata, en general, con suelos preconsolidados de alta resistencia al corte, en los que se manifiesta ya un efecto importante de la pérdida de presión hidrostática -- inicial a causa del bombeo profundo, efectuado a lo largo de más de 50 años, para la extracción de agua potable.

2. El análisis de la estabilidad del fondo realizado según las normas del Manual Geotécnico COVITUR permite concluir que en este sitio en particular, dada la alta resistencia al corte de los suelos que subyacen al fondo de la excavación y la baja presión de poro actual en las lentes de arena, no se requiere de bombeo Previo. Esta conclusión ha sido con

firmada por las observaciones en el tramo de prueba.

3. Las mediciones experimentales de la presión de - poro efectuada en el tramo de prueba confirman que la magnitud y la distribución de la presión de poro bajo el fondo de la excavación y fuera de ella, dependen, unicamente, de las - condiciones de flujo inducidas por el bombeo de achique y son independientes de la magnitud de la descarga total producida al excavar.

4. Casos en los que no se requiere bombeo

a).- En un sitio cuya información estratigráfica -- demuestre que la estabilidad general sea admisible y la presión debida al peso propio de la arcilla, que queda arriba de un posible estrato permeable sea mayor, por lo menos 1.2 veces la presión de poro en dicho estrato; se puede concluir -- que la excavación será estable, aún sin abatir la presión de poro en el estrato permeable.

b).- En un sitio en el que no se presenten lentes - de arena y se demuestre que la estabilidad del fondo y del -- talud frontal sean admisibles y la excavación se puede realizar sin bombeo.

## 5. Casos en los que se requiere abatimiento

a).- En un sitio en el que no se cumple la condición de estabilidad general y se podrán seguir dos caminos:

- 1) Modificar la geometría de la excavación y/o
- 2) abatir previamente las presiones piezométricas, - como una forma de evitar la pérdida de la resistencia de la arcilla por efecto de las expansiones que podrán ocurrir.

b).- En un sitio en el que se tiene un estrato (s) - permeable (s), que requiera del abatimiento de la presión de poro, para evitar la falla por subpresión.

ANEXO A  
EJEMPLOS DE APLICACION

En este anexo se presenta el análisis de dos casos para ilustrar el efecto de las condiciones estratigráficas en la decisión de aplicar el bombeo.

1. Geometría de la excavación. Corresponde a un cajón de doble vía con las siguientes características.

- Ancho  $B = 8$  m.
- Profundidad máxima de excavación  $H_c = 8$  m
- Profundidad probable del muro  $H_m = 10$  m
- Sobrecarga en la superficie  $p = 1.5$  t/m<sup>2</sup>

2. Estratigrafías de diseño. Se consideran las típicas de las zonas del Lago-Centro I y Lago Virgen.

3. Análisis

- 3.1 Caso en el Lago-Centro I

- a) FALIA GENERAL

La aplicación de las ecs(1) a (3) se resume en la tabla siguiente, que permite definir la longitud de avance máxi

ma permisible.

$H_m$ m	C t/m <sup>2</sup>	B m	L m	$\frac{H_m}{B}$	$\frac{B}{L}$	$N_c$	$FS_f$	Geometría de la excavación
10	3.4	8	8	1.25	1	8.0	2.0	Cuadrada
			$\infty$	1.25	0	6.7	1.6	Longitud infinita

Se concluye que la excavación tiene un factor de seguridad adecuado contra falla general, aún con avance ilimitado ( $L = \infty$ )

b) FALLA DEL FONDO POR SUBPRESION

Se revisa la falla por subpresión en el estrato de arena basáltica a 11 m. de profundidad, con presión hidráulica  $\gamma_m h_w = 8 \text{ t/m}^2$ , localizado por debajo de la pata del muro.

B m	L m	$\gamma_f^h BL$ ton	$\gamma_w^h h_w BL$	$\frac{Bh}{2f}$ m <sup>2</sup>	$\frac{Lh}{2p}$ m <sup>2</sup>	$FS_s$
8	8	230.4	512	24	8	0.8 < 1.3

Se concluye que se requiere abatir con bombeo previo o profundizar la pata del muro para intersectar el estrato arenoso; la altura piezométrica,  $h$ , en el estrato arenoso, para obtener el  $FS_s$  mínimo es:

$$FS_s = 1.3 = \frac{230.4 + 2(2.9)(24 + 8)}{64 h}$$

$$\therefore h = 5 \text{ m}$$

que corresponde a un abatimiento del nivel freático de 3 m.

#### c) CONCLUSION

En este caso, la excavación no presentará problemas de estabilidad general. Sin embargo, es necesario evitar la falla del fondo por supresión en el estrato de arena a 11 m; para ello, debe realizarse un análisis económico para elegir entre el sistema de bombeo o aumentar la longitud del muro mínimo.

### 3.2 Caso en el Lago Virgen

#### a) FALLA GENERAL

El análisis se resume en la tabla siguiente (fig. 6)

$H_m$ m	C t/m <sup>2</sup>	B m	L m	$\frac{H_m}{B}$	$\frac{B}{L}$	$N_c$	$FS_f$	Geometría de la excavación
10	1.6	8	8	1.25	1	8.0	1.1 < 1.5	Avance de 8 m
		4	4	2	1	9.0	1.2 < 1.5	Tableros de - 4 x 4 m
				(Valor máximo)				

Como el  $FS_f$  es muy reducido, es necesario aplicar abatimiento electrosmótico; el tiempo mínimo de bombeo previo para incrementar la resistencia  $c$  que asegure que  $FS_f = 1.5$ , se determinará en campo por medio de sondeos de cono eléctrico.

#### b) FALLA DEL FONDO POR SUBPRESION

A 14.7 m de profundidad se encuentra un estrato arenolimoso de mediana permeabilidad, con presión hidráulica  $\gamma_w h_w = 13.2 \text{ t/m}^2$ ; el análisis de falla por subpresión en ese estrato se resumen a continuación.

B	L	$\gamma h_{fBL}$	$\gamma_w h_w BL$	$\frac{Bh_f}{m^2}$	$\frac{Lh_p}{m^2}$	$FS_s$
8	8	471.7	844.8	53.6	37.6	0.9 < 1.3

El valor del  $FS_s$  permite concluir que debe recurrirse al abatimiento por bombeo; el abatimiento mínimo corresponde a la siguiente altura piezométrica  $h$ :

$$FS_s = 1.3 = \frac{471.7 + 2(1.6)(53.6 + 37.6)}{64 h}$$

$$\therefore h = 9.2 \text{ m}$$

asociada a un abatimiento de 4 m.

#### c) CONCLUSION

En este caso se aprovechará el sistema de bombeo - - electrosmótico para aumentar la resistencia del suelo y así - - evitar la falla general, así como para disminuir la subpresión en el estrato a 14.7 m.

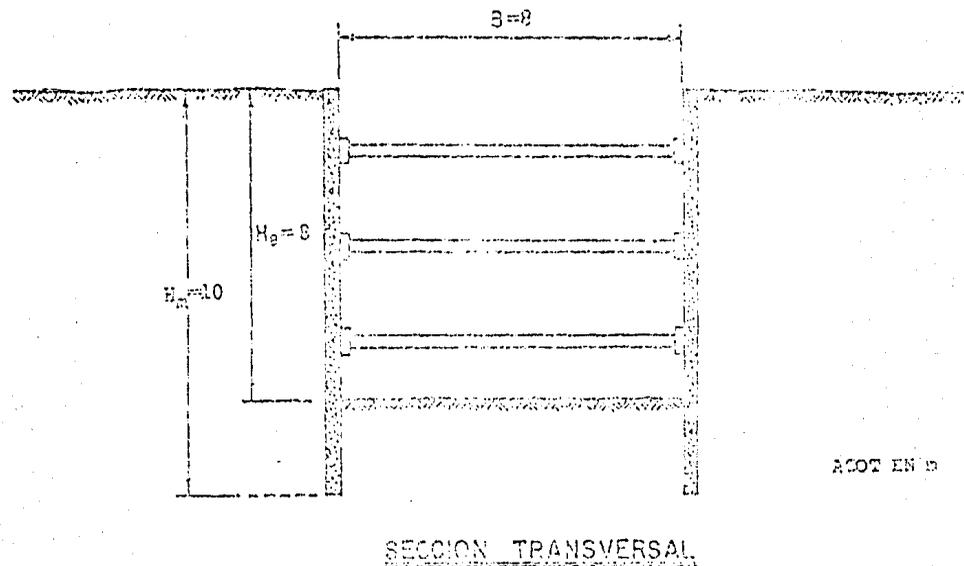
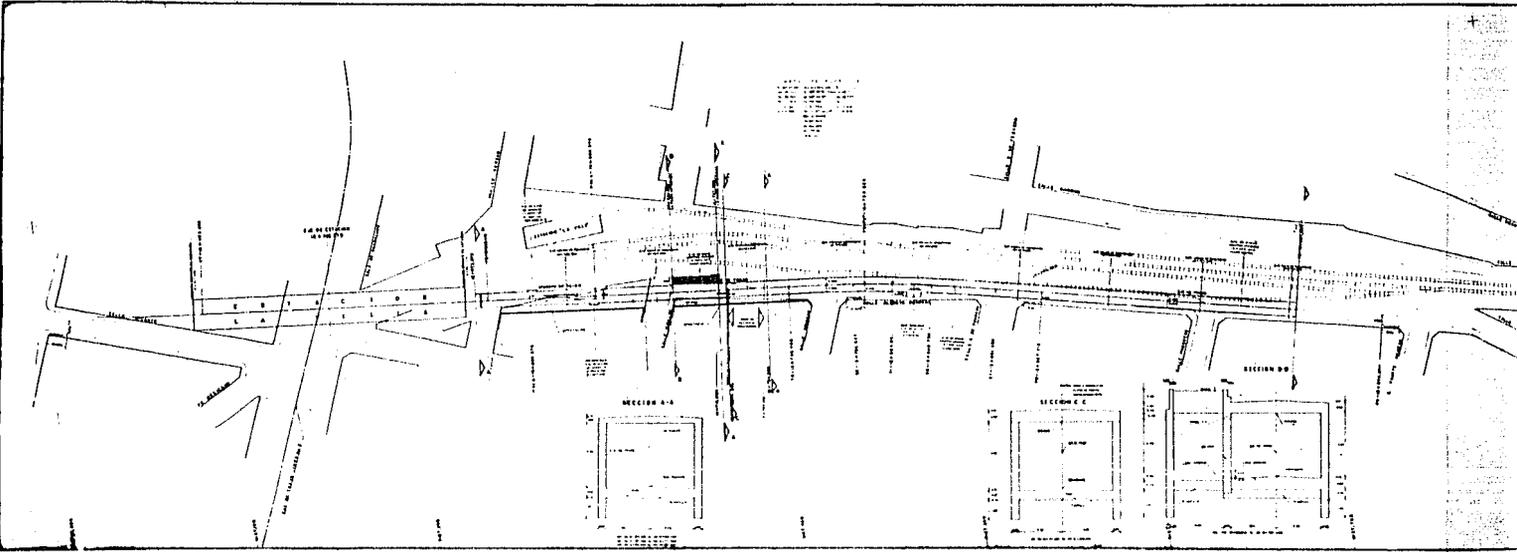
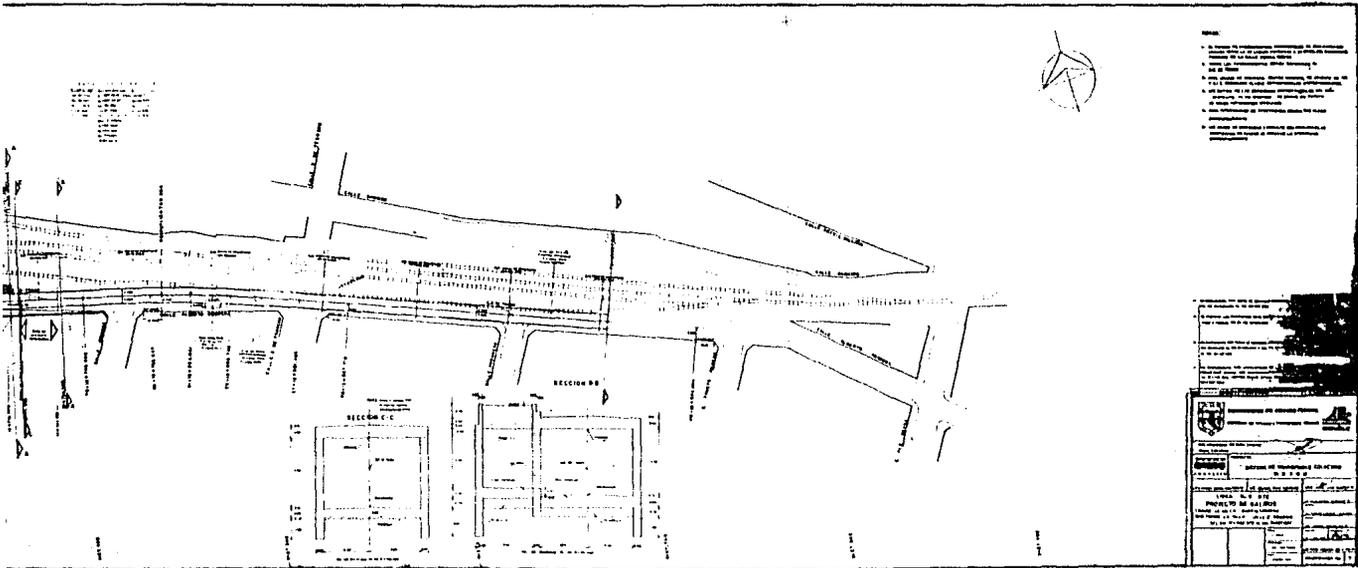


Fig 1 Características geométricas de la excavación.





## BIBLIOGRAFIA

- |   |             |      |
|---|-------------|------|
| Mecanica de Suelos Tomo I<br>Eulalio Juárez Badillo<br>Alfonso Rico Rodríguez                         | 2a. Edición | 1982 |
| Mecanica de Suelos Tomo II<br>Eulalio Juárez Badillo<br>Alfonso Rico Rodríguez                        | 2a. Edición | 1982 |
| Informe No. 503-10-85 Geosol, S.A.  |             | 1984 |
| Memorias Covitur 1972-82<br>Covitur DDF   |             |      |
| Manual Getécnico para Tipificación del Metro de la Cd.<br>de México.<br>Covitur DDF                   |             | 1985 |
| Especificaciones Generales ISTME<br>Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano, S.A.<br>ISTME |             | 1985 |